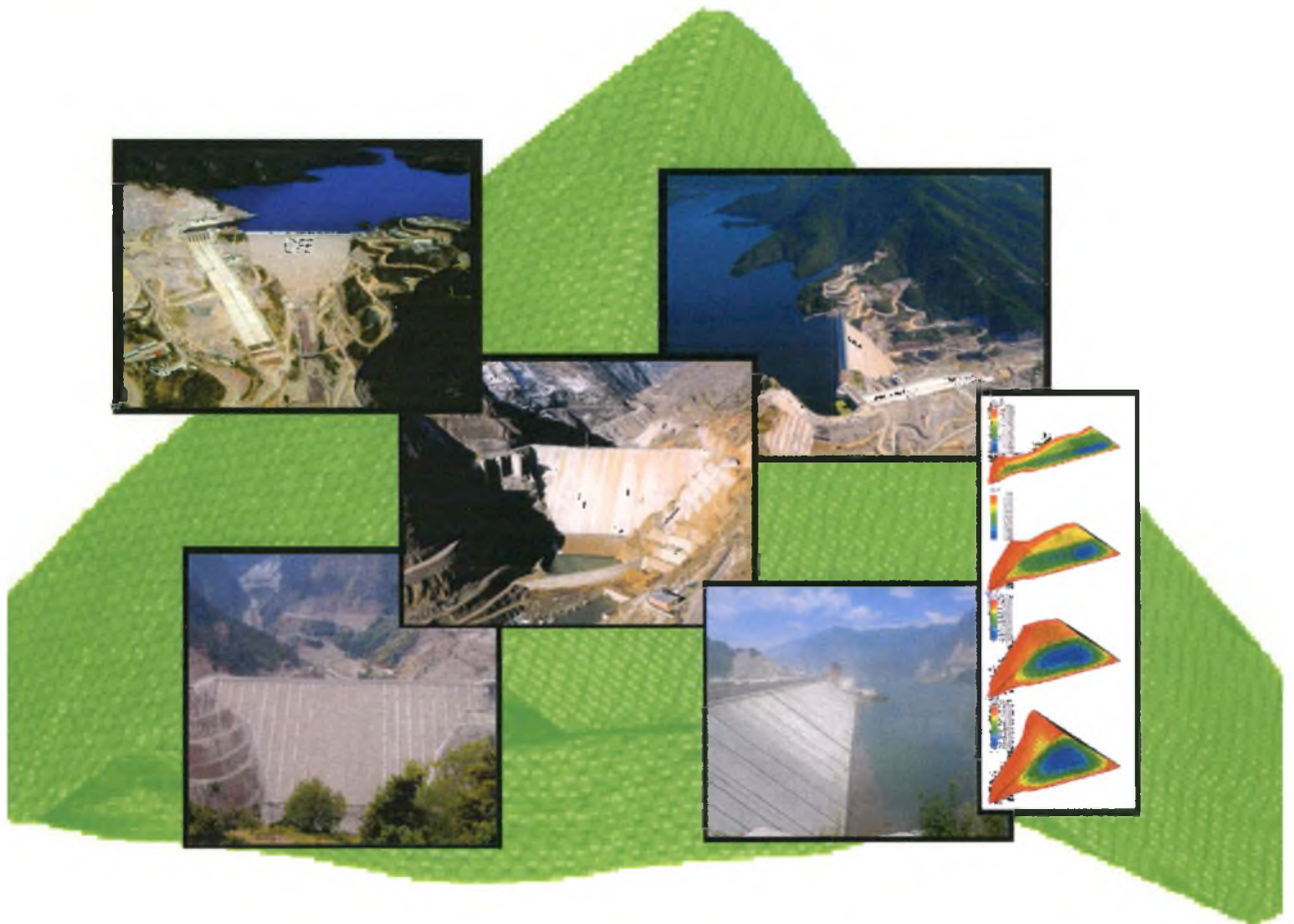




ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ- ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ

## ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

“Επίδραση της δυσκαμψίας στη συμπεριφορά λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος (CFRDs)”



Εκπόνηση : Πουλάκη Αναστασία

Επιβλέπων : Ντακούλας Παναγιώτης, Αναπληρωτής Καθηγητής Π.Θ.

ΒΟΛΟΣ  
Ιούλιος 2008



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ  
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 6552/2  
Ημερ. Εισ.: 17-09-2008  
Δωρεά: Συγγραφέα  
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ  
2008  
ΠΟΥ

*Στην οικογένειά μου*

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Τις τελευταίες δεκαετίες έχουν γνωρίσει μεγάλη ανάπτυξη παγκοσμίως τα λιθόρριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος. Τα CFRDs είναι επίχωματα πάνω στα οποία εδράζεται πλάκα σκυροδέματος στην ανάντη παρειά η οποία κατασκευάζεται σε λωρίδες με ειδικό εξοπλισμό. Η αυξανόμενη χρήση αυτού του τύπου φραγμάτων οφείλεται στην ασφαλή συμπεριφορά τους και την ευκολία κατασκευής τους.

Το πρώτο λιθόρριπτο φράγμα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος που κατασκευάστηκε στην Ελλάδα είναι το φράγμα της Μεσοχώρας (ύψους 150m). Έπειτα τέτοιου τύπου φράγματα κατασκευάστηκαν και σε άλλα μέρη της Ελλάδας (Πάτμο, Νάξο, Πήλιο). Γενικά ο τύπος αυτός αναμένεται να βρει μεγάλη εφαρμογή στα ελληνικά νησιά ,λόγω της ανεπάρκειας αργιλικού υλικού για την κατασκευή λιθόρριπτων φραγμάτων με αδιαπέρατο πυρήνα και λόγω της επάρκειας κατάλληλου υλικού για τη λιθορριπή.

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη της επίδρασης διαφόρων παραγόντων στη δυσκαμψία της λιθορριπής και εν συνεχεία της επίδρασης αυτής στην ανάντη πλάκα σκυροδέματος.

Η εργασία αποτελείται από 6 κεφάλαια:

Στο πρώτο κεφάλαιο περιγράφονται τα λιθόρριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος . Παρουσιάζονται οι αρχές και ο τρόπος κατασκευής τους και τα χαρακτηριστικά των επιμέρους τμημάτων τους.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μια αναφορά σε παλιότερα CFRDs και εξετάζονται τα χαρακτηριστικά τους σε σχέση με τη συμπεριφορά των φραγμάτων αυτών κατά την κατασκευή και τη λειτουργία.

Στο τρίτο κεφάλαιο εξετάζονται οι κυριότεροι παράγοντες που επιδρούν στη συμπεριφορά του φράγματος με βάση βιβλιογραφικές αναφορές.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι καταστατικοί νόμοι που περιγράφουν τη συμπεριφορά της λιθορριπής και οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση των CFRDs.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το φράγμα της Μεσοχώρας και εξετάζονται τα αποτελέσματα από την τρισδιάστατη ανάλυση του φράγματος αυτού, με στόχο να διαπιστωθεί η επίδραση της δυσκαμψίας της κατάντη ζώνης στη συμπεριφορά της πλάκας.

Στο έκτο κεφάλαιο παρατίθενται τα κυριότερα συμπεράσματα για τους παράγοντες που επηρεάζουν τη συμπεριφορά των CFRDs με βάση τα παραπάνω.

Πρώτα απ' όλα, θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στον αναπληρωτή καθηγητή κ. Παναγιώτη Ντακούλα για την ανάθεση της παρούσας διπλωματικής εργασίας και τη συνεχή πολύτιμη καθοδήγηση που μου παρείχε. Με την συμβολή του

κατάφερα να ξεπεράσω όλα τα προβλήματα τα οποία ανέκυψαν κατά την διάρκεια της διπλωματικής μου εργασίας.

Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω τα μέλη της επιτροπής κ. Μπαρέκα και κ. Παπαδημητρίου για την προσεκτική ανάγνωση της εργασίας μου και για τις πολύτιμες υποδείξεις τους.

