

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΤΟΜΕΑΣ ΥΔΑΤΙΚΩΝ ΠΟΡΩΝ ΚΑΙ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ



Διπλωματική εργασία: «ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΣΚΛΗΡΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ»

Φοιτητής: ΖΑΦΕΙΡΑΤΟΣ Γ. ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ Επιβλέποντες: ΠΑΠΑΝΙΚΟΛΑΟΥ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΨΥΧΑΡΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

AOHNA, 2018

Ευχαριστίες

Αυτή η διπλωματική εργασία αποτελεί πραγματοποίηση της επιθυμίας μου να ασχοληθώ με τα φράγματα και τη συμπεριφορά τους σε σεισμό. Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κύριο Αναπληρωτή Καθηγητή Παναγιώτη Παπανικολάου για την ανάθεση της εργασίας και την ευχάριστη και ουσιαστική συνεργασία που είχαμε σε όλη τη διάρκεια εκπόνησης της. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Καθηγητή Ιωάννη Ψυχάρη ο οποίος συμμετείχε στην επίβλεψη της εργασίας και μου παρείχε χρήσιμες πληροφορίες και συμβουλές όποτε αυτό ήταν απαραίτητο. Ένα μεγάλο ευχαριστώ αξίζει επίσης στον Υποψήφιο Διδάκτορα Ευάγγελο Αυγενάκη, ο οποίος με βοήθησε στην κατανόηση του λογισμικού που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις στην εργασία και ήταν πάντοτε πρόθυμος να βοηθήσει όποτε είχα κάποια απορία. Επιπλέον, θέλω να ευγαριστήσω τη σχολή μου που όλα αυτά τα χρόνια μου παρείχε πολλές θεωρητικές και πρακτικές γνώσεις και συνέβαλε στην εκπαίδευσή μου και στη διαμόρφωση πολλών απόψεων και ιδεών μου. Επίσης, ευχαριστώ τα μέλη του διδακτικού προσωπικού με τα οποία ήρθα σε επαφή και με βοήθησαν στην εργασία με προτάσεις και συμβουλές. Ακόμη, ευχαριστώ θερμά τους κοντινούς φίλους μου, τον καθέναν ξεχωριστά για την ψυχολογική και υλική υποστήριξη που μου παρείχαν και για ότι έχουμε περάσει μαζί όλα αυτά τα χρόνια. Τέλος, ευχαριστώ θερμά την οικογένειά μου, Γεράσιμο, Παρασκευή και Γρηγόρη, για όλα όσα μου έχουν προσφέρει και σε αυτούς αφιερώνω την εργασία μου.

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η δυναμική απόκριση των αξονοσυμμετρικών φραγμάτων κυλιδρούμενου σκληρού επιγώματος. Έγινε διερεύνηση των ιδιοτήτων των υλικών που χρησιμοποιούνται στο συγκεκριμένο τύπο φραγμάτων, έγινε καταγραφή των χρησιμοποιούμενων γεωμετρικών στοιγείων και των φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στο σγεδιασμό. Στη συνέγεια επιλύθηκε η εξίσωση κίνησης που διέπει τη συμπεριφορά του φράγματος. Έπειτα, καταγράφηκε η εξίσωση κίνησης του νερού και παρουσιάζονται μεθοδολογίες προκειμένου να ληφθεί υπόψη το φαινόμενο αλληλεπίδρασης νερού και φράγματος. Για την επίλυση του φαινομένου της αλληλεπίδρασης των δύο σωμάτων, έγινε προσομοίωση με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus. Έγιναν έλεγχοι των αναπτυσσόμενων τάσεων και μετατοπίσεων υπό την επίδραση των στατικών και των δυναμικών φορτίων, για διάφορες γεωμετρίες και ιδιότητες υλικών με βάση τις τιμές που καταγράφηκαν στο θεωρητικό μέρος. Ο σεισμός προσομοιώθηκε με επιταχυνσιογραφήματα που έγουν εμφανιστεί τόσο στον ελληνικό όσο και στο διεθνή γώρο. Το βασικό συμπέρασμα της εργασίας είναι ότι η χρήση αυτών των φραγμάτων πρέπει να γίνεται με ιδιαίτερη προσογή και μελέτη στα χρησιμοποιούμενα υλικά και στην εφαρμοζόμενη γεωμετρία λόγω εμφάνισης εφελκυστικών τάσεων σε διάφορα μέρη του σώματος του φράγματος. Τέλος, είναι σημαντικό να γίνεται εκτεταμένη διερεύνηση της σεισμικότητας και του εδάφους της περιογής όπου πρόκειται να τοποθετηθεί η κατασκευή.

Abstract

The objective of this diploma thesis is the dynamic behavior of filled symmetrical hardfill dams. An investigation on the properties of the materials used in this specific type of dam is proceeded and the properties of the geometry and the forces used for the design of these dams are recorded. Afterwards, the equation of movement for the behavior of the dam was solved. Subsequently, the equation of movement of water is written down and then methods for considering the dam – water interaction phenomenon is presented. For the solution of the phenomenon, simulations were made with the finite element analysis program Abaqus. Checks on the occurring stresses and displacements under the static and the dynamic forces took place, for several geometries and material properties that recorded in the theoretical part. The earthquake was simulated with accelerograms that have happened in Greece and in other regions. The main result of the thesis is that the selection of the material and the geometric properties used in the construction of these dams must be done cautiously because tensile stresses occurred in many places of the body of the dam. Finally, an extended investigation on the seismicity and the soil properties of the site of the construction is significant for the safe operation of the dam.

Δομή της εργασίας

Η εργασία αποτελείται από 9 κεφάλαια.

Στο 1° κεφάλαιο, γίνεται μία εισαγωγή στα φράγματα. Παρουσιάζονται οι διαφορετικοί τύποι φραγμάτων που έχουν κατασκευαστεί κατά το παρελθόν ενώ γίνεται μία πιο λεπτομερής αναφορά στα φράγματα βαρύτητας και την εξέλιξή τους.

Στο 2° κεφάλαιο, η εργασία επικεντρώνεται στην παρουσίαση των αξονοσυμμετρικών φραγμάτων κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος. Καταγράφονται τα υλικά, η γεωμετρία, τα φορτία, οι έλεγχοι και γενικότερα τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα που εμφανίζει αυτός ο σχετικά νέος τύπος φράγματος.

Το 3° κεφάλαιο ασχολείται με την επίλυση της εξίσωσης κίνησης κατά την εμφάνιση του σεισμού. Παρουσιάζονται μεθοδολογίες με τις οποίες μπορεί να λυθεί το πρόβλημα και προσεγγιστικές μέθοδοι που έχουν χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση για τη δυναμική συμπεριφορά των φραγμάτων.

Στο κεφάλαιο 4, παρουσιάζεται το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης νερού φράγματος κατά την εμφάνιση του σεισμού. Γίνεται αναφορά στις προσπάθειες που έχουν γίνει μέχρι τώρα. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι εξισώσεις που διέπουν την κίνηση του νερού και αναλύονται τόσο οι απλοποιητικές μέθοδοι όσο και μεθοδολογίες προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία, ώστε να ληφθεί υπόψη το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης στους υπολογισμούς.

Στο 5° κεφάλαιο, η εργασία παρουσιάζει το υπολογιστικό μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε, για τη δυναμική ανάλυση φράγματος ΑΚΣΕ. Παρουσιάζονται τα υλικά, η γεωμετρία, οι σεισμικές δονήσεις και οι διάφορες παράμετροι που επιλέχθηκαν, για την προσομοίωση τόσο του φράγματος, όσο και του νερού.

Στο κεφάλαιο 6, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των υπολογισμών του μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων για όλους τους τρόπους προσομοίωσης που προτάθηκαν.

Στο 7° κεφάλαιο, γίνεται παραμετρική ανάλυση της συμπεριφοράς του φράγματος, μεταβάλλοντας το μέτρο ελαστικότητας του υλικού, την κλίση των πρανών, τη σεισμική δόνηση και τη στάθμη νερού στον ταμιευτήρα.

Τέλος στο 8° κεφάλαιο, σχολιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και εξάγονται συμπεράσματα για τη συμπεριφορά των φραγμάτων ΑΚΣΕ υπό την επίδραση σεισμού. Τέλος γίνονται προτάσεις για τη μελέτη του συγκεκριμένου τύπου φραγμάτων και παραπομπές τόσο για τη μελλοντική έρευνα στα φράγματα ΑΚΣΕ όσο και για την προσομοίωση του φαινομένου αλληλεπίδρασης νερού φράγματος.

Στο 9° κεφάλαιο παρουσιάζονται η βιβλιογραφία και οι πηγές για την εκπόνηση της εργασίας.

Λίστα Συμβόλων

Εδώ παρουσιάζονται οι συμβολισμοί που χρησιμοποιούνται για τα διάφορα μεγέθη που εμφανίζονται στην εργασία. Σε περίπτωση που μέσα στο κείμενο κάποιο μέγεθος εκφράζεται με άλλο σύμβολο σε κάποια παράγραφο, ισχύει το σύμβολο που παρατίθεται σε αυτή μέχρι το τέλος εκείνης της παραγράφου.

α: πρώτος συντελεστής Rayleigh α1: πρώτος συντελεστής Newmark α: διάνυσμα επιτάχυνσης β: δεύτερος συντελεστής Rayleigh β1: δεύτερος συντελεστής Newmark γ: ειδικό βάρος υλικού γ1: τρίτος συντελεστής Newmark Γ_i: συντελεστής συμμετοχής ιδιομορφής i δ: συντελεστής τριβής ε: ανηγμένη παραμόρφωση κατά i εν: ογκομετρική παραμόρφωση ζ: συντελεστής απόσβεσης η: εξίσωση κίνησης κύματος θ: γωνία επιπέδου μέγιστης κύριας τάσης με άξονα τάσεων κ: ποσοστό προσπίπτοντος κύματος που ανακλάται λ: κλίση πρανών φράγματος μ: ιξώδες ν: λόγος Poisson ρ_i: πυκνότητα υλικού i σ: ολική ορθή τάση σ_i: ορθή τάση στον άξονα i σ_{ii}: διατμητική τάση με κατεύθυνση τον άξονα i και κάθετη στον άξονα j ΣΑ: συντελεστής ανατροπής ΣΟ: συντελεστής ολίσθησης τ: διατμητική τάση φ: γωνία τριβής υλικού φ_i: ιδιομορφή i ω: γωνία άξονα τάσεων με το κάθετο διάνυσμα στο εξεταζόμενο επίπεδο ω: ιδιοσυγνότητα ιδιομορφής i b: πλάτος b_i: i ρίζα της συνάρτησης Bessel Β: μέτρο συμπιεστότητας c: συνοχή c₀: συντελεστής γραμμικής σχέσης ταχύτητας διέγερσης και ταχύτητας μορίων του υλικού 2 c1: αυθαίρετη σταθερά 1 c2: αυθαίρετη σταθερά 2 [C]: μητρώο απόσβεσης e: εκκεντρότητα Ε: μέτρο ελαστικότητας

Εη: εκλυόμενη ενέργεια ρευστού στην αρχική του κατάσταση

Em: εκλυόμενη ενέργεια ρευστού σε ενδιάμεση κατάσταση

g: επιτάχυνση βαρύτητας

G: μέτρο διάτμησης

Η: ύψος νερού

Ηs: ύψος φράγματος

[Κ]: μητρώο στιβαρότητας

L: μήκος φράγματος

m: μάζα

Μι: γενικευμένη μάζα ιδιομορφής i

 M_i^* : δρώσα ιδιομορφική μάζα ιδιομορφής i

[Μ]: μητρώο μάζας

p: πίεση

Pd: υδροδυναμικές πιέσεις

Ps: πίεση φερτών

P(t): διεγείρον φορτίο τη χρονική στιγμή t

Pw: υδροστατική πίεση νερού ταμιευτήρα

 P_{w2} : υδροστατική πίεση νερού λεκάνης αποτόνωσης

 \vec{r} : διάνυσμα κατεύθυνσης του σεισμού

Q: κατακόρυφη δύναμη

 R_1 : λόγος ιδιοπεριόδου με νερό στον ταμιευτήρα προς ιδιοπερίοδο με άδειο ταμιευτήρα

 \mathbf{R}_2 : λόγος θεμελιώδους ιδιοπεριόδου προς την ιδιοπερίοδο με γεμάτο ταμιευτήρα

s: συντελεστής γραμμικής σχέσης ταχύτητας διέγερσης και ταχύτητας μορίων του υλικού 1

S: δράση σεισμού

 $S_{\alpha}(\zeta_i\,,\,\omega_i):$ φασματική επιτάχυνση για ιδιοσυχνότητ
α ω_i για συντελεστή απόσβεσης ζ_i t: χρόνος

Τι: ιδιοπερίοδος ιδιομορφής i

u: μετατόπιση κατασκευής

ü: ταχύτητα κατασκευής

ü: επιτάχυνση κατασκευής

üg: εδαφική επιτάχυνση

umax,j: μέγιστη μετατόπιση βαθμού ελευθερίας j

 $u_{max,j,i}$: μέγιστη μετατόπιση βαθμού ελευθερίας j κατά την ιδιομορφή i

U: άνωση

W: βάρος

V: όγκος

Vs: ταχύτητα διατμητικού κύματος

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περίληψη	i
Ευχαριστίες	ii
Δομή της εργασίας	iii
Λίστα συμβόλων	iv
Περιεχόμενα	V1
1. ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ	1
 1.1 Εισαγωγή 1.2 Τύποι φραγμάτων 1.3 Γενικά για τα φράγματα βαρύτητας 1.4 Εξέλιξη των φραγμάτων βαρύτητας 	1 1 4
 1.4.1 Φράγματα βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα 1.4.2 Η εξέλιξη προς τα φράγματα RCC 	6 7
2. ΑΞΟΝΟΣΥΜΜΕΤΡΙΚΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΚΥΛΙΝΔΡΟΥΜΕΝΟΥ ΣΚΛΗ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ	IPOY
 2.1 Γενικά. 2.2 Χρησιμοποιούμενα υλικά. 2.3 Ιδιότητες υλικού. 2.4 Δράσεις σε φράγματα σκληρού επιχώματος. 2.5 Στατική ανάλυση. 2.6 Δυναμική ανάλυση. 2.7 Κατασκευαστικά στοιχεία φραγμάτων ΑΚΣΕ. 2.8 Συγκριτική αποτίμηση φραγμάτων ΑΚΣΕ. 3. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ. 3.1 Επίλυση εξίσωσης κίνησης με τη μέθοδο των κεντρικών διαφορών. 3.3 Επίλυση της εξίσωσης κίνησης με τη μέθοδο των κεντρικών διαφορών. 	11 11 15 16 20 20 26 28 28 28 28 29 31
3.4 Απόσβεση3.5 Προσεγγιστικές λύσεις που εφαρμόζονται στα φράγματα	33 34
4. ΑΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΝΕΡΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ	37
4.1 Γενικά 4.2 Γενική έκφραση του προβλήματος 4.3 Τρόποι επίλυσης αλληλεπίδρασης φράγματος – νερού	37 38 38
 4.3.1 Κίνηση του ρευστού 4.3.2 Απλοποιητικές προτάσεις στη βιβλιογραφία 4.3.3 Εφαρμογή πεπερασμένων στοιχείων 4.3.4 Πεπερασμένα στοιχεία – Χρήση ακουστικού μέσου (acoustic medium 4.3.5 Πεπερασμένα στοιχεία – Χρήση ρευστού τύπου Euler (Eulerian part) 	38 40 44 n)45 t)49

5. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ NEPO – ΦΡΑΓΜΑ5	1
 5.1 Προσομοίωση φράγματος	1 2 3 5 8
5.5.1 Συνθήκες για όλα τα μοντέλα	8 9 0
5.6 Συνολικό μοντέλο	0 2
6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	5
6.1 Ιδιομορφική ανάλυση φράγματος6	5
6.1.1 Θεωρητική προσέγγιση65 6.1.2 Ιδιομορφική ανάλυση κατασκευής65	5 5
6.2 Τάσεις στο φράγμα60	6
6.2.1 Τάσεις λόγω βαρύτητας60 6.2.2 Τάσεις λόγω υδροστατικών πιέσεων	6 7 7
6.3 Μετατοπίσεις φράγματος73	3
7. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	5
7.1 Σεισμικές δονήσεις	5 7 8
8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	1
8.1 Συμπεράσματα και προτάσεις για το μέλλον	1 3
9. ВІВЛІОГРАФІА	4

1.ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ

1.1 Εισαγωγή ^{[02], [31]}

Το νερό είναι το σημαντικότερο αγαθό για την ανάπτυξη και συνέχεια της ζωής. Από τα αρχαία χρόνια, η πρόοδος των διάφορων πολιτισμών είχε συχνά άμεση σχέση με την εύκολη πρόσβαση σε αυτό. Οι άνθρωποι, αναζήτησαν τρόπους για τη συγκέντρωση του νερού, προκειμένου να μπορέσουν να το εκμεταλλευτούν με τον τρόπο που αυτοί επιθυμούν. Για το λόγο αυτό κατασκευάζουν φράγματα, τα οποία κατά κανόνα τοποθετούνται στην κοίτη ποταμών, δημιουργώντας τεχνητές λίμνες πίσω τους, δίνοντας τη δυνατότητα στον άνθρωπο, να διαχειρίζεται το νερό με τη χρονική σειρά που αυτός επιθυμεί.

Τα φράγματα, είναι μεγάλα έργα, τα οποία απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή λόγω της ιδιαιτερότητάς τους, ενώ υπάρχουν πολλοί παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά τη μελέτη, κατασκευή και λειτουργία τους. Η ποσότητα υλικών που απαιτείται και το έδαφος θεμελίωσης του φράγματος σε μια περιοχή, καθορίζουν σε μεγάλο βαθμό τον τύπο του φράγματος και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά που θα χρησιμοποιηθούν.

Οι όλο και μεγαλύτερες ανάγκες για νερό και ενέργεια, δημιουργούν την ανάγκη για όλο και μεγαλύτερα έργα και συχνά σε περιοχές όπου η δημιουργία φραγμάτων είναι δύσκολη λόγω των γεωλογικών χαρακτηριστικών της περιοχής. Ωστόσο, η πρόοδος της τεχνολογίας, κάνει τον άνθρωπο να πετυχαίνει συνεχώς καλύτερα αποτελέσματα στην αποθήκευση νερού και την παραγωγή υδροηλεκτρικής ενέργειας.

Ωστόσο, η δημιουργία τόσο μεγάλων έργων κρύβει πολλούς κινδύνους. Πιθανή αστοχία τέτοιου έργου, μπορεί να οδηγήσει σε απώλεια πολλών ανθρώπινων ζωών. Για το λόγο αυτό είναι απαραίτητη η πλήρης κατανόηση των δράσεων που ασκούνται σε ένα φράγμα και οι συνέπειες που μπορεί να προσκαλούν στις διάφορες τάσεις που αναπτύσσονται σε αυτό.

1.2. Τύποι φραγμάτων

Διαφορετικοί τύποι φραγμάτων έχουν κατασκευαστεί κατά καιρούς. Τα κύρια υλικά κατασκευής φραγμάτων είναι το σκυρόδεμα, το κατάλληλα διαβαθμισμένο εδαφικό υλικό, ενώ παλαιότερα κατασκευάζονταν φράγματα με λιθοδομή. Οι διάφοροι τύποι φραγμάτων διαφέρουν ως προς το χρησιμοποιούμενο υλικό κατασκευής καθώς και τη στατική τους λειτουργία.

<u>Τοξωτά φράγματα</u>

Τα τοξωτά φράγματα, κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και είναι καμπύλα σε κάτοψη και συχνά και σε τομή (καμπύλη σε δύο διαστάσεις), ώστε να σχηματίζεται τόξο για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων λόγω των υδροστατικών πιέσεων. Τα φορτία αυτά μεταφέρονται στη θεμελίωση και τα αντερείσματα ως αξονικές τάσεις. Αυτή η ιδιότητα των τοξοτών φραγμάτων δημιουργεί την αναγκαιότητα για ύπαρξη καλής ποιότητας βράχου στην τοποθεσία του φράγματος, ώστε να μπορούν τα φορτία να μεταφερθούν με ασφάλεια. Σημειώνεται ότι τα φράγματα αυτά κατασκευάζονται συνήθως σε απότομες και στενές κοιλάδες και θεωρούνται άκαμπτα.



Εικόνα 1.1 Φράγμα Ταυρωπού, Καρδίτσα – Τοξωτό (Πηγή: Ελληνική Επιτροπή Μεγάλων Φραγμάτων, Νοέμβριος 2013)

Φράγματα Βαρύτητας [02], [11]





Εικόνα 1.2 Φράγμα Άνω Μερά, Μύκονος – ΑΚΣΕ (Πηγή: Ζαχαρόπουλος Θεόδωρος, Διπλωματική Εργασία, 2014)

Εικόνα 1.3 Φράγμα Πλατανόβρυσης, Δράμα - RCC

Η λειτουργία των φραγμάτων βαρύτητας στηρίζεται αποκλειστικά στο ίδιο βάρος τους, με το οποίο αντισταθμίζονται οι υδροστατικές πιέσεις, η άνωση και οι σεισμικές δράσεις. Το χρησιμοποιούμενο υλικό είναι το συμβατικό δονούμενο σκυρόδεμα (conventional vibrated concrete - CVC), το ισχνό κυλινδρούμενο σκυρόδεμα (roller compacted concrete - RCC), ενώ ακόμη πιο πρόσφατα έχει χρησιμοποιηθεί μίγμα αδρανών με τσιμέντο σε διάφορες περιεκτικότητες (Hardfill) με το οποίο κατασκευάζονται τα αξονοσυμμετρικά φράγματα κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος - ΑΚΣΕ (filled symmetrical hardfill dams – FSHD). Τα καλά τεχνικά χαρακτηριστικά του υλικού, δίνουν τη δυνατότητα για κατασκευή σχεδόν κατακόρυφων παρειών στα δύο πρώτα, κυρίως στην ανάντη παρειά, μειώνοντας τον όγκο του φράγματος. Στον τρίτο τύπο επιτυγχάνονται μεγάλες κλίσεις πρανών της τάξης του 1:0.6 έως 1:0.9 (K:O).

Αντηριδωτά φράγματα [02]

Τα αντηριδωτά φράγματα, είναι μια εξέλιξη των φραγμάτων βαρύτητας από άοπλο σκυρόδεμα. Τα φράγματα αυτά, αποτελούνται ουσιαστικά από μία πλάκα σκυροδέματος, η οποία στηρίζεται σε αντηρίδες μεταβλητού πλάτους. Οι αντηρίδες παραλαμβάνουν τις υδροστατικές πιέσεις και τις μεταφέρουν στη θεμελίωση, η οποία πρέπει να αποτελείται από υλικό αρκετά υψηλής αντοχής. Με τη χρήση τέτοιων φραγμάτων, επιτυγχάνεται οικονομία στο σκυρόδεμα, η οποία ανέρχεται περίπου στο 80% σε σχέση με ένα συμβατικό φράγμα βαρύτητας στην ίδια θέση. Τα φράγματα αυτά είναι άκαμπτα.



Εικόνα 1.4 Φράγμα Λάδωνα, Αχαΐα – Αντηριδωτό (Πηγή: Ελληνική Επιτροπή Μεγάλων Φραγμάτων, Νοέμβριος 2013)

Χωμάτινα φράγματα^{[02], [11]}

Τα χωμάτινα φράγματα αποτελούνται από καλά διαβαθμισμένα και συμπυκνωμένα υλικά, έχουν τραπεζοειδή διατομή, ενώ στις περισσότερες περιπτώσεις περιέχουν αδιαπέρατο αργιλικό πυρήνα. Η κλίση των πρανών του φράγματος είναι γενικά ήπια, της τάξης του 1:2 έως 1:3 (K:O), ενώ του αργιλικού πυρήνα αρκετά απότομη, της τάξης του 4:1 (K:O). Ο συγκεκριμένος τύπος φράγματος χρησιμοποιείται σε μεγάλες κοιλάδες και δεν είναι υποχρεωτική η ύπαρξη σκληρού εδάφους για τη θεμελίωσή του και άρα τέτοια φράγματα μπορούν να θεμελιωθούν και σε χαλαρότερους σχηματισμούς.



Εικόνα 1.5 Τυπική διατομή χωμάτινου φράγματος (Πηγή: Ελληνική Επιτροπή Μεγάλων Φραγμάτων, Νοέμβριος 2013)

<u>Λιθόρριπτα φράγματα [02]</u>

Τα λιθόρριπτα φράγματα (rockfill dams) είναι παρόμοια με τα χωμάτινα. Πιο συγκεκριμένα, σε αυτού του τύπου τα φράγματα, τα κελύφη κατασκευάζονται από θραυστά υλικά μεγαλύτερης διαμέτρου από ότι στα χωμάτινα. Η στεγάνωσή τους επιτυγχάνεται είτε με αργιλικό πυρήνα, είτε με ανάντη πλάκα σκυροδέματος (Λ.Α.Π.Σ.). Ένα πλεονέκτημα των συγκεκριμένων φραγμάτων, σε σχέση με τα χωμάτινα, είναι ότι λόγω της καλύτερης αλληλεμπλοκής μεταξύ των λίθων, μπορεί να επιτευχθεί μεγαλύτερη συνάφεια του υλικού και να κατασκευαστούν πρανή με κλίσεις 1.3:1 έως 1.5:1 (Ο:Κ) για την ανάντη παρειά και 1.5:1 έως 2:1 (Ο:Κ) για την κατάντη παρειά, οδηγώντας έτσι στη μείωση του όγκου του φράγματος.



Εικόνα 1.6 Φράγμα Μεσοχώρας, Τρίκαλα – Λιθόρριπτο με ανάντη πλάκα σκυροδέματος

1.3 Γενικά για τα φράγματα βαρύτητας [01], [02]

Ως φράγμα βαρύτητας ορίζεται οποιαδήποτε μορφή φράγματος που διατηρεί την ευστάθειά του και παραλαμβάνει τα διάφορα φορτία με το ίδιο βάρος του. Στην κατηγορία αυτή ωστόσο, δεν εντάσσονται τα χωμάτινα φράγματα, καθώς το μεγάλο ίδιο βάρος τους δεν εξασφαλίζεται από το χρησιμοποιούμενο υλικό αλλά από το μεγάλο όγκο τους.

Φράγματα βαρύτητας έχουν παρατηρηθεί από τα αρχαία χρόνια με τη χρησιμοποίηση διαφόρων υλικών. Από τα τέλη όμως του 19^{ου} αιώνα, οπότε και εφευρέθηκε το τσιμέντο Portland, καθιερώθηκε η χρήση του συμβατικού σκυροδέματος στην τεχνολογία των φραγμάτων βαρύτητας. Η μεγάλη περιεκτικότητα του σκυροδέματος σε τσιμέντο, περίπου 250 kg/m³, εξασφαλίζει το αυξημένο βάρος της κατασκευής και συνεπώς την ευστάθειά της. Επίσης, η μικρή διαπερατότητα του σκυροδέματος, οδηγεί στη μη αναγκαιότητα για χρήση επιπλέον στεγάνωσης. Η απλή φιλοσοφία αυτών των κατασκευών τις καθιέρωσε για αιώνες, μέχρι περίπου το 1960, οπότε η εκμηχάνιση των χωματουργικών εργασιών και η καλλιέργεια περιβαλλοντικής συνείδησης ευνόησαν την ανάπτυξη της τεχνολογίας των γεωφραγμάτων. Ωστόσο, τα φράγματα βαρύτητας συνεχίζουν να χρησιμοποιούνται ευρύτατα στις κατασκευές, αφού εξελίσσονται διαρκώς, τόσο τα υλικά όσο και τα μηχανήματα κατασκευής τους.

και συγκεκριμένα με μείωση του τσιμέντου και ανάλογες προσαρμογές στην κοκκομετρία των αδρανών, προέκυψε το κυλινδρούμενο σκυρόδεμα (RCC). Το τελευταίο αποτελεί το βασικό δομικό υλικό φραγμάτων βαρύτητας στις ανεπτυγμένες χώρες και συνεχίζει να εξελίσσεται με επιμέρους παραλλαγές.

<u>Υλικά</u>

Με τον όρο συμβατικό σκυρόδεμα εννοείται το μίγμα αδρανών, νερού, ποζολάνων και τσιμέντου. Η περιεκτικότητα σε τσιμέντο, όπως προαναφέρθηκε είναι 250 kg/m³ σκυροδέματος, ενώ το σκληρυθέν μίγμα είναι ένα ομοιογενές υλικό με αυξημένο βάρος, με πυκνότητα 2400 kg/m³. ^[01]

<u>Γεωμετρία</u>

Λόγω των ιδιοτήτων του σκυροδέματος, είναι δυνατή η κατασκευή παρειών εκ των οποίων η κατάντη παρειά έχει κλίση μικρότερη από 0.67:1 (O:K), ενώ η ανάντη είναι συνήθως κατακόρυφη ή πολύ μικρής κλίσης, έως 0.1:1 (O:K).^[01]

<u>Φορτία</u>

Κατά το σχεδιασμό τα φορτία που λαμβάνονται υπόψιν είναι τα ίδια βάρη, η υδροστατική πίεση από τον ταμιευτήρα και τη λεκάνη αποτόνωσης ενέργειας, η άνωση στη διεπιφάνεια θεμελίωσης φράγματος αλλά και σε οριζόντιες επιφάνειες μέσα στο σώμα του φράγματος. Άλλη στατική φόρτιση που λαμβάνεται υπόψιν είναι η δύναμη που ασκείται από τις ωθήσεις γαιών λόγω συσσώρευσης φερτών στον πυθμένα.^[01]

Το σεισμικό φορτίο λαμβάνεται επίσης υπόψιν στο σχεδιασμό για διάφορες καταστάσεις λειτουργίας. Ανάλογα τη σπουδαιότητα του έργου και τις συνέπειες που μπορεί να υπάρξουν από πιθανή αστοχία, γίνεται όλο και πιο λεπτομερής ανάλυση. Για μικρά σε σπουδαιότητα έργα, αρκεί μία ψευδοστατική ανάλυση. Για μεγαλύτερα έργα, είναι αναγκαία η δυναμική ανάλυση και προσομοίωση της κατασκευής.^[01] Ακόμη, κατά τη διάρκεια του σεισμού, το νερό του ταμιευτήρα εκτελεί ταλαντώσεις και επομένως κάθε σημείο του κινείται ανάλογα με το βάθος στο οποίο βρίσκεται και φυσικά διαφορετικά από το έδαφος. Το φαινόμενο αυτό προκαλεί πρόσθετες πιέσεις που εκφράζονται με τον όρο υδροδυναμικές πιέσεις. Το μέγεθος και η σημαντικότητα αυτού του φορτίου, έχουν μελετηθεί από πολλούς επιστήμονες κατά το παρελθόν και θα αναλυθεί εκτενέστερα στη συνέχεια. ^{[11], [31]}

Επιπρόσθετα, επιπλέον φορτία που σχετίζονται με τις συνθήκες που επικρατούν στο περιβάλλον της κατασκευής και μπορούν να επηρεάσουν τη λειτουργικότητα του έργου, αλλά και την ευστάθεια του φράγματος, όπως είναι ο παγετός, ο άνεμος και οι θερμοκρασιακές μεταβολές, αλλά και η ανάπτυξη ατμοσφαιρικής πίεσης σε τμήματα της κατασκευής όπως ο υπερχειλιστής, μέσω των οποίων μπορεί να δημιουργηθούν προβλήματα όπως π.χ. σπηλαίωση, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό. Τέλος, στη μελέτη εξετάζονται σπάνιες φορτίσεις όπως η μέγιστη πιθανή πλημμύρα, που μπορεί να προκύψει στη διάρκεια ζωής του έργου.^[01]

Έλεγχοι^{[11], [39]}

Η επίδραση των φορτίων στην ευστάθεια του έργου εξετάζεται για διάφορους συνδυασμούς και καταστάσεις λειτουργίας. Τα κριτήρια με τα οποία ελέγχεται η ασφάλεια της κατασκευής

συνοψίζονται στην αντίσταση σε ολίσθηση, αντίσταση σε ανατροπή και στη μη υπέρβαση των μέγιστων τάσεων.

Πιο συγκεκριμένα, γίνεται έλεγχος της μέγιστης θλιπτικής τάσης και της μέγιστης εφελκυστικής τάσης, οι οποίες θα πρέπει να είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες τάσεις αντοχής σχεδιασμού. Επίσης, γίνεται έλεγχος των διατμητικών τάσεων, με τη χρήση του κριτηρίου Mohr-Coulomb. Ακόμη, γίνεται έλεγχος έναντι ολίσθησης, όπου οι δυνάμεις ευστάθειας πρέπει να είναι μεγαλύτερες από τις δυνάμεις ολίσθησης και έλεγχος ανατροπής, κατά τον οποίο οι ροπές ανατροπής πρέπει να είναι μικρότερες των ροπών ευστάθειας.

Σημαντικό είναι επίσης να πραγματοποιούνται έλεγχοι, τόσο για τον έλεγχο της διατμητικής αντοχής του ίδιου του εδάφους επί του οποίου εδράζεται το φράγμα, όσο και για την ευστάθεια των πρανών στην περιοχή της κατασκευής. Τέλος, για τη λειτουργικότητα αλλά και την ασφάλεια του έργου, είναι σημαντικό να γίνονται έλεγχοι και μελέτες στον ταμιευτήρα του έργου (βλέπε προβλήματα στη λειτουργία του φράγματος Βαλσαμιώτη και ατυχήματα φραγμάτων Vajont (1963) και Malpasset (1959) και άλλα).

Οι παραπάνω έλεγχοι θα παρουσιασθούν αναλυτικότερα στη συνέχεια.

1.4 Εξέλιξη των φραγμάτων βαρύτητας

Με το πέρασμα των χρόνων, παρατηρείται εξέλιξη των φραγμάτων βαρύτητας από λίθινα σε φράγματα από συμβατικό δονούμενο σκυρόδεμα (CVC) και μετέπειτα σε φράγματα από ισχνό κυλινδρούμενο σκυρόδεμα (roller compacted concrete - RCC) αλλά και παραπέρα σε αξονοσυμμετρικά φράγματα κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος (FSHD).

1.4.1 Φράγματα βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα

Από την αρχή της εφαρμογής τους, τα φράγματα βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα εμφάνισαν κάποια μειονεκτήματα, τόσο κατά τη διάρκεια κατασκευής τους όσο και κατά τη λειτουργία τους. Κάποια εξαλείφθηκαν, κάποια μετριάστηκαν, όμως κάποια συνέχισαν να αποτελούν πρόβλημα για το συγκεκριμένο τύπο φράγματος.