Επιπλέον, αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω τους φίλους μου για τη διαρκή συμπαράσταση και την καλή μας συνεργασία όλα αυτά τα χρόνια. Ιδιαίτερα θα ήθελα να ευχαριστήσω την γειτόνισσα μου Κα Ευανθία Σιδέρη για την υποστήριξη και το ενδιαφέρον της καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας μου, τους συμφοιτητές μου Ιορδανίδη Γεώργιο και Πίτσικα Δημήτριο για την τεχνική υποστήριξη και τον Γιαννόπουλο Αλέξανδρο που ήταν ο πρώτος αναγνώστης της εργασίας μου.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Εξέλιξη των λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος .	Σελ.1-1
1.2 Λόγοι που συνιστούν την επιλογή λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος.....	Σελ.1-3
1.3 Σχεδιασμός και κατασκευή των λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος - Βασικές αρχές.....	Σελ.1-4
1.3.1 Πλίνθος	
1.3.1.1 Θεμελίωση της πλίνθου.....	Σελ.1-4
1.3.1.2 Διαστάσεις .....	Σελ.1-5
1.3.1.3 Διάταξη.....	Σελ.1-5
1.3.1.4 Ευστάθεια.....	Σελ.1-5
1.3.2 Περιμετρικός αρμός.....	Σελ.1-6
1.3.3 Πλάκα σκυροδέματος	
1.3.3.1 Πάχος της πλάκας σκυροδέματος.....	Σελ.1-8
1.3.3.2 Οπλισμός.....	Σελ.1-10
1.3.3.3 Αρμοί της πλάκας σκυροδέματος .....	Σελ.1-11
1.3.4 Τοιχίο στέψης.....	Σελ.1-13
1.3.5. Ανάχωμα	
1.3.5.1 Τυπική διαζώνιση των CFRDs.....	Σελ.1-14
1.3.5.2 Ποιότητα και διαβάθμιση του αναχώματος.....	Σελ.1-15
1.3.5.3 Τοποθέτηση της λιθορριπής.....	Σελ.1-16
1.3.5.4 Προσθήκη νερού στη λιθορριπή.....	Σελ.1-17
1.3.5.5 Κλίση πρανών.....	Σελ.1-17
1.3.5.6 Σταδιακή κατασκευή του αναχώματος .....	Σελ.1-17

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΑ

2.1 Agauamilpa.....	Σελ.2-1
2.2 Tianshengquiao.....	Σελ.2-2
2.3 Xingo.....	Σελ.2-4
2.4 Ita.....	Σελ.2-7
2.5 Machandinho.....	Σελ.2-8
2.6 Itapébi.....	Σελ.2-9
2.7 Segredo.....	Σελ.2-10
2.8 Foz do Areia.....	Σελ.2-11
2.9 El Cajon.....	Σελ.2-12
2.10 Mohale.....	Σελ.2-18

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΠΑΡΑΓΟΝΤΩΝ ΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

3.1: Η επιρροή της λιθορριπής	
3.1.1 Αντοχή σε θλίψη.....	Σελ.3-1
3.1.2 Συμπύκνωση.....	Σελ.3-2
3.1.3 Το σχήμα των κόκκων.....	Σελ.3-6
3.1.4 Θρυμματισμός.....	Σελ. 3-9
3.1.5 Υλικό της λιθορριπής.....	Σελ.3-14
3.1.6 Διαπερατότητα.....	Σελ.3-14

3.1.7 Διαβροχή της λιθορριπής.....	Σελ.3-14
3.1.8 Κοκκομετρία.....	Σελ.3-17
3.1.9 Διατμητική αντοχή.....	Σελ.3-18
3.1.10 Σχέση μέτρων ελαστικότητας μεταξύ των διαφορετικών ζωνών....	Σελ.3-30
3.1.11 Χαλίκι.....	Σελ.3-32
<b>3.2 Η επιρροή άλλων παραγόντων πέραν της λιθορριπής στην ευστάθεια του φράγματος</b>	
3.2.1 Μορφολογία της κοιλάδας.....	Σελ.3-35
3.2.2 Έδαφος θεμελίωσης.....	Σελ.3-36
3.2.3 Η άμεση επιρροή της πλάκας.....	Σελ.3-38
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ</b>	
4.1 Μη γραμμική ανάλυση	
4.1.1 Μη γραμμικά μοντέλα.....	
4.1.1.1 Το υπερβολικό μοντέλο Dunkan&Chang .....	Σελ.4-1
4.1.1.2 Προσομοίωμα κρατυνόμενου εδάφους (Hardening Soil Model).....	Σελ.4-2
4.2 Μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων (FEM).....	Σελ. 4-8
4.2.1 Ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS.....	Σελ.4-8
4.2.2 Πεπερασμένες διαφορές.....	Σελ.4-10
4.2.3 Σύγκριση των δυο μεθόδων ανάλυσης.....	Σελ.4-11
4.3 Συμπεράσματα από τις 2-Δ και 3-Δ αναλύσεις.....	Σελ.4-12
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΤΟ ΦΡΑΓΜΑ ΤΗΣ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ</b>	
5.1 Περιγραφή του φράγματος.....	Σελ.5-1
5.2 Εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης.....	Σελ.5-2
5.3 Αριθμητική προσομοίωση.....	Σελ.5-6
5.4 Αποτελέσματα.....	Σελ.5-8
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</b>	
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</b>	
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ</b>	
<b>Παράρτημα 1:</b> Η επίδραση της πλήρωσης της δεξαμενής σε ένα λιθόρριπτο φράγμα .....	Σελ. Π-1
<b>Παράρτημα 2:</b> Εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας της λιθορριπής.....	Σελ. Π-3
<b>Παράρτημα 3:</b> Πίνακας Π3.1 (Fitzpatrick et al, 1985).....	Σελ. Π-8



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 Εξέλιξη των λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος

Η τεχνολογία των λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος (CFRDs) εφαρμόστηκε για πρώτη φορά πριν από 150 χρόνια. Οι εξελίξεις στο χώρο της κατασκευής των φραγμάτων και οι νέες τεχνολογίες που εφαρμόζονται τα τελευταία χρόνια είχαν ως αποτέλεσμα την ευρεία διάδοση των CFRDs παγκοσμίως και την επιλογή αυτής της μεθόδου για την κατασκευή όλο και ψηλότερων φραγμάτων. Ιδιαίτερα διαδόθηκαν τα CFRDs σε περιοχές με έλλειψη σε αδιαπέρατα εδάφη που απαιτούνται για την κατασκευή χωμάτινων φραγμάτων.

Όμως, διάφορες νέες κατασκευαστικές τεχνικές που υιοθετήθηκαν με την πάροδο των χρόνων, συνετέλεσαν ώστε τα CFRDs που κατασκευάζονται σήμερα να ξεπερνούν τα 200 m. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το υπό κατασκευή φράγμα Shuibuya στην Κίνα με ύψος 230m που θα είναι το υψηλότερο CFRD στον κόσμο.

Οι Clough et al (1984) ήταν οι πρώτοι μελετητές των CFRDs που χρησιμοποίησαν τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων (FEM) για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς ενός γεωφράγματος και έκτοτε η FEM αποτελεί απαραίτητο μέσον για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς λιθόρριπτων και χωμάτινων φραγμάτων. Οι Clough et al (1984) χρησιμοποίησαν απλό γραμμικό ελαστικό μοντέλο για να προσομοιάσουν τη σχέση τάσεων-παραμορφώσεων των υλικών του φράγματος. Με τις εξελίξεις όμως στον τομέα του προγραμματισμού, αναπτύχθηκαν πιο εξελιγμένα μοντέλα προσομοίωσης όπως το μη-γραμμικό υπερβολικό μοντέλο των Duncan & Chang (1970).

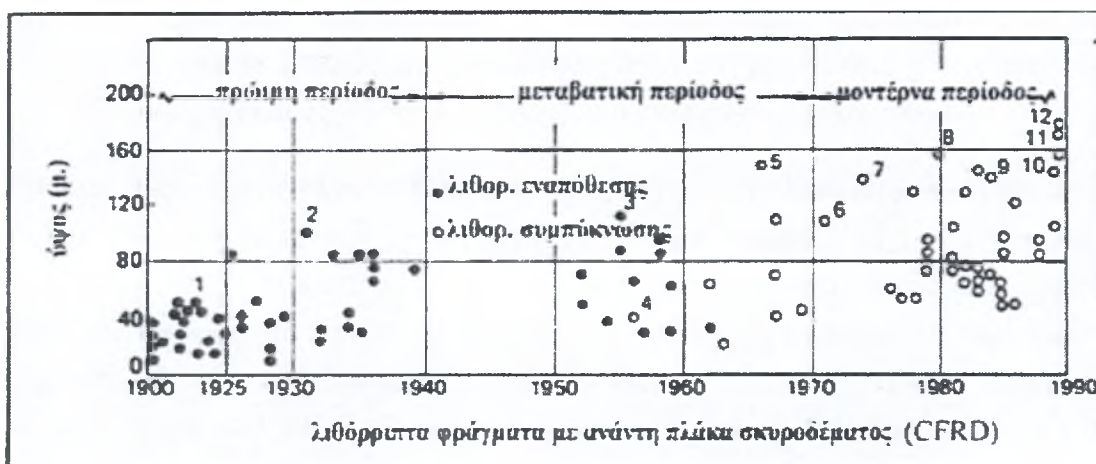
Σύμφωνα με τον Cooke, η εξέλιξη των λιθόρριπτων φραγμάτων μπορεί να διαιρεθεί σε τρεις κύριες περιόδους: την πρώιμη περίοδο (1850-1940), τη μεταβατική περίοδο (1940-1965) και την μοντέρνα περίοδο (από το 1965 μέχρι και σήμερα). Τα πρώτα λιθόρριπτα φράγματα κατασκευάστηκαν σε οροσειρές της California με απλά εναποθετημένη λιθορριπή, το ύψος τους δεν ξεπερνούσε τα 25m και είχαν κλίσεις πολύ απότομες από 0.5:1 έως 0.75:1 (οριζόντια: κάθετα). Το πρώτο λιθόρριπτο φράγμα με ανάντη πλάκας σκυροδέματος είναι το Clatworth Park που κατασκευάστηκε το 1895 στην California. Τα πρώτα ψηλά CFRDs που κατασκευάστηκαν είναι το Dix River με ύψος 84m στο Kentucky και το Salt Springs ύψους 101m στην California. Παρά τα μικρά προβλήματα εισροής, το Salt Springs λειτουργεί ικανοποιητικά από το 1931 μέχρι σήμερα. Τα λιθόρριπτα φράγματα κατασκευάζονταν με αδιαπέρατα φίλτρα στην επιφάνειά τους ως το 1940 οπότε άρχισαν να διαδίδονται τα χωμάτινα φράγματα. (Cooke, 1984).