Το κυριότερο πρόβλημα που εμφάνιζαν φράγματα αυτού του τύπου, είναι η έκλυση θερμότητας από την ενυδάτωση του κονιάματος του τσιμέντου. Η θερμότητα αυτή εκλύεται τις πρώτες 4 έως 7 μέρες ανυψώνει πολύ τη θερμοκρασία στη μάζα του φράγματος, διαχέεται με αργούς ρυθμούς σε πολλούς μήνες και προκαλεί ανομοιόμορφη συστολή του σκυροδέματος. Για τα παραπάνω δύο προβλήματα, εφαρμόστηκαν αποτελεσματικές λύσεις κατά την κατασκευή του φράγματος Hoover στις ΗΠΑ (Νεβάδα – Αριζόνα) κατά την περίοδο 1931 – 1936, το οποίο είναι φράγμα βαρύτητας με τοξωτή διάταξη. Στο έργο αυτό, για την ψύξη του φράγματος είχε τοποθετηθεί εντός του σώματός του, δίκτυο αγωγών, εντός του οποίου διοχετεύονταν παγωμένο νερό με αντλίες, σε όλα τα μήκη και πλάτη της κατασκευής. Ακόμη, για την αποφυγή της ανομοιόμορφης συστολής, το φράγμα ανυψώθηκε κατά τμήματα μονολιθικών μπλοκ, προκειμένου οι συστολές να εμφανίζονται κατά τμήματα και να είναι ανεξάρτητες ανά μπλοκ, ώστε να μην υπάργουν εκτεταμένες ρηγματώσεις. Τα μπλοκ σκυροδέτησης φαίνονται στην εικόνα 1.7. Τα κενά που υπήρχαν μετά τη σκυροδέτηση και πήξη του σκυροδέματος, πληρούνταν με κατάλληλο τσιμεντένεμα, ώστε να επιτυγγάνεται η συνολική λειτουργία του έργου.^[32] Ωστόσο, οι παραπάνω διαδικασίες είναι αρκετά πολύπλοκες και χρονοβόρες. Η πρώτη, διότι η εφαρμογή των σωληνώσεων και των αντλιών είναι αρκετά δαπανηρή, ενώ στη δεύτερη, απαιτείται ξυλότυπος για τη σκυροδέτηση των μπλοκ, πράγμα το οποίο είναι κοστοβόρο, ενώ συγχρόνως, απαιτείται αναμονή ημερών για την πήξη και ψύξη του σκυροδέματος.^[02]



Εικόνα 1.7 Μπλοκ σκυροδέτησης κατά την κατασκευή του φράγματος Hoover

Επιπλέον, τα φράγματα βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα απαιτούν υψηλής ποιότητας βράχο για τη θεμελίωσή τους, αφού έχουν ελάχιστη έως και μηδενική αντοχή τις διαφορικές καθιζήσεις. Οι διαφορικές καθιζήσεις μπορεί να προκύψουν είτε από κάποιο σεισμό, είτε από το ίδιο βάρος της κατασκευής, είτε από άλλους φυσικούς παράγοντες. Το πρόβλημα αυτό, αντιμετωπίζεται επίσης με τη δόμηση σε μπλοκ, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με κλείδες, για να επιτευχθεί ενιαία συμπεριφορά.

Γενικά, το υψηλό κόστος των φραγμάτων από συμβατικό σκυρόδεμα, λόγω των προαναφερθέντων λύσεων που πρέπει να εφαρμοσθούν, λόγω του κόστους των υλικών αλλά και λόγω των αρκετών εργατοωρών που απαιτούνται, παραγκώνισαν το συγκεκριμένο τύπο φράγματος. Κατά τα μέσα του προηγούμενου αιώνα, άρχισαν να προτιμώνται τοξωτά ή αντηριδωτά φράγματα, προκειμένου να επιτυγχάνεται εξοικονόμηση υλικού. Παράλληλα, η εξέλιξη των χωματουργικών μηχανημάτων, η αφθονία εδαφικού υλικού και η ταχύτητα κατασκευής των γεωφραγμάτων, καθώς και η μη ιδιαίτερη απαίτηση ισχυρού εδάφους θεμελίωσης, ώθησαν τον κόσμο και προς αυτή την κατεύθυνση, οδηγώντας στην εγκατάλειψη της κατασκευής φραγμάτων βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα.^[02]

1.4.2 Η εξέλιξη προς τα φράγματα RCC $^{[02],\,[04],\,[23]}$

Λαμβάνοντας υπόψιν τις καλές μηχανικές ιδιότητες του σκυροδέματος, αλλά και τα πλεονεκτήματα των γεωφραγμάτων, τα οποία μπορούσαν να επιλύσουν κάποια από τα μειονεκτήματα των φραγμάτων από το παραπάνω υλικό, προέκυψε η ανάγκη δημιουργίας ενός νέου τύπου σκυροδέματος. Το υλικό αυτό, θα μπορούσε να έχει μηχανικά χαρακτηριστικά, εφάμιλλα με αυτά του σκυροδέματος, ενώ παράλληλα θα ήταν δυνατό να γίνει εφαρμογή του με χωματουργικά μηχανήματα. Έτσι, προέκυψε το κυλινδρούμενο σκυρόδεμα (roller compacted concrete) και μερικά χρόνια αργότερα το κυλινδρούμενο σκληρό επίχωμα (hardfill material).

Όσων αφορά το υλικό RCC, οι έλεγχοι που γίνονται καθώς και η αντιμετώπιση των προβλημάτων κατά το σχεδιασμό και την κατασκευή του έργου, είναι παρεμφερείς με αυτές του συμβατικού σκυροδέματος. Το πλεονέκτημα των κατασκευών από το συγκεκριμένο υλικό έγκειται στην αυξημένη ταχύτητα κατασκευής με τη χρησιμοποίηση χωματουργικών μηχανημάτων, έχοντας πρώτα τροποποιήσει τα υλικά ώστε να είναι εύκολα επεξεργάσιμα με τα μηχανήματα αυτά.

Η κύρια διαφορά με το συμβατικό σκυρόδεμα, είναι η μείωση της περιεκτικότητας του μείγματος σε τσιμέντο, περίπου 100 έως 150 kg/m³. Ακόμη, διαφορά υπάρχει και στην κοκκομετρική διαβάθμιση, τόσο ως προς τα όρια του μεγέθους των κόκκων, όσο και ως προς την ποιότητα και την αντοχή. Στο RCC, ο μέγιστος επιτρεπόμενος κόκκος είναι περίπου 50 mm σε αντίθεση με το συμβατικό σκυρόδεμα που είναι στα 31 mm. Τέλος, οι απαιτήσεις σε αντοχή σε θλίψη και σε τριβές είναι και αυτές μικρότερες. Με αυτόν τον τρόπο, επιτυγχάνεται ευκολότερη παραγωγή υλικού καθώς επίσης και μεγαλύτερη αφθονία υλικού, λόγω του εύρους των ορίων της ποιότητας.

Σε ότι έχει να κάνει με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής των φραγμάτων αυτών, σημειώνεται ότι η κλίση της κατάντη παρειάς, τοποθετείται μεταξύ των ορίων 1:1 και 0.6:1 (Ο:Κ). Στην ανάντη παρειά, η κλίση είναι από σχεδόν κατακόρυφη και μέχρι 0.2:1 (Ο:Κ). Το μείγμα του κυλινδρούμενου σκυροδέματος μετά την πήξη του παραμένει αδιαπέρατο ακόμη και σε δυσμενείς καιρικές συνθήκες. Για το λόγο αυτό, δεν απαιτείται κάποιος μανδύας μόνωσης. Σε ακραίες περιπτώσεις πάντως, αν χρειαστεί περαιτέρω στεγανοποίηση, τοποθετείται υλικό με μεγαλύτερη περιεκτικότητα σε κονίες.

Ένα σημαντικό πλεονέκτημα των φραγμάτων RCC σε σύγκριση με αυτά από συμβατικό σκυρόδεμα είναι όπως προαναφέρθηκε η ταχύτητα κατασκευής. Τα φράγματα από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα κατασκευάζονται σε στρώσεις των 30 cm και συμπυκνώνονται με δονητικούς οδοστρωτήρες. Ενδεικτικά, αναφέρεται πως για την κατασκευή ενός φράγματος 95 m και όγκου 500000 m³ απαιτούνται περίπου 14.5 μήνες, ενώ για ένα αντίστοιχο φράγμα CVC θα απαιτούνταν περίπου 36 μήνες. Παράλληλα, δεν απαιτείται τοποθέτηση ξυλοτύπων και οπλισμού, συμβάλλοντας στην οικονομία του έργου. Επιπλέον, τα φράγματα RCC μπορούν να διαστρωθούν σχεδόν παράλληλα με το έδαφος, χωρίς να απαιτούνται ιδιαίτερες εκσκαφές για τη διαμόρφωση του χώρου κατασκευής, σε αντίθεση με το συμβατικό σκυρόδεμα, όπου απαιτείται διαμόρφωση της θεμελίωσης και των αντερεισμάτων.



Εικόνα 1.8 Φάσεις ανύψωσης φραγμάτων CVC και RCC αντίστοιχα (Πηγή: Ζαχαρόπουλος Θεόδωρος, Διπλωματική Εργασία, 2014)

Συγκριτικά με τα γεωφράγματα, τα φράγματα RCC, παρουσιάζουν υψηλή αντίσταση έναντι διάβρωσης και σπηλαίωσης. Λόγω αυτού, είναι δυνατό να φέρουν τον υπερχειλιστή πάνω στη στέψη του φράγματος. Το γεγονός αυτό οδηγεί στην αποφυγή επιπλέον εκσκαφών και σκυροδεμάτων για την κατασκευή τους στα αντερείσματα, προσφέρει μεγαλύτερα διαθέσιμα μήκη υπερχειλιστή, ενώ είναι δυνατή η διαχείριση μεγαλύτερων πλημμυρών λόγω υπερχειλιστών μεγαλύτερης παροχετευτικότητας.

Παρά τα πλεονεκτήματα των συγκεκριμένων φραγμάτων, υπάρχουν κατά περίπτωση και κάποια μειονεκτήματα. Για παράδειγμα, ένα φράγμα από RCC μπορεί να είναι οικονομικά ασύμφορο σε περίπτωση όπου στην περιοχή του έργου δεν υπάρχει διαθεσιμότητα αδρανών υλικών. Άλλες περιπτώσεις όπου τα συγκεκριμένα φράγματα αντιμετωπίζουν δυσκολίες είναι η ύπαρξη εδάφους θεμελίωσης χαμηλής ποιότητας, καθώς επίσης και εδάφη όπου προβλέπονται εκτεταμένες διαφορικές καθιζήσεις. Τέλος, ένα ακόμη πρόβλημα των φραγμάτων RCC είναι η εμφάνιση εφελκυστικών τάσεων στην ανάντη παρειά κυρίως σε περίπτωση σεισμού. Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίζεται είτε με την τοποθέτηση ενισχύσεων στη συγκόλληση μεταξύ των στρώσεων, είτε με καλύτερη ποιότητα σκυροδέματος σε μικρό πλάτος ή προσθήκη ενισχυμένης ζώνης με τσιμεντένεμα στην ανάντη παρειά. Οι ενισχύσεις αυτές φαίνονται στην εικόνα 1.9.



Εικόνα 1.9 Τρόπος αντιμετώπισης εφελκυστικών τάσεων σε φράγματα RCC (Πηγή: Μουτάφης Ιωάννης, Σημειώσεις Μαθήματος Φράγματα 2017)

Συνοψίζοντας, τα παραπάνω αναφέρονται στα χαρακτηριστικά των φραγμάτων από ισχνό κυλινδρούμενο σκυρόδεμα και στα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα που παρουσιάζουν αυτά. Κατά το πέρασμα των χρόνων όμως, εμφανίστηκε η ανάγκη για ακόμη οικονομικότερες και ταχύτερα κατασκευάσιμες κατασκευές, που να αντιμετωπίζουν και μειονεκτήματα των RCC. Έτσι, ήρθαν στο προσκήνιο τα αξονοσυμμετρικά φράγματα κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος (Hardfill). Τα συγκεκριμένα φράγματα θα αναλυθούν παρακάτω.

2. ΑΞΟΝΟΣΥΜΜΕΤΡΙΚΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΚΥΛΙΝΔΡΟΥΜΕΝΟΥ ΣΚΛΗΡΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

2.1 Γενικά

Το σώμα ενός αξονοσυμμετρικού φράγματος κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος (ΑΚΣΕ) κατασκευάζεται από ένα μίγμα αδρανών, νερού και τσιμέντου σε κατάλληλες αναλογίες. Το στατικό σύστημα και τα φορτία για τα οποία γίνεται η μελέτη είναι παρόμοια με αυτά των φραγμάτων βαρύτητας. Η διαφορά των φραγμάτων αυτών, όπως και των RCC, από τα φράγματα βαρύτητας συμβατικού σκυροδέματος, είναι στην κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών, στις χρησιμοποιούμενες περιεκτικότητες υλικών και στις μεθόδους κατασκευής. Ακόμη, η διατομή των φραγμάτων ΑΚΣΕ είναι ισοσκελής τραπεζοειδής. Ο τρόπος μελέτης και ανάλυσης των κατασκευών αυτών, καθώς και τα διάφορα τεχνικά τους χαρακτηριστικά, θα συζητηθούν εκτενώς στο παρόν κεφάλαιο.

2.2 Χρησιμοποιούμενα Υλικά

Το υλικό που χρησιμοποιείται στα φράγματα ΑΚΣΕ, διαφέρει από έργο σε έργο, ανάλογα με τις απαιτήσεις αυτού, αλλά και τα διαθέσιμα υλικά της περιοχής. Πρόκειται στην ουσία για παραλλαγές στη σύνθεση του υλικού, με αυξομείωση της περιεκτικότητας σε τσιμέντο και της διαβάθμισης των αδρανών. Το υλικό που προκύπτει, είναι πρακτικά ένας τύπος σκυροδέματος, με ιδιότητες κοντά σε αυτές του RCC και ονομάζεται σκληρό επίχωμα.

Τα βασικά χαρακτηριστικά του σκληρού επιχώματος αναφέρονται παρακάτω.^[02] Το μείγμα αδρανών έχει μέγιστη διάσταση κόκκου της τάξης των 60 έως 75 mm, περιεκτικότητα σε νερό 130 έως 150 kg/m³ και σε τσιμέντο περίπου 50 έως 80 kg/m³, χωρίς να αποκλείεται να πάει και παραπάνω. Συχνά, χρησιμοποιείται ιπτάμενη τέφρα με ποζολανικές ιδιότητες, η οποία αναπτύσσει τις ιδιότητες του τσιμέντου σε μεγαλύτερη χρονική διάρκεια αλλά χωρίς την εκπομπή θερμότητας, σε ποσότητα τέτοια ώστε τα τσιμεντοειδή να μην ξεπερνούν τα 100 kg/m³. Τα αδρανή που χρησιμοποιούνται είναι συνήθως αυτά που είναι διαθέσιμα στην περιοχή του έργου. Συνήθως λοιπόν, χρησιμοποιούνται χαλίκια, επεξεργασμένος βράχος, θραυστά, αμμοχάλικα ή κορήματα. Λόγω των ιδιοτήτων του υλικού, οι παρειές του φράγματος μπορούν να έχουν κλίσεις 0.7:1 έως 0.8:1 (Ο:Κ).

2.3 Ιδιότητες Υλικού

Στα φράγματα ΑΚΣΕ, δεν υπάρχουν ιδιαίτερα μεγάλες απαιτήσεις για υψηλές θλιπτικές αντοχές και αυτός είναι ένας από τους λόγους που η περιεκτικότητα σε τσιμέντο δεν είναι υψηλή. Οι μηχανικές ιδιότητες του υλικού σκληρού επιχώματος πριν τη σκλήρυνσή του, είναι παρόμοιες με εκείνες του υλικού των γεωφραγμάτων. Μετά τη σκλήρυνση οι ιδιότητες είναι πολύ καλύτερες. Είναι λοιπόν εύλογο να πούμε ότι το υλικό σκληρό επίχωμα, έχει ιδιότητες των οποίων το εύρος είναι μεταξύ των ιδιοτήτων του γεωυλικού και του σκυροδέματος.

Πιο συγκεκριμένα, το προκύπτον υλικό είναι ελαστοπλαστικό, με χαμηλό μέτρο ελαστικότητας συγκριτικά με το σκυρόδεμα, μέτρια θλιπτική αντοχή ενώ είναι αρκετά προσαρμόσιμο σε εφελκυστικές παραμορφώσεις, κάνοντας τα φράγματα από αυτό το υλικό να μπορούν να παραμορφώνονται με κατάλληλο τρόπο ώστε να αποφεύγονται ρηγματώσεις από σχεδόν οποιαδήποτε μορφή φόρτισης, συμπεριλαμβανομένων και των θερμοκρασιακών μεταβολών.^{[33], [39]}

<u>Ειδικό Βάρος</u>

Το ειδικό βάρος του σκληρού επιχώματος εξαρτάται από τις περιεκτικότητες και τις αναλογίες των επιμέρους υλικών που χρησιμοποιούνται. Γενικά το ειδικό βάρος του σκληρού επιχώματος κυμαίνεται μεταξύ 21 και 23.5 KN/m³.^{[02], [03]}

Θλιπτική Αντοχή

Η θλιπτική αντοχή του σκληρού επιχώματος εξαρτάται από τις περιεκτικότητες και τις ιδιότητες των χρησιμοποιούμενων υλικών. Έτσι, είναι πολύ σημαντική η ποιότητα των αδρανών, δεδομένης της μικρής περιεκτικότητας σε τσιμέντο. Η ποιότητά τους, ελέγχεται με δοκιμές υγείας και δοκιμές Los Angeles. Επιπλέον, η κοκκομετρική διαβάθμιση επηρεάζει την ποσότητα τσιμέντου που απαιτείται στο μίγμα, προκειμένου να επιτευχθούν οι προδιαγεγραμμένες απαιτήσεις συμπύκνωσης, εργάσιμου και αντοχής.

Τελικά, σύμφωνα με μετρήσεις και δοκιμές που έχουν πραγματοποιηθεί σε δοκίμια από πραγματικά έργα, η θλιπτική αντοχή του υλικού αυτού είναι περίπου 4 MPa στις 28 ημέρες, ενώ μπορεί να αυξηθεί περίπου στα 6.5 MPa στις 90 ημέρες.^[02] Σε διάρκεια ενός χρόνου, μπορεί να φτάσει τα 7 έως 10 MPa.^[33]

Επισημαίνεται επίσης, ότι η αντοχή του υλικού σε θλίψη, παίζει σημαντικό ρόλο στην αντοχή του υλικού σε απόξεση και διάβρωση. Συγκεκριμένα, η αντοχή και η ποιότητα των αδρανών, η περιεκτικότητα του τσιμέντου αλλά και το μεγάλο ποσοστό χονδρόκοκκων αυξάνουν την αντοχή σε διάβρωση και απόξεση, ειδικά όταν οι επιφάνειες χαρακτηρίζονται λείες.

Γενικά, η τιμή που λαμβάνεται υπόψη στο σχεδιασμό είναι περίπου 3.5 έως 4 MPa.^{[01], [02]}

Ελαστικότητα (Μέτρο Ελαστικότητας – Λόγος Poisson – Μέτρο Διάτμησης)

Η συμπεριφορά του σκληρού επιχώματος είναι ελαστική, μέχρις ότου ξεπεραστεί το όριο θλιπτικής αντοχής, όπου από ελαστική η συμπεριφορά γίνεται ελαστοπλαστική. Από τριαξονικές δοκιμές που έχουν γίνει και παρουσιάζονται στο άρθρο των WU MengXi κ. ά (2011)^[39] αλλά και μονοαξονικές δοκιμές που παρουσιάζονται στο άρθρο των Yunfeng Peng και Yulin Yuan (2014)^[35] για ανακυκλιζόμενη φόρτιση, παρατηρείται ξεκάθαρο σημείο διαρροής, ενώ εάν αυτό δεν ξεπεραστεί, η συμπεριφορά είναι εντελώς ελαστική. Αυτή η συμπεριφορά, δίνει τη δυνατότητα στα φράγματα σκληρού επιχώματος, να μπορούν να παραλάβουν εύκολα παραμορφώσεις και να έχουν καλή συμπεριφορά απέναντι σε σεισμικά φορτία.

Το όριο των προδιαγραφών για το μέτρο ελαστικότητας ορίζεται στα 2 GPa, για την ελαστική περιοχή του υλικού ^[02]. Από τις δοκιμές μονοαξονικής φόρτισης που αναφέρονται παραπάνω, για υλικό με περιεκτικότητα σε τσιμέντο 80 kg/m³ προκύπτει μέτρο ελαστικότητας 1.5 GPa.^[35]



Εικόνα 2.1 Δοκιμές μονοαξονικής φόρτισης σε σκληρό επίχωμα (Πηγή: Peng Yunfeng and Yuan Yulin, 2014)

Ακόμη στη βιβλιογραφία, από μετρήσεις που έχουν γίνει στο σώμα του φράγματος, δίνονται τιμές από 400 MPa έως 1500 MPa.^[02] Είναι λοιπόν εμφανής η ευκαμψία του υλικού συγκριτικά με το συμβατικό σκυρόδεμα.

Όσων αφορά το λόγο του Poisson, αναφέρεται στη βιβλιογραφία πως λαμβάνει τιμές περίπου 0.17 έως 0.20. ^{[02], [03]}

Με βάση τα παραπάνω και λαμβάνοντας υπόψιν τη σχέση 2.1 που ισχύει για το μέτρο διάτμησης συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας και του λόγου Poisson, έχουμε για E = 2 GPa και v = 0.2, μέτρο διάτμησης G = 0.83 GPa. Η σχέση που αναφέρεται δίνεται παρακάτω.

$$G = \frac{E}{2*(1+\nu)}$$
(2.1)

Συνοψίζοντας, επισημαίνεται ότι το μέτρο ελαστικότητας επηρεάζεται από την περιεκτικότητα σε τσιμέντο, αλλά και από την κοκκομετρική διαβάθμιση και τη σύνθεση των αδρανών.

Διαπερατότητα

Τα φράγματα που είναι φτιαγμένα από σκληρό επίχωμα είναι υδατοπερατά. Προκειμένου λοιπόν να εξασφαλιστεί η στεγανότητα των συγκεκριμένων φραγμάτων, χρησιμοποιούνται τεχνικές που προέρχονται από τα λιθόρριπτα φράγματα. Συγκεκριμένα, τοποθετείται στεγανωτική πλάκα συμβατικού σκυροδέματος στην ανάντη παρειά, η οποία στηρίζεται σε πλίνθο που κατασκευάζεται στη βάση της παρειάς. Ακόμη, πρόσφατη τάση αποτελεί η μόνωση με τοποθέτηση συνθετικών μεμβρανών αντί της πλάκας από συμβατικό σκυρόδεμα. Αυτή η

λύση έχει τα εξής πλεονεκτήματα. Εξαλείφεται ο κίνδυνος πιθανών κακοτεχνιών στη σκυροδέτηση της πλάκας, δεν απαιτείται οπλισμός ενώ, ο χρόνος που απαιτείται για την κάλυψη της παρειάς είναι αρκετά μικρότερος. Σε κάθε περίπτωση πάντως, όποια και αν είναι η μέθοδος στεγανοποίησης, απαιτείται η κατασκευή αποστραγγιστικού δικτύου στο σώμα του φράγματος και στο στεγανωτικό μανδύα.^[02]

Ωστόσο, η διαπερατότητα του υλικού έχει δύο βασικά πλεονεκτήματα. Αφενός μεν επιτυγχάνεται φυσική αποστράγγιση του σώματος του φράγματος και αφετέρου αποφεύγεται η ανάπτυξη πίεσης πόρων στο εσωτερικό του φράγματος.^[02]

Γωνία τριβής και συνοχή

Η γωνία τριβής και η συνοχή του υλικού, μπορούν να προκύψουν από εργαστηριακές δοκιμές τριαξονικής φόρτισης. Στις δοκιμές αυτές, κρατάμε σταθερή την οριζόντια τάση σ₃ και αυξάνουμε την κατακόρυφη τάση σ₁, μέχρις ότου αστοχήσει το δοκίμιο. Κατασκευάζουμε τον κύκλο του Mohr με κέντρο (σ₁ + σ₃)/2 και με ακτίνα (σ₁ – σ₃)/2. Επαναλαμβάνουμε τη δοκιμή για διάφορες τιμές της τάσης σ₃, φροντίζοντας να μην ξεπερνάμε όμως το όριο διαρροής του υλικού. Στη συνέχεια φέρουμε την εφαπτόμενη στους κύκλους που δημιουργήσαμε. Η γωνία της εφαπτομένης με τον άξονα των σ είναι η γωνία τριβής, ενώ από την τιμή στην οποία τέμνει η εφαπτομένη τον άξονα των σ προκύπτει η συνοχή.

Οι τιμές της γωνίας τριβής και της συνοχής εξαρτώνται από τις περιεκτικότητες των χρησιμοποιούμενων υλικών. Από δοκιμές που έγιναν από τους WU MengXi κ.ά. (2011)^[39], βλέπουμε στην εικόνα 2.2 ότι η τιμή της συνοχής στις 28 ημέρες είναι c = 384.6 KPa. Η αντίστοιχη τιμή στις 7 ημέρες είναι 236.4 KPa. Η γωνία τριβής κυμαίνεται μεταξύ 37° και 40°.



Figure 4 Mohr circles of 28 d hardfill.

Εικόνα 2.2 Κύκλος του Mohr από δοκιμές τριαξονικής φόρτισης σε σκληρό επίχωμα (Πηγή: WU MengXi κ.ά., 2011)

Στη βιβλιογραφία, προτείνεται γωνία τριβής 40° ενώ για τη συνοχή προτείνεται τιμή σε σεισμό 1.16 Mpa και χωρίς σεισμό 0.94 Mpa.^[02]

(04 ελληνικά και 02 ξένα)

Αντοχή σε εφελκυσμό

Γενικά, δεν προβλέπονται προδιαγραφές για την αντοχή του υλικού αυτού σε εφελκυσμό. Ωστόσο, θεωρείται ως μέγιστη επιτρεπόμενη εφελκυστική τάση τιμή ίση με 0.3 Mpa.

<u>Αντοχή σε διάτμηση</u>

Η αντοχή σε διάτμηση μπορεί να δοθεί από το κριτήριο Mohr – Coulomb και εξαρτάται από την ορθή τάση που ασκείται, τη γωνία τριβής και τη συνοχή. Η σχέση Mohr – Coulomb είναι:

$$\tau = c + \sigma * tan\varphi \tag{2.2}$$

<u>Απόσβεση</u>

Η απόσβεση είναι μια σημαντική ιδιότητα των κατασκευών και επηρεάζει άμεσα τη δυναμική απόκριση των κατασκευών. Ο τρόπος υπολογισμού της για τις κατασκευές φραγμάτων από σκληρό επίχωμα είναι ανάλογος με όλων των υπολοίπων κατασκευών και θα συζητηθεί στο κεφάλαιο της δυναμικής ανάλυσης.

Σημειώνεται πάντως ότι λαμβάνεται γενικά συντελεστής απόσβεσης μεταξύ 5 και 20 % για χωμάτινα φράγματα.

2.4 Δράσεις σε φράγματα σκληρού επιχώματος

Οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψιν κατά το σχεδιασμό δε διαφέρουν από τις δράσεις που λαμβάνονται υπόψιν στα φράγματα βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα αλλά και στα φράγματα από κυλινδρούμενο συμβατικό σκυρόδεμα. Τα φορτία που αναπτύσσονται αναλύονται παρακάτω.

<u>Ίδιο βάρος έργου (W)</u>

Είναι η μεγαλύτερη κατακόρυφη δύναμη, η οποία οφείλεται στη μάζα του φράγματος. Με αυτή αντισταθμίζονται όλες οι δυνάμεις ολίσθησης και οι ροπές ανατροπής που υπάρχουν. Το βάρος του φράγματος ισούται με $W = \gamma * V$, όπου V είναι ο όγκος και γ το ειδικό βάρος του υλικού κατασκευής.

Υδροστατική πίεση νερού ταμιευτήρα (Pw)

Είναι το κυριότερο φορτίο που ασκείται στην ανάντη παρειά του φράγματος. Η πίεση αυτή ασκείται κάθετα στην επιφάνεια της παρειάς και για κεκλιμένες παρειές όπως στα φράγματα ΑΚΣΕ, μπορεί να αναλυθεί σε δύο συνιστώσες. Μάλιστα, έχει υπολογισθεί ότι για κλίση 0.7 : 1 (O:K), η ροπή από την οριζόντια δύναμη του νερού εξισορροπείται από τη ροπή που προκαλείται από το βάρος του νερού, ως προς τον άξονα του φράγματος. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται στην ουσία, ομοιόμορφη κατανομή των ορθών τάσεων στη βάση του φράγματος, ακόμη και για γεμάτο ταμιευτήρα. Γενικά, η υδροστατική πίεση έχει τριγωνική κατανομή και για μήκος βρεχόμενης επιφάνειας L₁, η πίεση σε βάθος L₁ είναι $Pw_H = \gamma_w * L_1$.

Υδροστατική πίεση νερού λεκάνης αποτόνωσης (Pw2)

Πρόκειται για την πίεση που προκαλείται από το νερό που αφήνεται να φύγει από το φράγμα για τη συνέχιση της ροής τους ποταμού και είναι για υδροστατική πίεση, για την οποία ισχύει ότι και παραπάνω. Η συνεισφορά της είναι μια μικρή αντίσταση σε ολίσθηση, η οποία μπορεί και να αγνοηθεί υπέρ της ασφαλείας. Επίσης, η συνεισφορά της απέναντι στις ροπές ανατροπής είναι αρκετά μικρή.

<u>Πίεση φερτών υλών (Ps)</u>

Αφορά στην οριζόντια πίεση που προκαλείται από τα φερτά που συσσωρεύονται στον πυθμένα του ταμιευτήρα. Υπολογίζεται με βάση τις αρχές της εδαφομηχανικής, με ίδιο βάρος περίπου 19 KN/m³ και γωνία τριβής φ = 25° έως 30°. Συνήθως είναι πολύ μικρή και αμελείται.

<u>Άνωση (U)</u>

Η δύναμη της άνωσης, οφείλεται στις πιέσεις του νερού που διηθείται κάτω από το φράγμα. Η κατανομή των πιέσεων σε περίπτωση απουσίας νερού κατάντη θεωρείται ότι είναι τριγωνική, ενώ στην αντίθετη περίπτωση είναι τραπεζοειδής. Στα φράγματα ΑΚΣΕ όμως, λόγω της διαπερατότητάς τους, η δύναμη άνωσης εκτονώνεται , με αποτέλεσμα τα φράγματα αυτά να μην κινδυνεύουν από το συγκεκριμένο φορτίο.

<u>Σεισμός (S)</u>

Η σεισμική φόρτιση οφείλεται στην αδράνεια της μάζας όταν έρθει ο σεισμός. Ως μια πρόχειρη προσέγγιση, μπορούμε να πούμε ότι η δύναμη αυτή ισούται με την επιτάχυνση του σεισμού επί τη μάζα του φράγματος. Για πιο λεπτομερή προσέγγιση, απαιτείται δυναμική ανάλυση της κατασκευής, συνήθως με κάποιο λογισμικό με βάση τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ή με αναλυτικές λύσεις που προβλέπονται στη βιβλιογραφία.

Υποστηρίζεται γενικά, ότι τα συγκεκριμένα φράγματα λόγω της γεωμετρίας τους, δεν εμφανίζουν εφελκυστικές τάσεις για σεισμούς μέχρι και 0.2g.

<u>Υδροδυναμικές πιέσεις (Pd)</u>

Η υδροδυναμική πίεση είναι πίεση που δημιουργείται από τις διαφορετικές μετακινήσεις του νερού και του φράγματος, όπως σημειώθηκε και στην παράγραφο 1.3. Οι πιέσεις αυτές είναι σχεδόν αμελητέες για κατασκευές με ήπιες κλίσεις πρανών, είναι όμως πολύ σημαντικές για κατασκευές με σχεδόν κατακόρυφη παρειά, αφού μπορούν να αυξήσουν το μέγεθος των κυρίων τάσεων έως και κατά 50%. ^{[02], [1]}

Εάν δεν εφαρμόζονται ακριβή μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων που προσομοιάζουν τόσο το φράγμα όσο και το νερό, ο συνήθης τρόπος για να ληφθούν υπόψη οι υδροδυναμικές πιέσεις είναι μέσω της ισοδύναμης ταλαντούμενης μάζας νερού. Σύμφωνα με τη μεθοδολογία αυτή προστίθεται μία κατανεμημένη μάζα στο φράγμα, που αντιστοιχεί στη μάζα του νερού που επηρεάζεται από το φράγμα και κινείται μαζί με αυτό. Έτσι λαμβάνεται αυτόματα υπόψη η επίδραση του νερού στα δυναμικά χαρακτηριστικά του φράγματος, ενώ η αύξηση που προκύπτει στα σεισμικά φορτία αντιστοιχεί στην υδροδυναμική πίεση. Για τον υπολογισμό της πρόσθετης μάζας συνήθως εφαρμόζονται η μέθοδος Westergaard (1933) ή η μέθοδος Chopra (1978).^[11]

Οι λύσεις που προτείνονται στη βιβλιογραφία, καθώς και εκτεταμένη ανάλυση του προβλήματος αλληλεπίδρασης νερού και φράγματος θα παρουσιασθούν σε επόμενα κεφάλαια.

2.5 Στατική ανάλυση

Κατά τη στατική ανάλυση του φορέα λαμβάνονται υπόψιν όλα τα δρώντα στατικά φορτία. Τα στατικά φορτία είναι το ίδιο βάρος, οι υδροστατικές πιέσεις, η άνωση και η δράση των φερτών. Για τα φορτία αυτά γίνονται έλεγχοι τόσο για το σύνολο του σώματος του φράγματος, όπου γίνονται έλεγχοι σε ολίσθηση και ανατροπή, όσο και για τοπικές αστοχίες που αφορούν

υπέρβαση των τάσεων αντοχής του υλικού ή περιπτώσεις εκτεταμένων παραμορφώσεων. Πρόσθετα, απαιτούνται έλεγχοι αντοχής του εδάφους θεμελίωσης καθώς και των πρανών της κοιλάδας.

Ο τρόπος με τον οποίο γίνονται αναλύσεις, εξαρτάται από τη σπουδαιότητα του έργου. Για μικρής κλίμακας έργα, εκτελούνται οι αναλύσεις που προβλέπονται από τους εκάστοτε κανονισμούς. Για σημαντικά έργα, εκτελούνται αναλυτικές λύσεις και αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία. Στις αναλύσεις αυτές, υπολογίζονται τα δρώντα φορτία και οι αντίστοιχες αντιστάσεις.

Έλεγχος ολίσθησης

Κατά τον έλεγχο ολίσθησης, οι δρώσες δυνάμεις ολίσθησης πρέπει να είναι μικρότερες από τις δρώσες δυνάμεις αντίστασης. Τα δρώντα φορτία είναι οι υδροστατικές πιέσεις και οι οριζόντιες πιέσεις/ωθήσεις φερτών υλών. Οι δυνάμεις αντίστασης είναι η δύναμη τριβής που ισούται με το ίδιο βάρος επί το συντελεστή τριβής φράγματος – εδάφους και η δύναμη που προκαλείται από τη συνοχή του υλικού του φράγματος επί την επιφάνεια της βάσης.

Συνοπτικά ο έλεγχος μπορεί να εκφραστεί μέσω του συντελεστή ολίσθησης ως:

Έλεγχος ανατροπής

Κατά τον έλεγχο ανατροπής γίνεται σύγκριση των ροπών που τείνουν να ανατρέψουν το φράγμα, με αυτές που το σταθεροποιούν. Οι ροπές ανατροπής προκαλούνται κυρίως από τις υδροστατικές πιέσεις. Οι ροπές αντίστασης, προκαλούνται από το ίδιο βάρος της κατασκευής, ενώ για φράγματα σκληρού επιχώματος, συνεισφέρει στις ροπές αυτές και η κατακόρυφη συνιστώσα του νερού που βρίσκεται στο ανάντη πρανές.