Κατά τη μεταβατική περίοδο, προέκυψαν προβλήματα που συνιστούσαν τον περιορισμό του ύψους των CFRDs στα 90m. Η μικρή διαθεσιμότητα υλικού θλιπτικής αντοχής ώστε να είναι κατάλληλο για τη λιθορριπή ήταν ένα από τα πρωταρχικά προβλήματα. Ένα άλλο πρόβλημα ήταν η μεγάλη συμπίεση της λιθορριπής καθώς η εναπόθεσή της γινόταν σε στρώσεις από 18-60m. Συχνά ήταν τα φαινόμενα εισροής σε αυτά τα φράγματα εξαιτίας σοβαρών καθιζήσεων της λιθορριπής κατά την περίοδο πλήρωσης της δεξαμενής τους. Τα σπουδαιότερα CFRDs της περιόδου αυτής είναι το Lower Bear River (No1, 75 m), το Lower Bear River (No2, 46 m), το Paradela (110 m). Το τελευταίο φράγμα της μεταβατικής



περιόδου είναι το New Exchequer (150 m) που κατασκευάστηκε το 1958 στην California, με κάποιο τμήμα της λιθορριπής συμπακνωμένο σε στρώσεις των 1.2-3 m και το υπόλοιπο απλά εναποθετημένο σε στρώσεις των 18 m (Cooke, 1984).

Το 1955-1965, η αναγκαιότητα δημιουργίας ψηλότερων φραγμάτων σε συνδυασμό με την έλλειψη βράχων πολύ υψηλής αντοχής για τη λιθορριπή στις περιοχές κατασκευής των φραγμάτων και με την εξέλιξη πιο ήπιων δονητικών μηχανημάτων διάστρωσης, συνέστησαν τη μετάβαση από τη λιθορριπή απλής εναπόθεσης σε συμπακνωμένη λιθορριπή. Στο Σχ.1.1 φαίνεται η μετάβαση από τη λιθορριπή απλής εναπόθεσης στη συμπακνωμένη λιθορριπή και η σταδιακή αύξηση του ύψους και των δυο τύπων λιθορριπών φραγμάτων. Κατά την έναρξη της περιόδου αυτής, η εναπόθεση γινόταν σε στρώσεις των 3m. Αναφέρεται μάλιστα ότι το 1955 στο φράγμα Ambuklao η εναπόθεση έγινε σε στρώσεις πάχους 0.6m εξαιτίας της χαμηλής αντοχής και του μικρού μεγέθους των διαθέσιμων κόκκων (Cooke 1984).



Σχ.1.1: Εξέλιξη στον τύπο και το ύψος των λιθορριπών φραγμάτων (Cooke, 1991)

Η μετάβαση από την απλά εναποθετημένη λιθορριπή συντελέστηκε πολύ γρήγορα και ως το 1967 δεν κατασκευάζονταν πλέον CFRDs με απλώς εναποθετημένη λιθορριπή. Από το 1960 που καθιερώθηκε η χρήση κυλινδρούμενου δονητικού συμπακνωτή, επέτρεψε τη χρήση πιο αδύναμων βράχων για τη λιθορριπή με συμπίκνωση αυτών σε πολύ λεπτές στρώσεις. Κατά τη διάρκεια της μοντέρνας περιόδου μεγάλες βελτιώσεις έγιναν στον τρόπο σχεδιασμού των CFRDs, όπως για παράδειγμα καλύτερες λεπτομέρειες των αρμών χωρίς συμπιεστά υλικά πλήρωσης, καθώς και ο περιορισμός των οριζόντιων αρμών στην πλάκα σκυροδέματος. Η πλάκα έπαψε να έχει τη μορφή σκακιάρας και κατασκευάζεται με ανερχόμενο μεταλλότυπο, όπου το σκυρόδεμα ρίχνεται στην πλάκα με κινητή φόρμα (slipforming). Αυτό το χαρακτηριστικό χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά στην Ισπανία στο φράγμα Piedras (ύψους 40m) που ολοκληρώθηκε το 1967. Το Cethana ύψους 110m στην Αυστραλία, το Alto Anchicaya (140m) στην Κολομβία και το Foz do Areia (160m) στη Βραζιλία θεωρούνται πρωτοπόρα στην κατασκευή των CFRDs με συμπακνωμένη λιθορριπή.

Μετά το 1990, με την κατασκευή και την ικανοποιητική λειτουργία αρκετών φραγμάτων τύπου CFRD με μέσο ύψος γύρω στα 150 m, αποκτήθηκε σημαντική εμπειρία πάνω στα προβλήματα που αντιμετωπίζουν τα πολύ ψηλά CFRDs. Τα φράγματα Segredo (145 m) και Xingo (150 m) στη Βραζιλία καθώς και το Tianshengquiao (180 m) που ολοκληρώθηκε το 1998 στην Κίνα βοήθησαν αρκετά προς την κατεύθυνση αυτή. Στην Ελλάδα το 1996 ολοκληρώθηκε η κατασκευή του

φράγματος της Μεσοχώρας με ύψος 150 m, που είναι μέχρι σήμερα το ψηλότερο CFRD στην Ευρώπη.

Στη σημερινή εποχή, τα CFRDs αποτελούν μια εναλλακτική μέθοδο στην κατασκευή ψηλών φραγμάτων έναντι των χωμάτων, υπερτερούν ως προς το κόστος και τον απλό σχεδιασμό τους και κερδίζουν συνεχώς έδαφος παγκοσμίως. Ειδικότερα, η Νότια Αμερική αλλά και η Κίνα τα τελευταία χρόνια είναι οι περιοχές του κόσμου που οδηγούν τις εξελίξεις στο χώρο των CFRDs.

## **1.2 Λόγοι που συνιστούν την επιλογή λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος**

Τα CFRDs είναι κατάλληλα για κοιλάδες με βραχώδη θεμελίωση. Οι διατάξεις αυτές ενδείκνυνται σε υγρά κλίματα γιατί επιτρέπουν σύντομη τοποθέτηση της λιθορριπής και έτσι το φράγμα προστατεύεται από ενδεχόμενες πλημμύρες που μπορεί να συμβούν κατά την κατασκευή. Επιπλέον, η εφαρμογή τιμεντενέσεων σε ένα CFRD γίνεται ανεξάρτητα από την κατασκευή του αναχώματος γεγονός που απλοποιεί τη διαδικασία.

Σε πολλές περιπτώσεις αυτός ο τύπος φράγματος αποτελεί μια οικονομικότερη επιλογή από τα συνήθη χωμάτινα και λιθόρριπτα φράγματα. Παράμετροι που συνιστούν ορισμένες φορές την κατασκευή CFRD ως οικονομική εναλλακτική λύση είναι η μικρή διαθεσιμότητα του χωμάτινου υλικού στην περιοχή του έργου, η μικρότερη απαιτούμενη ποσότητα λιθορριπής λόγω των πιο απότομων κλίσεων που μπορούν να δοθούν στα CFRDs, το μικρότερο κόστος της πλάκας σκυροδέματος σε σύγκριση με τις δαπάνες που απαιτούν τα άλλα είδη φραγμάτων (χωμάτινα, λιθόρριπτα) για αποστραγγιστικά φίλτρα και επιστάμενη ενίσχυση της θεμελίωσής τους.

Επίσης, τα CFRDs αποτελούν οικονομικότερη επιλογή για την κατασκευή και χαμηλών φραγμάτων με ευρεία στέψη γιατί λόγω των απότομων κλίσεών τους, καταλαμβάνουν μικρότερη έκταση της κοιλάδας και επομένως, απαιτείται λιγότερη προετοιμασία εδάφους. Επίσης, το γεγονός ότι στα CFRDs δεν απαιτούνται φίλτρα αποστράγγισης καθιστά την τεχνική αυτή πολύ οικονομική, καθώς τα φίλτρα για τα χαμηλά φράγματα αποτελούν σημαντικό τμήμα του συνολικού κόστους (Fell et al, 2005).

Για όλους αυτούς τους λόγους, από το 1985 στην Αυστραλία επιλέγεται η μέθοδος των CFRDs για την κατασκευή των περισσότερων ψηλών φραγμάτων.