Συνοπτικά ο έλεγχος ανατροπής γράφεται:

$$\Sigma A = \frac{\delta \rho \dot{\omega} \sigma \varepsilon \varsigma \rho o \pi \dot{\varepsilon} \varsigma \alpha \nu \alpha \tau \rho o \pi \dot{\eta} \varsigma}{\delta \rho \dot{\omega} \sigma \varepsilon \varsigma \rho o \pi \dot{\varepsilon} \varsigma \alpha \nu \tau \dot{\omega} \sigma \tau \alpha \sigma \eta \varsigma}$$

Έλεγχος ορθών και διατμητικών τάσεων

Γενικά, σε επιμήκεις κατασκευές, μπορεί να θεωρηθεί ότι έχουμε κατάσταση επίπεδης παραμόρφωσης, κατά την οποία, οι συνιστώσες των τάσεων που είναι παράλληλες στον διαμήκη άξονα του φράγματος μπορούν να αμεληθούν. Αυτό ισχύει για τις ενδιάμεσες θέσεις σε ένα φράγμα. Κοντά στα πρανή της κοιλάδας, αυτή η θεώρηση δεν είναι αληθής και απαιτούνται πρόσθετες τρισδιάστατες αναλύσεις ή επιβολή συντελεστών ασφαλείας.

Ο υπολογισμός των ορθών και διατμητικών τάσεων, γίνεται με βάση τους κανόνες της εδαφομηχανικής. Όσων αφορά στις κατακόρυφες τάσεις, ισχύει ότι αν Q είναι η κατακόρυφη δύναμη που ασκείται σε ένα οριζόντιο επίπεδο με μοναδιαίο μήκος και πλάτος b, τότε η ορθή τάση στο επίπεδο αυτό είναι $\sigma = \frac{Q}{b}$. Αν η δύναμη αυτή ασκείται έκκεντρα τότε για εκκεντρότητα e είναι $\sigma = \frac{Q}{b} * (1 \mp 6 * \frac{e}{b})$ στα δύο άκρα.^[14] Από τον τύπο αυτό είναι φανερό ότι για $e = \frac{b}{6}$, στο ένα άκρο θα έχουμε τιμή ίση με το 0. Συνεπώς, αν δε θέλουμε εφελκυστικές τάσεις, η τιμή της εκκεντρότητας δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή αυτή. Αυτό συμβαίνει όταν

η δύναμη ασκείται στο μεσαίο τρίτο της συνολικής διατομής. Στα φράγματα, για κάθε υψόμετρο της κατασκευής, η κατακόρυφη δύναμη V προφανώς αλλάζει. Στα φράγματα βαρύτητας γενικά, το κατακόρυφο επίπεδο στο οποίο ανήκει το κέντρο βάρους της αποκοπτόμενης διατομής του φράγματος επίσης αλλάζει. Στα φράγματα ΑΚΣΕ όμως, λόγω της τραπεζοειδούς συμμετρικής διατομής, παραμένει σταθερό.

Εκκεντρότητα στα φράγματα ΑΚΣΕ μπορεί να δημιουργηθεί λόγω των ροπών που προκαλούνται από τις οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στο φράγμα. Η εκκεντρότητα που μπορεί να προκληθεί, ισούται με $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma Q}$ και για τις κατακόρυφες τάσεις ισχύουν τα παραπάνω.^[14]

Το κύριο αίτιο της ροπής αυτής είναι η δύναμη από τις υδροστατικές πιέσεις. Η ροπή αυτή ωστόσο, αντισταθμίζεται από την αντίθετη ροπή που προκαλείται, λόγω του βάρους του νερού που υπάρχει πάνω από το ανάντη πρανές. Αυτή είναι και η αιτία, για την οποία επιτυγχάνονται σχεδόν ομοιόμορφες και συμμετρικές τάσεις στη βάση των φραγμάτων ΑΚΣΕ.

Οι οριζόντιες τάσεις που υπάρχουν στο σώμα του φράγματος, ισούνται με την αντίστοιχη κατακόρυφη τάση, επί το συντελεστή ώθησης γαιών, ο οποίος εξαρτάται από τη γωνία τριβής του υλικού.

Οι διατμητικές τάσεις υπολογίζονται από τον κύκλο του Mohr και εξαρτώνται από τις ορθές τάσεις που ασκούνται στο εδαφικό στοιχείο.

Μέσω αυτών των υπολογισμών λοιπόν, μπορούμε να υπολογίσουμε τις τάσεις που ασκούνται κατά το κατακόρυφο και οριζόντιο επίπεδο του συστήματός μας, καθώς και τις διατμητικές που ασκούνται στα κάθετα σε αυτά επίπεδα. Οι μέγιστες τάσεις όμως που ασκούνται στο εδαφικό στοιχείο, είναι αυτές που δρουν κατά τους κύριους άξονες.

Πιο συγκεκριμένα, αν σ_z είναι η ορθή τάση στο κατακόρυφο επίπεδο, σ_x είναι η ορθή τάση στο οριζόντιο επίπεδο και σ_{xz} είναι η διατμητική τάση στο εδαφικό στοιχείο, τότε τα επίπεδα επί των οποίων ασκούνται οι κύριες τάσεις σχηματίζουν γωνία με τον άξονα των τάσεων ίση με θ, η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$\tan 2\theta = \frac{2\sigma_{xz}}{(\sigma_x - \sigma_z)} \tag{2.3}$$

An $\sigma_z > \sigma_x$ tóte θ h gwnia pou schmatizei to epipedo the solution of $\sigma_z > \sigma_x$ tóte θ h gwnia pou schmatizei to epipedo the solution of $\sigma_z > \sigma_x$ tóte θ h gwnia pou schmatizei to epipedo tando tando contractive contracti

Το μέγεθος των κύριων τάσεων μπορεί να προκύψει από τον κύκλο του Mohr. Ο κύκλος αυτός έχει ακτίνα ίση με τη μέγιστη ασκούμενη διατμητική τάση στο στοιχείο. Η τιμή αυτή είναι

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \sigma_{xz}^2}$$
(2.4)

και τελικά οι κύριες τάσεις θα ισούνται με



Εικόνα 2.3 Κύκλος του Mohr και σχέσεις μεταξύ των τάσεων (Προέλευση: Παπαδημητρίου Αχιλλέας, Διαφάνειες Μαθήματος Εδαφομηχανικής Ι, 2015)

Τέλος, αν μας ενδιαφέρουν οι τάσεις που ασκούνται σε ένα τυχαίο επίπεδο που σχηματίζει γωνία θ με τον οριζόντιο άξονα, τότε χρησιμοποιούμε τις σχέσεις:

$$\sigma = \sigma_x \cos\omega^2 + \sigma_z \sin\omega^2 + 2\sigma_{xz} \sin\omega \cos\omega \qquad (2.6)$$

$$\tau = (\sigma_x - \sigma_z) \sin\omega \cos\omega + \sigma_{xz} (\sin\omega^2 - \cos\omega^2)$$
(2.7)

όπου ω: η γωνία που σχηματίζει με τον άξονα των σ το κάθετο διάνυσμα στο επίπεδο που με ενδιαφέρει.

Σημειώνεται ότι, αν ω, $\theta > 0$ τότε για να βρούμε το επίπεδο που μας ενδιαφέρει, στρίβουμε αντιωρολογιακά από τον άξονα x προς το επίπεδο. Αν ω, $\theta < 0$ τότε για να σχηματίσουμε τη γωνία που μας ενδιαφέρει στρίβουμε ωρολογιακά από τον x προς το επίπεδο. ^{[06], [12], [15]}

Τελικά, για να γίνουν οι έλεγχοι των τάσεων, ελέγχουμε αν η μέγιστη θλιπτική ορθή τάση ξεπερνά για κάποιο στοιχείο την αντοχή του υλικού μας. Το αντίστοιχο κάνουμε και για τις εφελκυστικές τάσεις.

Όσων αφορά τον έλεγχο σε διάτμηση, χρησιμοποιείται το κριτήριο Mohr – Coulomb. Σύμφωνα με αυτό, η διατμητική αντοχή του εδαφικού στοιχείου, εξαρτάται από την ορθή τάση που ασκείται στο επίπεδο του στοιχείου αυτού. Η σχέση έχει δοθεί παραπάνω. Πάντως, οι έλεγχοι των κύριων τάσεων καλύπτουν και το συγκεκριμένο έλεγχο.

2.6 Δυναμική ανάλυση

Δυναμική ανάλυση εκτελείται, με στόχο την ανάλυση της συμπεριφοράς της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία και υπό τα φορτία των υδροδυναμικών πιέσεων. Οι έλεγχοι που γίνονται είναι ίδιοι με τους ελέγχους που αναφέρθηκαν παραπάνω για τη στατική ανάλυση.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις σε οποιαδήποτε κατασκευή. Οι αδρανειακές δυνάμεις εξαρτώνται από τη δυναμική της απόκριση. Το ίδιο λοιπόν ισχύει και στα φράγματα. Γενικά, για κάθε σημείο (x,y,z) το σεισμικό φορτίο ισούται με τη μάζα του επί την αντίστοιχη επιτάχυνση, η οποία εξαρτάται από τη θέση του σημείου κατά μήκος και καθ' ύψος. Η επιτάχυνση μπορεί να θεωρηθεί σταθερή και ίση με την εδαφική σε όλο το σώμα ενός φράγματος, μόνο σε πολύ δύσκαμπτα φράγματα βαρύτητας. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις απαιτείται δυναμική ανάλυση για τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων.

Ο τρόπος προσδιορισμού των φορτίων και της απόκρισης της κατασκευής κατά τη δυναμική ανάλυση παρουσιάζεται σε επόμενο κεφάλαιο.

2.7 Κατασκευαστικά Στοιχεία Φραγμάτων ΑΚΣΕ

Ενδιαφέρον κρίνεται να συζητηθούν τα διάφορα κατασκευαστικά στοιχεία των αξονοσυμμετρικών φραγμάτων κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος. Στις αρχές της δεκαετίας του '90 οι Londe και Lino (1992) στο άρθρο τους «A new concept for RCC» σήμαναν την έναρξη εφαρμογής των συγκεκριμένων φραγμάτων. Οι Stevens και Lingard (2002), με το άρθρο «The safest dam»^[33] έδωσαν περαιτέρω ώθηση στα συγκεκριμένα φράγματα.

Διατομή Φράγματος ΑΚΣΕ

Τα φράγματα ΑΚΣΕ έχουν συμμετρική τραπεζοειδή διατομή με κλίσεις πρανών τέτοιες ώστε να εξασφαλίζεται η καλή στατικότητα της κατασκευής και η ανακούφιση των τάσεων στη βάση.



Εικόνα 2.4 Τυπική διατομή φράγματος κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος (Πηγή: Μουτάφης Ιωάννης, Διαφάνειες Μαθήματος Φράγματα, 2017)

Οι κλίσεις των πρανών των φραγμάτων αυτών, είναι περίπου της τάξης του 0.7:1 έως 0.8:1 (Ο:Κ). Με τον τρόπο αυτό, επιτυγχάνεται η σχεδόν εξισορρόπηση της ροπής λόγω της πλευρικής ώθησης του νερού, από τη ροπή που προκαλείται από το βάρος του νερού.

Λόγω αυτής της διαμόρφωσης, δημιουργείται ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων στη βάση για οποιαδήποτε στάθμη νερού στον ταμιευτήρα. Επίσης, η εμφάνιση εφελκυστικών τάσεων κατά τις φάσεις λειτουργίας είναι απίθανη, ενώ είναι πιθανό να μην εμφανιστούν και κατά τη διάρκεια σεισμών. Για το λόγο αυτό, λέγεται ότι τα φράγματα ΑΚΣΕ έχουν πρακτικά μηδενική ευαισθησία σε σεισμικές καταπονήσεις και συνεπώς μπορούν να κατασκευαστούν σε περιοχές υψηλής σεισμικής δραστηριότητας.^{[02], [04], [33]}



Εικόνα 2.5 Θεωρητική κατανομή των κατακόρυφων τάσεων στο σώμα του φράγματος χωρίς και με νερό αντίστοιχα (Πηγή: Μουτάφης Ιωάννης, Διαφάνειες Μαθήματος Φράγματα, 2017)

<u>Υπερχειλιστής</u>

Ο υπερχειλιστής ίσως θεωρείται το σημαντικότερο έργο για την ομαλή λειτουργία του φράγματος. Αναλαμβάνει το ρόλο της ανάσχεσης των πλημμυρών αφού μέσω της αποθηκευτικότητας του ταμιευτήρα φέρνει τον περισσευούμενο όγκο νερού με ελεγχόμενη ροή και ασφάλεια στον πόδα του φράγματος, ενώ σε συνδυασμό με την λεκάνη ηρεμήσεως προστατεύει από την υδραυλική υποσκαφή του φράγματος ή διάβρωση της θεμελίωσης.^[02]

Οι Stevens και Linard (2002) αναφέρουν ότι οι υπερχειλιστές με θυροφράγματα, δεν είναι οι πλέον συμβατοί με το εγχείρημα του ιδανικού φράγματος, για το οποίο οι εκροές δεν θα πρέπει να ξεπερνάνε ποτέ τις εισροές. Έτσι, στο άρθρο αυτό, προτείνεται ένας ανοικτός υπερχειλιστής, ο οποίος για να μην έχει ιδιαίτερα υψηλό κόστος, θα πρέπει να βρίσκεται πάνω στη στέψη του φράγματος. Λόγω της συμμετρικής διατομής των φραγμάτων ΑΚΣΕ, αυτά μπορούν να φιλοξενήσουν έναν τέτοιο υπερχειλιστή, στην κατάντη παρειά τους.^[33]

Στα φράγματα ΑΚΣΕ λοιπόν, ο υπερχειλιστής ξεκινά πάνω από τη στέψη του φράγματος. Διαμορφώνεται σε βαθμίδες, οι οποίες έχουν ως αποτέλεσμα σημαντική αποτόνωση ενέργειας με αποτέλεσμα η λεκάνη ηρεμίας να μη χρειάζεται να είναι εκτεταμένου μήκους. Επιπλέον, εξοικονομείται χρόνος και χρήμα, αφού αποφεύγονται επιπλέον εκσκαφές και χρήση σκυροδέματος, σε αντίθεση με άλλους τύπους φραγμάτων, όπου ο υπερχειλιστής τοποθετείται συχνά στα αντερείσματα. Τέλος, δίνεται η δυνατότητα επιλογής μεγάλου πλάτους υπερχειλιστή, χωρίς περαιτέρω εκσκαφές, ενισχύοντας και την ασφάλεια της κατασκευής.^{[02],}



Εικόνα 2.6 Βαθμιδωτός υπερχειλιστής στο σώμα του φράγματος στο φράγμα Κόρη – Γεφύρι, Χίος – ΑΚΣΕ (Πηγή: Μουτάφης Ιωάννης, Διαφάνειες Μαθήματος Φράγματα, 2017)

<u>Διάστρωση – Συμπύκνωση - Ταχύτητα Κατασκευής</u>

Όσων αφορά στην παρασκευή του μείγματος, αυτή πραγματοποιείται σε συγκροτήματα παρασκευής, τροποποιημένα κατάλληλα για τα χαρακτηριστικά του σκληρού επιχώματος. Η εγκατάσταση πρέπει να έχει απόδοση 1.5 φορά μεγαλύτερη από την προβλεπόμενη και να μην είναι μικρότερη από 80 m³/h.

Η μεταφορά και η διάστρωση είναι διαδικασίες οι οποίες χρειάζονται πολύ καλό χρονικό προγραμματισμό λόγω των στενών περιθωρίων τους. Το μείγμα από την στιγμή της παρασκευής του πρέπει να διαστρώνεται μέσα σε 15 min για θερμοκρασία αέρα μεγαλύτερη των 20°C. Για τον λόγο αυτό είναι προτιμότερη η χρήση ταινιοδρόμων αντί των παραδοσιακών οχημάτων μεταφοράς. Λόγω όμως της πολυπλοκότητας της εγκατάστασης συνήθως χρησιμοποιούνται οχήματα με ανατρεπόμενο κάδο. Προκειμένου να αποφευχθεί ο διαχωρισμός των κόκκων, η αρχική εναπόθεση του εκάστοτε μεταφερόμενου δείγματος θα γίνεται σε σωρούς, το ύψος των οποίων δεν πρέπει να υπερβαίνει το 1.5 m.



Εικόνα 2.7 Διάστρωση υλικού σκληρού επιχώματος (Πηγή: Ζαχαρόπουλος Θεόδωρος, Διπλωματική Εργασία, 2014)

Πριν από την πρώτη στρώση του κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος, στην διεπιφάνεια φράγματος-θεμελίωσης θα πρέπει να πραγματοποιηθεί καθαρισμός των σαθρών πετρωμάτων και των χωμάτων. Επιπλέον από τον κανονισμό του ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-13-03-00:2009 θα πρέπει να διαστρωθεί εξισωτική στρώση από συμβατικό σκυρόδεμα κατηγορίας C8/10 ή C12/15. Τέλος, κάθε στρώση του υλικού, εκτός των θέσεων όπου αυτό θα περιορίζεται από τύπους ή προκατασκευασμένα στοιχεία, διαμορφώνεται με την προβλεπόμενη κλίση, μέσω της χρήσης των μηχανημάτων που έχει επιλέξει ο κατασκευαστής.

Η αρχική διάστρωση γίνεται με την βοήθεια ερπυστριοφόρων προωθητών. Η διάστρωση γίνεται κατά οριζόντιες στρώσεις κατάλληλου πάχους έτσι ώστε το συμπυκνωμένο υλικό να έχει πάχος 30 cm, με μέγιστη ανοχή ±5 cm. Σημαντικό είναι τα μηχανήματα διάστρωσης να μην κυκλοφορούν στην επιφάνεια του συμπυκνωθέντος υλικού ώστε να μην δημιουργήσουν διαταραχές και βλάβες. Πριν από την διάστρωση μίας νέας στρώσης καταβρέχεται ελαφρώς η προηγούμενη.^[02]

Για τη συμπύκνωση του μείγματος χρησιμοποιούνται αυτοκινούμενοι δονητικοί συμπυκνωτές, στατικού βάρους 7.5 τόνων τουλάχιστον, με διπλά λεία τύμπανα διαμέτρου 1.4m. Οι συμπυκνωτές διαθέτουν όργανο μέτρησης του αριθμού διαδρομών που εκτελούν. Ο αριθμός των διελεύσεων που απαιτούνται για την ικανοποιητική συμπύκνωση του υλικού προκύπτει από τις εργαστηριακές μελέτες με την τροποποιημένη δοκιμή Proctor, αλλά δεν είναι μικρότερος από 6 διελεύσεις. Η πρώτη διέλευση πραγματοποιείται με στατική λειτουργία του συμπυκνωτή, ενώ οι υπόλοιπες με δονητική, με την ταχύτητα του οχήματος να μην υπερβαίνει τα 2 km/h.

Η προκύπτουσα τελική επιφάνεια της κάθε στρώσης θα έχει ομοιόμορφη, ελαφρώς τραχεία υφή, χωρίς όμως χαλαρά χαλίκια, εγκοπές η προεξοχές. Η μάζα κάθε στρώσης πρέπει να είναι ομοιογενής, με τη μεγαλύτερη δυνατή πυκνότητα.^[02]

Με τα φράγματα ΑΚΣΕ, σημειώνεται επίσης μεγάλη αύξηση στην ταχύτητα κατασκευής. Στα φράγματα RCC, η κάθε στρώση έχει πάχος 30 cm μετά τη συμπύκνωση. Το σκληρό επίχωμα, επιτρέπει στρώσεις 40, 45 και ακόμη και 50 cm. Είναι δυνατό επίσης, να κατασκευάζονται 2 στρώσεις ανά ημέρα. Το γεγονός αυτό, κάνει εφικτό το να μπορεί να κατασκευαστεί φράγμα 50 m σε διάρκεια περίπου 60 ημερών. Οι ταχύτατοι ρυθμοί ανύψωσης, επιτρέπουν τον περιορισμό των παραδοχών σχεδιασμού συστήματος εκτροπής, ενώ υπάρχει δυνατότητα ακόμη και να καταργηθεί.^[04]

<u>Τρόποι στεγάνωσης</u>

Όπως εξηγήθηκε παραπάνω, τα φράγματα ΑΚΣΕ είναι διαπερατά. Για την αντιμετώπιση των αρνητικών συνεπειών αυτής της ιδιότητας, τοποθετείται είτε στεγανωτική πλάκα συμβατικού σκυροδέματος είτε συνθετικές μεμβράνες, στην ανάντη παρειά του φράγματος. Η τεχνολογία αυτή εφαρμόζεται και στα λιθόρριπτα φράγματα.

Όσων αφορά στη στεγάνωση με πλάκα σκροδέματος, αυτή είναι η συνηθέστερα χρησιμοποιούμενη μέθοδος. Η πλάκα αυτή δεν παραλαμβάνει ροπές και λειτουργεί σα μεμβράνη. Έτσι το σκυρόδεμα δε ρηγματώνεται. Πάντως, τοποθετούνται οπλισμοί διαστάσεων Φ20 ή Φ25. Ακόμη, το πάχος της πλάκας είναι μεταβλητό, έχει ελάχιστη τιμή 30 cm και συνήθως αυξάνει προς τη βάση. Κατασκευάζεται σε λωρίδες 8 έως 15 μέτρων, με τα φατνώματα όπου γίνεται η ένωση της ανάντη πλάκας με την πλίνθο να σκυροδετούνται πρώτα. Σημειώνεται επίσης, ότι πριν τη σκυροδέτηση, η ανάντη παρειά πρέπει να διαμορφωθεί κατάλληλα.^[02]

Σε κάθε περίπτωση πάντως, τοποθετούνται αποστραγγιστικές στοές στο σώμα του φράγματος.

<u>Θεμελίωση</u>

Λόγω της συμμετρικής τους διατομής τα φράγματα ΑΚΣΕ έχουν μειωμένο επίπεδο τάσεων στη θεμελίωση. Κατά συνέπεια δεν απαιτείται υψηλή αντοχή πετρώματος θεμελίωσης. Έτσι δίνεται δυνατότητα κατασκευής φραγμάτων σκληρού επιχώματος σε ένα ευρύτατο φάσμα πετρωμάτων.^[04]

<u>Πλίνθος</u>

Η σύνδεση της πλάκας με την θεμελίωση και η συνέχιση του στεγανού στοιχείου (πλάκα) με τη στεγανοποιημένη ζώνη της θεμελίωσης (ζώνη τσιμεντενέσεων) επιτυγχάνεται μέσω του

τεχνικού έργου της πλίνθου, η οποία κατασκευάζεται από συμβατικό οπλισμένο σκυρόδεμα και είναι αγκυρωμένη με ράβδους στο πέτρωμα της θεμελίωσης.



Εικόνα 2.8 Τυπική διατομή πλίνθου (Πηγή: Ζαχαρόπουλος Θεόδωρος, Διπλωματική Εργασία, 2014)

Η διαστασιολόγηση της πλίνθου εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την ποιότητα του εδάφους θεμελίωσης. Όσο μεγαλύτερη είναι η διαβρωσιμότητα του εδάφους, τόσο μικρότερη είναι η υδραυλική κλίση, η πυκνότητα δηλαδή του δικτύου ροής κάτω από την πλίνθο. Έτσι ελλοχεύει ο κίνδυνος υδραυλικής υποσκαφής, οπότε το πλάτος της πλίνθου αυξάνεται. Γενικά όσο πιο υγιές είναι το πέτρωμα τόσο μικρότερο πλάτος θα έχει η πλίνθος.

Η σύνδεση της πλίνθου με την πλάκα στεγάνωσης επιτυγχάνεται μέσω περιμετρικού αρμού, χωρίς όμως να έρχονται σε επαφή μεταξύ τους. Ανάμεσά τους μεσολαβεί διάκενο μεγέθους 2÷3cm. Ο περιμετρικός αρμός στεγανοποιείται με την τοποθέτηση στεγανοποιητικών ταινιών από χαλκό και πλαστικό, καθώς και άλλων υλικών.



Εικόνα 2.9 Πλίνθος φράγματος ΑΚΣΕ (Πηγή: Ζαχαρόπουλος Θεόδωρος, Διπλωματική Εργασία, 2014)

2.8 Συγκριτική αποτίμηση φραγμάτων ΑΚΣΕ^{[02], [03], [04], [05]}

Παραπάνω παρουσιάστηκαν διάφορα στοιχεία των χρησιμοποιούμενων τύπων φραγμάτων. Έπειτα έγινε ιδιαίτερη αναφορά σε ένα σχετικά νέο τύπο φραγμάτων, των λεγόμενων αξονοσυμμετρικών κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος. Παρουσιάζεται εδώ, μία σύγκριση αυτών των φραγμάτων, με τα φράγματα που είναι κατασκευασμένα με άλλους τρόπους.

Στα φράγματα ΑΚΣΕ:

- Λόγω του μεγάλου πλάτους τους στη βάση έχουν μειωμένα επίπεδα τάσεων. Αυτό τους επιτρέπει να είναι τα μόνα φράγματα βαρύτητας που μπορούν να κατασκευασθούν και σε εδάφη χαμηλής αντοχής.
- Η συμμετρική διατομή του φράγματος και οι κλίσεις των πρανών έχουν ως αποτέλεσμα τη μη ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων υπό στατικές συνθήκες, ενώ δεν αναπτύσσουν τέτοιες τάσεις σε πολλές περιπτώσεις σεισμικών καταπονήσεων.
- Η γεωμετρία του φράγματος επιτρέπει τη φιλοξενία του υπερχειλιστή πάνω στο σώμα του φράγματος. Η μορφή του υπερχειλιστή, ο οποίος είναι βαθμιδωτός, καταφέρνει σημαντική αποτόνωση ενέργειας, περιορίζοντας τις απαιτήσεις σε μήκος της λεκάνης ηρεμίας. Παράλληλα, δεν απαιτούνται εκσκαφές στα αντερείσματα, ενώ δίνεται δυνατότητα για μεγαλύτερες παροχετευτικότητες του υπερχειλιστή αφού μπορεί να χρησιμοποιηθεί το σύνολο του μήκους του φράγματος.
- Η χαμηλή περιεκτικότητα του υλικού σε τσιμέντο, οδηγεί στη μη ανάπτυξη μεγάλων θερμοκρασιακών μεταβολών και συστολοδιαστολών. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, τη μη δημιουργία εκτεταμένων ρωγματώσεων στο σώμα του φράγματος, σε αντίθεση με τα κλασσικά φράγματα από συμβατικό σκυρόδεμα.
- Οι απαιτήσεις αντοχής του υλικού δεν είναι ιδιαίτερα υψηλές διότι τα επίπεδα τάσεων λόγω του σχήματος της διατομής είναι μειωμένα, η ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων είναι σπάνια, αλλά και επειδή το σώμα του φράγματος επιδέχεται ρωγματώσεις χωρίς να υπάρχει πρόβλημα για το φράγμα
- Μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως αδρανή, αλλουβιακά υλικά με μεγάλο μέγεθος κόκκου ή θραυστό υλικό από μαλακό βράχο με ελάχιστη επεξεργασία διαχωρισμού, καθώς υπάρχει ευρεία αποδεκτή περιοχή για την κοκκομετρική καμπύλη.
- Το σκληρό επίχωμα είναι ακριβότερο από το υλικό των γεωφραγμάτων, αλλά φθηνότερο από αυτό των συμβατικών φραγμάτων βαρύτητας.
- Ο όγκος των φραγμάτων σκληρού επιχώματος, είναι μικρότερος από αυτό των χωμάτινων και μεγαλύτερος από των φραγμάτων συμβατικού σκυροδέματος.
- Ο τρόπος κατασκευής τους και οι ιδιότητες του υλικού, οδηγούν με κατάλληλη διαχείριση των διαθέσιμων πόρων σε ταχύτατους ρυθμούς κατασκευής. Ως εκ τούτου, είναι δυνατό να περιοριστούν οι παραδοχές σχεδιασμού του συστήματος εκτροπής, με δυνατότητα ακόμη και κατάργησής του.
- Οι χαμηλές εκπομπές θερμότητας, οι μικρές συστολοδιαστολές, το μεγάλο εύρος αποδεκτών υλικών για τα αδρανή, οι περιορισμοί των αναγκών σε συστήματα εκτροπής καθώς και σε επιπλέον τεχνικά έργα για τον υπερχειλιστή, έχουν ως αποτέλεσμα τη μη απαίτηση συστημάτων ψύξης, τη μη αναγκαιότητα για ξυλοτύπους και τη μη απαίτηση για μεταφορά μεγάλων ποσοτήτων υλικών και πραγματοποίηση εκσκαφών, κάνοντας τα φράγματα αυτά περισσότερο οικονομικά.

 Το υλικό του σκληρού επιχώματος είναι διαπερατό. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη φυσική αποστράγγιση του σώματος του φράγματος και την αποφυγή ανάπτυξης υπερπιέσεων. Από την άλλη μεριά όμως, απαιτούνται επιπλέον έργα στεγάνωσης του φράγματος. Χρησιμοποιείται πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος ή γεωσυνθετική μεμβράνη ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Παράλληλα, απαιτείται η κατασκευή πλίνθου, στη βάση της ανάντη παρειάς. Τα έργα αυτά, αυξάνουν το κόστος κατασκευής.

3. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, όπως προαναφέρθηκε, αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις σε οποιαδήποτε κατασκευή. Η κίνηση της κατασκευής και τα φορτία που θα ασκηθούν σε αυτή εξαρτώνται από τη δυναμική της απόκριση.

Η εξίσωση κίνησης για τη σεισμική ανάλυση μιας κατασκευής είναι:

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = -M\ddot{u}_g \tag{3.1}$$

όπου:

Μ: μητρώο μάζας κατασκευής
 C: μητρώο απόσβεσης
 Κ: μητρώο στιβαρότητας
 ü_g: επιτάχυνση σεισμού

Παρακάτω παρουσιάζονται οι τρόποι επίλυσης της εξίσωσης κίνησης και δίνονται θεωρητικοί τρόποι προσέγγισης των φραγμάτων από τη βιβλιογραφία.

3.1 Επίλυση εξίσωσης κίνησης με τη μέθοδο της φασματικής ανάλυσης [08], [10], [31]

Για την επίλυση της εξίσωσης κίνησης σε σύνθετα πολυβάθμια προβλήματα, χρησιμοποιείται η μέθοδος της φασματικής ανάλυσης, κατά την οποία, οι μετακινήσεις και τα υπόλοιπα μεγέθη του φράγματος, εκφράζονται σαν γραμμικός συνδυασμός των ιδιομορφών της κατασκευής.

Έτσι η δυναμική ανάλυση, απαιτεί να προηγηθεί ιδιομορφική ανάλυση, έτσι ώστε να προσδιορισθούν οι ιδιομορφές της κατασκευής.

Στη γενική περίπτωση και αμελώντας την απόσβεση, οι ιδιομορφές μιας κατασκευής, προκύπτουν από την επίλυση της εξίσωσης:

$$|[K] - [M]\omega_i^2| = 0 \tag{3.2}$$

Για τους n βαθμούς ελευθερίας, προκύπτουν αντίστοιχα n ιδιοσυχνότητες. Έπειτα, για κάθε ιδιοσυχνότητα ω_i λύνεται η εξίσωση:

$$([K] - [M]\omega_i^2)\{\varphi_i\} = 0$$
(3.3)

Από την εξίσωση 3.3 προκύπτει για κάθε ω_i, η {φ_i} ιδιομορφή.

Για την εύρεση των μετακινήσεων της κατασκευής πρέπει να προσδιορισθούν οι μετατοπίσεις για τις σημαντικές ιδιομορφές και έπειτα με συνδυασμό τους, να προκύψει η τελική μετακίνηση.

Για κάθε ιδιομορφή υπολογίζονται το ποσοστό συμμετοχής της (Γ_i), η μάζα της (L_i), η γενικευμένη μάζα της (M_i) και η δρώσα ή ενεργός ιδιομορφική μάζα της (M_i^*).

Αν λοιπόν \vec{r} το διάνυσμα της κατεύθυνσης του σεισμού, τότε τα παραπάνω μεγέθη είναι:

$$L_i = \{\varphi_i\}^T [M]\{r\}$$
(3.4)

$$M_i = \{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}$$
(3.5)

$$\Gamma_{i} = \frac{\{\varphi_{i}\}^{T}[M]\{r\}}{\{\varphi_{i}\}^{T}[M]\{\varphi_{i}\}} = \frac{L_{i}}{M_{i}}$$
(3.6)

28
$$M_i^* = \Gamma_i L_i \tag{3.7}$$

Αν λοιπόν S_α (ζ_i, ω_i) οι φασματικές επιταχύνσεις που αντιστοιχούν στην ιδιοσυχνότητα της κάθε ιδιομορφής με συντελεστή απόσβεσης ξ_i τότε οι μέγιστες μετατοπίσεις που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή είναι:

$$\{u_{i,max}\} = \{\varphi_i\} \frac{L_i}{M_i \omega_i} S_a(\xi_i, \omega_i)$$
(3.8)

Τελικά, για κάθε βαθμό ελευθερίας η μέγιστη μετατόπιση ισούται με το συνδυασμό με τη μέθοδο SRSS, των σημαντικότερων ιδιομορφών της κατασκευής. Έτσι έχουμε:

$$u_{max,j} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} u_{i,max,j}}$$
(3.9)

με $u_{i,max,j}$ η μέγιστη μετατόπιση του βαθμού ελευθερίας j για την ιδιομορφή i.

Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοστεί μόνο σε γραμμικά συστήματα με απόσβεση που κατανέμεται εξίσου σε όλα τα τμήματά του. Τα συστήματα των οποίων η απόσβεση κατανέμεται εξίσου σε όλα τα μέρη τους λέγεται πως έχουν τυπική απόσβεση. Αυτό αποτελεί και το βασικό μειονέκτημα της μεθόδου. Σε περιπτώσεις μη γραμμικών συστημάτων μπορούν να χρησιμοποιηθούν άλλες μέθοδοι που παρουσιάζονται στη συνέχεια.

3.2 Επίλυση της εξίσωσης κίνησης με τη μέθοδο των κεντρικών διαφορών $^{[08], [16], [22]}$

Η μέθοδος των κεντρικών διαφορών (Central difference method) βασίζεται σε μια προσέγγιση των παραγώγων της μετατόπισης μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων διαφορών. Οι τιμές της συνάρτησης u(t) στις χρονικές στιγμές u(t+Δt) και u(t-Δt) μπορούν να προσεγγισθούν με τη βοήθεια του τύπου του Taylor. Γράφουμε:

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \dot{u}(t) + \frac{1}{2} \Delta t^2 \ddot{u}(t) + \frac{1}{6} \Delta t^3 \ddot{u}(t) + \cdots$$
(3.10)

$$u(t - \Delta t) = u(t) - \Delta t \dot{u}(t) + \frac{1}{2} \Delta t^2 \ddot{u}(t) - \frac{1}{6} \Delta t^3 \ddot{u}(t) + \cdots$$
(3.11)

Αφαιρώντας κατά μέλη έχουμε:

$$u(t + \Delta t) - u(t - \Delta t) = 2\Delta t \dot{u}(t) + \frac{2}{6}\Delta t^{3} \ddot{u}(t) + \cdots$$
(3.12)

Όταν το Δt είναι μικρό, η σχέση 3.12 με παράλειψη των όρων που έχουν παράγοντες Δt^3 , Δt^5 ,... δίνει την παρακάτω σχέση προσέγγισης για την πρώτη παράγωγο τη χρονική στιγμή t:

$$\dot{u}(t) \approx \frac{u(t+\Delta t) - u(t-\Delta t)}{2\Delta t}$$
(3.13)

Αντίστοιχα, αθροίζοντας κατά μέλη και παραλείποντας τους όρους που έχουν παράγοντες Δt^4 , Δt^6 ,... έχουμε:

$$\ddot{u}(t) \approx \frac{u(t+\Delta t) - 2u(t) + u(t-\Delta t)}{\Delta t^2}$$
(3.14)

29

Αντικαθιστώντας τα παραπάνω στην εξίσωση κίνησης (σχέση 3.1) και γράφοντας το διεγείρον φορτίο P(t) έχουμε:

$$M\frac{u(t+\Delta t) - 2u(t) + u(t-\Delta t)}{\Delta t^2} + C\frac{u(t+\Delta t) - u(t-\Delta t)}{2\Delta t} + Ku = P(t) \quad (3.15)$$

Επιλύοντας τώρα ως προς u(t+ Δ t) έχουμε:

$$\left(\frac{M}{\Delta t^2} + \frac{C}{2\Delta t}\right)u(t + \Delta t) = P(t) - \left(K - \frac{2M}{\Delta t^2}\right)u(t) - \left(\frac{M}{\Delta t^2} - \frac{C}{2\Delta t}\right)u(t - \Delta t) \quad (3.16)$$

Θέτουμε:

$$K^* = \frac{M}{\Delta t^2} + \frac{C}{2\Delta t} \tag{3.17}$$

$$P^* = P(t) - \left(K - \frac{2M}{\Delta t^2}\right)u(t) - \left(\frac{M}{\Delta t^2} - \frac{C}{2\Delta t}\right)u(t - \Delta t)$$
(3.18)

και άρα η σχέση 3.18 γράφεται:

$$K^*u(t + \Delta t) = P^* \tag{3.19}$$

Τα μεγέθη K^* και P^* ονομάζονται αντίστοιχα ισοδύναμη ακαμψία και ισοδύναμο φορτίο. Η σχέση 3.19 επιτρέπει τον προσδιορισμό της λύσης u(t+ Δ t) τη χρονική στιγμή t+ Δ t όταν αυτή είναι γνωστή τις χρονικές στιγμές t, t- Δ t. Επομένως, αφού η διαδικασία ξεκινά τη χρονική στιγμή t=0, απαιτείται η γνώση των λύσεων u(0) και u(- Δ t). Το u(0) είναι γνωστό από τις αρχικές συνθήκες, ενώ το u(- Δ t) μπορεί να προσεγγισθεί από τη σχέση 3.11 για t=0, με παράλειψη των όρων τάξεως μεγαλύτερης της τρίτης και άρα είναι:

$$u(-\Delta t) \approx u(0) - \Delta t \dot{u}(0) + \frac{1}{2} \Delta t^2 \ddot{u}(0)$$
 (3.20)

ενώ το $\ddot{u}(0)$ προκύπτει από την εξίσωση κίνησης και ισούται με:

$$\ddot{u}(0) = \frac{P(0) - C\dot{u}(0) - Ku(0)}{M}$$
(3.21)

Εξετάζοντας την ευστάθεια της λύσεως, βρίσκουμε το βήμα Δt πρέπει να είναι μικρότερο μιας κρίσιμης τιμής για να είναι η λύση ευσταθής, άρα πρέπει να ισχύει:

$$\Delta t \le \Delta t_{\kappa\rho} = \frac{T\sqrt{1-\xi^2}}{\pi} \tag{3.22}$$

όπου Τ είναι η ιδιοπερίοδος του συστήματος. Επειδή η Τ είναι συνήθως μικρός αριθμός, απαιτείται μεγάλος αριθμός βημάτων για την εύρεση της λύσης. Αυτό αποτελεί ένα βασικό μειονέκτημα της μεθόδου. Σημειώνεται πως τέτοιες μέθοδοι καλούνται μέθοδοι ρητού βήματος (explicit methods) και χαρακτηριστικό τους είναι ότι δε βασίζονται σε στοιχεία για την επόμενη χρονική στιγμή.

3.3 Επίλυση της εξίσωσης κίνησης με τη μέθοδο της μέσης επιταχύνσεως $^{[08], [16], [22]}$

Η μέθοδος της μέσης επιταχύνσεως είναι μια ειδική περίπτωση της μεθόδου αριθμητικής ολοκλήρωσης του Newmark.

Σύμφωνα με τη μέθοδο Newmark, η μετατόπιση και η ταχύτητα σε μία χρονική στιγμή t + Δt , μπορούν να εκφραστούν με τη βοήθεια των συντελεστών β₁, γ₁ ως γραμμικός συνδυασμός της ταχύτητας, της μετατόπισης και της επιτάχυνσης τη χρονική στιγμή t και της επιτάχυνσης τη χρονική στιγμή t + Δt .

Έχουμε λοιπόν:

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \dot{u}(t) + \Delta t^2 \left(\left(\frac{1}{2} - \beta_1\right) \ddot{u}(t) + \beta_1 \ddot{u}(t + \Delta t) \right)$$
(3.23)

$$\dot{u}(t+\Delta t) = \dot{u}(t) + \Delta t \left((1-\gamma_1) \ddot{u}(t) + \gamma_1 \ddot{u}(t+\Delta t) \right)$$
(3.24)

Όπου $\beta_1 = \frac{1}{4}(1-\alpha_1)^2$, $\gamma_1 = \frac{1}{2} - \alpha_1 \mu \varepsilon - \frac{1}{2} \le \alpha_1 \le 0$.

Οι παράμετροι β και γ επηρεάζουν τον τρόπο που μεταβάλλεται η επιτάχυνση σε ένα χρονικό υποδιάστημα Δt και καθορίζουν τη σταθερότητα και την ακρίβεια της αριθμητικής ολοκλήρωσης.^[08]

Χαρακτηριστικές τιμές της μεθόδου είναι αυτές που προκύπτουν για $a_1 = 0$, δηλαδή $\beta_1 = \frac{1}{4}$ και $\gamma_1 = \frac{1}{2}$. Για τις τιμές αυτές προκύπτει η μέθοδος της μέσης επιτάχυνσης (average acceleration method). Στην περίπτωση αυτή, μεταξύ δύο χρονικών στιγμών t και t+Δt θεωρούμε ότι η επιτάχυνση παραμένει σταθερή και ίση με τη μέση επιτάχυνση των δύο χρονικών στιγμών. Οπότε μπορούμε να γράψουμε για το μεσοδιάστημα:

$$\ddot{u}(t+\tau) = \frac{1}{2} \left(\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t+\Delta t) \right)$$
(3.25)

Ολοκληρώνοντας τη σχέση 3.25 ως προς τ έχουμε:

$$\dot{u}(t+\tau) = \frac{\tau}{2} \left(\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t+\Delta t) \right) + C_1$$
(3.26)

και για τ = 0 προκύπτει $C_1 = \dot{u}(t)$. Ολοκληρώνοντας εκ νέου έχουμε:

$$u(t+\tau) = \tau \dot{u}(t) + \frac{\tau^2}{4} \left(\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t+\Delta t) \right) + C_2$$
(3.27)

και για τ = 0 λαμβάνουμε $C_2 = u(t)$.

Τελικά για $t \leq \tau \leq t + \Delta t$ ισχύουν οι σχέσεις:

$$\dot{u}(t+\tau) = \frac{\tau}{2} (\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t+\Delta t)) + \dot{u}(t)$$
(3.28)

$$u(t+\tau) = \tau \dot{u}(t) + \frac{\tau^2}{4} (\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t+\Delta t)) + u(t)$$
(3.29)

Για $\tau = \Delta t$ οι σχέσεις 3.28, 3.29 δίνουν:

$$\dot{u}(t+\Delta t) = \dot{u}(t) + \frac{\Delta t}{2} \left(\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t+\Delta t) \right)$$
(3.30)

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \dot{u}(t) + \frac{\Delta t^2}{4} \left(\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t + \Delta t) \right)$$
(3.31)

Θεωρούμε τώρα τις διαφορές των μεγεθών των δύο ακραίων χρονικών στιγμών:

$$\Delta u = u(t + \Delta t) - u(t) = \Delta t \dot{u}(t) + \frac{\Delta t^2}{4} (2\ddot{u}(t) + \Delta \ddot{u})$$
(3.32)

$$\Delta \dot{u} = \frac{\Delta t}{2} (2\ddot{u}(t) + \Delta \ddot{u}) \tag{3.33}$$

και λύνοντας ως προς Δü τη σχέση 3.32 έχουμε:

$$\Delta \ddot{u} = \frac{4}{\Delta t^2} \left(\Delta u - \Delta t \dot{u}(t) \right) - 2 \ddot{u}(t)$$
(3.34)

ενώ θέτοντας αυτή στη σχέση 3.33 έχουμε:

$$\Delta \dot{u} = \frac{2}{\Delta t} \Delta u - 2\dot{u}(t) \tag{3.35}$$

Εκφράζουμε τώρα την εξίσωση κίνησης για τις χρονικές στιγμές t και t+Δt και αφαιρούμε κατά μέλη οπότε προκύπτει η παρακάτω σχέση:

$$M\Delta \ddot{u} + C\Delta \dot{u} + K\Delta u = \Delta P \tag{3.36}$$

Αντικαθιστώντας τώρα τις σχέσεις 3.33 και 3.34, καταλήγουμε σε μια σχέση:

$$K^* \Delta u = P^* \tag{3.37}$$

με

$$K^* = K + \frac{2C}{\Delta t} + \frac{4M}{\Delta t^2}$$
(3.38)

και

$$P^* = \Delta P + \left(\frac{4M}{\Delta t} + 2C\right)\dot{u}(t) + 2M\ddot{u}(t)$$
(3.39)

Από τη σχέση 3.37 υπολογίζουμε το Δu, όταν είναι γνωστές οι τιμές των $\dot{u}(t)$ και $\ddot{u}(t)$ τη χρονική στιγμή t. Στη συνέχεια τα $\Delta \dot{u}(t)$ και $\Delta \ddot{u}(t)$ υπολογίζονται από τις σχέσεις 3.35 και 3.34 αντίστοιχα. Οι τελικές τιμές των μεγεθών στο εκάστοτε βήμα υπολογίζονται ως:

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta u \tag{3.40}$$

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \Delta \dot{u} \tag{3.41}$$

$$\ddot{u}(t + \Delta t) = \ddot{u}(t) + \Delta \ddot{u} \tag{3.42}$$

Η επιτάχυνση τη χρονική στιγμή t, υπολογίζεται από την εξίσωση κίνησης:

$$\ddot{u}(t) = \frac{p(t) - C\dot{u}(t) - Ku(t)}{M}$$
(3.43)

32

Η ευστάθεια της μεθόδου σε αντίθεση με τη μέθοδο των κεντρικών διαφορών δεν περιορίζεται από το μέγεθος του βήματος Δt. Το μέγεθος του βήματος επηρεάζει μόνο την ακρίβεια της λύσης. Βήμα ίσο με το 1/10 της ιδιοπεριόδου ή της περιόδου διεγέρσεως δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα. Σημειώνεται ότι αυτές οι μέθοδοι καλούνται πεπλεγμένες μέθοδοι (implicit methods) και χαρακτηριστικό τους είναι ότι για να εφαρμοστούν θεωρούν γνωστά στοιχεία και της επόμενης χρονικής στιγμής.

3.4 Απόσβεση ^{[02], [10], [11], [18]}

Ένα πρόβλημα που εμφανίζεται στον υπολογισμό της δυναμικής απόκρισης των κατασκευών (στα φράγματα εμφανίζεται κυρίως στα χωμάτινα), είναι η σωστή εκτίμηση του συντελεστή απόσβεσης. Αυτό διότι υπάρχει αβεβαιότητα για τις πραγματικές ιδιότητες του υλικού. Οι βασικές αιτίες στις οποίες οφείλεται η απόσβεση είναι οι εσωτερικές τριβές λόγω κοκκώδους υλικού, η απώλεια ενέργειας λόγω ακτινοβολίας και η υστερητική απόσβεση λόγω μη-γραμμικής συμπεριφοράς του υλικού.

Διάφορες αναλύσεις δείχνουν σημαντικές διαφοροποιήσεις στα αποτελέσματα. Επίσης, αναλύσεις καταγραφών κατά τη διάρκεια σεισμών δείχνουν σημαντική εξάρτηση του συντελεστή απόσβεσης από την ένταση της εδαφικής κίνησης και το μέγεθος των ανελαστικών παραμορφώσεων που προκαλούνται στο υλικό.^[11]

Οι συνήθεις τιμές του συντελεστή ιδιομορφικής απόσβεσης ζ που χρησιμοποιούνται κυμαίνονται από 5% έως 20%.

Ένας άλλος τρόπος να ληφθεί υπόψιν η απόσβεση, είναι η χρήση της μεθόδου Rayleigh. Σύμφωνα με αυτή, το μητρώο απόσβεσης ισούται με:

$$[C] = a[M] + \beta[K] \tag{3.44}$$

όπου [M],[K] τα μητρώα μάζας και στιβαρότητας αντίστοιχα και α, β οι συντελεστές Rayleigh.

Ο τρόπος υπολογισμού των συντελεστών Rayleigh προϋποθέτει την εύρεση των ιδιοσυχνοτήτων. Για κάθε ιδιοσυχνότητα γράφεται η παρακάτω σχέση:

$$2\zeta_i \omega_i = \alpha + \beta \omega_i^2 \tag{3.45}$$

Για κάθε ιδιοσυχνότητα εκτιμάται ο συντελεστής ιδιομορφικής απόσβεσης ζ και εκτιμώνται οι τιμές των α, β, οι οποίες επαληθεύουν έστω προσεγγιστικά την εξίσωση για όλα τα ω_i. Για σύστημα με δύο βαθμούς ελευθερίας, λύνεται το σύστημα των δύο εξισώσεων ώστε να βρεθούν οι συντελεστές α, β. Για παραπάνω βαθμούς ελευθερίας, προσδιορίζονται τα α, β για τις πρώτες δύο ιδιοσυχνότητες και ελέγχουμε τις υπόλοιπες ώστε οι τιμές που προκύπτουν σε αυτές να συγκλίνουν προς τα α, β που έχουν προσδιοριστεί.^{[16], [29]}

Η δυναμική απόκριση των φραγμάτων περιλαμβάνει ταλαντώσεις στην κατακόρυφη και στην οριζόντια διεύθυνση. Δεδομένης της μεταβλητής διατομής του φράγματος, μία ακριβής δυναμική ανάλυση είναι αρκετά πολύπλοκη και δύσκολη. Επιπλέον, υπάρχει σημαντική αβεβαιότητα ως προς τις ιδιότητες των υλικών, ιδιαίτερα στα χωμάτινα φράγματα. Για το λόγο αυτό, πολλές φορές ο αντισεισμικός σχεδιασμός βασίζεται σε απλοποιημένες παραδοχές που θα παρουσιασθούν στην επόμενη παράγραφο. Ακριβέστερες αναλύσεις μπορούν να γίνουν με προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων.

3.5 Προσεγγιστικές λύσεις που εφαρμόζονται στα φράγματα [11]

Τα φράγματα είναι αρκετά σύνθετες κατασκευές λόγω του μεγάλου όγκου τους και λόγω των πολλών αβεβαιοτήτων των υλικών. Για το λόγο αυτό έχουν δημιουργηθεί διάφορες προσεγγιστικές μέθοδοι για τον προσδιορισμό της δυναμικής απόκρισης φραγμάτων. Κάποιες από αυτές παρουσιάζονται παρακάτω.

Μονοδιάστατη ανάλυση διατμητικής δοκού – χωμάτινα φράγματα

Η ανάλυση γίνεται με τη θεώρηση ενός τμήματος της κατασκευής με μοναδιαίο μήκος, το οποίο συμπεριφέρεται ως διατμητικός πρόβολος. Λόγω της μορφής του φράγματος, η διατομή της διατμητικής δοκού που αναλύεται είναι μεταβλητή.

Στη μονοδιάστατη ανάλυση εξετάζεται μόνο η παραμόρφωση του φράγματος κατά το ύψος, θεωρώντας ότι τα σημεία με το ίδιο υψόμετρο, έχουν την ίδια μετακίνηση. Η παραδοχή αυτή ωστόσο, απέχει αρκετά από την πραγματικότητα, κυρίως λόγο των οριζόντιων ταλαντώσεων και της στήριξης του φράγματος στα πρανή της κοιλάδας. Ωστόσο, για φράγματα μεγάλου μήκους και για τις περιοχές μακριά από τις ακραίες στηρίξεις, η απλοποιημένη ανάλυση δίνει αρκετά αξιόπιστα αποτελέσματα.

Συνήθως η ανάλυση γίνεται με θεώρηση σταθερών ιδιοτήτων για τα υλικά, παραδοχή η οποία, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, πολλές φορές δεν είναι ακριβής. Οι ιδιότητες των υλικών εκφράζονται μέσω της ταχύτητας διάδοσης των διατμητικών κυμάτων:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{3.46}$$

Θεωρώντας γραμμική συμπεριφορά, τα θεωρητικά αποτελέσματα, δείχνουν ότι τα δυναμικά χαρακτηριστικά δεν εξαρτώνται από το πλάτος της βάσης και την κλίση των πρανών του φράγματος, αλλά μόνο από το ύψος Η, της σφηνοειδούς διατομής. Οι ιδιοπερίοδοι προκύπτουν από τη σχέση:

$$T_i = \frac{2\pi H_s}{b_i V_s} \tag{3.47}$$

όπου, bi είναι οι ρίζες της συνάρτησης Bessel μηδενικής τάξης πρώτου είδους.

Oi treis prótes rízes eínai $b_1=2.4048$, $b_2=5.5201$, $b_3=8.653,$ ára oi treis prótes idioperíodoi prokúptoun íses me:

$$T_1 = 2.613 \frac{H_s}{V_s}$$
 $T_2 = 1.138 \frac{H_s}{V_s}$ $T_3 = 0.726 \frac{H_s}{V_s}$ (3.48, 3.49, 3.50)

Οι αντίστοιχες ιδιομορφές δίνονται από τη σχέση:

$$\varphi_i = J_o \left(\beta_i \frac{y}{H}\right) \tag{3.51}$$

Δισδιάστατη ανάλυση διατμητικής δοκού – χωμάτινα φράγματα

Η δισδιάστατη ανάλυση της διατμητικής δοκού λαμβάνει υπόψη την ταλάντωση του φράγματος στην κατακόρυφη και στην οριζόντια διεύθυνση και τη στήριξη των άκρων του φράγματος στα πρανή της κοιλάδας. Η κατασκευή θεωρείται συμμετρική και αμελείται η τυχόν

διαφοροποίηση του μήκους της βάσης από το μήκος της στέψης λόγω της μορφολογίας της κοιλάδας. Επίσης, όπως και στην περίπτωση της μονοδιάστατης δοκού, θεωρούμε σταθερές ιδιότητες υλικών και γραμμική συμπεριφορά.

Γενικώς, οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής είναι:

$$T_{nr} = \frac{2\pi}{\sqrt{\beta_n^2 + \left(\frac{r\pi H_s}{L}\right)^2}} \frac{H_s}{V_s}$$
(3.52)

Οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές, χαρακτηρίζονται από δύο δείκτες n,r, εκ των οποίων ο δείκτης n δηλώνει τον αριθμό της κατακόρυφης ιδιομορφής και ο δείκτης r τον αριθμό της οριζόντιας ιδιομορφής.

Μοντέλο καμπτικού προβόλου – φράγματα βαρύτητας

Για την προσομοίωση της δυναμικής απόκρισης φραγμάτων βαρύτητας, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μονοδιάστατο μοντέλο καμπτικού προβόλου, πακτωμένο στη βάση του. Στον υπολογισμό των ιδιοπεριόδων και ιδιομορφών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και ένα τμήμα της μάζας του νερού του ταμιευτήρα, το οποίο θεωρούμε ότι συμμετέχει στις ταλαντώσεις. Η θεώρηση αυτή γίνεται για να ληφθεί υπόψη η υδροδυναμική πίεση που δημιουργείται κατά τη διάρκεια του σεισμού, λόγω της ταλάντωσης του νερού του ταμιευτήρα και της αλληλεπίδρασης φράγματος-νερού. Αυτή η αλληλεπίδραση επηρεάζει τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και μπορεί να ληφθεί υπόψη με πρόσθετη ισοδύναμη μάζα νερού που αυξάνει τη μάζα του φράγματος. Το φαινόμενο αυτό θα αναλυθεί εκτενώς παρακάτω.

Από θεωρητικές αναλύσεις καμπτικής δοκού προκύπτουν οι παρακάτω τιμές για την πρώτη ιδιοπερίοδο:

Για άδειο ταμιευτήρα:

$$T_1 = 1.183 \frac{H_s^2}{B} \sqrt{\frac{12\gamma_s}{Eg}}$$
 (3.53)

Για γεμάτο ταμιευτήρα:

$$T_1 = (1.695 \div 1.637) \frac{H_s^2}{B} \sqrt{\frac{12\gamma_s}{Eg}}$$
(3.54)

όπου Ε είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού, H_s το ύψος του φράγματος και γ_s το ειδικό του βάρος. Οι παραπάνω σχέσεις ισχύουν για φράγματα με λόγο πλάτους προς ύψος: $B / H_s = 0.7$ έως 0.8.

(05 ελληνικά)

Ανάλυση Chopra – φράγματα βαρύτητας

Από αναλύσεις που έκανε ο Chopra (1978) για αρκετές περιπτώσεις φραγμάτων βαρύτητας από σκυρόδεμα, διαπιστώθηκε ότι η ιδιοπερίοδος και η πρώτη ιδιομορφή δεν επηρεάζονται σημαντικά από την ακριβή γεωμετρία και μπορούν να εκφρασθούν προσεγγιστικά μόνο συναρτήσει του ύψους. Σε μία απλοποιημένη μέθοδο υπολογισμού που προτείνει ο Chopra, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος, χωρίς την επιρροή του νερού, υπολογίζεται από την εμπειρική σχέση:

$$T_s = 12.06 \frac{H_s}{\sqrt{E}} \tag{3.55}$$

όπου το ύψος τίθεται σε m και το μέτρο ελαστικότητας σε KN/m^2 . Για να ληφθεί υπόψη και το νερό, η περίοδος αυτή τροποποιείται.

Η τροποποίηση δίνεται από τη σχέση:

$$T_{sw} = R_1 * T_s \tag{3.56}$$

Ο λόγος R₁ εξαρτάται από το μέτρο ελαστικότητας του υλικού της κατασκευής και τη σχέση του ύψους της στάθμης του ταμιευτήρα προς το συνολικό ύψος του φράγματος. Ο τρόπος υπολογισμού του R₁ θα δειχθεί σε επόμενο κεφάλαιο.

(05 ελληνικά)

Αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία

Για ακριβείς λύσεις, εκτελούνται αναλύσεις με εγκεκριμένα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων. Τέτοιες αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια αυτής της εργασίας για φράγματα ΑΚΣΕ και θα παρουσιασθούν παρακάτω, ενώ θα συγκριθούν με τις θεωρητικές λύσεις που συζητήθηκαν προηγουμένως, ώστε να εξαχθεί κάποιο συμπέρασμα για το αν είναι δυνατό οι παραπάνω θεωρητικές προσεγγίσεις να χρησιμοποιούνται και για τα φράγματα αυτά.

<u>Γενική σημείωση</u>

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι παρότι τα φράγματα φαίνονται εκ πρώτης όψεως πολύ δύσκαμπτα, για συνήθεις τιμές παραμέτρων δεν είναι. Γι' αυτό και η θεώρηση ότι θα συμπεριφερθούν ως στερεά σώματα σε περίπτωση σεισμού, και επομένως η επιτάχυνση που θα αναπτυχθεί σε κάθε θέση θα είναι ίση με την επιτάχυνση του εδάφους, είναι λανθασμένη. Τέτοια συμπεριφορά θα μπορούσε να υιοθετηθεί μόνο στην περίπτωση φραγμάτων μικρού ύψους. Στις άλλες περιπτώσεις το φράγμα υπόκειται σε ταλαντώσεις, με αποτέλεσμα η επιτάχυνση να μεταβάλλεται από θέση σε θέση ανάλογα με τη μορφή των ιδιομορφών. Συνήθως η επιτάχυνση κοντά στη στέψη είναι αρκετά μεγαλύτερη από την εδαφική, λόγω της φασματικής μεγέθυνσης και του σχήματος της ιδιομορφής. Τέτοιες αναλύσεις για φράγματα ΑΚΣΕ, παρουσιάζονται στην εργασία «Δυναμική Απόκριση Αξονοσυμμετρικών Φραγμάτων Κυλινδρούμενου Σκληρού Επιχώματος (ΑΚΣΕ)» που έχει εκπονηθεί στο ΕΜΠ (2014).^[03] Στην εργασία αυτή, το κύριο συμπέρασμα είναι ότι ακόμη και υπό μετρίως ισχυρή σεισμική διέγερση οι αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις στην κορυφή του φράγματος είναι πολύ μεγάλες, με αποτέλεσμα τη δημιουργία επικίνδυνων εφελκυστικών ρωγμών.

4. ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΝΕΡΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

4.1 Γενικά

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το νερό του ταμιευτήρα εκτελεί ταλαντώσεις και επομένως κάθε σημείο του κινείται ανάλογα με το βάθος στο οποίο βρίσκεται και φυσικά διαφορετικά από το έδαφος. Το φράγμα εκτελεί επίσης ταλαντώσεις και η κίνηση των σημείων της επιφάνειας που έρχεται σε επαφή με το νερό εξαρτάται από τη δυναμική απόκρισή του και κυρίως από τη μορφή της δεσπόζουσας ιδιομορφής. Οι κινήσεις του νερού και του φράγματος, εάν ήσαν ανεξάρτητα ταλαντούμενα σώματα, θα ήταν διαφορετικές. Στη διεπιφάνεια όμως μεταξύ τους, οι μετακινήσεις πρέπει να είναι κοινές. Επομένως, υπάρχει μία αλληλεπίδραση φράγματος-νερού, με αποτέλεσμα τη δημιουργία δυνάμεων, οι οποίες αλλοιώνουν τις ταλαντώσεις των "δυναμικά" ανεξάρτητων σωμάτων, ώστε να ικανοποιείται η συμβατότητα των μετακινήσεων. Οι δυνάμεις αυτές εκφράζονται ως μία πρόσθετη πίεση στο φράγμα από το νερό, η οποία ονομάζεται υδροδυναμική πίεση.

Η αλληλεπίδραση φράγματος-νερού, εκτός από την πρόσθετη πίεση που δημιουργεί στο σώμα του φράγματος, αλλάζει και τα δυναμικά του χαρακτηριστικά. Συγκεκριμένα, όσο το ύψος του νερού του ταμιευτήρα μεγαλώνει, οι ιδιοπερίοδοι αυξάνουν σε σύγκριση με αυτές του ελεύθερου φράγματος. Η μεταβολή αυτή στις ιδιοπεριόδους αρχίζει να γίνεται αισθητή για ύψος νερού μεγαλύτερο από το ½ του ύψους του φράγματος. Αντίθετα, η μεταβολή των ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Τέλος, όσων αφορά στην απόσβεση και αυτή επηρεάζεται αρκετά από το νερό στον ταμιευτήρα.

Το μέγεθος της επιρροής της υδροδυναμικής πίεσης στη δυναμική απόκριση του φράγματος εξαρτάται από τη μορφή του φράγματος και κυρίως από την κλίση της παρειάς προς το νερό. Η επιρροή γίνεται ασήμαντη για ήπιες κλίσεις, όπως αυτές που εφαρμόζονται στα χωμάτινα φράγματα. Γι' αυτό και στα χωμάτινα φράγματα η υδροδυναμική πίεση πολλές φορές αμελείται. Σε φράγματα όμως με σχεδόν κατακόρυφες παρειές προς την πλευρά του ταμιευτήρα, όπως τα φράγματα βαρύτητας, η υδροδυναμική πίεση είναι σημαντική και επηρεάζει αρκετά τις τάσεις που αναπτύσσονται στο σώμα του φράγματος. Επομένως, είναι απαραίτητο να λαμβάνεται υπόψη στον αντισεισμικό σχεδιασμό.^[11]

Ο πρώτος που ασχολήθηκε με το φαινόμενο αλληλεπίδρασης νερού και κατασκευής ήταν ο Westergaard (1933), ο οποίος στην ανάλυσή του προτείνει την εισαγωγή μαζών στο φράγμα που θα προσομοιώνουν την πρόσθετη μάζα νερού για απαραμόρφωτα φράγματα. ^[11] Ο Chopra (1978) προτείνει και αυτός τη μέθοδο των πρόσθετων μαζών, όμως αυτός έλαβε υπόψιν του τόσο τις παραμορφώσεις του φράγματος όσο και τη συμπιεστότητα του νερού. ^[11] Πολλοί ακόμη επιστήμονες έχουν ασχοληθεί με το φαινόμενο αλληλεπίδρασης νερού φράγματος, λαμβάνοντας υπόψη ολοένα και περισσότερες παραμέτρους που αφορούν τις ιδιότητες και τη γεωμετρία του φράγματος και του ταμιευτήρα, αλλά και τις ιδιότητες του νερού. Οι Fenves και Chopra (1983, 1985) έλαβαν υπόψιν τους την απορροφητικότητα του εδάφους του ταμιευτήρα. Σε άλλα άρθρα οι Liu και Cheng (1984) , οι Hall και Chopra (1982) και άλλοι, προτείνουν αριθμιτικά μοντέλα για την επίλυση του προβλήματος, για απλές γεωμετρίες. ^[36] Αυτοί και αρκετοί ακόμη έχουν ασχοληθεί με το φαινόμενο. ^{[24], [25], [26], [27], [34], [36]}

Η γεωμετρία των φραγμάτων ΑΚΣΕ είναι τέτοια που ενώ οι κλίσεις των πρανών δεν είναι κατακόρυφες, είναι αρκετά απότομες για να θεωρηθεί σε πρώτη φάση ότι οι υδροδυναμικές

πιέσεις δε μπορούν να αμεληθούν. Η διατομή των συγκεκριμένων φραγμάτων λέγεται πως τα κάνει να έχουν καλή συμπεριφορά στη διάρκεια σεισμού.

Η συμπεριφορά των φραγμάτων ΑΚΣΕ υπό σεισμικά φορτία αλλά και υπό τις πρόσθετες υδροδυναμικές πιέσεις που δημιουργούνται σύμφωνα με ότι αναφέρεται στη βιβλιογραφία πρόκειται να ελεγχθούν στην παρούσα εργασία. Επίσης, γίνεται προσπάθεια προσομοίωσης του νερού, ώστε να προσδιορισθεί η επίδραση των υδροδυναμικών πιέσεων στο συγκεκριμένο τύπο φραγμάτων.

4.2 Γενική έκφραση του προβλήματος [31], [38]

Θεωρούμε ένα πεπερασμένο σύνολο Α. Εντός αυτού υπάρχει ένα σύνολο Κ που αντιπροσωπεύει την κατασκευή και ένα σύνολο Ρ που αντιπροσωπεύει το ρευστό. Τα δύο αυτά σύνολα έρχονται σε επαφή μεταξύ τους στο όριο Ο.

Οι εξισώσεις επίλυσης της συμπεριφοράς του κάθε συνόλου είναι γνωστές και θα μπορούσαν να λυθούν ανεξάρτητα. Το πρόβλημα εδώ είναι τελικά να καθοριστεί η συμπεριφορά στο όριο μεταξύ των δύο συνόλων.

Ο πιο απλός τρόπος επίλυσης του προβλήματος είναι να βρούμε για κάθε σύνολο τα φορτία που υπάρχουν στο όριο και να τα εφαρμόσουμε σαν αντίθετα φορτία στο όριο του άλλου συνόλου. Για μια πιο ακριβή επίλυση, θα πρέπει να θεωρήσουμε κατά τη διάρκεια της επίλυσης τη σχέση κατά την οποία αλληλεπιδρούν τα δύο διαφορετικά σώματα και βάση αυτής να προχωρά η επίλυση. Στο όριο λοιπόν των δύο σωμάτων, θα μπορούσε να θεωρηθεί ότι συνεχώς υπάρχει επαφή μεταξύ τους. Για να γίνει αυτό θα πρέπει να θεωρηθούν οι κατάλληλες συνοριακές συνθήκες. Οι τρόποι που μπορούν να εφαρμοστούν είναι οι εξής:

- Οι ταχύτητες στη διεπιφάνεια πρέπει να είναι ίσες και για τα δύο σώματα.
- Η θέση των κόμβων των δύο σωμάτων στη διεπιφάνεια πρέπει να είναι κοινή.
- Οι τάσεις ή οι δυνάμεις στην διεπιφάνεια πρέπει να είναι κοινές για τα δύο σώματα.

Η παραπάνω θεώρηση απαιτείται για ρευστά με εύλογο ιξώδες. Για ρευστά των οποίων το ιξώδες είναι αμελητέο, αρκεί μία συνθήκη που θα καθορίζει ότι δεν υπάρχει διείσδυση του ενός σώματος στο άλλο. Ωστόσο το νερό αποτελεί ρευστό με μη αμελητέο ιξώδες και επομένως οι παραπάνω συνθήκες θα μας απασχολήσουν.

4.3 Τρόποι επίλυσης αλληλεπίδρασης φράγματος - νερού

Για τη σωστή ερμηνεία του φαινομένου, είναι σημαντικό να κατανοήσουμε τον τρόπο με τον οποίο εκφράζεται το φαινόμενο. Οι κύριοι τρόποι για να ληφθεί υπόψιν το φαινόμενο είναι με απλοποιητικές μεθόδους (Westergaard,Chopra), με μεθόδους τύπου Lagrange, με μεθόδους τύπου Euler ή μεθόδους όπου γίνεται χρήση και των δύο προαναφερθέντων μεθόδων (arbitrary Lagrangian – Eulerian). Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται αρχικά η έκφραση της κίνησης του ρευστού, ενώ έπειτα θα δοθούν πιθανοί τρόποι επίλυσης της αλληλεπίδρασης ρευστού – κατασκευής.^[26]

4.3.1 Κίνηση του ρευστού

Για να γίνει κατανοητή η συμπεριφορά του νερού όταν αυτό κινείται χρησιμοποιούνται γνώσεις από τη μηχανική των ρευστών. Στη μηχανική ρευστών, εκφράζονται οι εξισώσεις που διέπουν τη φύση των ρευστών.