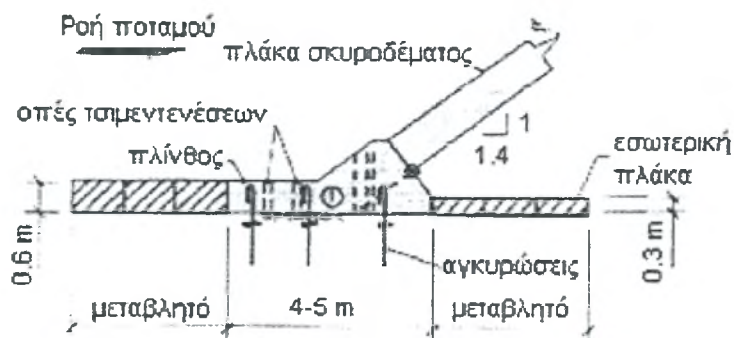
### 1.3 Σχεδιασμός και κατασκευή των λιθορριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος - Βασικές αρχές.

Η κατασκευή των CFRDs βασίζεται σε μεγάλο βαθμό στην τεχνογνωσία και την κρίση των μηχανικών. Πρόκειται για κατασκευές πολύ ογκώδεις για τις οποίες έχει πολύ μεγάλη σημασία η πρόβλεψη της συμπεριφοράς τους κατά την κατασκευή και κατά τη λειτουργία τους. Παρακάτω, δίνονται συνοπτικά οι βασικές αρχές σχεδιασμού των CFRDs.

Στα CFRDs η λιθορριπή αποτίθεται στα κατάντη του υδραυλικού φορτίου της δεξαμενής. Σύμφωνα με τον Cooke(1984), σε αυτό των τύπο φραγμάτων οι συντελεστές ευστάθειας και ολίσθησης είναι πάντα υψηλοί. Κανένα λιθορριπτο φράγμα δεν έχει αστοχήσει λόγω απώλειας ευστάθειας επισημαίνει ο Cooke το 1984, συνεπώς είναι δύσκολο να προταθεί μια ρεαλιστική μέθοδος στατικής ανάλυσης για τα CFRDs. Έτσι, παραδοσιακά για τα CFRDs επιλέγονται κλίσεις μεταξύ 1.3H:1V και 1.5H:1V που εξασφαλίζουν ευστάθεια.

#### 1.3.1 Πλίνθος

Η πλίνθος συνδέει στεγανά την πλάκα με τη θεμελίωση. Η πλίνθος επίσης λειτουργεί ως σημείο εκκίνησης για την εκτέλεση των τσιμεντενέσεων και για την κατασκευή της πλάκας.



Σχ.1.2:Τυπική τομή πλίνθου (ANCOLD, 1991)

##### 1.3.1.1 Θεμελίωση της πλίνθου

Η πλίνθος θα πρέπει να εδράζεται σε σκληρό, ενέσιμο βράχο, όχι επιρρεπή σε διάβρωση. Για να επιτευχθεί η θεμελίωση της πλίνθου στο επιθυμητό έδαφος, διενεργούνται εκσκαφές στα αντερείσματα και στην κοίτη. Παρ' όλ' αυτά, επιτυχώς έχουν θεμελιωθεί πλίνθη σε βράχους αποσαθρωμένους ή πιο μαλακούς, που ήταν αρκετά επιρρεπείς σε διάβρωση.

Στις περιπτώσεις θεμελίωσης σε βράχο επιρρεπή σε διάβρωση το μήκος της διαδρομής του διηθούμενου νερού θα πρέπει να αυξηθεί κατά ένα τέταρτο του υδραυλικού φορτίου. Για να επιτευχθεί αυτό, τοποθετείται ένα στρώμα σκυροδέματος στην τελική επιφάνεια θεμελίωσης, ακριβώς κατάντη της πλίνθου. Επιπλέον, προστίθεται κάποιο υλικό για τη συγκράτηση των υλικών της διάβρωσης.

### 1.3.1.2 Διαστάσεις

Παραδοσιακά, το πλάτος της πλίνθου σε ένα CFRD σχεδιάζεται λαμβάνοντας υπόψη τις εμπειρικές σχέσεις μεταξύ του ύψους της δεξαμενής και της υπάρχουσας γεωλογίας

$$B = K \cdot H$$

όπου  $B$ : Πλάτος της πλίνθου σε m.

$K$ : Εμπειρική τιμή που εξαρτάται απ' την ποιότητα του βράχου θεμελίωσης της πλίνθου και παίρνει τιμές μεταξύ 0.05 και 0.1 για φρέσκο και αποσαθρωμένο βράχο αντίστοιχα.

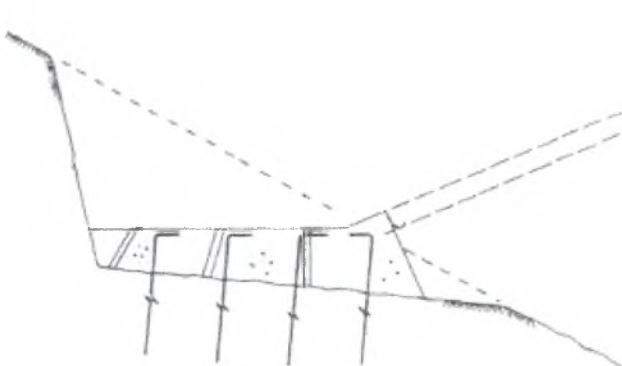
$H$ : Υδραυλικό φορτίο σε m.

Στις περιπτώσεις, υγιούς θεμελίωσης της πλίνθου, το πλάτος της, είναι της τάξης του 1/20 του υδραυλικού φορτίου  $H$ . Το ελάχιστο πλάτος που χρησιμοποιείται για την πλίνθο είναι 3 m. Για πολύ χαμηλά φράγματα όμως, θεμελιωμένα σε σκληρό βράχο, το πλάτος της πλίνθου μπορεί μειωθεί ως τα 2m. Στα αντερείσματα το πλάτος της πλίνθου μεταβάλλεται σε ορισμένα βήματα, ανάλογα με το υδραυλικό φορτίο.

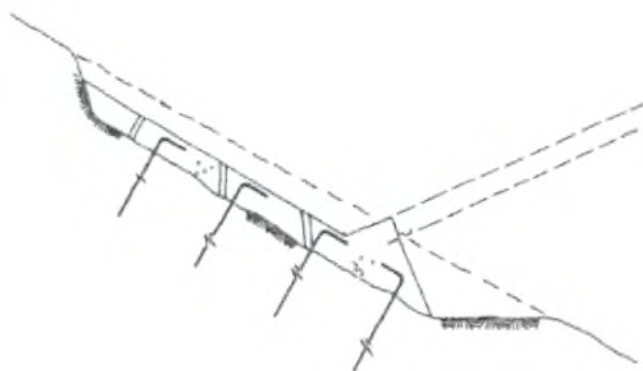
### 1.3.1.3 Διάταξη

Οι μέθοδοι εκσκαφής και οι προσανατολισμοί της πλίνθου ποικίλουν και επιλέγονται ανάλογα με την κλίση των πρανών των αντερείσμάτων, και με το είδος του εδάφους ή του διαβρούμενου βράχου που παρεμβάλλεται ως την επιθυμητή θεμελίωση.

Η εκσκαφή του βράχου γίνεται με ανατινάξεις ή με μηχανική εκσκαφή. Η πλίνθος μπορεί να τοποθετηθεί στα αντερείσματα είτε οριζόντια, είτε με γωνία, όπως φαίνεται στο Σχ.1.3.



(α) προσανατολισμός οριζόντιος



(β) προσανατολισμός με γωνία

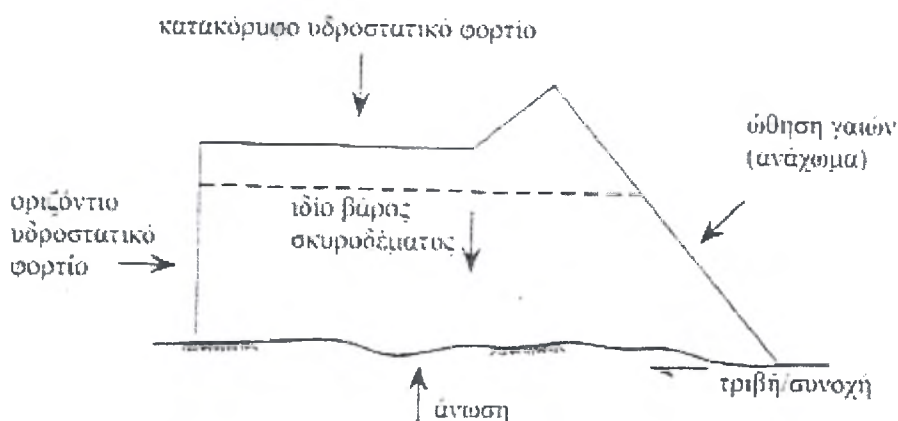
Σχ.1.3: Τυπική τομή της γραμμής πλίνθου στα αντερείσματα (Θανόπουλος Ι.,2002)



#### 1.3.1.4 Ευστάθεια της πλίνθου

Η πλίνθος κατασκευάζεται ούτως ώστε να αντιστέκεται στην οριζόντια ώθηση του νερού χωρίς να υποστηρίζεται από τη λιθορριπή. Σε πλίνθους μέτριου πάχους, ο έλεγχος ευστάθειας παραλείπεται, καθώς η τριβή που αναπτύσσεται επαρκεί για να αντισταθμίσει την ώθηση του νερού. Σε πλίνθους μεγάλου πάχους όμως, αναπτύσσονται μεγάλες ωθήσεις από το νερό και ο έλεγχος ευστάθειας είναι απαραίτητος. Οι δυνάμεις που ασκούνται στην πλίνθο φαίνονται στο Σχ.1.4.