Ιξώδες

Το ιξώδες (μ) είναι μία ιδιότητα των πραγματικών ρευστών που εκφράζει την απόκριση τους υπό την επίδραση διατμητικών τάσεων. Τα ρευστά με πολύ μικρό ιξώδες μπορούν να χαρακτηριστούν ως ιδεατά ρευστά και το μ αμελείται. Για το νερό σε θερμοκρασία 20°C λαμβάνεται τιμή μ = 10^{-3} Ns/m².^{[07], [31]}

Εξίσωση συνέχειας ^{[07], [17], [31]}

Η εξίσωση συνέχειας είναι διαφορική εξίσωση που εκφράζει την αρχή διατήρησης της μάζας του ρευστού. Δεδομένου ότι η μάζα ούτε καταστρέφεται ούτε δημιουργείται, η μεταβολή της μάζας ενός συγκεκριμένου όγκου dU ρευστού πυκνότητας ρ θα ισούται με τη συνολική εισροή μάζας, αφαιρώντας τη συνολική εκροή για ένα συγκεκριμένο χρόνο dt. Αυτό μπορεί να εκφραστεί από τη σχέση:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} dU = \sum \rho V A \tag{4.1}$$

όπου A: η επιφάνεια του όγκου που εξετάζουμε κάθετα στον άξονα που μας ενδιαφέρει και V: η ταχύτητα του ρευστού κατά τον άξονα που μας ενδιαφέρει και διανυσματικά εκφράζεται ως $\vec{V} = (u, v, w)$.

Η σχέση 4.1 μπορεί να γραφτεί είτε για κάθε άξονα ξεχωριστά, είτε διανυσματικά.

Για τον άξονα x έχουμε ότι αν σε διάστημα dx η ταχύτητα του ρευστού μεταβλήθηκε κατά du, τότε η συνολική εισροή κατά τον άξονα αυτό είναι:

$$-\frac{\partial\rho u}{\partial x}dxdydz = -\frac{\partial\rho u}{\partial x}dU$$
(4.2)

Αντίστοιχα ισχύει και για τους άλλους άξονες και άρα η συνολική εισροή μπορεί να γραφτεί:

$$-\left(\frac{\partial\rho u}{\partial x} + \frac{\partial\rho v}{\partial y} + \frac{\partial\rho w}{\partial z}\right)dU \tag{4.3}$$

Επομένως η σχέση 4.1 γράφεται ως:

$$\frac{\partial\rho}{\partial t} + \left(\frac{\partial\rho u}{\partial x} + \frac{\partial\rho v}{\partial y} + \frac{\partial\rho w}{\partial z}\right) = 0 \,\,\dot{\eta} \,\,\frac{\partial\rho}{\partial t} + div(\rho\vec{V}) = 0 \tag{4.4}$$

Η σχέση 4.4 αποτελεί τη γενική εξίσωση συνέχειας. Για εφαρμογές ταμιευτήρων όπου η πυκνότητα του νερού θεωρείται σταθερή, η εξίσωση συνέχειας γράφεται:

$$div(\vec{V}) = 0 \tag{4.5}$$

Εξίσωση ορμής (ποσότητας κίνησης) [17], [31]

Οι εξισώσεις που διέπουν την ορμή των ρευστών είναι οι εξισώσεις Navier – Stokes. Αυτές προκύπτουν με χρήση του δεύτερου νόμου του Νεύτωνα σε ρευστό σωματίδιο (μέθοδος ρευστού σωματιδίου). Σύμφωνα με το νόμο του Νεύτωνα, αν γραφεί διανυσματικά, έχουμε:

$$d\vec{F} = \vec{\alpha}dm \tag{4.6}$$

Αναλύοντας τις δυνάμεις που ασκούνται στο ρευστό και την επιτάχυνση του ρευστού, οι εξισώσεις Navier – Stokes μπορούν συνοπτικά να γραφούν ως:

$$\rho \frac{D\vec{V}}{Dt} = \rho \vec{f} - gradp + \mu \nabla^2 \vec{V}$$
(4.7)

ή αν γραφούν κατά άξονα:

$$\rho\left(\frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y} + w\frac{\partial u}{\partial z}\right) = \rho f_x - \frac{\partial p}{\partial x} + \mu \nabla^2 u$$
(4.8)

για τον άξονα x και αντίστοιχα για τους υπόλοιπους.

Στις παραπάνω σχέσεις, είναι \vec{f} : το διάνυσμα των καθολικών δυνάμεων, p: η πίεση που ασκείται στο ρευστό, άρα ο αντίστοιχος όρος εκφράζει τις δυνάμεις λόγω εξωτερικών πιέσεων και μ: ιξώδες και άρα ο αντίστοιχος όρος εκφράζει τις δυνάμεις που ασκούνται στο ρευστό από διατμητικές τάσεις λόγω συνεκτικότητας.

4.3.2 Απλοποιητικές προτάσεις στη βιβλιογραφία [11]

Εάν δεν εφαρμόζονται ακριβή μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων που προσομοιάζουν τόσο το φράγμα όσο και το νερό, ο συνήθης τρόπος για να ληφθούν υπόψη οι υδροδυναμικές πιέσεις είναι μέσω της ισοδύναμης ταλαντούμενης μάζας νερού. Σύμφωνα με αυτή τη μεθοδολογία προστίθεται μία κατανεμημένη μάζα στο φράγμα, που αντιστοιχεί στη μάζα του νερού που επηρεάζεται από το φράγμα και κινείται μαζί με αυτό. Έτσι λαμβάνεται αυτόματα υπόψη η επίδραση του νερού στα δυναμικά χαρακτηριστικά του φράγματος, ενώ η αύξηση που προκύπτει στα σεισμικά φορτία αντιστοιχεί στην υδροδυναμική πίεση. Για τον υπολογισμό της πρόσθετης μάζας συνήθως εφαρμόζονται η μέθοδος Westergaard ή η μέθοδος Chopra.

Πρέπει να σημειωθεί ότι η πραγματική δυναμική απόκριση του συστήματος φράγμα-νερό επηρεάζεται και από άλλους παράγοντες, οι οποίοι όμως δεν είναι εύκολο να ληφθούν υπόψη στην ανάλυση. Για παράδειγμα, η λάσπη που συνήθως συσσωρεύεται στον πυθμένα εμποδίζει την ανάκλαση των κυμάτων και αλλάζει σημαντικά τη δυναμική συμπεριφορά, σε σύγκριση με τις θεωρητικές προβλέψεις. Γι' αυτό και μετρήσεις της υδροδυναμικής πίεσης κατά τη διάρκεια σεισμών, από όργανα που είχαν τοποθετηθεί σε φράγματα, δείχνουν χονδρική μόνο σύμπτωση με τα θεωρητικά αποτελέσματα. Έτσι, ενώ η θεωρία Westergaard προβλέπει μέγιστη τιμή της υδροδυναμικής πίεσης στη βάση, οι καταγραφές έδειξαν ότι κατά τη διάρκεια της ισχυρής δόνησης η μέγιστη πίεση συμβαίνει λίγο πιο πάνω από τον πυθμένα, ενώ στην αρχή του σεισμού η υδροδυναμική πίεση είναι μεγάλη κοντά στην επιφάνεια και μικρή κοντά στον πυθμένα (μετρήσεις στο φράγμα βαρύτητας Tagokura στην Ιαπωνία κατά τη διάρκεια του σεισμού της Nigata, 1964).

Μέθοδος Westergaard

Η πρώτη συστηματική προσπάθεια να υπολογιστεί η υδροδυναμική πίεση που ασκείται σε ένα φράγμα κατά τη διάρκεια ενός σεισμού έγινε από τον Westergaard (1933). Η ανάλυση του Westergaard βασίζεται στις εξής παραδοχές:

- Το φράγμα είναι τελείως απαραμόρφωτο
- Το νερό είναι ασυμπίεστο

• Ο σεισμός έχει ημιτονοειδή μορφή περιόδου 1 sec.

Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο, η κατανομή p_d της υδροδυναμικής πίεσης είναι παραβολική με το βάθος και εκφράζεται από τη σχέση:

$$p_d(y) = \frac{7}{8} \frac{A}{g} \gamma \sqrt{Hy}$$
(4.7)

όπου, Α η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση του εδάφους, γ το ειδικό βάρος του νερού ίσο με 10 KN/m³, Η το ύψος του νερού και y η απόσταση από την ελεύθερη επιφάνεια.

Ολοκληρώνοντας την παραπάνω σχέση από 0 έως Η, προκύπτει η οριζόντια δύναμη Pd λόγω υδροδυναμικών πιέσεων που ασκείται στο φράγμα ανά μέτρο μήκους:

$$P_d = \frac{7}{12} \frac{A}{g} \gamma H^2 \tag{4.8}$$

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η υδροδυναμική πίεση κατά Westergaard έχει προκύψει για απαραμόρφωτο τοίχο. Η επιτάχυνση, επομένως, που ασκείται σε κάθε σημείο του τοίχου είναι σταθερή, ίση με την επιτάχυνση του εδάφους, Α. Σε αυτή την περίπτωση, η πρόσθετη πίεση του νερού που δίνεται από την παραπάνω σχέση είναι ίση με το πρόσθετο σεισμικό φορτίο που θα πρόκυπτε εάν σε κάθε σημείο του φράγματος, που βρίσκεται κάτω από την επιφάνεια του νερού, θεωρήσουμε πρόσθετη μάζα:

$$m_d(y) = \frac{p_d(y)}{A} = \frac{7}{8}\rho\sqrt{Hy}$$
 (4.9)

όπου $\rho = \gamma/g$ η πυκνότητα του νερού.

Η τελευταία σχέση δίνει την κατανομή της ισοδύναμης πρόσθετης μάζας για απαραμόρφωτο φράγμα. Στην πραγματικότητα, η κατανομή αυτή είναι διαφορετική γιατί το φράγμα είναι παραμορφώσιμο. Στην πράξη όμως, πολλές φορές η σχέση αυτή χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της ισοδύναμης μάζας νερού και για παραμορφώσιμα φράγματα, επειδή ένας ακριβής υπολογισμός της είναι εξαιρετικά πολύπλοκος. Έτσι, το φράγμα προσομοιώνεται με ένα δίκτυο παραμορφώσιμων πεπερασμένων στοιχείων και στους κόμβους που βρίσκονται στη διεπιφάνεια με το νερό προστίθενται μάζες σύμφωνα με την εξίσωση που αναφέρθηκε.

Η εφαρμογή πρόσθετης κατανεμημένης μάζας κατά Westergaard σε παραμορφώσιμα φράγματα οδηγεί σε σεισμικά φορτία που είναι διαφορετικά από την κατανομή των υδροδυναμικών πιέσεων του σχήματος που περιγράφεται από τη σχέση 4.7. Συγκεκριμένα, προκύπτουν σημαντικά μεγαλύτερες τιμές στο ανώτερο τμήμα του φράγματος και μικρότερες στο κατώτερο. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η πρόσθετη μάζα δεν πολλαπλασιάζεται με την επιτάχυνση του εδάφους, κάτι το οποίο γίνεται με την εφαρμογή της παραπάνω προτεινόμενης κατανομής, αλλά με τη φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε κάθε θέση, η οποία ακολουθεί βασικά το σχήμα της δεσπόζουσας ιδιομορφής. Προκύπτει όμως ότι η διαδικασία αυτή υποεκτιμά σημαντικά τα φορτία κοντά στον πυθμένα.

Απλοποιημένη μέθοδος Chopra

Ο Chopra (1978) έκανε μία αναλυτική εκτίμηση των υδροδυναμικών πιέσεων που ασκούνται σε φράγματα βαρύτητας, στην οποία έλαβε υπόψη του τόσο την παραμορφωσιμότητα του φράγματος όσο και τη συμπιεστότητα του νερού. Οι σχέσεις που προκύπτουν από αυτή την

ανάλυση είναι αρκετά πολύπλοκες και δύσχρηστες, γι' αυτό ο Chopra προτείνει μία απλοποιημένη μέθοδο υπολογισμού της ισοδύναμης πρόσθετης μάζας, η οποία βασίζεται στη συμμετοχή μόνο της πρώτης ιδιομορφής και σε κάποιες λογικές απλοποιήσεις όρων και η οποία φαίνεται ότι δίνει καλά αποτελέσματα για συνήθεις γεωμετρίες φραγμάτων βαρύτητας.

Η μεθοδολογία που προτείνεται είναι η εξής:

Γίνεται υπολογισμός της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, αμελώντας την επιρροή του νερού.
 Για συνήθεις γεωμετρίες προτείνεται η σχέση:

$$T_s = 12.06 \frac{H_s}{\sqrt{E}} \tag{4.10}$$

όπου H_s είναι το ύψος του φράγματος σε m, E το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος σε KN/m² (KPa) και η περίοδος προκύπτει σε sec. Στο κεφάλαιο υπολογισμού της ιδιοπεριόδου ωστόσο θα τεθεί ως μέτρο ελαστικότητας το αντίστοιχο του υλικού της ανάλυσης. Η πρώτη ιδιομορφή ψ(y) μπορεί να υπολογιστεί από το παρακάτω σχήμα, όπου y είναι η απόσταση από τον πυθμένα.



Σχήμα 4.1 1^η θεμελιώδης ιδιομορφή και ιδιοπερίοδος φράγματος κατά Chopra

 Υπολογίζεται στη συνέχεια η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T_{sw}, λαμβάνοντας υπόψη και την επιρροή του νερού. Αυτό γίνεται με χρήση του συντελεστή R₁ ο οποίος υπολογίζεται από το παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 4.2 Τιμές του λόγου R₁

Έπειτα υπολογίζεται ο λόγος R₂ της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου ταλάντωσης του νερού προς την περίοδο T_{sw} από τη σχέση:

$$R_2 = \frac{1}{T_{sw}} \frac{4H}{C} \tag{4.11}$$

όπου c = 1480 m/s η ταχύτητα διάδοσης του ήχου στο νερό.

Τέλος υπολογίζεται το συνολικό σεισμικό φορτίο από τη σχέση:

$$f_{s}(y) = \alpha_{1} \frac{S_{a}(T_{sw})}{g} (w_{s}(y)\psi(y) + gp_{1}(y))$$
(4.12)

όπου $\alpha_1 = 4$, $S_{\alpha}(T_{sw})$ η ελαστική φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού για την περίοδο T_{sw} λαμβάνοντας υπόψη τον κατάλληλο συντελεστή απόσβεσης, $w_s(y)$ το βάρος του φράγματος ανά μονάδα ύψους και $\psi(y)$ η θεμελιώδης ιδιομορφή.

Το p₁(y) ισούται με την ισοδύναμη μάζα νερού, η οποία υπολογίζεται αρχικά από το παρακάτω σχήμα για ύψος νερού H / Hs = 1 και για την τιμή R₂ που προέκυψε παραπάνω. Η τιμή που προκύπτει πολλαπλασιάζεται επί (H/Hs)² πριν εισαχθεί στην παραπάνω εξίσωση.



Σχήμα 4.3 Υπολογισμός ισοδύναμης μάζας νερού $p_1(y)$ καθ' ύψος του φράγματος για H/H_s = 1 (Chopra, 1978)

Όσων αφορά στο συντελεστή απόσβεσης, ο Chopra απέδειξε ότι η ύπαρξη του νερού μειώνει την απόσβεση. Γι' αυτό προτείνει ο συντελεστής απόσβεσης με νερό ζ_{sw} να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\zeta_{sw} = \frac{1}{R_1} \zeta_s \tag{4.13}$$

4.3.3 Εφαρμογή πεπερασμένων στοιχείων

Στο υποκεφάλαιο αυτό γίνεται περιγραφή των πιθανών τρόπων περιγραφής της κίνησης των πεπερασμένων στοιχείων (κατά Euler και Lagrange) και έπειτα αναλύονται κάποιοι πιθανοί τρόποι προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία για την επίλυση του προβλήματος αλληλεπίδρασης ρευστού και κατασκευής.

Σημειώνεται πώς στα πλαίσια σεμιναρίων που έχουν γίνει παλαιότερα, οι παρακάτω τρόποι έχουν εφαρμοσθεί σε εργασίες διαφόρων συμμετεχόντων, για την επίλυση της αλληλεπίδρασης ρευστού κατασκευής σε εγκαταστάσεις πυρηνικών αντιδραστήρων και σε τοξωτό φράγμα. Τα αποτελέσματα αυτών μπορεί να τα δει κανείς στις εργασίες του Rikard H. (2014)^[31] και των Gasch κ.ά. (2013)^[38].

Περιγραφή κατά Lagrange^{[19], [30]}

Σύμφωνα με την περιγραφή της συμπεριφοράς ενός συνεχούς μέσου με τη μέθοδο Lagrange, η κίνηση του είναι μία συνάρτηση της θέσης του υλικού και του χρόνου. Στις αναλύσεις τέτοιου τύπου τα πεπερασμένα στοιχεία στα οποία έχει διακριτοποιηθεί το υλικό ακολουθούν τις παραμορφώσεις του υλικού εξαιτίας των τάσεων που ασκούνται σε αυτό. Εάν εκδηλωθούν μεγάλες μετατοπίσεις, υπάρχει αποδιοργάνωση του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων και μπορεί να οδηγηθεί κανείς σε λάθος αποτελέσματα. Έχει μεγάλη εφαρμογή σε προβλήματα κατασκευών, όπου γενικά οι μετατοπίσεις δεν είναι εκτεταμένες.

<u>Περιγραφή κατά Euler</u>^{[19], [30]}

Σύμφωνα με την περιγραφή της συμπεριφοράς ενός συνεχούς μέσου με τη μέθοδο Euler, η κίνηση του είναι μία συνάρτηση της θέσης του πεπερασμένου στοιχείου στο χώρο και του χρόνου. Με τη χρήση αυτής της μεθόδου, τα πεπερασμένα στοιχεία είναι σταθερά σε κάποιο σημείο του χώρου και το υλικό ρέει εντός αυτών. Τα πεπερασμένα στοιχεία δεν παραμορφώνονται. Ως εκ τούτου δεν μπορεί να υπάρξει αποδιοργάνωση του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων. Ωστόσο, επειδή μπορούν να χρησιμοποιηθούν πάνω από ένα υλικά αν είναι επιθυμητό στα μέλη που περιγράφονται από στοιχεία Euler, υπάρχει περίπτωση τα υλικά να ανακατευτούν και να υπάρξει σύγχυση. Επίσης, αν κάποιο μέρος του υλικού ξεφύγει από το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, εξαφανίζεται. Η χρήση τους ενδείκνυται σε περιπτώσεις υπολογιστικής ρευστοδυναμικής.

Συνδυασμένη μέθοδος Euler και Lagrange (Coupled Eulerian – Lagrangian)^{[19], [30], [31], [38]}

Οι κλασσικές αναλύσεις τύπου Lagrange έχουν πρόβλημα στην αντιμετώπιση μεγάλων παραμορφώσεων. Επομένως, σε περιπτώσεις ροής ρευστού όπου εκδηλώνονται αρκετά μεγάλες παραμορφώσεις, η χρήση τέτοιων αναλύσεων δεν ενδείκνυται. Αντί αυτού, έχουν αναπτυχθεί τα στοιχεία τύπου Euler. Όταν προσομοιωθεί ένα σώμα με τέτοια στοιχεία, το υλικό ρέει εντός των πεπερασμένων στοιχείων που απαρτίζουν το σώμα, ανεξαρτητοποιώντας τις κινήσεις του πλέγματος πεπερασμένων από τις τάσεις που αναπτύσσονται στο υλικό. Τέτοια στοιχεία χρησιμοποιούνται σε προβλήματα υπολογιστικής ρευστοδυναμικής.

Έτσι, έχει αναπτυχθεί μέθοδος επίλυσης, όπου το ρευστό προσομοιάζεται με στοιχεία τύπου Euler ενώ η κατασκευή με στοιχεία τύπου Lagrange. Στη βιβλιογραφία η μέθοδος αυτή ονομάζεται Coupled Eulerian - Lagrangian (CEL) method. Με αυτή τη μέθοδο, επιτυγχάνεται η χρήση των προαναφερθέντων στοιχείων εκεί όπου είναι αποδοτικότερα. Η δυσκολία στην περίπτωση αυτή βρίσκεται στον καθορισμό της συμπεριφοράς στη διεπιφάνεια των σωμάτων. Η συνήθης τακτική είναι να καθορίζονται κατάλληλες συνοριακές συνθήκες για τα δύο διαφορετικά σώματα στη διεπιφάνεια. Ωστόσο υπάρχουν αρκετές δυσκολίες στον καθορισμό των συνθηκών αυτών. Άλλα θέματα που πρέπει να επιλυθούν είναι ο τρόπος σύμφωνα με τον οποίο θα κινείται το ρευστό, καθώς και το πως η ενέργεια του ρευστού θα κρατηθεί υπό έλεγχο κατά τη διάρκεια της ανάλυσης.

4.3.4 Πεπερασμένα στοιχεία - Χρήση ακουστικού μέσου (acoustic medium)

Η μαθηματική περιγραφή των ακουστικών μέσων προέρχεται από τη μηχανική των ρευστών. Για να μπορούν να εφαρμοστούν οι εξισώσεις της μηχανικής των ρευστών πρέπει να γίνουν κάποιες παραδοχές. Το ρευστό θεωρείται Νευτώνειο, το πεδίο ροής αστρόβιλο, οι δυνάμεις στο σώμα του ρευστού είναι αμελητέες και δεν έχουμε δυνάμεις λόγω ιξώδους, υπάρχουν μικρές διαταραχές, το μέσο είναι ομογενές και γενικά δεν υπάρχει ροή. Κάνοντας αυτές τις παραδοχές, δεν υπάρχουν βαθμοί ελευθερίας για μετατόπιση στο υλικό και οι κινήσεις εντός αυτού μπορούν να εκφραστούν ως προς τις αναπτυσσόμενες πιέσεις.^[38]

Σε εφαρμογές σεισμικής ανάλυσης σε φράγματα όπου οι κυματισμοί στο ρευστό έχουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον ενώ η ροή είναι αμελητέα, οι εξισώσεις που διέπουν τα ακουστικά μέσα μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την περιγραφή του ρευστού.

Σύμφωνα με τον οδηγό του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Abaqus, το οποίο χρησιμοποιείται στην παρούσα εργασία, τα ακουστικά στοιχεία μπορούν να χρησιμοποιηθούν

για προσομοίωση ρευστών που αλληλεπιδρούν με κατασκευές. Η χρήση τους μπορεί να γίνει μόνο σε δυναμικές αναλύσεις και μπορούν να προσομοιώσουν τη διάδοση ηχητικών κυμάτων μέσα στο μέσο.

<u>Μαθηματική Περιγραφή</u> ^{[09], [19], [22], [31], [38]}

Αν στις εξισώσεις Navier – Stokes θεωρήσουμε ότι δεν υπάρχει ροή και δεν υπάρχουν δυνάμεις εξωτερικές ή λόγω ιξώδους στο ρευστό, η εξίσωση κίνησης του ρευστού γράφεται:

$$\frac{\partial p}{\partial x} + \rho \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \tag{4.14}$$

όπου p οι πιέσεις που ασκούνται στο ρευστό, ρ η πυκνότητα του ρευστού και u η ταχύτητα του ρευστού κατά τον άξονα x.

Αν θεωρήσουμε η τη μετατόπιση κατά x, η παραπάνω εξίσωση γράφεται:

$$\frac{\partial p}{\partial x} + \rho \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = 0 \tag{4.15}$$

Γενικά, ισχύει ότι η πίεση ισούται με $p = -B\varepsilon_v$, όπου $\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$. Αν \vec{v} το διάνυσμα της μετατόπισης, τότε η σχέση αυτή γράφεται $p = -B\nabla \vec{v}$ όπου B το μέτρο συμπιεστότητας (bulk modulus).

Αν τώρα θεωρήσουμε την εξίσωση αυτή κατά άξονες , κατά τον άξονα x, η εξίσωση γράφεται

$$p = -B\frac{\partial\eta}{\partial x} \tag{4.16}$$

Αντικαθιστώντας την 4.16 στην εξίσωση 4.15, η σχέση μπορεί να γραφεί:

$$\frac{1}{\rho}\frac{\partial^2\eta}{\partial x^2} = \frac{1}{B}\frac{\partial^2\eta}{\partial t^2}$$
(4.17)

Ακόμη, παραγωγίζοντας την 4.16 ως προς το χρόνο και διαιρώντας με Β έχουμε:

$$-\frac{1}{B}\frac{\partial p}{\partial t} = \frac{\partial^2 \eta}{\partial t \partial x} \tag{4.18}$$

Παραγωγίζοντας την 4.15 ως προς x και διαιρώντας με την πυκνότητα έχουμε:

$$\frac{1}{\rho}\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial^2 \eta}{\partial t \partial x}\right) \tag{4.19}$$

Και αντικαθιστώντας την 4.18 έχουμε την κυματική εξίσωση στην οποία υπακούει το ακουστικό μέσο κατά άξονα:

$$\frac{1}{\rho}\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} = \frac{1}{B}\frac{\partial^2 p}{\partial t^2}$$
(4.20)

Ένας περιορισμός των ακουστικών μέσων είναι ότι σε αυτά δεν μπορούν να εφαρμοστούν στατικά φορτία. Έτσι σε ένα πρόβλημα όπου πρέπει να ληφθεί υπόψιν το βάρος του ρευστού, πρέπει να γίνει κάτι επιπλέον. Το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης νερού – φράγματος απαιτεί να συμπεριληφθούν μεταξύ άλλων και οι υδροστατικές πιέσεις που οφείλονται στο βάρος του

νερού. Για να πραγματοποιηθεί αυτό, μπορεί η υδροστατική πίεση να εφαρμοστεί στο ανάντη πρανές του φράγματος ως εξωτερικό φορτίο.

Για την προσομοίωση του υλικού του νερού, πρέπει να καθορισθεί η πυκνότητά του και το μέτρο συμπιεστότητας (bulk modulus) B.

Συνοψίζοντας, το πλεονέκτημα της χρήσης ακουστικού μέσου είναι ότι είναι απλό και αποτελεσματικό όταν γίνονται αριθμητικές επιλύσεις, αφού λόγω του ότι δεν υπάρχει ροή, δεν υπάρχουν και εκτεταμένες μετατοπίσεις. Επίσης η ύπαρξη μόνο ενός βαθμού ελευθερίας, κάνει τα μοντέλα πιο απλά σε σύγκριση με τα κλασσικά στοιχεία τύπου Lagrange που έχουν τρείς ή έξι βαθμούς ελευθερίας, για δισδιάστατα ή τρισδιάστατα μοντέλα αντίστοιχα.

Συνοριακές συνθήκες ακουστικού μέσου

Το ακουστικό μέσο, πρέπει επίσης να υπακούει σε κάποιες συνοριακές συνθήκες.

Επιφάνεια ταμιευτήρα

Στην επιφάνεια του ρευστού πρέπει να οριστεί μηδενική προδιαγεγραμμένη πίεση.

Διεπιφάνεια ρευστού - κατασκευής

Στη διεπιφάνεια του ρευστού με την κατασκευή, η επιφάνεια του ρευστού πρέπει να ακολουθεί τις μετατοπίσεις της επιφάνειας της κατασκευής κάθετα στην επιφάνεια, χωρίς όμως να επεμβαίνει στην εφαπτόμενη διεύθυνση.

Αν για κάποιο λόγο θεωρούμε ότι κατά την επαφή του νερού με το φράγμα, η δύναμη αυτού αλλάζει, τότε μπορούμε να εφαρμόσουμε αυτή τη διαφορά χρησιμοποιώντας μία κατάσταση παρεμπόδισης (impedance condition).

Βάση ταμιευτήρα^{[09], [31]}

Σημαντικό είναι να καθοριστεί ο τρόπος που αντιδρούν τα όρια του ταμιευτήρα, όταν έρχονται σε επαφή με τα κύματα που διαδίδονται μέσα στο νερό. Το θέμα αυτό έχει πολλούς παράγοντες και ο τρόπος προσέγγισής του εξαρτάται από τις παραδοχές που θα κάνει κανείς, λόγω των πολλών αβεβαιοτήτων της συμπεριφοράς του ταμιευτήρα κατά τη διάρκεια σεισμού.

Όταν τα κύματα διαδίδονται εντός του ταμιευτήρα, αυτά που διαδίδονται προς το βυθό του, όταν έρθουν σε επαφή με αυτόν, είτε αντανακλώνται πλήρως, είτε απορροφώνται πλήρως, είτε απορροφώνται μερικώς.

Έστω λοιπόν ο κυματισμός α που διαδίδεται εντός ενός υλικού με μέτρο ελαστικότητας E_1 και ταχύτητα διάδοσης c_1 . Το κύμα αυτό όταν φτάσει στα όρια του ταμιευτήρα, απορροφάται κατά ένα μέρος από το έδαφος που έχει ιδιότητες E_2 , c_2 αντίστοιχα δημιουργώντας ένα κύμα γ και αντανακλάται κατά το υπόλοιπο μέρος του δημιουργώντας ένα κύμα β. Ισχύει ότι:

$$\frac{\partial \eta_{\alpha}}{\partial t} + \frac{\partial \eta_{\beta}}{\partial t} = \frac{\partial \eta_{\gamma}}{\partial t} = > \frac{c_1}{E_1} p_{\alpha} + \frac{c_1}{E_1} p_{\beta} = \frac{c_2}{E_2} p_{\gamma}$$
(4.21)

Για αυτούς τους κυματισμούς ισχύει ότι το άθροισμα των πιέσεων στο ένα μέσο πρέπει να είναι ίσο με αυτών στο άλλο.

$$p_a = p_\beta + p_\gamma \tag{4.22}$$

Εάν κ το ποσοστό του προσπίπτοντος κυματισμού που ανακλάται, οι p_β και p_γ γράφονται:

$$p_{\gamma} = \kappa p_{\alpha} \, \kappa \alpha \iota \, p_{\beta} = (1 - \kappa) p_{a} \tag{4.23}$$

Αντικαθιστώντας στη σχέση 4.21 προκύπτει η 4.24 για το κ:

$$\kappa = \frac{2\sqrt{E_1\rho_1}}{\sqrt{E_2\rho_2} + \sqrt{E_1\rho_1}}, \, \acute{o}\pi ov \, 0 < \eta < 1 \tag{4.24}$$

Τιμή για το κ ίση με 1 θα σημαίνει πλήρη απορρόφηση του κυματισμού, συνέχεια δηλαδή σε μέσο με ίδιες ιδιότητες. Τιμή του κ πολύ κοντά στο 0, σημαίνει πρόσκρουση σε πολύ στιβαρή και άκαμπτη επιφάνεια και άρα σχεδόν πλήρης αντανάκλαση του κυματισμού. Οι τιμές 0<κ<1 ισχύουν για πρόσκρουση σε μέσο με μεγαλύτερο γινόμενο Ερ, τιμές που ισχύουν όταν μιλάμε για κύματα εντός νερού που προσπίπτουν σε επιφάνεια εδάφους.

Η τιμή του κ εξαρτάται από τις ιδιότητες του εδάφους επί του οποίου εδράζεται η κατασκευή. Ένας τρόπος για να προσομοιωθεί το φαινόμενο, είναι οι ιδιότητες του υλικού του μέσου του εδάφους να προσομοιωθούν βάση της παραπάνω σχέσης. Εναλλακτικά, μπορεί στο όριο του ταμιευτήρα να εφαρμοσθεί μία συνθήκη παρεμπόδισης (acoustic impedance interaction), όπου μπορούμε να ορίσουμε είτε την παρεμπόδιση (impedance) είτε τη δεκτικότητα (admittance) του ορίου.

Ανάντη άκρο ταμιευτήρα

Όπως και για τη βάση του ταμιευτήρα, έτσι και για το άλλο άκρο του οι συνοριακές συνθήκες που θα χρησιμοποιηθούν εξαρτώνται από τις παραδοχές που κάνουμε. Αν θέλουμε να θεωρήσουμε άπειρο ταμιευτήρα, υπάρχουν τρεις διαφορετικοί τρόποι προσέγγισης. Ο πρώτος τρόπος είναι να προσομοιωθεί ο ταμιευτήρας όπως ακριβώς είναι στην πραγματικότητα, μέθοδος η οποία όμως είναι υπολογιστικά, αλλά και ουσιαστικά, ασύμφορη. Η άλλη λύση είναι να προσομοιωθεί ο ταμιευτήρας τέτοιο ώστε να μπορεί να θεωρηθεί ότι οι ανακλάσεις των κυμάτων δεν επηρεάζουν τα αποτελέσματα κοντά στο φράγμα. Ο Ross (2006) (71. Ξένα) αναφέρει ότι ο Chopra θεωρεί πως για L/H > 3, η επίδραση του μήκους του ταμιευτήρα είναι αμελητέα. Η τελευταία μέθοδος αφορά την τοποθέτηση απορροφητικών συνόρων στο τέλος του ταμιευτήρα του μοντέλου μας. Αυτοί οι απορροφητήρες θα είναι σε θέση να απορροφήσουν όλη τη δύναμη του προελαύνοντος κύματος, προσομοιώνοντας έτσι κυματική διάδοση σε άπειρο μήκος. Για να γίνει αυτό πρέπει να υπολογιστεί η παράμετρος του απορροφητήρα που θα χρησιμοποιηθεί. [^{31].[38]}

Έστω λοιπόν μονοδιάστατος κυματισμός που οδεύει στο άπειρο. Η δύναμη που το κύμα αναπτύσσει σε μια διατομή εμβαδού Α είναι:

$$F = \sigma A = B\varepsilon A \tag{4.25}$$

όπου B: το μέτρο διόγκωσης (bulk modulus) και σ και ε η τάση στη διατομή και η αντίστοιχη παραμόρφωση κατά μήκος.

Η ταχύτητα διάδοσης ενός κυματισμού είναι c_f και είναι ιδιότητα του υλικού, δηλαδή στην παρούσα περίπτωση του νερού. Η ταχύτητα του υλικού σημείου \dot{v}_x κατά τη διέλευση του κυματισμού από αυτό είναι συνάρτηση της έντασης του κυματισμού.

Έχουμε λοιπόν:

$$\dot{v_x} = \frac{\partial v_x}{\partial t} = c_f \varepsilon \tag{4.26}$$

$$c_f = \sqrt{\rho B} \tag{4.27}$$

Αντικαθιστώντας τη σχέση 4.26 στην 4.25, προκύπτει ότι η δύναμη είναι ότι:

$$F = B \frac{\dot{v}_x}{c_f} A \tag{4.28}$$

και αντικαθιστώντας στη σχέση είτε το B είτε το cf προκύπτει

$$F = A\rho c_f \dot{v_x} = A\sqrt{\rho B} \dot{v_x} \tag{4.29}$$

Επομένως για πλήρη απορρόφηση, απαιτείται αποσβεστήρας με σταθερά C ίση με:

$$C = A\rho c_f = A\sqrt{\rho B} \tag{4.30}$$

Αυτό μπορεί να επιτευχθεί στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων είτε τοποθετώντας κατάλληλους αποσβεστήρες, είτε εφαρμόζοντας μία κατάσταση παρεμπόδισης (impedance condition) στο ακουστικό μέσο.^{[13], [31]}

4.3.5 Πεπερασμένα στοιχεία - Χρήση ρευστού τύπου Euler (Eulerian part)^{[19], [20], [22]}

Στην περίπτωση αυτή το υλικό ρέει εντός των πεπερασμένων στοιχείων τα οποία είναι σταθερά στο χώρο. Τα στοιχεία μπορεί να μην είναι γεμάτα υλικό. Μπορεί να είναι άδεια, μπορεί να είναι σε κάποια ενδιάμεση κατάσταση. Σύμφωνα με τον οδηγό του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Abaqus, η χρήση μιας τέτοιας προσομοίωσης είναι κατάλληλη για την επίλυση του προβλήματος αλληλεπίδρασης ρευστού και κατασκευής, χρησιμοποιώντας την επιλογή της γενικευμένης επαφής (general contact) ώστε το ρευστό τύπου Euler να αλληλεπιδρά με την κατασκευή τύπου Lagrange. ^{[31], [38]}

Για την προσομοίωση υλικού με αυτή τη μέθοδο, πρέπει να καθορισθεί η πυκνότητα του υλικού, το ιξώδες του και η καταστατική του εξίσωση.