Ο έλεγχος ευστάθειας περιλαμβάνει τους ελέγχους ολίσθησης και ανατροπής, όπως και για τα φράγματα βαρύτητας. Η ώθηση που δέχεται η πλίνθος από τη λιθορριπή δεν λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο της ευστάθειας. Αλληλεπίδραση επίσης μεταξύ πλάκας και πλίνθου δεν υπάρχει, καθώς ο περιμετρικός αρμός ανοίγει λόγω των υδροστατικών πιέσεων. Η άνωση που δέχεται η πλίνθος λαμβάνεται γραμμικά μεταβαλλόμενη με το πλάτος.



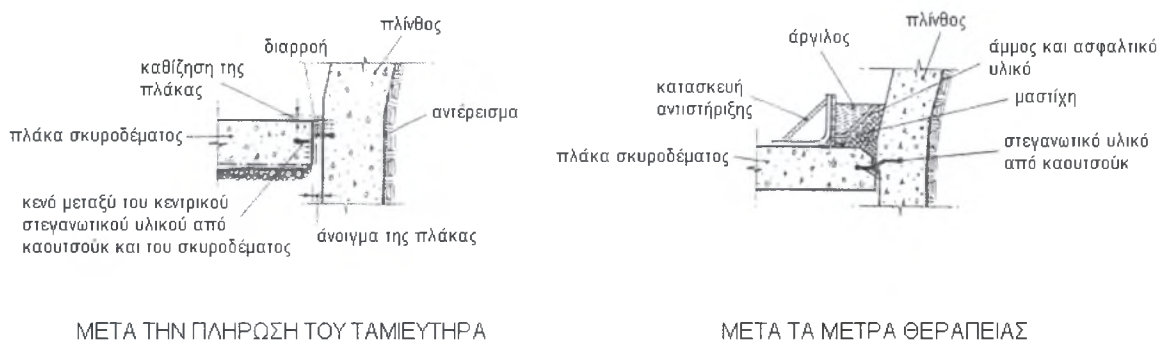
Σχ.1.4: Δυνάμεις που ασκούνται στην πλίνθο (ANCOLD 1991)

#### 1.3.2 Περιμετρικός αρμός

Η ενόργανη παρακολούθηση των CFRDs έχει δείξει ότι μεγαλύτερο από το 90% της επιφάνειας της πλάκας σκυροδέματος βρίσκεται υπό θλίψη λόγω καθίζησης της λιθορριπής. Μετά την πλήρωση της δεξαμενής, η πλάκα εξακολουθεί να θλίβεται καθώς οι κατακόρυφοι αρμοί της πλάκας δέχονται επιπλέον συμπίεση. Ωστόσο εφελκυστικές τάσεις μπορεί να προκαλέσουν τη διεύρυνση των κατακόρυφων αρμών καθώς και του περιμετρικού αρμού. Επομένως κατασκευαστικά προβλήματα στον περιμετρικό αρμό μπορεί να αποτελέσουν πηγή διαρροής. Ο περιμετρικός αρμός θα πρέπει οπωσδήποτε να είναι ελαστικός, ούτως ώστε να παραλαμβάνει τις αναμενόμενες μετακινήσεις και στις τρεις διευθύνσεις χωρίς καταστροφή των στεγανωτικών του υλικών.

Στις αρχές του 1970, όλοι αρμοί, οι κατακόρυφοι και ο περιμετρικός κατασκευάζονταν πολύ απλά. Περιλάμβαναν ένα στεγανωτικό υλικό πλαστικό (PVC) ή από καουτσούκ (rubber) στο κέντρο των αρμών και κάποια συμπιεστά υλικά πλήρωσης. Διέθεταν μόνο μια ζώνη άμυνας. Οι αρμοί αυτοί λειτούργησαν καλά για φράγματα ύψους μέχρι 75 m, αλλά παρουσίασαν πολύ μεγάλα ανοίγματα στα πιο ψηλά φράγματα κατά την πλήρωση. Χαρακτηριστικά παραδείγματα για την εισροή που υπέστηκαν μέσω του περιμετρικού αρμού αποτελούν τα φράγματα Alto Anchicaya (που παρουσίασε εισροή ως και 1.8m<sup>3</sup>/s μέσω του περιμετρικού αρμού) και το Machandinho (όπου η εισροή έφτασε τα 900l/s). Η μεγάλη διεύρυνση του αρμού οφειλόταν στη συμπιεστότητα των υλικών πλήρωσης και στην ανεπαρκή προσκόλληση του στεγανωτικού υλικού με το σκυρόδεμα (Θανόπουλος Ι., 2002) .

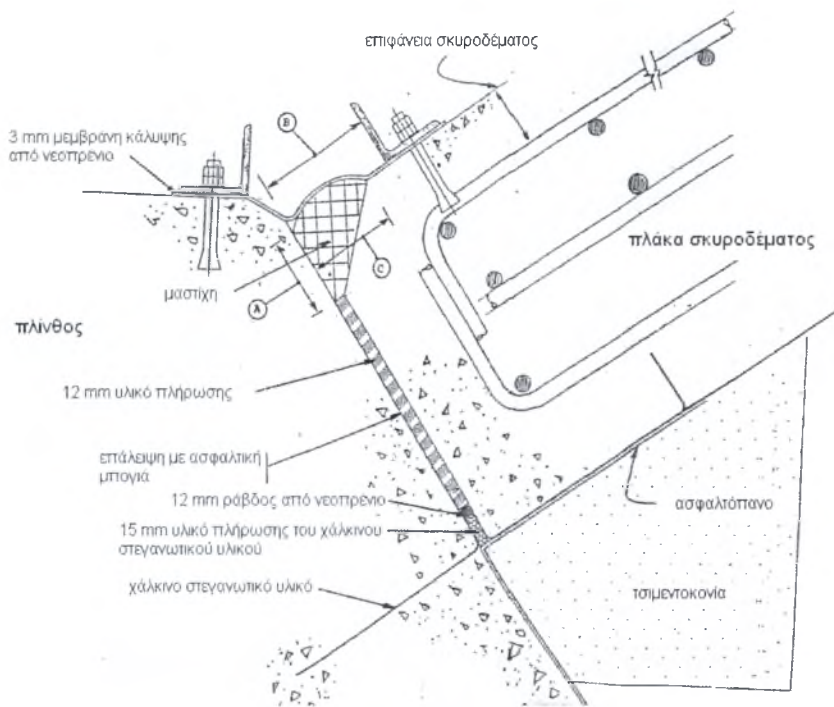
Τα παραπάνω μεγάλα ανοίγματα οφείλονταν σε σημαντικό βαθμό στη συμπιεστότητα των υλικών πλήρωσης των κατακόρυφων αρμών της πλάκας αλλά και στην αδυναμία προσκόλλησης του κεντρικού στεγανωτικού υλικού με το σκυρόδεμα. Στο Σχ.1.5 φαίνεται η κατάσταση του περιμετρικού αρμού μετά την πλήρωση και τα μέτρα εξυγίανσης που λήφθηκαν.



Σχ. 1.5: Μέτρα θεραπείας του φράγματος Alto Anchicaya (Materon,1985)

Από τις αρχές της δεκαετίας του 1980, σε όλα τα ψηλά φράγματα ο περιμετρικός αρμός αποτελούνταν από 3 στεγανωτικά υλικά, ώστε να φράσσουν την εισροή και να λειτουργούν συμπληρωματικά. Όμως, μετέπειτα η πράξη έδειξε ότι η παρουσία του κεντρικού στεγανωτικού υλικού (πλαστικό ή καουτσούκ) δυσκόλευε τη σωστή τοποθέτηση σκυροδέματος με σωστό και συνεχή τρόπο γύρω από αυτό. Οι άλλες στεγανωτικές διατάξεις όμως παρουσίασαν ικανοποιητική συμπεριφορά. Το γεγονός αυτό οδήγησε στην εξάλειψη του κεντρικού στεγανωτικού υλικού στα επόμενα χρόνια, ακόμα και στα πολύ ψηλά φράγματα. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η διατομή του περιμετρικού αρμού που χρησιμοποιήθηκε στο φράγμα της Μεσοχώρας. Ακόμα, μια σειρά από διπλές μπάρες οπλισμού τοποθετείται στον περιμετρικό αρμό.





Σχ.1.6: Τυπική τομή του περιμετρικού αρμού στο φράγμα της Μεσοχώρας.(ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ 1995-Αρχείο ΔΕΗ)

### 1.3.3 Πλάκα σκυροδέματος

Η πλάκα σκυροδέματος αποτελεί το αδιαπέρατο σύνορο για το φράγμα. Κατασκευάζεται σε λωρίδες με ολισθαίνοντα μεταλλότυπο και εδράζεται στην ανάντη παρειά του φράγματος. Η κλίση της ανάντη παρειάς του φράγματος διαμορφώνεται έτσι ώστε να συγκρατείται μέσω της τριβής που αναπτύσσεται. Πολύ σημαντικό ρόλο έχουν η αντοχή του σκυροδέματος και η ακεραιότητα των υλικών στεγάνωσης της πλάκας για την ικανοποιητική απόκριση και την ανθεκτικότητα του φράγματος στο χρόνο.