Με τη χρήση της καταστατικής εξίσωσης, είναι δυνατό να εκφραστεί η πίεση (p) εντός του όγκου του υλικού συναρτήσει της πυκνότητας του (ρ) και της εκλυόμενης σε αυτό ενέργειας (E_m). Απαλείφοντας την ενέργεια, η καταστατική εξίσωση μπορεί να εκφράσει, για σταθερή θερμοκρασία, ζεύγη πίεσης – όγκου (p – V). Η εξίσωση αυτή περιγράφει όλες τις φάσεις στις οποίες μπορεί να βρεθεί το υλικό και είναι μοναδική για κάθε υλικό. Αυτή η μοναδική σχέση καλείται σχέση Hugoniot.

Η καταστατική εξίσωση μπορεί να προσομοιωθεί με χρήση μίας σχέσης Mie – Gruneisen η οποία μπορεί να θεωρηθεί γραμμική για διάφορα υλικά. Ένα από αυτά είναι το νερό. Η συνηθέστερη έκφραση αυτής είναι:

$$p - p_H = \Gamma \rho(E_m - E_H) \tag{4.31}$$

όπου:

$$\Gamma = \Gamma_0 \frac{\rho_0}{\rho} \tag{4.32}$$

με Γ_0 μία σταθερά του υλικού και ρ_0 την αρχική πυκνότητα του υλικού και p_H και E_H η πίεση και η ενέργεια αντίστοιχα στην αρχική κατάσταση.

Η ενέργεια Ε_H, μέσω νόμων της θερμοδυναμικής, μπορεί να εκφραστεί ως προς την πίεση p_H:

$$E_H = \frac{p_H \eta}{2\rho_0} \tag{4.33}$$

όπου η = 1- ρ_0/ρ και συμβολίζει την ογκομετρική παραμόρφωση του υλικού.

Με αντικατάσταση των παραπάνω σχέσεων στην 4.31 παίρνουμε τελικά την εξίσωση:

$$p = p_H \left(1 - \frac{\Gamma_0 \eta}{2} \right) + \Gamma_0 \rho_0 E_m \tag{4.34}$$

Η πίεση ph μπορεί να γραφτεί:

$$p_H = \frac{\rho_0 c_0^2 \eta}{(1 - s\eta)^2} \tag{4.35}$$

όπου οι συντελεστές c₀ και s εκφράζουν τη γραμμική σχέση μεταξύ της ταχύτητας της διέγερσης και της ταχύτητας των μορίων του υλικού. Η σχέση αυτή γράφεται:

$$U_s = c_0 + sU_p \tag{4.36}$$

και τελικά η 4.34 γράφεται:

$$p = \frac{\rho_0 c_0^2 \eta}{(1 - s\eta)^2} \left(1 - \frac{\Gamma_0 \eta}{2} \right) + \Gamma_0 \rho_0 E_m$$
(4.37)

Το πρόγραμμα Abaqus στις αναλύσεις ρητού βήματος επιλύει την παραπάνω εξίσωση.

Τελικά ο ορισμός του υλικού γίνεται προσδιορίζοντας την πυκνότητα και το ιξώδες του νερού, καθώς και την καταστατική του εξίσωση, ορίζοντας τους συντελεστές c_0 , Γ_0 και s.

Συνοριακές συνθήκες μοντέλου

Ο ορισμός των συνοριακών συνθηκών είναι καθοριστικός για την επιτυχία της μεθόδου. Οι σωστές συνοριακές συνθήκες φέρνουν σε επαφή τα μέλη Lagrange και Euler. Αναφέρονται παρακάτω οι συνθήκες που πρέπει να εφαρμοστούν.

Επιφάνεια ταμιευτήρα

Δεν απαιτείται η εφαρμογή κάποιας συνθήκης στην επιφάνεια.

Διεπιφάνεια νερού φράγματος

Για να επιτευχθεί η συνεργασία μεταξύ νερού και φράγματος, θα πρέπει οι ταχύτητες στα δύο διαφορετικά σώματα να είναι κοινές.

Βυθός ταμιευτήρα

Το νερό έρχεται σε επαφή με το βυθό. Απαιτείται απλά ο ορισμός μίας συνθήκης όπου το νερό θα ακουμπά πάνω στο έδαφος και θα μεταφέρει τις τάσεις λόγω του βάρους του.

Ανάντη άκρο ταμιευτήρα

Όπως και στο ακουστικό μέσο, έτσι και εδώ, είναι επιθυμητή η προσομοίωση άπειρου ταμιευτήρα με χρήση κατάλληλων αποσβεστήρων.

5. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΝΕΡΟ - ΦΡΑΓΜΑ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται ο τρόπος προσομοίωσης των σωμάτων που εμφανίζονται στο πρόβλημα αλληλεπίδρασης φράγματος - νερού, οι συνοριακές συνθήκες που χρησιμοποιήθηκαν και πως αυτές εφαρμόστηκαν για την επίλυση του προβλήματος. Αρχικά λοιπόν, για κάθε σώμα που συμμετέχει στην ανάλυση, γίνεται περιγραφή της γεωμετρίας του μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε, παρουσιάζεται ο τύπος και το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων που επιλέχθηκε και παρουσιάζονται οι ιδιότητες της διατομής και του υλικού της διατομής που χρησιμοποιήθηκαν. Τέλος, γίνεται αναφορά στις μεθόδους και τους τύπους ανάλυσης που πραγματοποιήθηκαν.

Σημειώνεται, πως το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε είναι το πρόγραμμα Abaqus και το ακριβές πρόβλημα που καλούμαστε να επιλύσουμε είναι οι τάσεις που αναπτύσσονται σε αξονοσυμμετρικό φράγμα σκληρού επιχώματος κατά τη διάρκεια σεισμού, λαμβάνοντας υπόψη και τις υδροδυναμικές πιέσεις που αναπτύσσονται λόγω της αλληλεπίδρασης φράγματος και νερού.

Στο Abaqus τα προβλήματα είναι αδιάστατα και συνεπώς η συμφωνία στις μονάδες μέτρησης των μεγεθών πρέπει να καθορίζεται από το χρήστη. Στις αναλύσεις της παρούσας εργασίας, ως μονάδες μέτρησης επιλέγονται τα kg, N, m, sec.

Για το μοντέλο επιλέγεται το φράγμα να είναι παραμορφώσιμο σώμα, η βάση θα είναι άκαμπτο στερεό σώμα ενώ το νερό εξαρτάται από τον τρόπο προσομοίωσής του που επιλέγεται και μπορεί να είναι είτε παραμορφώσιμο σώμα είτε πρόσθετη μάζα.



5.1 Προσομοίωση φράγματος

<u>Γεωμετρία</u>

Εικόνα 5.1 Γεωμετρία και διακριτοποίηση φράγματος

Για τις βασικές αναλύσεις με το δισδιάστατο μοντέλο επιλέγεται η παραπάνω διατομή του φράγματος. Το φράγμα έχει ισοσκελή τραπεζοειδή διατομή ύψους H = 70 m με κλίση πρανών 0.7/1 (O:K) και πλάτος στέψης 5 m, απ' όπου προκύπτει πλάτος στη βάση B = 103 m.

Ιδιότητες διατομής και υλικού φορέα

Όσων αφορά το υλικό του φράγματος, επιλέγεται πυκνότητα υλικού $\rho = 2300 \text{ kg/m}^3$ με μέτρο ελαστικότητας E = 2 GPa και λόγο Poisson v = 0.2 ενώ εφαρμόζονται και κατάλληλοι συντελεστές Rayleigh για την προσομοίωση της απόσβεσης του φράγματος. Οι παραπάνω τιμές συμφωνούν με αυτές που αναφέρονται στα κεφάλαια του θεωρητικού μέρους. Στις παραμετρικές αναλύσεις θα αλλάζει το μέτρο ελαστικότητας του υλικού.

Διακριτοποίηση του φορέα^{[19], [20]}

Για τη διακριτοποίηση του φορέα, επιλέγουμε σχετικά πυκνή διάταξη αφού ζητάμε από το πρόγραμμα να δημιουργήσει στοιχεία πλευράς περίπου 2 m. Όσο πυκνότερη η διάταξη τόσο ακριβέστερο είναι το αποτέλεσμα που προκύπτει, όμως τόσο πιο βαριές υπολογιστικά είναι και οι αναλύσεις. Τα στοιχεία που χρησιμοποιούνται είναι δισδιάστατα τετραγωνικά (quad) στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain) δεύτερης τάξης (quadratic) και άρα με 8 κόμβους, επιλέγοντας όμως μειωμένη τάξη ολοκλήρωσης (reduced integration) κατά την ανάλυση. Στη βιβλιοθήκη στοιχείων του προγράμματος αυτά αναφέρονται ως CPE8R. Αφήνεται στο πρόγραμμα ελευθερία επιλογής για την ακριβή τοποθέτηση των στοιχείων του φορέα με την επιλογή free mesh.

Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται μέλος τύπου Euler για το νερό, η ανάλυση μπορεί να γίνει μόνο με τρισδιάστατα στοιχεία. Έτσι για προσεγγίζουμε το μοντέλο δύο διαστάσεων, επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε ένα μέλος το οποίο έχει πάχος 1 m. Το μέλος αυτό προσομοιώνεται και αυτό με στοιχεία πλευράς ανά 2 m. Χρησιμοποιούνται στοιχεία τρισδιάστατης έντασης (3D stress) κυβικά (hex) πρώτης τάξης (linear order) και άρα με 8 κόμβους, επιλέγοντας μειωμένη τάξη ολοκλήρωσης (reduced integration). Τα στοιχεία αυτά συμβολίζονται ως C3D8R στη βιβλιοθήκη του Abaqus. Στο πρόγραμμα επιλέγεται η επιλογή sweep για τη διαμόρφωση των πεπερασμένων στοιχείων στο σώμα της κατασκευής.

5.2 Προσομοίωση εδάφους

<u>Γεωμετρία</u>

Το έδαφος προσομοιώνεται ως στερεό άκαμπτο σώμα. Στο δισδιάστατο μοντέλο είναι μία ευθεία γραμμή. Στο Abaqus, ένα τέτοιο σώμα απαιτεί τη σήμανση ενός σημείου αναφοράς, σύμφωνα με τον οποίο θα κινούνται και όλα τα υπόλοιπα σημεία του σώματος. Το σημείο αυτό επιλέγεται να είναι ακριβώς στη μέση του.

Ιδιότητες διατομής και υλικού φορέα

Στα άκαμπτα σώματα δεν ανατίθεται κάποια διατομή και ούτε κάποια μάζα. Αν θέλουμε να έχουν μάζα, πρέπει να την εισάγουμε ως σημειακή. Σε ρητές (explicit) αναλύσεις μπορεί, αν είναι επιθυμητό, να οριστεί πυκνότητα στα στοιχεία τέτοιου σώματος.

<u>Διακριτοποίηση ^{[19], [20]}</u>

Η διακριτοποίηση της βάσης επιλέγεται έτσι ώστε να είναι σε όσο το δυνατό καλύτερη συμφωνία με αυτή του φράγματος. Για το λόγο αυτό επιλέγεται να υπάρχουν στοιχεία μήκους

2 m. Σε σώματα που προσομοιώνονται ως στερεά άκαμπτα, το πρόγραμμα επιτρέπει την εφαρμογή διακριτών άκαμπτων στοιχείων. Στο δισδιάστατο μοντέλο αυτά είναι δύο διαστάσεων. Για ανάλυση επίπεδης έντασης τα στοιχεία άκαμπτης σύνδεσης (rigid link) είναι κατάλληλα. Στη βιβλιοθήκη του προγράμματος αυτά λέγονται R2D2.

5.3 Προσομοίωση νερού

Ανάλογα τον τρόπο προσομοίωσης του νερού έχουμε και διαφορετική γεωμετρία, ιδιότητες, διακριτοποίηση και τρόπο ανάλυσης.

<u>Γεωμετρία</u>

Στο βασικό μοντέλο επιλέγουμε το νερό να βρίσκεται σε ύψος 60 m.

Στην περίπτωση που εφαρμόζονται απλοποιημένες μέθοδοι (Westergaard, Chopra), το νερό εφαρμόζεται ως συγκεντρωμένη μάζα στην ανάντη παρειά του φράγματος.

Για την εφαρμογή της μεθόδου Westergaard, επιλέγεται να τοποθετηθούν μάζες ανά στοιχείο πλέγματος διακριτοποίησης, στο μεσαίο κόμβο των πλευρών των στοιχείων από ύψος 0.80 m έως 59.43 m, και για μήκος 1 m κατά τον άξονα τον κάθετο στο επίπεδο της διατομής. Οι μάζες τοποθετούνται σύμφωνα με τη μέθοδο που περιγράφηκε στο θεωρητικό μέρος. Με ολοκλήρωση λοιπόν της σχέσης 4.7 από το ύψος του κόμβου αρχής έως το ύψος του κόμβου τέλους του κάθε πεπερασμένου στοιχείου, έχουμε την παρακάτω κατανομή πρόσθετων μαζών.



Εικόνα 5.2 Τιμές κατανεμημένων μαζών κατά Westergaard κατά το ύψος του φράγματος

Στην περίπτωση που το νερό προσομοιώνεται σαν ακουστικό μέσο, στο δισδιάστατο μοντέλο, η γεωμετρία είναι η παρακάτω.



Εικόνα 5.3 Προσομοίωση και διακριτοποίηση ταμιευτήρα ως ακουστικό μέσο

Το μήκος του ταμιευτήρα θεωρείται ίσο με 300 m στη βάση, ίσο δηλαδή με 5 φορές το ύψος του νερού.

Στην περίπτωση προσομοίωσης του νερού ως μέλος τύπου Euler, το σώμα του νερού δείχνει όπως στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 5.4 Προσομοίωση ταμιευτήρα με μέλος Euler

Μπορούμε να παρατηρήσουμε στην εικόνα αυτή όλο το χώρο που καταλαμβάνει το μέλος Euler, αλλά και το χώρο που καταλαμβάνει το νερό στην αρχική φάση της ανάλυσης. Ο ορισμός αυτού γίνεται μέσω ενός βοηθητικού εργαλείου πλήρωσης όγκου (volume fraction tool). Περισσότερες λεπτομέρειες για αυτό θα δοθούν σε επόμενο κεφάλαιο.

Ιδιότητες διατομής και υλικού

Στην περίπτωση εφαρμογής συγκεντρωμένων μαζών δεν απαιτείται ορισμός κάποιου υλικού ούτε διατομής.

Στην περίπτωση εφαρμογής ακουστικού μέσου δημιουργείται υλικό του οποίου η πυκνότητα του νερού είναι ρ = 1000 kg/m³ ενώ το μέτρο συμπιεστότητάς του είναι B = 2.2 GPa. Αυτό το μέτρο συμπιεστότητας ισχύει για το νερό σε θερμοκρασία 20 °C και υπό ατμοσφαιρική πίεση.

Η διατομή είναι ομογενής και αποτελείται το παραπάνω υλικό. Έπειτα αυτή δίνεται στο σώμα του νερού.

Στην περίπτωση εφαρμογής ανάλυσης Euler, εφαρμόζεται για το νερό πυκνότητα $\rho = 1000$ kg/m³, ιξώδες $\mu = 10^{-3}$ Ns/m^{2 [07]} και ορίζεται η καταστατική εξίσωση του υλικού με c₀=1450 m/s η ταχύτητα του ηχητικού κύματος στο νερό, $\Gamma_0 = 0$ και s = 0. ^[21]

Όσων αφορά στη διατομή, αυτή είναι επίσης τύπου Euler, στην οποία καθορίζεται το υλικό το οποίο μπορεί να υπάρξει εντός του μέλους Euler. Η διατομή αυτή δίνεται σε όλο το μέλος. Σημειώνεται ότι σε αυτή τη φάση το υλικό δεν έχει δοθεί ακόμη στο μέλος. Η εισαγωγή υλικού περιγράφεται στο κεφάλαιο των συνοριακών συνθηκών και αλληλεπιδράσεων.

Δ ιακριτοποίηση^{[19], [20]}

Στην περίπτωση των συγκεντρωμένων μαζών τα στοιχεία είναι συγκεντρωμένες μάζες και άρα δεν υπάρχει κάποια διακριτοποίηση.

Στην περίπτωση χρήσης ακουστικού μέσου, η διακριτοποίηση του φορέα προκειμένου να συμπίπτει όσο το δυνατόν καλύτερα με αυτή του φράγματος έχει στοιχεία πλευράς περίπου 2 m. Επιλέγονται ακουστικά τετράπλευρα στοιχεία πρώτης τάξης τα οποία υπακούν στις εξισώσεις που περιγράφονται στο κεφάλαιο 3. Στη βιβλιοθήκη του Abaqus τα στοιχεία αυτά συμβολίζονται ως AC2D4.

Στην περίπτωση χρήσης μέλους τύπου Euler, απαιτείται η δημιουργία δύο μερών (parts). Το ένα είναι το μέλος τύπου Euler. Αυτό καθορίζει το πλέγμα των σταθερών στο χώρο πεπερασμένων στοιχείων εντός των οποίων θα περνά το υλικό του νερού. Η διακριτοποίησή του είναι ιδιαίτερα σημαντική αφού όσο μεγαλύτερη η ακρίβεια τόσο πιο λεπτομερής είναι η ανάλυση και όλο και πιο μικρής κλίμακας φαινόμενα μπορούν να φανούν, όπως είναι για παράδειγμα οι κυματισμοί στην επιφάνεια του ταμιευτήρα Τα στοιχεία που χρησιμοποιούνται είναι τύπου Euler (Eulerian), καθώς μόνο τέτοια μπορούν να διακριτοποιήσουν μέλη τέτοιου τύπου. Επιλέγονται κυβικά στοιχεία (hex) πρώτης τάξης (linear order) και άρα με 8 κόμβους και ο καταμερισμός των στοιχείων γίνεται με την επιλογή structured χωρίς ωστόσο να έχει ιδιαίτερη σημασία στη συγκεκριμένη περίπτωση. Τα στοιχεία αυτά ονομάζονται EC3D8R στη βιβλιοθήκη του Abaqus.

Το δεύτερο μέρος είναι το μέρος που ορίζει την αρχική θέση του υλικού του νερού. Τοποθετείται εντός των συνόρων του μέλους Euler. Η διακριτοποίηση του είναι τυπική και δε μας χρησιμεύει σε τίποτα άλλο. Πριν ξεκινήσει η ανάλυση το μέλος αυτό συμπιέζεται για να μην συμπεριληφθεί στη διαδικασία. Ο τρόπος με τον οποίο ορίζεται η αρχική κατάσταση του υλικού θα περιγραφεί στο κεφάλαιο των συνοριακών συνθηκών και των αλληλεπιδράσεων.

5.4 Φορτία στην κατασκευή

<u>Βαρύτητα</u>

Η βαρύτητα εφαρμόζεται ως φορτίο στο Abaqus. Πιο συγκριμένα επιλέγοντας φορτίο gravity, το πρόγραμμα ζητάει να δώσουμε την επιτάχυνση που επιθυμούμε κατά τον άξονα που επιθυμούμε. Κατά τον κατακόρυφο άξονα οπότε, εφαρμόζεται επιτάχυνση -9.81 m/s².

Στις περιπτώσεις που προσομοιώνουμε το νερό με κατανεμημένες μάζες ή με ακουστικό μέσο, επιτρέπεται από το πρόγραμμα στατική ανάλυση. Επομένως, εφαρμόζουμε για τις κατανεμημένες μάζες και για το σώμα του φράγματος στατικό φορτίο βαρύτητας με τον παραπάνω τρόπο. Στο ακουστικό μέσο, εξ' ορισμού δε μπορεί να εφαρμοστεί φορτίο βαρύτητας.

Στην περίπτωση που το νερό προσομοιώνεται ως eulerian μέρος, επιτρέπονται μόνο δυναμικές αναλύσεις τύπου σταθερού βήματος (explicit). Το φορτίο καθορίζεται ακριβώς όπως σημειώνεται παραπάνω. Ωστόσο, επειδή το φορτίο εφαρμόζεται δυναμικά, δίνεται στο βήμα της ανάλυσης όπου εφαρμόζεται η βαρύτητα του εκάστοτε σώματος μεγαλύτερη διάρκεια, ώστε να μπορέσει να γίνει σταθεροποίηση του φορτίου που ασκείται. Για το σώμα του νερού είναι μεγαλύτερη η διάρκεια που απαιτείται από ότι για το σώμα του φράγματος.

<u>Υδροστατική πίεση</u>

Στην περίπτωση που το νερό προσομοιάζεται ως πρόσθετη μάζα ή ως ακουστικό μέσο, το φορτίο λόγω υδροστατικής πίεσης προσομοιάζεται ως πρόσθετο φορτίο στην κατασκευή. Επιλέγεται φορτίο pressure και έπειτα επιλέγουμε hydrostatic και εισάγουμε ως φορτίο μηδενικής πίεσης το υψόμετρο 60 m για το βασικό μοντέλο και στο υψόμετρο 0 m εισάγουμε την τιμή:

$$p_w = \rho_w g \frac{h_w}{\sin\omega} \tag{5.1}$$

ópou ρ_w : η pukuóthta tou ueroú , g: η epitácuust the barúthtae, h_w : to úyoc tou ueroú kai ω : η gwuía klishe tou anánth pranoús tou frágmatos.

Για το βασικό μοντέλο όπου $h_w=60$ m και $\lambda=0.7/1$ (O:K) άρα $\omega=55^{\rm o},$ έχουμε $p_w=718550$ Pa.

Στην περίπτωση που το νερό προσομοιάζεται ως eulerian part, η υδροστατική πίεση συνυπολογίζεται κατά την ανάλυση και δε δίνονται τα αποτελέσματά της ξεχωριστά.

<u>Σεισμός</u>

Η σεισμική δράση εφαρμόζεται στο προσομοίωμα μέσω επιτάχυνσης κατά τον άξονα που επιθυμούμε. Στο δισδιάστατο μοντέλο, εφαρμόζεται η επιτάχυνση του σεισμού σε m/s² κατά τον άξονα που είναι παράλληλος στη ροή του ποταμού.

Είναι δυνατό να εφαρμοστούν είτε σταθερές τιμές επιτάχυνσης, είτε κύκλοι ημιτόνων ή συνημιτόνων είτε πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα. Στις αναλύσεις μας, εφαρμόζονται οι επιταχύνσεις που αναπτύχθηκαν στους σεισμούς Loma Prietta, California, USA (1989), Tabas, Iran (1978), Petrovac, Montenegro (1979), Αίγιο, Ελλάδα (1995), Καλαμάτα, Ελλάδα (1986). Παρακάτω παρουσιάζονται τα επιταχυνσιογραφήματα και τα φάσματα επιταχύνσεων των παραπάνω σεισμών.





Σχήμα 5.1 Επιταχυνσιογραφήματα σεισμών

Η μέγιστη επιτάχυνση των παραπάνω επιταχυνσιογραφημάτων ποικίλει από περίπου 2 m/s²έως και περίπου 8.5 m/s². Τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά προέρχονται τόσο από τον ελληνικό χώρο όσο και από χώρες του εξωτερικού. Οι αναλύσεις που πραγματοποιούνται στην εργασία μπορούν να αποτελέσουν ένα καλό δείγμα για τους κινδύνους που υπάρχουν για τα φράγματα $AK\Sigma E$ ανά τον κόσμο αλλά και στην Ελλάδα, κατά τη δράση του σεισμού.

Φάσματα Επιταχύνσεων



Σχήμα 5.2 Φάσματα επιταχύνσεων σεισμών

Τα παραπάνω φάσματα επιταχύνσεων, εξήχθησαν με τη βοήθεια του λογισμικού Seismosignal. Παρατηρούμε ότι οι παραπάνω σεισμοί σε συνδυασμό παρουσιάζουν αρκετά μεγάλες φασματικές επιταχύνσεις σε όλες τις περιόδους έως 0.8 sec περίπου. Αυτό βοηθάει στις αναλύσεις, πρώτον επειδή η ιδιοπερίοδος του φράγματος αναμένεται σε αυτά τα όρια και δεύτερον διότι στις παραμετρικές αναλύσεις, η αλλαγή των διαφόρων παραμέτρων επιφέρει άλλοτε μικρές και άλλοτε μεγάλες αλλαγές στις ιδιοπεριόδους της κατασκευής και άρα μπορούν να προκύψουν συμπεράσματα για διάφορες περιπτώσεις.

5.5 Συνοριακές συνθήκες και αλληλεπιδράσεις

Για να είναι ολοκληρωμένο το μοντέλο, είναι σημαντικό να καθορισθούν τόσο οι συνθήκες στα όρια των μελών του μοντέλου, όσο και οι συνθήκες στις διεπιφάνειες αυτών. Η διαδικασία αυτή είναι ίσως η πιο επίπονη της μοντελοποίησης αφού απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή.

5.5.1 Συνθήκες για όλα τα μοντέλα

Σε αυτό το υποκεφάλαιο παρουσιάζονται οι συνθήκες που πρέπει να καθορισθούν οποιοσδήποτε κι αν είναι ο τρόπος ανάλυσης που επιλέγεται.

Συνοριακές συνθήκες εδάφους [19], [20]

Για το άκαμπτο στοιχείο πρέπει να καθορισθεί η συμπεριφορά όλων των βαθμών ελευθερίας ώστε να μπορεί να γίνει η ανάλυση. Στα στάδια των στατικών φορτίσεων και της ιδιομορφικής ανάλυσης, όλοι οι βαθμοί ελευθερίας είναι δεσμευμένοι.

Όταν πρέπει να πραγματοποιηθεί η σεισμική ανάλυση, ο βαθμός ελευθερίας που είναι παράλληλος στη βάση ελευθερώνεται. Σε αυτόν εφαρμόζεται το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού.

<u>Επαφή φράγματος – εδάφους ^{[19], [20]}</u>

Στη διεπιφάνεια της βάσης του φράγματος με το έδαφος καθορίζεται μία αλληλεπίδραση. Αυτή περιέχει δύο ιδιότητες. Η μία έχει να κάνει με την κατακόρυφη επαφή του φράγματος με τη βάση του και η άλλη με την αντοχή της διεπιφάνειας σε διατμητικές τάσεις προκειμένου να μην υπάρχει ολίσθηση.

Στο πρόγραμμα Abaqus λοιπόν, καθορίζεται "Normal Behavior" με "Hard Contact". Αυτό σημαίνει ότι η κατακόρυφη τάση μπορεί να μεταφερθεί από το ένα σώμα στο άλλο. Όταν η κατακόρυφη τάση είναι μικρότερη του μηδενός, τότε δεν υπάρχει επαφή. Όταν είναι μεγαλύτερη του μηδενός, υπάρχει επαφή.

Όσων αφορά στο δεύτερο μέρος, στο πρόγραμμα επιλέγεται η επιλογή "Tangential Behavior" και έπειτα η επιλογή "Penalty" όπου δίνεται ένας συντελεστής που ονομάζεται "Friction Coefficient". Με τις παραπάνω επιλογές επιλέγουμε να υπάρχει ολίσθηση μεταξύ βάσης και φράγματος όταν ξεπεραστεί κάποια τιμή της διατμητικής τάσης στη διεπιφάνεια. Αυτή η τιμή ισούται με το γινόμενο του παραπάνω συντελεστή, γνωστού ως συντελεστής τριβής μ και της κατακόρυφης ασκούμενης τάσης σε κάθε χρονική στιγμή της ανάλυσης. Επομένως, ολίσθηση ως προς τη βάση θα έχουμε σε κάποια χρονική στιγμή i αν $τ_i > τ_{criti} = \delta \sigma_i$.

Ο συντελεστής μ επιλέγεται να είναι ίσος με tanφ όπου φ η γωνία τριβής του υλικού του φράγματος. Για το συγκεκριμένο υλικό είναι $φ = 40^{\circ}$ σύμφωνα με το θεωρητικό μέρος και άρα $\delta = tan\phi = 0.84$.

5.5.2 Συνθήκες για την προσομοίωση με ακουστικό μέσο

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφονται οι ιδιαίτερες συνοριακές συνθήκες που πρέπει να καθορισθούν στην ανάλυση με ακουστικό μέσο.

Μηδενική αρχική πίεση στην επιφάνεια του ακουστικού μέσου [19], [20], [22], [38]

Στην περίπτωση που το νερό προσομοιώνεται ως ακουστικό μέσο, η αρχική πίεση στην επιφάνεια αυτού πρέπει να είναι 0. Στο πρόγραμμα Abaqus, όταν χρησιμοποιείται ακουστικό μέσο, υπάρχει επιλογή καθορισμού ακουστικής πίεσης (acoustic pressure) στο παράθυρο των συνοριακών συνθηκών. Χρησιμοποιείται η επιλογή αυτή, η οποία δίνει μηδενική πίεση στην επιφάνεια του ακουστικού μέσου.

Αλληλεπίδραση ακουστικού μέσου και φράγματος ^{[19], [20], [22], [38]}

Για την αλληλεπίδραση του ακουστικού μέσου με το φράγμα, χρησιμοποιείται μία δέσμευση (constraint) τύπου δεσίματος (tie). Όταν εφαρμόζονται τέτοιες δεσμεύσεις, μία επιφάνεια καθορίζεται ως πρωτεύουσα (master) και μία ως δευτερεύουσα (slave). Επιλέγεται ως πρωτεύουσα η επιφάνεια του φράγματος και ως δευτερεύουσα η επιφάνεια του νερού. Έτσι οι μετατοπίσεις του ρευστού ακολουθούν τις μετατοπίσεις της επιφάνειας του φράγματος.

Αλληλεπίδραση ακουστικού μέσου και βυθού ταμιευτήρα (ακουστικό μέσο) [19], [20], [22], [38]

Στην περίπτωση που το νερό προσομοιώνεται ως ακουστικό μέσο, το abaqus δεν μπορεί να φέρει σε επαφή ακουστικό μέσο με άκαμπτο μέλος.

Πρέπει ωστόσο να καθοριστεί η συμπεριφορά των κυμάτων του ακουστικού μέσου όταν φτάσουν στο όριο του ταμιευτήρα στο βυθό. Ακολουθείται ότι περιγράφηκε στο κεφάλαιο 4.

Επιλέγεται, η δύναμη παρεμπόδισης που αναφέρθηκε να είναι μηδενική. Ωστόσο αυτό μπορεί να αλλάξει από το χρήστη και να γίνει προσομοίωση οποιουδήποτε υλικού επιθυμούμε.

Συνοριακή συνθήκη στο άλλο άκρο του ακουστικού ταμιευτήρα (ακουστικό μέσο) [19], [20], [22]

Για τη συνοριακή συνθήκη στο άλλο άκρο του ταμιευτήρα, ακολουθείται η διαδικασία που περιγράφεται στο κεφάλαιο 4. Για να γίνει η εφαρμογή της θεωρίας, το Abaqus δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να ορίσει μία δύναμη παρεμπόδισης Τ ή να επιλέξει όριο πλήρους απορρόφησης (nonreflecting). Στις αναλύσεις χρησιμοποιείται η επιλογή πλήρους απορρόφησης (nonreflecting) και έπειτα η επιλογή επίπεδου ορίου (planar), ώστε να προσομοιωθεί επίπεδο όριο το οποίο απορροφά πλήρως τον κυματισμό.

5.5.3 Συνθήκες για την προσομοίωση με μέλος Euler

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφονται οι ιδιαίτερες συνθήκες που πρέπει να εφαρμοσθούν στην περίπτωση που θα γίνει ανάλυση με μέλος Euler.

Εισαγωγή υλικού στο μέλος Euler ^{[19], [20], [22]}

Για να καθοριστεί ο χώρος τον οποίο θα καταλαμβάνει το υλικό του νερού, χρησιμοποιείται όπως αναφέρθηκε και παραπάνω ένα βοηθητικό μέλος το οποίο υποδεικνύει το χώρο που θα καταλαμβάνει το υλικό στην αρχική κατάσταση.

Για την εισαγωγή του υλικού, χρησιμοποιείται το εργαλείο γεμίσματος του όγκου (volume fraction tool) το οποίο ορίζει ένα διακριτό πεδίο (discrete field) από την ενότητα των αλληλεπιδράσεων (interactions). Όταν επιλέγεται το συγκεκριμένο εργαλείο, ζητείται να ορισθεί το μέλος Euler από το οποίο θα δοθεί το υλικό που θέλουμε να εισαχθεί, στο χώρο που είναι επιθυμητό. Το υλικό το γνωρίζει το πρόγραμμα αφού έχει ορισθεί νωρίτερα η διατομή του Eulerian μέλους με το υλικό της. Επιλέγεται έπειτα το βοηθητικό μέλος ώστε να δοθεί εκεί το υλικό. Σε αυτή τη φάση έχει δημιουργηθεί το διακριτό πεδίο χωρίς όμως ακόμη να έχει ολοκληρωθεί η διαδικασία.

Ο ορισμός του χώρου που καταλαμβάνει το υλικό ολοκληρώνεται ορίζοντας από την ενότητα των προκαθορισμένων πεδίων (predefined fields), από την κατηγορία άλλα, επιλέγοντας τον τύπο εκχώρησης υλικού (material assignment). Επιλέγεται το μέλος Euler και στη συνέχεια το διακριτό πεδίο που έχει καθορισθεί προηγουμένως. Με αυτό τον τρόπο ολοκληρώνεται η εισαγωγή υλικού στο χώρο του μέλους Euler που επιθυμούμε. Το βοηθητικό μέλος συμπιέζεται πριν ξεκινήσει η ανάλυση, ώστε να μη συμπεριληφθεί σε αυτή.

Προσομοίωση συνοριακών συνθηκών

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας πραγματοποιήθηκαν προσπάθειες για την προσομοίωση των συνοριακών συνθηκών που αναφέρονται στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ωστόσο λόγω δυσκολιών στη διαχείριση του μέσου τύπου Euler, το πρόβλημα αυτό δεν επιλύθηκε και για το λόγο αυτό δεν παρουσιάζονται αναλύσεις με αυτή τη μέθοδο στην εργασία αυτή.

5.6 Συνολικό μοντέλο

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιαστούν τα συνολικά μοντέλα που χρησιμοποιούνται στις αναλύσεις. Στο επόμενο κεφάλαιο θα δοθούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

5.6.1 Φράγμα – Έδαφος

Το μοντέλο αυτό χρησιμοποιείται για να ελεγχθεί η συμπεριφορά της κατασκευής υπό τα φορτία βαρύτητας και υπό τα σεισμικά φορτία. Επίσης, ασκούνται υδροστατικές πιέσεις στην ανάντη παρειά του φράγματος, άρα θεωρείται ύπαρξη νερού χωρίς όμως να λαμβάνεται υπόψιν το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης νερού φράγματος.



Εικόνα 5.5 Μοντέλο βάσης φράγματος

Για το μοντέλο αυτό πραγματοποιούνται αναλύσεις για τις βασικές παραμέτρους με όλους τους σεισμούς, καθώς επίσης και παραμετρικές αναλύσεις για το μέτρο ελαστικότητας και την κλίση των πρανών του φράγματος για τους σεισμούς του Tabas και της Καλαμάτας.