#### 1.3.3.1 Πάχος της πλάκας σκυροδέματος

Παράγοντες που λαμβάνονται υπόψη για την επιλογή του πάχους της πλάκας σκυροδέματος είναι το ύψος του φράγματος, η καλή προσαρμογή των στεγανωτικών υλικών στους αρμούς και κυρίως στον περιμετρικό αρμό, και οι κατασκευαστικές δυνατότητες που υπάρχουν. Για να καλυφθούν επαρκώς οι οπλισμοί και να ελαχιστοποιηθούν οι ρωγμές λόγω συστολή ξήρανσης, το ελάχιστο απαιτούμενο πάχος πλάκας είναι 0.25-0.30m. Συνηθίζεται, το πάχος της πλάκας σκυροδέματος να αυξάνεται προοδευτικά από την ελάχιστη τιμή του στη στέψη του φράγματος ανάλογα με το υδροστατικό φορτίο  $H$ .

Έτσι, για φράγματα με συμπυκνωμένη λιθορριπή χρησιμοποιείται πλάκα πάχους  $0.3+0.003H$  ή  $0.002H$ . Αυτές οι πλάκες ανταποκρίθηκαν ικανοποιητικά και δημιουργήθηκε μια γενικότερη τάση προς τη χρησιμοποίηση λεπτότερων πλακών. Σε

νεότερα φράγματα μέτριου ύψους έχει χρησιμοποιηθεί και ενιαίο πάχος πλάκας. Η τάση αυτή υποστηρίζεται από την πρόοδο στην τεχνολογία του σκυροδέματος το οποίο παρέχει μεγαλύτερη αξιοπιστία απ' ότι στο παρελθόν.

Οι Cooke & Sherard (1987) καθώς και η Διεθνής Επιτροπή Μεγάλων Φραγμάτων – ICOLD (1989) προτείνουν τη χρήση πλακών ενιαίου πάχους 0.25 ή 0.30 m για φράγματα χαμηλού και μέτριου ύψους (το πολύ μέχρι 100 m). Για φράγματα μεγάλης σημασίας ή για πολύ ψηλά φράγματα, το πάχος δίνεται από τον εμπειρικό τύπο  $0.3+0.002H$  (m). Τα προτεινόμενα πάχη προϋποθέτουν μια πολύ καλά συμπτυκνωμένη μεταβατική ζώνη όπου θα εδραστεί η πλάκα. Εξαιτίας όμως της πιο ανώμαλης επιφάνειας έδρασης στην πραγματικότητα χρησιμοποιούνται λίγο μεγαλύτερα πάχη. Σύμφωνα με τα παραπάνω ο σχεδιασμός του πάχους της πλάκας σκυροδέματος έχει ακολουθήσει τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$T = 0.3 + K H \quad (\text{m})$$

όπου

*T*: Μεταβλητό πάχος της πλάκας σε m.

*K*: Εμπειρική τιμή = 0.002 για τα πρόσφατα φράγματα

*H*: Υδραυλικό φορτίο σε m.

Για τα CFRDs η εισροή είναι συνυφασμένη με προβλήματα στην πλάκα. Αυτό που πρέπει να αποτραπεί είναι οποιοδήποτε πρόβλημα στην ανάντη πλάκα του σκυροδέματος.

Η σταδιακή αύξηση του πάχους της πλάκας σκυροδέματος αποσκοπεί στον περιορισμό της υδραυλικής κλίσης διαμέσου της πλάκας σε αποδεκτά όρια. Η κλίση αυτή είναι ιδιαίτερα κρίσιμη στους αρμούς και στις τριχοειδείς ρωγμές που αναπτύσσονται στην πλάκα. Σύμφωνα με τις μελέτες πάνω στη διαρροή διαμέσου λεπτών ρωγμών, συνιστάται ως μέγιστη αποδεκτή τιμή υδραυλικής κλίσης δια μέσου της πλάκας το 200.

Όπως διαπιστώθηκε από τον Pinto (2001) η παραδοσιακή φόρμουλα  $0.3+0.002H$  m καλύπτει την παραπάνω απαίτηση μέχρι ενός ορίου. Στα CFRDs με ύψος μικρότερο των 125 m η εφαρμογή του εμπειρικού τύπου δεν δημιουργεί προβλήματα. Σε πάρα πολλά φράγματα άνω των 125 m, η υδραυλική κλίση δια μέσου της πλάκας σκυροδέματος αυξάνει με έναν πιο γρήγορο ρυθμό σε σχέση με το ρυθμό αύξησης του πάχους της που υπολογίζεται με βάση τον παραπάνω εμπειρικό τύπο. Παράλληλα όμως, η παρουσία ρωγμών σε μερικά νέα πολύ ψηλά CFRDs υποδεικνύει το γεγονός ότι η εφελκυστική παραμόρφωση του σκυροδέματος έχει ξεπεράσει την αποδεκτή τιμή ( $\epsilon > 0.0001$ ).

Για τον περιορισμό της εφελκυστικής παραμόρφωσης στο χαμηλότερο κομμάτι της πλάκας μπορούμε είτε να αυξήσουμε το πάχος της πλάκας είτε την αντοχή του σκυροδέματος και τον οπλισμό στις περιοχές όπου αναπτύσσονται υψηλές πιέσεις. Η χρήση ποζολάνης ως πρόσθετο ή ποζολανικού τσιμέντου βελτιώνει την αντοχή και αυξάνει έτσι το μέτρο ελαστικότητας με οικονομικό τρόπο. Η πείρα έχει αποδείξει ότι το ποζολανικό τσιμέντο έχει αυξήσει κατά 20% σε 60 ημέρες, την αντοχή των 28 ημερών.

Συνεπώς, η χρήση ποζολανικού τσιμέντου συνιστά τα εξής κριτήρια για το πάχος σχεδιασμού της πλάκας σκυροδέματος.

Για φράγματα ύψους μέχρι 125m:

$$t=0.3+0.002H \text{ (m)}, f_{ck}= 20 \text{ MPa στις 60 μέρες}$$

Για φράγματα ύψους μεγαλύτερου των 125m:

$$t=0.3+0.0045H \text{ (m)}, f_{ck}= 25 \text{ MPa στις 60 μέρες}$$

Αυτός ο σχεδιασμός είναι οικονομικός και αποτρέπει τη δημιουργία ανεπιθύμητων ρωγμών.

### **Οπλισμός**

Στην πλάκα των CFRDs αναπτύσσονται κυρίως ορθές τάσεις και σύμφωνα με τις παρατηρήσεις είναι θλιπτικές στην κεντρική ζώνη της πλάκας και εφελκυστικές μόνο κοντά στην πλίνθο.

Παρά το γεγονός αυτό, είναι σκόπιμο να τοποθετείται ο οπλισμός σε όλο το εύρος της πλάκας, για να αντιμετωπιστούν τυχόν απρόβλεπτες εφελκυστικές τάσεις λόγω μεγάλων θερμοκρασιακών μεταβολών ή κατασκευαστικών ατελειών (π.χ. ανομοιόμορφη στήριξη της πλάκας, κλπ).

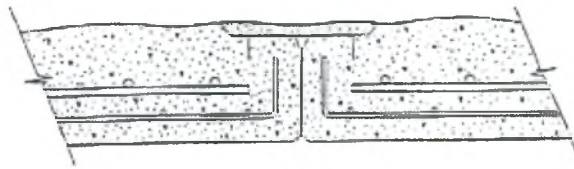
Ο κύριος ρόλος του οπλισμού είναι η κατανομή και ο περιορισμός του εύρους των ρωγμών που αναπτύσσονται στις περιοχές της πλάκας που εφελκύνονται.

Για ικανοποιητική συμπεριφορά της πλάκας έναντι εφελκυσμού, επαρκούν οι συνήθεις δομικοί χάλυβες, αλλά κάποιες φορές λόγω χαμηλού κόστους του, χρησιμοποιείται και χάλυβας υψηλότερης αντοχής.

Το ποσοστό οπλισμού για την πλάκα δεν είναι καθορισμένο. Στα πρώτα CFRDs που σχεδιάστηκαν, τοποθετούνταν ποσοστό οπλισμού 0.5% στις 2 διευθύνσεις της πλάκας. Σήμερα το ποσοστό οπλισμού της πλάκας, έχει περιοριστεί στο 0.4%, συμβάλλοντας στην οικονομία της κατασκευής. Περαιτέρω μείωση του ποσοστού οπλισμού που επιχειρήθηκε πρόσφατα είχε ως αποτέλεσμα εμφάνιση ρωγμών κοντά στην πλίνθο. Επιτρέπεται επομένως, μια μικρή μείωση του οπλισμού μόνο στις θλιβόμενες περιοχές της πλάκας (ποσοστό: 0.3-0.35%).