5.6.2 Φράγμα – Έδαφος – Κατανεμημένες μάζες

Το μοντέλο αυτό χρησιμοποιείται για να ελεγχθεί η κατασκευή κατά τη διάρκεια του σεισμού, λαμβάνοντας υπόψιν την επίδραση των υδροδυναμικών πιέσεων με βάση τη μέθοδο των κατανεμημένων μαζών κατά Westergaard.



Εικόνα 5.6 Μοντέλο φράγμα – βάση – κατανεμημένες μάζες κατά Westergaard

Η διακριτοποίηση είναι ίδια με παραπάνω. Οι κατανεμημένες μάζες εφαρμόζονται ανά κόμβο πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων στην ανάντη παρειά του φράγματος.

Γίνονται αναλύσεις για το βασικό μοντέλο φράγματος και για όλους τους σεισμούς που παρουσιάσθηκαν.

5.6.3 Φράγμα – Έδαφος – Ακουστικό μέσο

Στο μοντέλο αυτό γίνεται προσομοίωση του νερού και της κατασκευής. Το νερό προσομοιώνεται ως ακουστικό μέσο. Γίνεται προσπάθεια να συμπεριληφθεί η αλληλεπίδραση νερού – φράγματος κατά την ανάλυση.



Εικόνα 5.7 Μοντέλο φράγμα – βάση – ακουστικό μέσο

Γίνονται αναλύσεις για το βασικό μοντέλο για όλους τους σεισμούς, καθώς και παραμετρικές αναλύσεις με αλλαγή του μέτρου ελαστικότητας του φράγματος και αλλαγή της κλίσης των πρανών του φράγματος για τους σεισμούς του Tabas και της Καλαμάτας.

5.6.4 Φράγμα - Έδαφος - Μέλος Euler

Στο μοντέλο αυτό γίνεται προσομοίωση του νερού με στοιχεία τύπου Euler και της κατασκευής με στοιχεία τύπου Lagrange. Γίνεται και εδώ προσπάθεια να συμπεριληφθεί η αλληλεπίδραση νερού φράγματος κατά την ανάλυση. Η δυσκολία βρίσκεται στον καθορισμό του υλικού του νερού και τον τρόπο κατά τον οποίο θα κινείται, στον καθορισμό των συνοριακών συνθηκών καθώς και στο ότι το μοντέλο είναι βαρύτερο υπολογιστικά συγκριτικά με τα προηγούμενα. Ωστόσο τέτοια μέθοδος ίσως να μπορεί να δώσει αποτελέσματα που να μπορούν να προσεγγίσουν την πραγματικότητα με πολύ καλή ακρίβεια.



Εικόνα 5.8 Μοντέλο φράγμα – βάση – μέλος Euler

Για το μοντέλο αυτό δε θα δοθούν αποτελέσματα αφού δεν έγινε προέκυψαν ικανοποιητικά αποτελέσματα επειδή πιθανώς δεν έγινε κατάλληλος προσδιορισμός των συνοριακών συνθηκών.

5.7 Τύπος ανάλυσης

Σε αυτό το υποκεφάλαιο θα περιγραφούν τα βήματα (steps) των αναλύσεων που εκτελούνται. Περιγράφεται η μέθοδος ανάλυσης, η περίοδος του κάθε βήματος και το βήμα επανάληψης που χρησιμοποιείται σε αυτές. Οι αναλύσεις εκτελούνται με την έκδοση Standard του Abaqus. Το πρόγραμμα αφήνεται να συμπεριλάβει μη γραμμικά φαινόμενα, τα οποία ωστόσο δε μπορεί να είναι μη γραμμικότητες στο σώμα του φράγματος, αφού έχει χρησιμοποιηθεί πλήρως ελαστικό υλικό. Οι μη γραμμικότητες μπορεί να εμφανισθούν στη βάση του φράγματος λόγω ολίσθησης μεταξύ φράγματος και βάσης. Η μέθοδος που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του μητρώου δυσκαμψίας μετά την πάροδο κάθε επανάληψης είναι η πλήρης μέθοδος Newton – Raphson.

Εφαρμογή βαρύτητας και υδροστατικής πίεσης στα μοντέλα που δεν περιέχουν μέλος Euler

Εκτελείται στατική ανάλυση για την εισαγωγή του φορτίου βαρύτητας και των υδροστατικών πιέσεων στο σώμα του φράγματος. Η περίοδος του βήματος είναι 1 sec.

Εφαρμογή βαρύτητας και υδροστατικής πίεσης στα μοντέλα που περιέχουν μέλος Euler

Οι αναλύσεις ξεκάθαρου βήματος, δεν εκτελούν στατικές αναλύσεις αλλά μόνο δυναμικές. Για το λόγο αυτό το φορτίο βαρύτητας σε τέτοια περίπτωση, εφαρμόζεται σταδιακά, με περίοδο εφαρμογής τέτοια ώστε να μπορεί στο τέλος της το σύστημα να έχει ισορροπήσει. Για το λόγο αυτό, χρησιμοποιούνται διαγράμματα, στα οποία καθορίζεται η σχέση μεταξύ του χρόνου και του εφαρμοζόμενου ποσοστού της βαρύτητας. Ο τύπος ανάλυσης είναι δυναμική ανάλυση ρητού βήματος (Dynamic, Explicit).

Ιδιομορφική ανάλυση

Επιλέγεται γραμμική ανάλυση συχνοτήτων (linear perturbation – frequency). Ζητούνται οι πρώτες 20 ιδιοσυχνότητες από το πρόγραμμα. Οι ιδιοσυχνότητες αποτελούν σημαντικό εποπτικό μέσο, ωστόσο λόγω των αναμενόμενων μη γραμμικοτήτων δε χρησιμεύουν σε κάτι στις αναλύσεις.

Σεισμική ανάλυση στα μοντέλα που δεν περιέχουν μέλος Euler

Για να γίνει σεισμική ανάλυση, επιλέγεται δυναμική ανάλυση με τη μέθοδο πεπλεγμένου βήματος (Dynamic, Implicit). Εκτελείται με τον τρόπο που περιγράφηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο. Η διάρκεια αυτού του βήματος είναι όση η χρονική διάρκεια του επιταχυνσιογραφήματος που επιβάλλεται. Τα επιταχυνσιογραφήματα που εφαρμόζονται έχουν καταγεραμένες επιταχύνσεις ανά 0.005 ή 0.1 ή 0.2 sec. Το επιλεγόμενο βήμα επανάληψης είναι μικρότερο ή ίσο με το βήμα του επιταχυνσιογραφήματος. Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, τέτοιες μέθοδοι δεν έχουν ελάχιστο επιτρεπόμενο βήμα για το οποίο θα μπορέσουν να συγκλίνουν, οπότε δεν υπάργει κάποιος άλλος περιορισμός. Ορίζεται πάντως ένα ελάχιστο επιτρεπόμενο βήμα, αρκετές φορές μειωμένο σε σχέση με το μέγιστο επιτρεπόμενο, ώστε αν υπάρχει κάποιο πρόβλημα στις αναλύσεις αυτό να γίνει αντιληπτό. Το ελάχιστο επιτρεπόμενο βήμα μπορεί ωστόσο να αυξηθεί αν διαπιστωθεί ότι δεν υπάρχει πρόβλημα. Τέλος, ορίζεται και ένας μέγιστος αριθμός επαναλήψεων που επιτρέπεται να γίνει σε ένα βήμα ώστε να επιτευχθεί ισορροπία. Αρχικά ο αριθμός αυτός μπορεί να θεωρηθεί αρκετά μεγάλος ώστε τυχόν δυσκολία σε κάποιο βήμα να μην περιορίσει την ανάλυση, αλλά ορίζεται ώστε σε περίπτωση που ο αριθμός αυτός ξεπεραστεί, να υποψιαστεί ο χρήστης ότι πρόκειται για κάποιο σφάλμα στη μοντελοποίηση.

Σεισμική ανάλυση στα μοντέλα που περιέχουν μέλος Euler

Για να γίνει σεισμική ανάλυση όταν υπάρχει μέλος Euler στο προσομοίωμα, επιλέγεται ανάλυση με τη μέθοδο του ρητού βήματος (Dynamic, Explicit). Ο τρόπος υλοποίησης του είναι

αυτός που αναφέρθηκε νωρίτερα. Η διάρκεια κάθε βήματος απαιτείται να είναι αρκετά μικρότερη από τις αναλύσεις υπονοούμενου βήματος. Το βήμα που επιβάλλεται είναι της τάξης του 10⁻⁵ ή 10⁻⁶ ή και μικρότερο ανάλογα την ανάλυση και το πρόβλημα που πρέπει να επιλυθεί. Για το λόγο αυτό οι αναλύσεις αυτές είναι πιο ογκώδης υπολογιστικά. Δε θα δοθούν περισσότερες πληροφορίες αφού δεν εκτελούνται αναλύσεις με τη μέθοδο αυτή.
6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

6.1 Ιδιομορφική ανάλυση φράγματος

Εδώ παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης. Αρχικά γίνεται παρουσίαση των αποτελεσμάτων της θεωρητικής προσέγγισης και στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα έτσι όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις.

6.1.1 Θεωρητική προσέγγιση

Εδώ παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των σχέσεων που δίνονται στο θεωρητικό μέρος. Οι υπολογισμοί γίνονται για φράγμα ύψους 70 m, μέτρο ελαστικότητας 2 GPa, κλίση 0.7/1 (O:K) και υλικό ειδικού βάρους 2300 kg/ m^3 .

Τα αποτελέσματα των προσεγγιστικών σχέσεων δίνουν:

Πίνακας 6.1 Θεωρητικές τιμές της 1^{ης} θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του φράγματος

Μέθοδος Ανάλυσης	Ιδιοπερίοδος (s)
Μονοδιάστατη ανάλυση διατμητικής δοκού – χωμάτινα φράγματα	0.304
Ανάλυση καμπτικής δοκού – άδειος ταμιευτήρας – φράγματα βαρύτητας	0.209
Ανάλυση καμπτικής δοκού – γεμάτος ταμιευτήρας – φράγματα βαρύτητας	0.294
Ανάλυση Chopra – άδειος ταμιευτήρας – φράγματα βαρύτητας σκυρόδεμα	0.597
Ανάλυση Chopra – γεμάτος ταμιευτήρας – φράγματα βαρύτητας σκυρόδεμα	$0.651 (R_1 \approx 1.09)$

6.1.2 Ιδιομορφική ανάλυση κατασκευής

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus. Παρουσιάζονται οι 4 πρώτες ιδιομορφές.



Εικόνα 6.1 1^η ιδιομορφή και ιδιοπερίοδος φράγματος



Εικόνα 6.2 η ιδιομορφή και ιδιοπερίοδος φράγματος



Εικόνα 6.3 3^η ιδιομορφή και ιδιοπερίοδος φράγματος

Εικόνα 6.4 4^η ιδιομορφή και ιδιοπερίοδος φράγματος

Παρατηρούμε ότι η τιμή της πρώτης ιδιοπεριόδου βρίσκεται αρκετά κοντά στην τιμή που προβλέπεται με μονοδιάστατη ανάλυση διατμητικής δοκού και αφορά κυρίως τα χωμάτινα φράγματα. Το γεγονός αυτό δείχνει λογικό αν σκεφτεί κανείς ότι το βασικό υλικό των αξονοσυμμετρικών φραγμάτων σκληρού επιχώματος είναι εδαφικό υλικό.

6.2 Τάσεις στο φράγμα

Σε αυτό το υποκεφάλαιο παρουσιάζονται οι τάσεις που αναπτύσσονται στο φράγμα για τα διάφορα φορτία που ασκούνται σε αυτό. Το βασικό μοντέλο που εξετάζεται είναι αυτό που παρουσιάζεται στο 5° κεφάλαιο. Υπενθυμίζεται ότι η στάθμη του νερού είναι στα 60 m και ότι οι τάσεις που αναγράφονται στα σχήματα είναι σε Pa.

Στο θεωρητικό μέρος σημειώθηκε ότι η θλιπτική αντοχή του υλικού προβλέπεται να είναι -3.5 έως -4 MPa. Εδώ θα θεωρούμε ως αντοχή σε θλίψη τα -3 MPa για να καλυφθούν οι όποιες αβεβαιότητες. Επίσης, ως εφελκυστική αντοχή θα θεωρούνται τα 0.3 MPa, όπως σημειώνεται στο θεωρητικό μέρος.

6.2.1 Τάσεις λόγω βαρύτητας

Παρουσιάζονται οι κύριες τάσεις που προκαλούνται λόγω των φορτίων βαρύτητας.



Εικόνα 6.5 Θλιπτικές και εφελκυστικές κύριες τάσεις υπό τα φορτία βαρύτητας

Παρατηρείται ότι υπό τα φορτία βαρύτητας, η μέγιστη θλιπτική αναπτυσσόμενη τάση είναι - 1.14 MPa, τιμή αρκετά μικρότερη από την αντοχή του υλικού που θεωρήθηκε -3 MPa. Η τιμή αυτή φαίνεται στην αριστερή εικόνα.

Παρατηρείται επίσης η συμμετρία των τάσεων λόγω της γεωμετρικής συμμετρίας των συγκεκριμένων φραγμάτων.

Από το διάγραμμα των μέγιστων κύριων τάσεων, στη δεξιά εικόνα, αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι εμφανίζονται μικροί εφελκυσμοί στις άκρες της βάσης μέχρι 0.034 MPa. Η αιτία των τάσεων αυτών είναι ο τρόπος παραμόρφωσης του υλικού. Οι τάσεις αυτές είναι πάντως μία τάξη μεγέθους μικρότερες από την προβλεπόμενη εφελκυστική αντοχή του υλικού.

6.2.2 Τάσεις λόγω υδροστατικών πιέσεων

Παρουσιάζονται οι τάσεις που προκαλούνται αν συμπεριληφθούν οι υδροστατικές πιέσεις.



Εικόνα 6.6 Θλιπτικές και εφελκυστικές κύριες τάσεις με την επιρροή των υδροστατικών πιέσεων

Όσων αφορά στις ελάχιστες κύριες τάσεις, παρατηρείται μικρή αύξηση τους, σε τιμή που φτάνει μέχρι τα -1.27 MPa. Παρατηρούμε τη σχεδόν ομοιόμορφη κατανομή των ελάχιστων κύριων τάσεων που διατηρείται και μετά την εισροή του νερού στον ταμιευτήρα, λόγω της συμμετρικής γεωμετρίας του φράγματος.

Οι μέγιστες κύριες τάσεις ωστόσο, χάνουν τη συμμετρία τους αφού στο ανάντη πρανές το βάρος του νερού ωθεί το φράγμα από τα ανάντη προς τα κατάντη, δημιουργώντας κάποιους εφελκυσμούς με μικρές τιμές στο κατάντη πρανές. Οι θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις είναι αυξημένες αλλά όχι σε επικίνδυνο βαθμό.

6.2.3 Τάσεις κατά το σεισμό και επίδραση υδροδυναμικών πιέσεων

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν από δυναμική ανάλυση του φράγματος για το σεισμό της Καλαμάτας το 1986 και για το σεισμό του Αιγίου το 1995 με μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις 0.21g και 0.49g αντίστοιχα. Αρχικά δίνονται οι δυσμενέστερες χρονικές στιγμές για το φράγμα σε εφελκυσμό ή θλίψη χωρίς να λαμβάνεται υπόψιν το φαινόμενο αλληλεπίδραση νερού και φράγματος.

Αρχικά παρουσιάζονται οι δυσμενέστερες χρονικές στιγμές για το σεισμό της Καλαμάτας.



Εικόνα 6.7 Μέγιστες κύριες εφελκυστικές τάσεις κατά το σεισμό Καλαμάτας

Εικόνα 6.8 Ελάχιστες κύριες θλιπτικές τάσεις κατά το σεισμό της Καλαμάτας

Στην εικόνα 6.7 βλέπουμε τη στιγμή των μέγιστων κύριων τάσεων. Αυτή είναι τη χρονική στιγμή t = 4.62 sec του σεισμού. Παρατηρούμε ότι στο ανάντη πρανές εμφανίζονται εφελκυσμοί. Οι εφελκυσμοί αυτοί δεν είναι επιφανειακοί αλλά εκτείνονται σε αρκετά σημεία του πρανούς. Παρόλα αυτά, οι τάσεις που ξεπερνούν την αντοχή σε εφελκυσμό του υλικού είναι περιορισμένες σε έκταση και επιφανειακές. Η έκταση των σημείων αυτών φαίνεται στην εικόνα 6.7 με γκρι χρώμα. Ίσως στο φράγμα αυτό οπότε να εμφανίζονταν κάποιες μικρές κατολισθήσεις οι οποίες θα ήταν επισκευάσιμες. Η μέγιστη τιμή που παρουσιάζεται για το σεισμό αυτό είναι 0.348 MPa που υπερβαίνει την αντοχή σε εφελκυσμό του υλικού που είναι 0.3 MPa.

Όσων αφορά στις ελάχιστες θλιπτικές τάσεις, η ελάχιστη τιμή αυτών ανέρχεται στα -1.834 Mpa, τη χρονική στιγμή 5.02 sec και φαίνονται στην εικόνα 6.8. Η τιμή αυτή δεν ξεπερνά την αντοχή σε θλίψη του υλικού του φράγματος.

Στη συνέχεια δείχνονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν από το σεισμό του Αιγίου.



Εικόνα 6.9 Στιγμές μεγάλων κύριων εφελκυστικών τάσεων στο κατάντη και στο ανάντη πρανές κατά το σεισμό του Αιγίου

Οι δύο παραπάνω εικόνες αντιστοιχούν σε χρονικές στιγμές εμφάνισης μέγιστων εφελκυστικών τάσεων στο σεισμό του Αιγίου. Η αριστερή εικόνα αντιστοιχεί στη στιγμή 3.325 sec και η δεξιά στη στιγμή 3.51 sec. Σε αυτό το σεισμό, ολόκληρο το ανάντη αλλά και το κατάντη πρανές υφίστανται εκτεταμένες εφελκυστικές τάσεις που εμφανίζονται σε ολόκληρα τα πρανή και εκτείνονται μέχρι και τον άξονα του φράγματος. Με γκρι χρώμα παρατηρούνται οι θέσεις εμφάνισης τάσεων που ξεπερνούν την εφελκυστική αντοχή του υλικού. Ως άμεση συνέπεια, θα εμφανίζονταν σοβαρές ζημιές και στα δύο πρανή και πιθανότατα θα υπήρχε

αστοχία της κατασκευής. Το μέγεθος της μέγιστης εφελκυστικής τάσης είναι 1.228 MPa, τιμή πολύ μεγαλύτερη από την αντοχή σε εφελκυσμό του υλικού σκληρού επιχώματος.



Εικόνα 6.10 Στιγμή εμφάνισης της ελάχιστης κύριας θλιπτικής τάσης κατά το σεισμό του Αιγίου

Η εικόνα 6.10 αντιστοιχεί στη χρονική στιγμή εμφάνισης των ελάχιστων θλιπτικών τάσεων. Η τιμή αυτών ανέρχεται στα -2.789 MPa τη χρονική στιγμή t = 5.02 sec και δεν ξεπερνά τη θλιπτική αντοχή του υλικού που είναι -3 MPa.

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν, χρησιμοποιώντας την προσεγγιστική μέθοδο του Westergaard. Αρχικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το σεισμό της Καλαμάτας.



Εικόνα 6.11 Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στο σεισμό Καλαμάτας με πρόσθετες μάζες Westergaard



Εικόνα 6.12 Ελάχιστες κύριες θλιπτικές τάσεις στο σεισμό της Καλαμάτας με πρόσθετες μάζες Westergaard

Λαμβάνοντας υπόψιν τις υδροδυναμικές πιέσεις με τη μέθοδο αυτή, παρατηρούμε αύξηση των εφελκυστικών τάσεων σε τιμή ίση με 0.65 MPa, δηλαδή παρατηρείται σχεδόν διπλασιασμός των τάσεων αυτών. Η κατάσταση αυτή παρουσιάζεται τη χρονική στιγμή t = 4.68 sec. Επίσης, η έκταση εμφάνισής του αυξάνεται σημαντικά συγκριτικά με το μοντέλο όπου οι υδροδυναμικές πιέσεις δε λήφθηκαν καθόλου υπόψιν.

Όσων αφορά στις θλιπτικές τάσεις, εμφανίζονται τάσεις με μέγιστη τιμή -1.988 MPa, δηλαδή υπάρχει μια μείωση κατά -0.15 MPa. Η κατάσταση αυτή εμφανίζεται τη χρονική στιγμή t = 4.49 sec.

Παρακάτω, βλέπουμε τη συμπεριφορά του φράγματος όταν ενεργεί ο σεισμός του Αιγίου.



Εικόνα 6.13 Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στο σεισμό Αιγίου με πρόσθετες μάζες Westergaard



Εικόνα 6.14 Ελάχιστες κύριες θλιπτικές τάσεις στο σεισμό Καλαμάτας με πρόσθετες μάζες Westergaard

Σε αυτήν την περίπτωση, τη χρονική στιγμή t = 3.545 sec του σεισμού, όλο σχεδόν το σώμα του φράγματος δέχεται εφελκυστικές τάσεις. Η μέγιστη τάση που εμφανίζεται είναι 1.615 MPa. Παρατηρείται μάλιστα ότι εμφανίζονται τάσεις που ξεπερνούν την εφελκυστική αντοχή του υλικού του φράγματος τόσο στο ανάντη πρανές όσο και στη βάση του φράγματος, όπως παρατηρείται στην εικόνα 6.13. Το πιθανότερο επακόλουθο αυτής της κατάστασης είναι αστοχία του φράγματος και εκτεταμένες κατολισθήσεις και απώλεια του νερού.

Επιπλέον, στην εικόνα 6.14, παρουσιάζονται οι ελάχιστες κύριες τάσεις τη δυσμενέστερη χρονική στιγμή που είναι την t = 3.3 sec. Εκεί, φαίνεται ότι οι θλιπτικές τάσεις φτάνουν μέχρι τα -3.623 MPa, ξεπερνούν δηλαδή τη θλιπτική αντοχή του υλικού που είναι -3 MPa. Οι τάσεις αυτές εμφανίζονται στη βάση του φράγματος και πιθανώς χρειάζονται επεμβάσεις για την ενίσχυση του υλικού.

Σημειώνεται πάντως, ότι οι πρόσθετες μάζες του Westergaard, είναι για απαραμόρφωτο τοίχο και κατακόρυφο ανάντη πρανές, επομένως αναμένονται μάλλον αυξημένες τάσεις συγκριτικά με τις πραγματικές.

Οι τελευταίες αναλύσεις αφορούν στα αποτελέσματα που προκύπτουν για τους δύο σεισμούς, προσομοιώνοντας το νερό ως ακουστικό μέσο. Στις παρακάτω εικόνες βλέπουμε τις δυσμενέστερες φάσεις που περνά το φράγμα κατά το σεισμό της Καλαμάτας.







Εικόνα 6.16 Ελάχιστες θλιπτικές κύριες τάσεις στο σεισμό Καλαμάτας με χρήση ακουστικού μέσου για το νερό

Η εικόνα 6.15 δείχνει τις μέγιστες εφελκυστικές τάσεις που εμφανίζονται κατά το σεισμό. Η μέγιστη τιμή τους φτάνει τα 0.519 MPa και επομένως ξεπερνά την εφελκυστική αντοχή του

υλικού. Αυτό συμβαίνει στις θέσεις που φαίνονται με γκρίζο χρώμα στην εικόνα. Αναμένονται κατολισθήσεις σχετικά μικρής έκτασης, που πιθανότατα θα απαιτούσαν την εκκένωση του ταμιευτήρα για να γίνει η επισκευή τους. Η κατάσταση αυτή παρουσιάζεται τη χρονική στιγμή t = 4.645 sec. Παρατηρείται αύξηση του μεγέθους των εφελκυστικών τάσεων κατά περίπου 50%.

Οι ελάχιστες θλιπτικές τάσεις παρουσιάζονται στην εικόνα 6.16. Η ελάχιστη τιμή των τάσεων είναι -2.02 MPa και εμφανίζεται τη χρονική στιγμή t = 5.055 sec, χωρίς να ξεπερνιέται σε κάποια περίπτωση η θλιπτική αντοχή.

Στην εικόνα 6.17 παρουσιάζονται επίσης και οι μέγιστες τιμές των πιέσεων εντός του ρευστού κοντά στο ανάντη πρανές το φράγματος.



Εικόνα 6.17 Μέγιστες ακουστικές πιέσεις για το σεισμό της Καλαμάτας

Η μέγιστη τιμή πίεσης που εμφανίζεται είναι 117 KPa και φαίνεται στο παραπάνω σχήμα που αντιστοιχεί σε χρονική στιγμή t = 5.025 sec. Φαίνεται ότι οι μεγαλύτερες πιέσεις εμφανίζονται στη μέση και λίγο προς τα πάνω του ύψους του φράγματος ενώ μειώνονται χαμηλά στον πυθμένα. Η ελάχιστη τιμή που εμφανίζεται είναι -114 KPa.

Η κατανομή κατά το ύψος φαίνεται στο σχήμα 6.1.



Σχήμα 6.1 Μέγιστη τιμή ακουστικών πιέσεων στο ανάντη πρανές του φράγματος

Τέλος, δείχνονται οι δυσμενέστερες καταστάσεις που περνά το φράγμα κατά το σεισμό του Αιγίου.



Εικόνα 6.18 Μέγιστες κύριες εφελκυστικές τάσεις στο σεισμό του Αιγίου με χρήση ακουστικού μέσου για το νερό



Εικόνα 6.19 Ελάχιστες κύριες θλιπτικές τάσεις στο σεισμό του Αιγίου με χρήση ακουστικού μέσου για το νερό

Στις εικόνες αυτές βλέπουμε ότι η μέγιστη εφελκυστική τάση είναι 1.257 MPa στο κατάντη πρανές, γεγονός που οδηγεί σε μεγάλες κατολισθήσεις και σοβαρά προβλήματα στη λειτουργία του φράγματος. Οι ελάχιστες θλιπτικές τάσεις φτάνουν τα -2.9 MPa και δεν ξεπερνούν την αντοχή του υλικού. Ωστόσο την πλησιάζουν αρκετά. Στην περίπτωση αυτή βλέπουμε ότι οι αυξήσεις των τάσεων είναι σχετικά μικρές συγκριτικά με την περίπτωση που οι υδροδυναμικές πιέσεις δε λαμβάνονται υπόψιν. Αυτό οφείλεται στην αλλαγή των δυναμικών χαρακτηριστικών του φράγματος και στο φάσμα επιταχύνσεων του ασκούμενου σεισμού.

Αντίστοιχα με το σεισμό της Καλαμάτας, παρουσιάζονται οι μεγαλύτερες πιέσεις που εμφανίζονται στο ακουστικό μέσο για το σεισμό του Αιγίου.



Εικόνα 6.20 Μέγιστες ακουστικές πιέσεις κατά το σεισμό του Αιγίου

Στην περίπτωση του σεισμού του Αιγίου, η μέγιστη τιμή της πίεσης είναι 170 KPa και φαίνεται στην εικόνα 6.20 και αντιστοιχεί σε χρονική στιγμή t = 3.91 sec. Η ελάχιστη τιμή αυτής είναι -187 KPa. Στην περίπτωση αυτή φαίνεται ότι οι πιέσεις είναι μεγαλύτερες στο μέσο και προς τα κάτω, ενώ και πάλι οι πιέσεις μειώνονται και πάλι προς τον πυθμένα.

Η κατανομή των πιέσεων τη στιγμή των μέγιστων πιέσεων είναι αυτή που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 6.2 Κατανομή μέγιστων πιέσεων ακουστικού μέσου στο ανάντη πρανές στο σεισμό του Αιγίου

6.3 Μετατοπίσεις φράγματος

Στην παράγραφο αυτή, παρουσιάζονται οι μέγιστες μετατοπίσεις που εμφανίζονται στο φράγμα κατά τη διάρκεια του σεισμού για τις παραπάνω αναλύσεις. Στον πίνακα 6.2, φαίνονται

οι τιμές των μέγιστων σχετικών μετατοπίσεων για τους σεισμούς του Αιγίου και της Καλαμάτας και οι τιμές της μετατόπισης της κορυφής και της βάσης τη στιγμή εκείνη.

	Μετατοπίσεις σεισμ	ού Καλαμάτας (m)	Σχετικές μετατοπίσεις
	Κορυφή	Βάση	σεισμού Καλαμάτας (m)
Χωρίς Νερό	0.1812	0.1316	0.0496
Westergaard	0.1661	0.1241	0.0420
Ακουστικό	0.1820	0.1296	0.0524

Πίνακας 6.2 Μέγιστες συνολικές και σχετικές μετατοπίσεις κατά τους σεισμούς της Καλαμάτας και του Αιγίου

	Μετατοπίσεις σει	Σχετικές μετατοπίσεις	
	Κορυφή	Βάση	σεισμού Αιγίου (m)
Χωρίς Νερό	0.1285	0.0595	0.0690
Westergaard	0.1300	0.0537	0.0763
Ακουστικό	0.1299	0.0557	0.0742

Σημειώνεται ότι για το σεισμό της Καλαμάτας, οι μέγιστες τιμές των μετατοπίσεων φτάνουν τα 0.27 m ωστόσο οι σχετικές μετατοπίσεις σε εκείνες τις χρονικές στιγμές είναι μικρότερες.

Οι σχετικές μετατοπίσεις που εμφανίζονται είναι της τάξης του Η/1500 έως Η/1000.

Τέλος, το σχήμα 6.4 δείχνει τις εμφανιζόμενες μετατοπίσεις για το σεισμό του Αιγίου.



Μετατοπίσεις στο μέσο του φράγματος - σεισμός Αιγίου

Σχήμα 6.4 Μετατοπίσεις στο μέσο του φράγματος για το σεισμό του Αιγίου τη στιγμή των μέγιστων σχετικών μετατοπίσεων

Η εικόνα είναι παρόμοια και για τις υπόλοιπες αναλύσεις και φαίνεται οι μετατοπίσεις να ακολουθούν την πρώτη ιδιομορφή στη στιγμή των μέγιστων σχετικών μετατοπίσεων.

7. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Οι βασικές παράμετροι που επιλέχθηκαν για τη συγκεκριμένη εργασία είναι αυτές που παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 5. Στο κεφάλαιο αυτό, γίνονται παραμετρικές αναλύσεις ως προς την κλίση των πρανών του φράγματος, το μέτρο ελαστικότητας του σκληρού επιχώματος, και αναλύσεις για διαφορετικούς σεισμούς.

7.1 Σεισμικές δονήσεις

Στην παράγραφο αυτή θα παρουσιασθούν οι μέγιστες τάσεις και μετατοπίσεις κατά τους σεισμούς που αναφέρθηκαν στο 5° κεφάλαιο.

Κατά τον πολύ ισχυρό σεισμό του Tabas, στην ανάλυση με το νερό να υπάρχει μόνο ως υδροστατική πίεση, το φράγμα αναπτύσσει μέγιστη εφελκυστική τάση 1.631 MPa. Το φράγμα βρίσκεται πολλές φορές υπό εφελκυσμό σε διάφορα σημεία του. Παρουσιάζεται μία εικόνα όπου μεγάλο μέρος του φράγματος έχει πρακτικά αστοχήσει.



Εικόνα 7.1 Μέγιστες κύριες εφελκυστικές τάσεις κατά το σεισμό Tabas

Η ελάχιστη θλιπτική τάση που προκαλείται είναι -3.5 ΜΡα και εμφανίζεται στην άκρη της βάσης.

Οι εικόνες αυτές είναι παρόμοιες και στους υπόλοιπους σεισμούς, ωστόσο κατά το σεισμό της Loma Prietta υπάρχουν λίγες στιγμές όπου ξεπερνιέται η εφελκυστική αντοχή του υλικού του φράγματος.

Οι ακραίες τιμές των τάσεων για όλες τις αναλύσεις παρουσιάζονται στον πίνακα 7.1. Επίσης παρουσιάζονται οι στιγμές της μέγιστης σχετικής μετακίνησης. Δίνονται η μέγιστη μετατόπιση της κορυφής και η ελάχιστη μετατόπιση βάσης τη συγκεκριμένη χρονική στιγμή.

		Χωρίς Νερό Με Υδ	ροστατική			
	Μέγιστες Κύριες Τάσεις	Ελάχιστες Κύριες Τάσεις	Ακουστικές Ι	Πιέσεις (Mpa)	Μετατοτ	ιίσεις (m)
	(Mpa)	(Mpa)	pmin	pmax	uup	udown
Tabas	1.631	-3.500	24 24	52	1.080	0.972
Petrovac	1.533	-3.802	-1	-	0.155	0.050
Loma Prietta	0.392	-1.557	2 1	23	0.058	0.019
Kalamata	0.349	-1.834	74	1	0.181	0.132
Aigio	1.228	-2.789	-	-	0.129	0.060
		Ακουστικό Ν	1έσο			
	Μέγιστες Κύριες Τάσεις	Ελάχιστες Κύριες Τάσεις	Ακουστικές Ι	Πιέσεις (Mpa)	Μετατοπίσεις (m)	
	(Mpa)	(Mpa)	pmin	pmax	uup	udown
Tabas	1.940	-4.000	-0.3466	0.4329	1.086	1.046
Petrovac	1.263	-3.468	-0.2246	0.2676	0.141	0.041
Loma Prietta	0.258	-1.621	-0.1054	0.2582	0.050	0.018
Kalamata	0.519	-2.024	-0.114	0.1169	0.182	0.130
Aigio	1.257	-2.900	-0.1874	0.1562	0.130	0.056
17 17		Westergaa	ard			(3
	Μέγιστες Κύριες Τάσεις	Ελάχιστες Κύριες Τάσεις	Ακουστικές Ι	Πιέσεις (Mpa)	Μετατοτ	ιίσεις (m)
	(Mpa)	(Mpa)	pmin	pmax	uup	udown
Tabas	2.225	-4.100	4	-	1.136	1.039
Petrovac	1.496	-3,646	-	7	0.114	0.002
Loma Prietta	0.365	-1.647	-	-	0.047	0.022
Kalamata	0.650	-1.988		2e 	0.166	0.124
Aigio	1.615	-3.623	-	-	0.130	0.054

Πίνακας 7.1 Ακραίες τιμές των κύριων τάσεων, των μέγιστων μετατοπίσεων και των ακουστικών πιέσεων στις παραμετρικές αναλύσεις των σεισμών

Παρατηρούμε ότι σεισμοί με μεγαλύτερη επιτάχυνση, δεν παρουσιάζουν απαραίτητα μεγαλύτερες τάσεις και μετατοπίσεις συγκριτικά. Στο σεισμό Loma Prietta για παράδειγμα, ενώ η μέγιστη επιτάχυνση είναι 4.061 m/s² και στην Καλαμάτα η μέγιστη επιτάχυνση είναι 2.115 m/s², οι τιμές των μέγιστων τάσεων και μετατοπίσεων είναι μεγαλύτερες στο σεισμό της Καλαμάτας από ότι της Loma Prietta. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι οι φασματικές επιταχύνσεις στο σεισμό της Καλαμάτας για την τιμή της πρώτης ιδιοπεριόδου του φράγματος είναι περίπου 5.4 m/s² ενώ της Loma Prietta στα 4.8 m/s². Συνεπώς, δεν μπορούν να εξαχθούν ασφαλή συμπεράσματα για τη συμπεριφορά ενός φράγματος με δεδομένο μόνο τη μέγιστη επιτάχυνση του σεισμού. Πρέπει λοιπόν να λαμβάνονται υπόψιν και ο αριθμός των κύκλων του σεισμού και η διάρκειά τους.