Όλος ο οπλισμός τοποθετείται στο κέντρο της διατομής της πλάκας σε μια στρώση, καθώς η πλάκα καταπονείται από ορθές κυρίως τάσεις και όχι καμπτικές. Η τοποθέτηση του οπλισμού στο κέντρο εξυπηρετεί και τον έλεγχο ρηγματώσης της πλάκας λόγω συστολής. Οι απόσταση μεταξύ των ράβδων θα πρέπει να είναι μικρότερη του πάχους της πλάκας ( $15 \leq d \leq 30$  cm). Αύξηση οπλισμού θα πρέπει να γίνεται με αύξηση της διαμέτρου των ράβδων, και όχι με μείωση της απόστασης για λόγους πρακτικούς.

Επίσης, συνηθίζεται η τοποθέτηση ενός δευτερεύοντα επιφανειακού οπλισμού μόνο για την κεντρική περιοχή της πλάκας, για την προστασία των κεντρικών πλακών από θρυμματισμό λόγω της μεγάλης θλίψης των γωνιών τους. Η λεπτομέρεια του δευτερεύοντος οπλισμού φαίνεται στο Σχ.1.7.

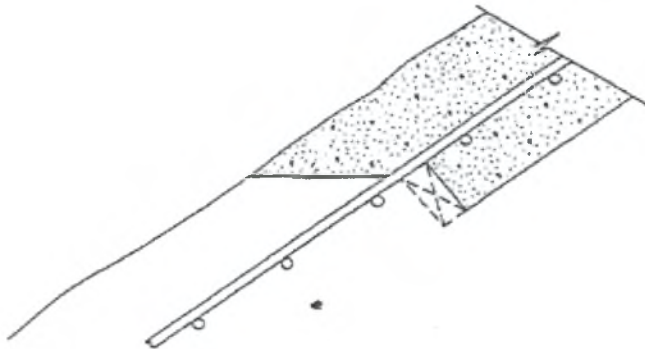


Σχ.1.7: Τυπική τομή κεντρικού κατακόρυφου αρμού συστολής. Διακρίνεται ο δευτερεύον επιφανειακός οπλισμός έναντι θρυμματισμού των γωνιών της πλάκας (ANCOLD 1991)

### 1.3.3.3 Αρμοί της πλάκας σκυροδέματος

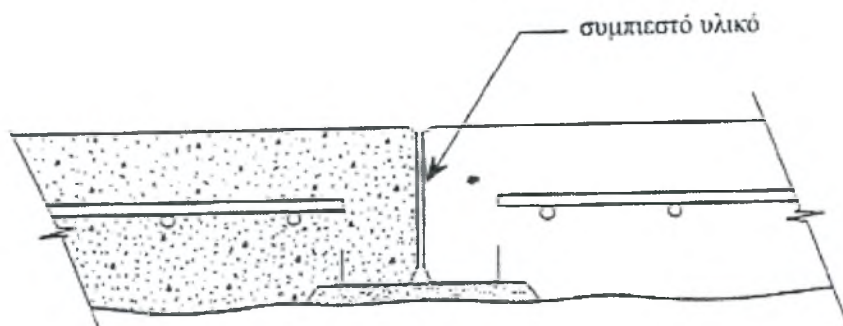
Η ορολογία που γενικά χρησιμοποιείται είναι η εξής:

1) Κατασκευαστικοί αρμοί: Ο αρμός αυτός είναι απαραίτητος για την συνεχή κατασκευή της πλάκας. Η σύνδεση επιτυγχάνεται με συνεχή οπλισμό που διαπερνάει τον αρμό και με την τράχυνση των επιφανειών του αρμού. Στον κατασκευαστικό αρμό δεν χρησιμοποιούνται στεγανωτικά υλικά (είναι κενός).



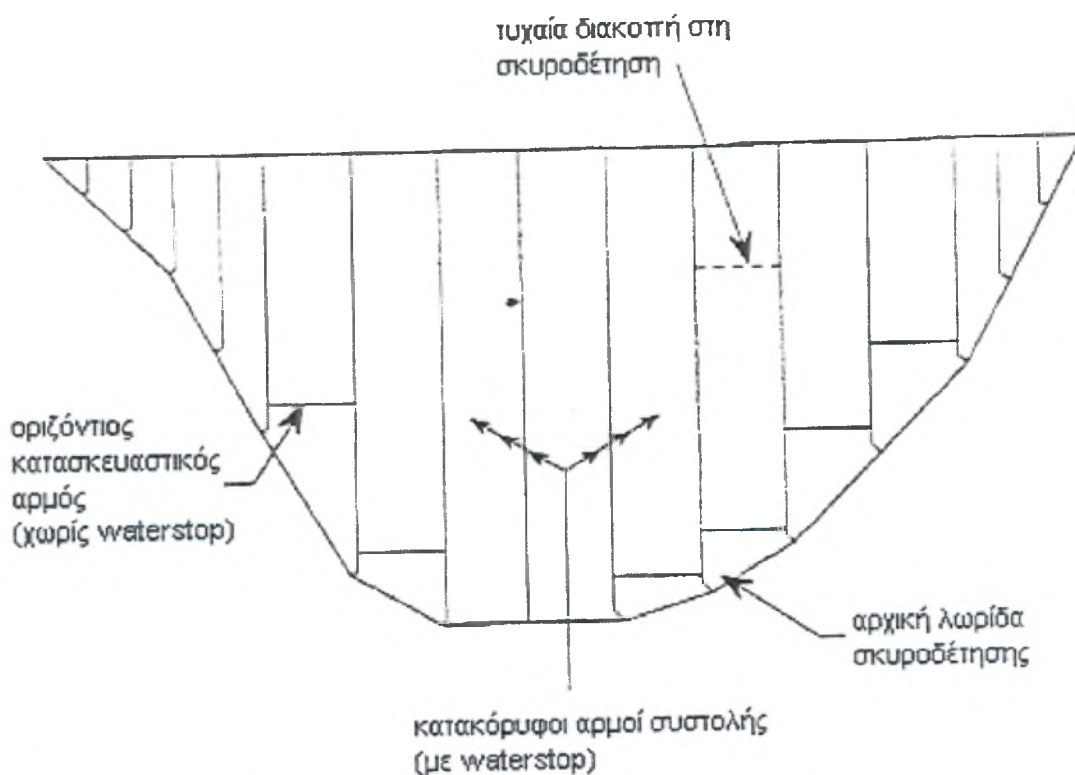
Σχ.1.8: Οριζόντιος κατασκευαστικός αρμός (ANCOLD 1991)

2) Αρμοί συστολής-διαστολής: Πρόκειται για αρμούς που μπορούν να διαστέλλονται και να συστέλλονται. Αυτό επιτυγχάνεται με την πλήρωση των αρμών με συμπιεστό υλικό. Ο οπλισμός δεν συνεχίζεται μέσα από τον αρμό και επομένως είναι απαραίτητη η χρήση στεγανωτικού υλικού.



Σχ.1.9: Κατακόρυφος αρμός διαστολής-συστολής (ANCOLD 1991)

Η φύση του σκυροδέματος και οι μέθοδοι κατασκευής της πλάκας απαιτούν την ύπαρξη αρμών. Η πλάκα σκυροδέματος έχει οριζόντιους και κατακόρυφους αρμούς όπως φαίνεται στο Σχ.1.10



Σχ.1.10: Αρμοί της πλάκας σκυροδέματος

(α) Οριζόντιοι αρμοί: Στις νεότερες κατασκευές δεν χρησιμοποιούνται οριζόντιοι αρμοί συστολής – διαστολής (με στεγανωτικά υλικά), καθώς είναι μικρότερη σήμερα η αναμενόμενη παραμόρφωση της πλάκας και μπορεί να διευθετηθεί χωρίς να προκαλείται αύξηση των ρωγμών. Όμως, βοηθητικοί κατασκευαστικοί αρμοί είναι απαραίτητοι όταν κατασκευάζονται οι αρχικές λωρίδες σκυροδέτησης (starter slabs) ως σημείο εκκίνησης για το μεταλλότυπο που θα διαμορφώσει τις κατακόρυφες



λωρίδες. Επίσης, οριζόντιοι κατασκευαστικοί αρμοί χρησιμοποιούνται όταν η πλάκα δεν κατασκευάζεται συνεχόμενα, αλλά σε στάδια και με διακοπές.