Η επόμενη παρατήρηση από τις μετατοπίσεις του φράγματος. Καταρχάς, φαίνεται ότι στον πολύ ισχυρό σεισμό του Tabas, όλο το φράγμα έχει μετατοπιστεί κατά περίπου 1m, πράγμα που σημαίνει ότι το φράγμα έχει ολισθήσει ως προς τη βάση του. Στους υπόλοιπους σεισμούς οι συνολικές μετατοπίσεις είναι έως και 20 cm ή μικρότερες. Ωστόσο οι τιμές των σχετικών μετατοπίσεων είναι μεταξύ 3 και 11 cm για όλες τις αναλύσεις.

Τέλος, παρατηρείται ότι η εισαγωγή του νερού με διάφορους τρόπους, επιφέρει αλλαγή στα αποτελέσματα κυρίως όσων αφορά στις αναπτυσσόμενες τάσεις στο φράγμα. Αυτό οφείλεται σε δύο λόγους. Πρώτον, υπάρχει αλλαγή των δυναμικών χαρακτηριστικών του φράγματος λόγω του νερού και δεύτερον οι υδροδυναμικές πιέσεις προσδίδουν επιπλέον φορτία στην κατασκευή. Πιο συγκεκριμένα, η προσεγγιστική προσομοίωση κατά Westergaard φαίνεται να δίνει τα δυσμενέστερα αποτελέσματα στη γενικότερη περίπτωση. Η προσομοίωση με ακουστικό μέσο έρχεται αμέσως επόμενη σε αυτήν την κατηγορία, ενώ τα ευμενέστερα αποτελέσματα, πλην κάποιων εξαιρέσεων όπως οι σεισμοί της Loma Prietta και του Petrovac, δίνονται όταν το νερό έχει συμπεριληφθεί μόνο ως υδροστατική πίεση.

7.2 Μέτρο ελαστικότητας

Εδώ παρουσιάζεται η επίπτωση του μέτρου ελαστικότητας στα μεγέθη που εμφανίζονται κατά το σεισμό. Οι τιμές που εξετάζονται είναι 0.5, 1 και 1.5 GPa, ενώ η τιμή των 2 GPa έχει παρουσιαστεί στο 6° κεφάλαιο. Οι τιμές αυτές είναι τιμές που μπορούν να εμφανισθούν σε υλικό σκληρού επιχώματος σύμφωνα με το θεωρητικό μέρος.

Η κύρια επιρροή του μέτρου ελαστικότητας έχει να κάνει με την αλλαγή των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής. Στον πίνακα 7.2 φαίνονται οι τιμές των τεσσάρων πρώτων ιδιοπεριόδων του φράγματος για τα παραπάνω μέτρα ελαστικότητας.

E	T1	T2	T3	T4
2	0.388	0.219	0.199	0.118
1.5	0.448	0.253	0.23	0.136
1	0.548	0.31	0.282	0.167
0.5	0.775	0.439	0.399	0.236

Πίνακας 7.2 Τιμές των τεσσάρων πρώτων ιδιοπεριόδων για τα διάφορα μέτρα ελαστικότητας

Φαίνεται λοιπόν ότι όσο μικρότερο είναι το μέτρο ελαστικότητας του φράγματος, τόσο μεγαλύτερες είναι οι ιδιοπερίοδοι του φράγματος και επομένως τόσο πιο εύκαμπτη είναι η κατασκευή. Ακόμη οι συντελεστές του Rayleigh αλλάζουν επίσης. Είναι ενδιαφέρον να δει κανείς τη σημασία αυτού στα αναπτυσσόμενα μεγέθη.

Στον πίνακα 7.3 καταγράφονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων για το μέτρο ελαστικότητας στο σεισμό του Tabas, για αναλύσεις με ακουστικό μέσο και για προσομοίωση με το νερό να συμπεριλαμβάνεται μόνο ως υδροστατική πίεση.

Πίνακας 7.3	Δυσμενέστερα	εμφανιζόμενα	μεγέθη κατα	ά την παραμετρική	ανάλυση μέτρου	ελαστικότητας
-------------	--------------	--------------	-------------	-------------------	----------------	---------------

	Ακουστικό Μέσο							
	Μέγιστες Κύριες Τάσεις	Λέγιστες Κύριες Τάσεις Ελάχιστες Κύριες Ακουστικές Πιέσεις (Mpa) Μ		Μετατοπί	Μετατοπίσεις (m)			
	(Mpa)	Τάσεις (Mpa)	pmin	pmax	uup	udown		
2	1.940	-4.000	-0.347	0,433	1.086	1.046		
1.5	2.346	-4.000	-0.337	0.335	1,181	1.022		
1	1.884	-4.000	-0.257	0.230	1.251	1.003		
0.5	1.669	-2.867	-0.261	0.236	1.277	0.849		

		Χωρίς Νερό με Υδρο	στατική				
	Μέγιστες Κύριες Τάσεις	Ελάχιστες Κύριες	Ακουστι	κές Πιέσεις (Mpa)	Μετατοπ	Μετατοπίσεις (m)	
	(Mpa)	Τάσεις (Mpa)	pmin	pmax	uup	udown	
2	1.631	-3.500	-	-	1.080	0.972	
1.5	1.884	-3.500	-	1733	1.155	1.003	
1	1.743	-3.097	-		1.218	0.979	
0.5	1.479	-2.885	1	24	1.155	0.829	

Η πρώτη προφανής παρατήρηση αφορά την αύξηση των σχετικών μετατοπίσεων καθώς μειώνεται το μέτρο ελαστικότητας. Αυτή η παρατήρηση συμπίπτει με το σχόλιο που έγινε παραπάνω για την ευκαμψία της κατασκευής. Πέρα από αυτό, παρατηρούνται αλλαγές στις τιμές των αναπτυσσόμενων τάσεων. Για παράδειγμα, όταν το μέτρο ελαστικότητας είναι 2 GPa, η μέγιστη εφελκυστική τάση για προσομοίωση με ακουστικό μέσο είναι 1.94 MPa ενώ η μέγιστη εφελκυστική τάση για προσομοίωση με ακουστικό μέσο είναι 1.94 MPa ενώ η μέγιστη εφελκυστική τάση για προσομοίωση με ακουστικό μέσο είναι 1.94 MPa ενώ η μέγιστη εφελκυστική τάση για μέτρο ελαστικότητας 1.5 GPa είναι 2.346 MPa. Το γεγονός αυτό μπορεί να εξηγηθεί αν δοθεί μια προσεκτική ματιά στο φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού Tabas. Εκεί, παρατηρείται ότι για E = 2 GPa και συνεπώς για ιδιοπερίοδο 0.388 sec, η φασματική επιτάχυνση είναι περίπου 14.5 m/s², ενώ για ιδιοπερίοδο 0.448 sec που αντιστοιχεί σε E = 1.5 GPa, η φασματική επιτάχυνση είναι περίπου 19.2 m/s². Για τα άλλα μέτρα ελαστικότητας και ιδιοπεριόδους οι φασματικές επιταχύνσεις είναι μικρότερες. Οπότε αποδεικνύεται και εδώ η σημασία που έχει η κατανόηση όχι μόνο της μέγιστης αναπτυσσόμενης εδαφικής επιτάχυνσης αλλά και των κύκλων και της χρονικής διάρκειας αυτών, ώστε να κατανοήσουμε την επίδραση μιας σεισμικής διέγερσης σε κάποια κατασκευή.

Αντίστοιχες είναι οι παρατηρήσεις που γίνονται σε αναλύσεις για το μέτρο ελαστικότητας στο σεισμό της Καλαμάτας και του Petrovac.

7.3 Κλίση των πρανών του φράγματος

Σε αυτό το υποκεφάλαιο, εξετάζεται η αλλαγή στη συμπεριφορά του φράγματος με τη μεταβολή της κλίσης των πρανών του φράγματος. Επιλέγονται κλίσεις 0.65/1, 0.75/1, 0.80/1 (Ο:Κ) ενώ η τιμή 0.70/1 (Ο:Κ) έχει εξετασθεί παραπάνω. Τέτοιες κλίσεις είναι δυνατό να εφαρμοσθούν σε αξονοσυμμετρικά φράγματα κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος.

Για μία πρώτη εκτίμηση της επίδρασης της κλίσης των πρανών στη συμπεριφορά του φράγματος, ελέγχονται οι ιδιομορφές της κατασκευής για τις παραπάνω κλίσεις πρανών και για μέτρο ελαστικότητας 2 GPa.

λ	T1	T2	T3	T4
0.65	0.397	0.218	0.201	0.118
0.7	0.388	0.219	0.199	0.118
0.75	0.380	0.221	0.197	0.121
0.8	0.373	0.222	0.197	0.125

Πίνακας 7.4 Τιμές τεσσάρων πρώτων ιδιοπεριόδων για διάφορες τιμές της κλίσης των πρανών

Παρατηρείται μικρή επίδραση της ακριβούς γεωμετρία του φορέα στην αλλαγή των δυναμικών του χαρακτηριστικών. Επομένως ούτε οι συντελεστές του Rayleigh παρουσιάζουν σημαντικές μεταβολές. Μία τέτοια παρατήρηση είχε κάνει και ο Chopra (1978) όπως αναφέρεται σε προηγούμενο κεφάλαιο.

Πιο λεπτομερή αποτελέσματα μπορούν να εξαχθούν, εάν δοθεί σημασία στα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν. Τα αποτελέσματα αφορούν σε προσομοιώσεις όπου το νερό να εισάγεται ως ακουστικό μέσο και η σεισμική δόνηση που εισάγεται είναι του Tabas.

1.68	Ακουστικό Μέσο								
1	Μέγιστες Κύριες Τάσεις	Ελάχιστες Κύριες Τάσεις	Ακουστικές Π	ιέσεις (Mpa)	Μετατοπίσεις (m)				
Λ	(Mpa)	(Mpa)	pmin	pmax	uup	udown			
0.65	1.998	-4.474	-0.322	0.426	1.100	1.058			
0.7	1.940	-4.000	-0.347	0.433	1.086	1.046			
0.75	1.675	-3.524	-0.398	0.471	1.075	0.969			
0.8	1.623	-3.805	-0.373	0.356	1.050	0.948			

Πίνακας 7.5 Δυσμενέστερα εμφανιζόμενα μεγέθη κατά την παραμετρική ανάλυση κλίσης πρανών

Παρατηρούμε στις εμφανιζόμενες μετακινήσεις, τόσο τις συνολικές όσο και τις σχετικές, ότι η επιρροή είναι σχεδόν αμελητέα. Όσων αφορά στις εμφανιζόμενες τάσεις, φαίνεται να υπάρχει μία μικρή ανακούφιση των τάσεων, όσο πιο πλατιά είναι η βάση, δηλαδή όσο λιγότερο απότομη είναι η κλίση των πρανών. Η παρατήρηση αυτή ωστόσο χρειάζεται περαιτέρω διερεύνηση.

Στη συνέχεια παρατηρώντας τις εικόνες 7.2 και 7.3 φαίνεται περισσότερο κατανοητή η συμπεριφορά του φράγματος. Στις πρώτες δύο εικόνες, φαίνεται η κατανομή των κύριων εφελκυστικών τάσεων για κλίσεις 0.65:1 και 0.80:1 αντίστοιχα (O:K), τη στιγμή της εμφάνισης των μέγιστων εφελκυστικών τάσεων στο φράγμα με κλίσεις 0.65:1 (O:K) που είναι η t = 10.74 sec του σεισμού.



Εικόνα 7.2 Μέγιστες κύριες εφελκυστικές τάσεις στο φράγμα με κλίση 0.6:1 (Ο:Κ) κατά το σεισμό Tabas

Εικόνα 7.3 Κύριες εφελκυστικές τάσεις στο φράγμα με κλίση 0.8:1 (Ο:Κ) κατά το σεισμό Tabas τη στιγμή εμφάνισης μέγιστων εφελκυστικών τάσεων στο φράγμα με κλίση 0.6:1 (Ο:Κ)

+1.180e+006

Μπορεί κανείς να παρατηρήσει ότι τη στιγμή αυτή, το φράγμα με τα απότομα πρανή που φαίνεται στην εικόνα 7.2, παρουσιάζει τις μέγιστες τάσεις που εμφανίζονται κατά την ανάλυση στο ένα πρανές του. Την ίδια στιγμή, το φράγμα με την πιο ήπια κλίση πρανών, παρουσιάζει μέγιστες τάσεις στο ίδιο πρανές και παρόμοια κατανομή, ωστόσο οι τάσεις αυτές είναι πιο ανακουφισμένες, όπως φαίνεται στην εικόνα 7.3.

Κατά τη στιγμή εμφάνισης των μέγιστων τάσεων στο φράγμα με κλίσεις πρανών 0.80:1 (O:K), έχουμε τις παρακάτω κατανομές για τα δύο φράγματα.





Εικόνα 7.4 Κύριες εφελκυστικές τάσεις στο φράγμα με κλίση 0.6:1 (Ο:Κ) κατά το σεισμό Tabas τη στιγμή εμφάνισης μέγιστων εφελκυστικών τάσεων στο φράγμα με κλίση 0.8:1 (Ο:Κ)

Εικόνα 7.5 Μέγιστες κύριες εφελκυστικές τάσεις στο φράγμα με κλίση 0.8:1 (Ο:Κ) κατά το σεισμό Tabas

Καταρχάς, σημειώνεται παρόμοια κατανομή των τάσεων. Τα σημεία εμφάνισης των μέγιστων τάσεων είναι πολύ κοντά και για τα δύο φράγματα σε αυτή τη χρονική στιγμή. Επομένως, το σημείο εμφάνισης των μέγιστων τάσεων του φράγματος με την πιο ήπια κλίση πρανών, είναι στη βάση και όχι στο πρανές.

Συνοψίζοντας, φαίνεται ότι καθώς η κλίση γίνεται από ήπια σε πιο απότομη, το αναμενόμενο σημείο εμφάνισης μέγιστων τάσεων πάει από τη βάση προς τα πρανή. Η συμπεριφορά ωστόσο του φράγματος και ο τρόπος κατανομής των τάσεων είναι παρόμοια για τις δύο περιπτώσεις.

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Στο κεφάλαιο αυτό, συνοψίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και εξάγονται συμπεράσματα για τη συμπεριφορά των φραγμάτων κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος κατά την εμφάνιση του σεισμού, συζητούνται οι τρόποι προσομοίωσης του φαινομένου της αλληλεπίδρασης νερού και φράγματος και η σημαντικότητα μελέτης του και γίνονται προτάσεις και συστάσεις για τον τρόπο αντιμετώπισης τέτοιου τύπου φραγμάτων.

8.1 Συμπεράσματα και προτάσεις για το μέλλον

Τα στοιχεία και οι αναλύσεις που παρουσιάστηκαν παραπάνω μπορούν να αποτελέσουν ένα χρήσιμο εργαλείο για τη μελλοντική μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς φραγμάτων κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος, ενός τύπου φράγματος που χρησιμοποιείται αρκετά τα τελευταία χρόνια τόσο στην Ελλάδα, όπου κατασκευάστηκε και το πρώτο τέτοιο φράγμα, όσο και σε άλλες χώρες. Ωστόσο, οι τρόποι προσομοίωσης, μπορούν να επεκταθούν σε οποιοδήποτε τύπο φράγματος και να δώσουν σημαντικά στοιχεία της συμπεριφοράς αυτών.

Όσων αφορά στην προσομοίωση του φράγματος, φαίνεται ότι η προσομοίωση του με πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να πραγματοποιηθεί αποτελεσματικά και να δώσει ακριβή αποτελέσματα. Προτείνεται ωστόσο η χρήση καταγραφέων και μετρητών σε φράγματα, ώστε να μπορεί κανείς να συγκρίνει τα αποτελέσματα των αναλύσεων με πραγματικές καταγραφές.

Σχετικά με την προσομοίωση του νερού, αυτή έγινε με δύο τρόπους (1) με την προσθήκη κατανεμημένων μαζών με χρήση της κατανομής του Westergaard έτσι όπως προτάθηκε στο θεωρητικό μέρος και (2) με προσομοίωσή του νερού ως ακουστικό μέσο, το οποίο μπορεί να παραλάβει πιέσεις από τη μετακίνηση του φράγματος κατά το σεισμό και τις αντίστοιχες αντιδράσεις του ρευστού προς το φράγμα. Ένας τρίτος τρόπος που παρουσιάσθηκε αλλά δεν έγιναν αναλύσεις με αυτόν, αφορά στην προσομοίωση του νερού με μέλος τύπου Euler. Ο τρόπος αυτός φαίνεται να μπορεί να προσομοιώσει το φαινόμενο λεπτομερέστερα, όμως απαιτεί ιδιαίτερο χειρισμό και περαιτέρω μελέτη.

Αναφορικά με τις τιμές των πιέσεων, παρατηρούμε ότι οι πιέσεις που προκύπτουν από τον τύπο του Westergaard φαίνεται να υπερεκτιμούν την τιμή των υδροδυναμικών πιέσεων, αν τις συγκρίνουμε με τις αντίστοιχες των αναλύσεων με ακουστικό μέσο. Ωστόσο οι αναλύσεις μας αφορούν σε φράγματα με κεκλιμένα πρανή και είναι λογικό να παρουσιάζονται μικρότερες πιέσεις στην ανάλυση με ακουστικό μέσο, οι οποίες όμως είναι ίδιας τάξης μεγέθους. Επίσης, η κατανομή Westergaard, θεωρεί πως οι τιμές των πιέσεων αυξάνουν με το βάθος. Στις αναλύσεις φάνηκε ότι η μέγιστη τιμή εμφανίζεται περίπου στο μέσο του ύψους του φράγματος.

Ως προς τη συμπεριφορά των φραγμάτων σκληρού επιχώματος, επιβεβαιώνεται καταρχάς η ανακούφιση των τάσεων στη βάση λόγω της γεωμετρίας τους. Αυτό φαίνεται με προσεκτική μελέτη της παραγράφου 6.2.1 της παρούσας εργασίας. Επίσης, επιβεβαιώνεται η διατήρηση της συμμετρίας των θλιπτικών τάσεων, όταν συμπεριλαμβάνονται τα φορτία λόγω υδροστατικών πιέσεων.

Από τις αναλύσεις που έγιναν για τη μελέτη της συμπεριφοράς της κατασκευής σε σεισμό, από το σεισμό της Καλαμάτας με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση έως 0.21g, όσο δηλαδή σημειώθηκε στο θεωρητικό μέρος, προκύπτει ότι αυτή είναι η τιμή μέχρι την οποία τα φράγματα αυτά μπορούν να αντιμετωπίσουν το σεισμό χωρίς την εμφάνιση εφελκυστικών τάσεων. Ο

ισχυρισμός αυτός αποδείχτηκε λανθασμένος, αφού και στο σεισμό της Καλαμάτας παρατηρούνται τιμές εφελκυστικών τάσεων που φτάνουν ακόμη και τα 0.5 Mpa, ξεπερνούν επομένως και την εφελκυστική αντοχή του υλικού. Σε μικρότερου ύψους φράγματα, οι τιμές των εφελκυστικών τάσεων θα ήταν μεν μικρότερες, ωστόσο είναι μάλλον αδύνατο να τις αποφύγουμε. Ο σεισμός του Αιγίου και οι άλλοι τρεις σεισμοί που επιλέχθηκαν όπου εμφανίζονται ακόμη μεγαλύτερες τιμές επιταχύνσεων επιδεινώνουν περαιτέρω την εφελκυστική αντοχή φραγμάτων ΑΚΣΕ.

Από τη μελέτη σεισμών στον ελληνικό χώρο, με βάση τα προλεγόμενα προκύπτει ότι η χρήση φραγμάτων ΑΚΣΕ στη χώρα μας πρέπει να γίνεται με πολύ προσεκτική μελέτη των χρησιμοποιούμενων υλικών, ανάλογα με το ύψος του φράγματος, απ' όπου θα προκύπτουν τα όρια στις επιτρεπόμενες προδιαγραφές των υλικών. Συνεπώς, μελέτες των φραγμάτων με πεπερασμένα στοιχεία, κρίνονται απαραίτητες. Στις μελέτες, πρέπει να γίνεται χρήση τόσο των σεισμών που προτείνονται από τους κανονισμούς, όσο και επιταχυνσιογραφημάτων που έχουν καταγραφεί στην ευρύτερη περιοχή της κατασκευής του έργου.

Από την παράγραφο 7.1 όπου πραγματοποιείται παραμετρική ανάλυση με διάφορες σεισμικές καταγραφές είναι δυνατόν να κατανοήσουμε τη σημασία που έχει όχι μόνο η εμφανιζόμενη εδαφική επιτάχυνση, αλλά κυρίως οι εμφανιζόμενες φασματικές επιταχύνσεις. Χαρακτηριστικό είναι το παράδειγμα που δίνεται στην παράγραφο αυτή, όπου από τις αναλύσεις, σημειώνεται ότι ο μικρότερης μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σεισμός της Καλαμάτας καταφέρνει μεγαλύτερα εμφανιζόμενα μεγέθη τάσεων και παραμορφώσεων, συγκριτικά με το μεγαλύτερης εδαφικής επιτάχυνσης σεισμό της Loma Prietta.

Επόμενο συμπέρασμα που αφορά τα φράγματα ΑΚΣΕ είναι ότι αστοχίες μπορούν να εμφανισθούν είτε στα πρανή, είτε στη βάση του φράγματος είτε και στο σώμα του κατά το σεισμό. Οι αστοχίες αυτές θα έχουν μορφή κατολίσθησης στα πρανή ενώ είναι πιθανή η εμφάνιση ανεπιθύμητων παραμορφώσεων στο σώμα του φράγματος. Εκτεταμένες αστοχίες, μπορεί να έχουν το λιγότερο σημαντικές οικονομικές απώλειες, οπότε η προσεκτική μελέτη των φραγμάτων αυτών κρίνεται και πάλι αναγκαία. Η εφαρμογή κάποιων κατασκευαστικών διατάξεων όπως είναι η ανάντη πλάκα σκυροδέματος ή οι μεμβράνες που χρησιμοποιούνται και άλλοι πιθανοί τρόποι ενίσχυσης του φράγματος όπως χρήση υλικών με βελτιωμένες ιδιότητες μπορούν να αποβούν σημαντικές.

Από τις αναλύσεις προέκυψε ότι οι εμφανιζόμενες μετατοπίσεις εξαρτώνται από το μέτρο ελαστικότητας του υλικού του φράγματος. Όσο μεγαλύτερο είναι το μέτρο ελαστικότητας, τόσο μικρότερες είναι οι σχετικές μετατοπίσεις στη γενική περίπτωση. Πάντως, το μέτρο ελαστικότητας επηρεάζει σημαντικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και συνεπώς τα αποτελέσματα των αναλύσεων εξαρτώνται σημαντικά από τις εμφανιζόμενες φασματικές επιταχύνσεις κατά το σεισμό.

Τέλος, από τις παραμετρικές αναλύσεις σχετικά με την επίδραση της κλίσης των πρανών του φράγματος, φαίνεται ότι η ακριβής γεωμετρίας του φράγματος δεν έχει καθοριστικό ρόλο για τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και ότι το κύριο γεωμετρικό στοιχείο που επηρεάζει τα χαρακτηριστικά της είναι το ύψος της. Η παρατήρηση αυτή είχε γίνει και από τον Chopra (1978). Φαίνεται πάντως ότι όσο ηπιότερη είναι η κλίση των πρανών, τόσο περισσότερο ανακουφίζονται οι εμφανιζόμενες τάσεις. Επίσης, υπάρχει ένδειξη ότι όσο πιο απότομη γίνεται η κλίση των πρανών, η εμφάνιση των μέγιστων εφελκυστικών τάσεων μεταφέρεται από τη βάση του προς τα πρανή.

8.2 Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση

Η παρούσα εργασία ασχολήθηκε με την ανάλυση αξονοσυμμετρικών φραγμάτων σκληρού επιχώματος κατά τη διάρκεια σεισμού, που εδράζονται σε άκαμπτη στερεή επιφάνεια και το υλικό τους είναι απολύτως ελαστικό. Έγινε διερεύνηση των τάσεων που προκαλούνται σε τέτοια φράγματα κατά τη διάρκεια σεισμού, καθώς επίσης και των τρόπων με τους οποίους θα μπορούσε να προσομοιωθεί το νερό και εξετάστηκαν οι πρόσθετες τάσεις που εμφανίζονται στο σώμα του φράγματος λόγω υδροδυναμικών πιέσεων.

Μελλοντικά, προτείνεται περαιτέρω διερεύνηση της μεθόδου προσομοίωσης του νερού ως ακουστικό μέσο και η παραμετρική διερεύνηση των συνοριακών συνθηκών που εφαρμόζονται στο σώμα του νερού. Θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη σημασία στην προσομοίωση του νερού ως ρευστό τύπου Euler. Η μέθοδος αυτή πιθανότατα θα μπορεί να προσομοιώσει το φαινόμενο των κυματισμών με ακρίβεια και να δώσει αποτελέσματα που προσεγγίζουν ακόμη καλύτερα την πραγματικότητα. Το μειονέκτημα των αναλύσεων αυτών πάντως είναι ο μεγάλος υπολογιστικός τους όγκος. Σε εργασία που θα ασχοληθεί με το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης νερού-φράγματος στο μέλλον, θα μπορούσε πιθανότατα να προταθεί και κάποια κατανομή υδροδυναμικών πιέσεων που θα είναι κατάλληλη να χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό.

Ακόμη, θα μπορούσε κανείς να διερευνήσει τη συμπεριφορά τέτοιων φραγμάτων σε εδάφη με διάφορα μέτρα ελαστικότητας και λόγους Poisson, ώστε να διερευνηθεί η επίδραση που θα έχει στα αναπτυσσόμενα μεγέθη ενδοσιμότητα του εδάφους.. Το πρόβλημα αυτό θα μπορούσε να επεκταθεί σε πρόβλημα αλληλεπίδρασης εδάφους θεμελίωσης – νερού – κατασκευής.

Τέλος, σε μελλοντική εργασία, θα μπορούσε κανείς να εξετάσει φράγματα με μεγαλύτερα και μικρότερα ύψη και διαφορετικούς συντελεστές απόσβεσης. Η ανελαστικότητα του υλικού σκληρού επιχώματος θα μπορούσε να προσομοιωθεί και να ληφθεί υπόψη η ρηγμάτωση που εμφανίζεται όταν ξεπεραστεί το όριο διαρροής, ώστε να συμπεριληφθεί στους υπολογισμούς και η ανακατανομή των τάσεων. Περαιτέρω διερεύνηση θα μπορούσε να γίνει αναφορικά με το σχήμα του ταμιευτήρα, τον τρόπο προσομοίωσης του νερού και την κατά το μήκος συμμετρία του φράγματος σε μοντέλα τριών διαστάσεων.

Ολοκληρώνοντας, τα φράγματα αποτελούν σπουδαία έργα, αφού μπορούν να προσφέρουν πολλά οφέλη στον ανθρώπινο πολιτισμό. Είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν για ύδρευση και άρδευση, παραγωγή ενέργειας, προστασία από πλημμύρες, διασκέδαση και αναψυχή, βελτίωση του περιβάλλοντος και της ευφορίας της γης και άλλα. Η κατασκευή φραγμάτων σε ταχύτερους χρόνους με τη χρησιμοποίηση οικονομικότερων και πιο οικολογικών υλικών σε διάφορα μέρη και εδαφικές μορφολογίες, κρίνεται αναγκαία. Αναγκαία όμως είναι και η πλήρης κατανόηση της συμπεριφοράς των κατασκευών αυτών, αφού ενδεχόμενη αστοχία οδηγεί σε τεράστιες καταστροφές. Τα αξονοσυμμετρικά φράγματα κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος αποτελούν μία πολύ σημαντική εξέλιξη της τεχνολογίας των φραγμάτων, που ικανοποιεί πολλές από τις απαιτήσεις της εποχής. Ωστόσο η κατασκευή τους απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή και συστηματική μελέτη και παρατήρηση των εμφανιζόμενων μεγεθών από αληθινές καταγραφές, ώστε η θεωρία να επιβεβαιώνεται και στην πράξη.

9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

[01] Δημοπούλου Αικατερίνη, 2008, Αξονοσυμμετρικά φράγματα κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος, Αθήνα, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Διπλωματική εργασία

[02] Ζαχαρόπουλος Θεόδωρος, 2014, Μελέτη της θλιπτικής αντοχής αξονοσυμμετρικών φραγμάτων κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος, Αθήνα, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Διπλωματική εργασία

[03] Κουρτίδης Αριστείδης, 2014, Δυναμική απόκριση αξονοσυμμετρικών φραγμάτων κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος (ΑΚΣΕ), Αθήνα, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Διπλωματική εργασία

[04] Μουτάφης Ιωάννης, Φράγματα βαρύτητας RCC και σκληρού επιχώματος, Αθήνα, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος Φράγματα, 2017

[05] Μουτάφης Ιωάννης, Φράγματα βαρύτητας σκληρού επιχώματος, Αθήνα, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος Φράγματα, 2017

[06] Παπαδημητρίου Αχιλλέας, Τάσεις στο έδαφος, Αθήνα, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σημειώσεις προπτυχιακού μαθήματος Εδαφομηχανική Ι, 2015

[07] Παπανικολάου Παναγιώτης, Στοιχεία μηχανικής ρευστών, 2010

[08] Πλεύρης Ευάγγελος, Βέλτιστος σχεδιασμός κατασκευών υπό δυναμικές φορτίσεις με στρατηγικές εξέλιζης, Αθήνα, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Διπλωματική εργασία

[09] Ράπτης Ιωάννης, Πρόχειρες σημειώσεις για τις ανάγκες του μαθήματος «Φυσική Ταλαντώσεις και Κύματα», Αθήνα, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σημειώσεις προπτυχιακού μαθήματος Φυσική 2015

[10] Φραγκιαδάκης Μιχάλης, Πολυβάθμια συστήματα Ι, Αθήνα, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σημειώσεις προπτυχιακού μαθήματος Αντισεισμικές Κατασκευές 2016

[11] Ψυχάρης Ιωάννης, Στοιχεία αντισεισμικού σχεδιασμού φραγμάτων, Αθήνα, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος Ειδικά Θέματα Αντισεισμικής Τεχνολογίας

[12] Βαρδουλάκης Ιωάννης, Τεχνική Μηχανική ΙΙ, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα, 1999

[13] Γκαζέτας Γεώργιος, *Σημειώσεις εδαφοδυναμικής*, Σημειώσεις μαθήματος Εδαφοδυναμική, Αθήνα, 2007

[14] Καββαδάς Μιχάλης, Σημειώσεις θεμελιώσεων τεχνικών έργων, Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα, 2008

[15] Καββαδάς Μιχάλης, Στοιχεία Εδαφομηχανικής, Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα, 2009

[16] Κατσικαδέλης Ιωάννης, Δυναμική ανάλυση των κατασκευών, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 2012

[17] Χριστοδούλου Γ. και Νουτσόπουλος Γ., Μηχανική των Ρευστών, Εκδόσεις Φούντας

[18] Chopra Anil K. – μετάφραση από Αναγνωστόπουλο Σταύρο, Δυναμική των κατασκευών: θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 3^η αμερικάνικη έκδοση 2007, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδα, Αθήνα, 2015

[19] Abaqus Analysis User's Guide, 6.14, Simulia

[20] Abaqus/CAE User's Guide, 6.14, Simulia

[21] Abaqus Example Problems Guide, 6.14, Simulia

[22] Abaqus Theory Guide, 6.14, Simulia

[23] ACI Committee 207, *Report on roller compacted mass concrete*, Farmington Hills – MI, American Concrete Institute, ACI 207.5R-11

[24] Allen T. Chwang and George W. Housner, 1978, Hydrodynamic pressures on sloping dams during earthquakes. Part 1. Momentum method, *Journal Fluid Mechanics*, vol. 87 part 2, p. 335 – 341

[25] Allen T. Chwang, 1978, Hydrodynamic pressures on sloping dams during earthquakes. Part 2. Exact Theory, *Journal Fluid Mechanics*, vol. 87 part 2, p. 343 – 348

[26] Buffi Giulia, Manciola Pirgiorgio, Laure De Lorenzis, Nicola Cavalagli, Fabrizio Comodini, Andrea Gambi, Vittorio Gusella, Marco Mezzi, Wolfgang Niemeier, Claudio Tamagnini, 2017, Calibration of finite element models of concrete arch – gravity dams using dynamical measures: the case of Ridracoli, *Elsevier Procedia Engineering Journals*, 199, p. 110–115

[27] Chakrabarti P. and Anil K. Chopra, 1973, Hydrodynamic pressures and response of gravity dams to vertical earthquake component, *Earthquake engineering and structural dynamics*, vol. 1, p. 325 – 335

[28] Chopra Anil K., Wilson E. L. and Farhoomand I., *Earthquake analysis of reservoir – dam systems*

[29] Chowdhury Indrajit and Dasgupta P. Shambhu, *Computation of Rayleigh Damping Coefficients for large systems*

[30] Gang Qiu, Sascha Henke and Jürgen Grabe, 2011, Application of a Coupled Eulerian – Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformations, *Elsevier Computers and Geotechnics Journals*, 38, p. 30-39

[31] Hellgren Rikard, 2014, *Influence of fluid structure interaction on a concrete dam during seismic excitation – Parametric analyses od an Arch Dam – Reservoir – Foundation system*, Stockholm, Royal Institute of Technology (KTH), Thesis

[32] Lyman Ray Wilbur and Mead Elwood, 1938, *The construction of Hoover dam – Preliminary investigations, design of dam and progress of construction*, Washington, United States Department of the Interior, US Government Printing Office

[33] Michael A. Stevens and Jack Linard, The safest dam, *Journal of Hydraulic Engineering*, February 2002, 2002

[34] Papazafeiropoulos George, Tsompanakis Yiannis, Psaropoulos N. Prodromos, *Dynamic* Interaction of Concrete Dam – Reservoir – Foundation: Analytical and Numerical Solutions, 2010

[35] Peng Yunfeng and Yuan Yulin, Analysis on the Dynamic Properties of Hardfill Materials, *Journal of applied science and engineering innovation*, Vol.1, No.1, 2014

[36] Philip L. and Liu F., Hydrodynamic pressures on rigid dams during earthquakes, *Journal Fluid Mechanics*, vol. 165, p.131 – 145

[37] Ross R. Mike, 2006, *Coupling and Simulation of Acoustic Fluid – Structure Interaction Systems Using Localized Lagrange Multipliers*, Colorado, University of Colorado, Thesis

[38] Rydell Cecllia, Tobias Gasch, Luca Facciolo, Daniel Eriksson and Richard Malm, Interaction between structure and water in seismic analyses of nuclear facilities, 22nd conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, San Francisco – California, 2013

[39] WU MengXi, DU Bin, YAO YuanCheng and HE XianFeng, An experimental study on stress – strain behavior and constitutive model of hardfill material, *Science China Physics, Mechanics and Astronomy*, Vol. 54 (11), 2011