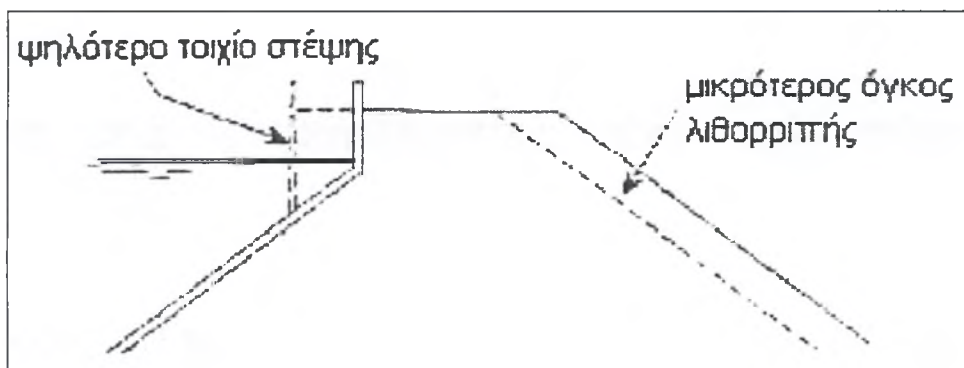
(β) Κατακόρυφοι αρμοί: Είναι απαραίτητοι για την κατασκευή της πλάκας, μέσω αυτών μετακινείται ο μεταλλότυπος. Η απόσταση μεταξύ των κατακόρυφων αρμών κυμαίνεται από 12 έως 18 m, ανάλογα με το εύρος του μεταλλότυπου που επιλέγεται κάθε φορά ως οικονομικότερος.

Εφόσον οι κατακόρυφοι αρμοί κατασκευάζονται ώστε να επιτρέπεται και η συστολή και η διαστολή τους, είναι κατάλληλοι και για τις περιοχές που θα δεχτούν εφελκυσμό. Δεν χρειάζεται επομένως να έχουν προβλεφθεί οι εφελκυσόμενες περιοχές.

### 1.3.4 Τοιχίο στέψης

Στα περισσότερα φράγματα κατασκευάζεται επιπλέον ένα τοιχίο στη στέψη της λιθορριπής (παραπέτο) για τη θραύση των κυματισμών. Σήμερα, για το τοιχίο αυτό προβλέπεται ύψος 3-6m. Ο σχεδιασμός αυτός αποσκοπεί στη μείωση του όγκου της λιθορριπής και έμμεσα στη μείωση του κόστους. Στα ψηλά φράγματα είναι σημαντική η μείωση της απαιτούμενης λιθορριπής εξαιτίας του τοιχίου κυματισμών. Στο Σχ.1.11 φαίνεται η μείωση της απαιτούμενης λιθορριπής που επιτυγχάνεται με ψηλότερο τοιχίο στέψης. Επιπλέον, ένα ψηλό τοιχίο στέψης παρέχει έναν βολικό χώρο για την έδραση του εξοπλισμού της πλάκας και τη διέλευση των παρακείμενων οχημάτων. Ακόμα, το τοιχίο αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την ανύψωση παλιότερων φραγμάτων ως και 10 m.

Τα τελευταία χρόνια, για περαιτέρω μείωση του απαιτούμενου όγκου λιθορριπής χρησιμοποιείται και δεύτερο τοιχίο στέψης στα κατάντη. Η κατασκευή δύο τοιχίων στέψης όμως είναι ιδιαίτερα χρονοβόρα και γίνεται προσπάθεια υιοθέτησης των προκατασκευασμένων παραπέτων στα CFRDs. Τα προκατασκευασμένα τοιχία στέψης, δεν συνιστώνται για περιοχές αυξημένης σεισμικότητας.

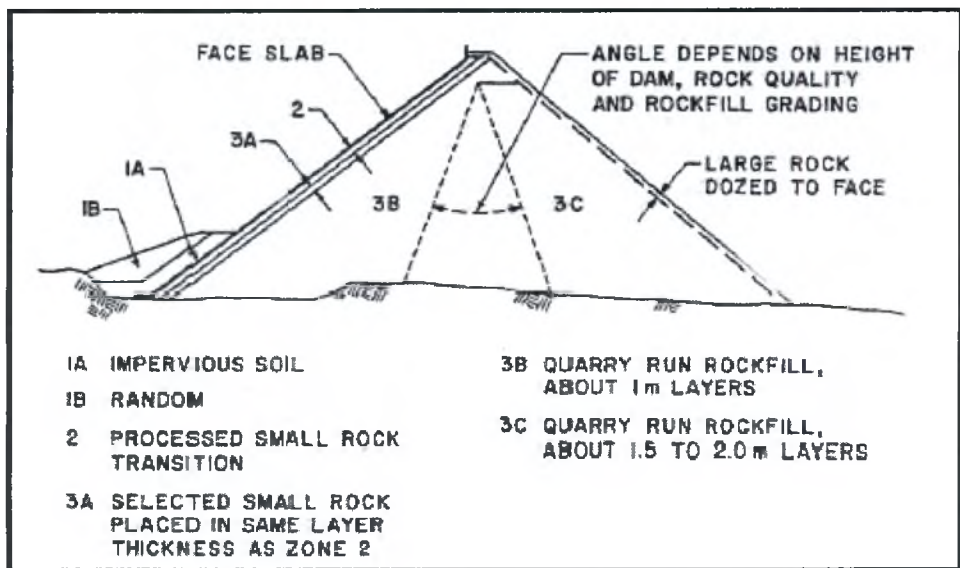


Σχ.1.11: Το ύψος του τοιχίου στέψης



### 1.3.5 Ανάχωμα

#### 1.3.5.1 Τυπική διαζώνιση των CFRDs



Σχ.1.12: Η τυπική διατομή των CFRDs (Cooke et al,1987)

Η τυπική διαζώνιση των CFRDs δίνεται στο Σχ.1.12. Η ζώνη 1A φαίνεται σαν μια λεπτή στρώση αποτελούμενη από αδιαπέρατο εδαφικό υλικό (συνήθως ιλύς). Ο στόχος της ζώνης αυτής είναι η προστασία της πλάκας και των αρμών (περιμετρικού και κάθετων αρμών) από την εισροή του νερού. Η ζώνη αυτή δεν υπάρχει σε όλα τα φράγματα, δεν είναι δηλ. από τις τυπικές ζώνες των CFRDs. Προφανώς τοποθετείται ως εξυγίανση, αφού παρουσιαστούν προβλήματα.(Cooke et al,1987).

Η ζώνη 2 αποτελείται από πιο λεπτούς κόκκους βράχου ή χαλικιού. Περιέχει συγκεκριμένα κόκκους λιθορριπής διαμέτρου από 7.5 ως 15 cm αναμεμιγμένους με 40% άμμο και λεπτόκοκκα. Ο σκοπός της ζώνης αυτής είναι να διαμορφώσει μια αδιαπέρατη και δύσκαμπτη υποστηρικτική ζώνη για την πλάκα αποτρέποντας οποιαδήποτε εισροή μέσω των πιθανών ρωγμών της πλάκας. Η ζώνη 2 συμπυκνώνεται σε στρώσεις πάχους 0.4-0.5m με 4 διελεύσεις από κυλινδρικό δονητικό συμπυκνωτή 10tn. Το υλικό της ζώνης 2 γίνεται πιο εργάσιμο και λιγότερο περατό με αύξηση της περιεκτικότητάς του σε λεπτόκοκκα. Σε πολύ υγρά κλίματα όμως, κινδυνεύει από διάβρωση.

Το επίχωμα ενός CFRD αποτελείται από τη ζώνη 3, η οποία διαιρείται στις επιμέρους 3A,3B και 3C.

Η ζώνη 3A είναι μεταβατική ανάμεσα στη ζώνη που υποστηρίζει την πλάκα και στο κύριο σώμα της λιθορριπής. Συμπυκνώνεται σε στρώσεις πάχους 0.4-0.5m όπως και η Ζώνη 2. Η καλή συμπύκνωση της 3A αποσκοπεί στο να μειωθούν τα κενά στη ζώνη αυτή και να αποφευχθεί ο κίνδυνος να παρασυρθεί το υλικό της ζώνης 2 στο σώμα της λιθορριπής (Cooke et al., 1987).

Η Ζώνη 3B συμπυκνώνεται σε στρώσεις πάχους 0.8-1m με 4-6 διελεύσεις από στρωτήρα 10 tn. Η συμπύκνωση αυτή θεωρείται ότι επιτυγχάνει την ελάχιστη δυνατή συμπίεστικότητα για την 3B, ώστε να ελαχιστοποιούνται μέσω της ζώνης αυτής οι μετατοπίσεις της πλάκας.

Η ζώνη 3C δέχεται ελάχιστο ποσοστό υδραυλικού φορτίου. Η συμπύκνωση της ζώνης αυτής γίνεται σε στρώσεις 1-2m με 4 διελεύσεις από στρωτήρα 10 tn. Το κατάντη τμήμα της ζώνης αυτής αποτελείται από χονδρόκοκκη λιθορριπή.

### 1.3.5.2 Ποιότητα και διαβάθμιση του αναχώματος

Δεν υπάρχουν στερεότυπες προδιαγραφές για τα λιθόρριπτα φράγματα όπως για τα φράγματα βαρύτητας. Ο βράχος που θα χρησιμοποιηθεί για τη λιθορριπή θα πρέπει να είναι συμπαγής και όχι επιρρεπής σε διάβρωση λόγω αποσάθρωσης. Οι πιο κατάλληλοι τύποι βράχου για τη λιθορριπή είναι οι συμπαγείς πυριγενείς ή μεταμορφωσιγενείς βράχοι. Στη βιβλιογραφία, αναφέρονται φράγματα που συμπεριφέρθηκαν πολύ καλά με λιθορριπές από: γρανίτη, διορίτη, γνεύσιο, βασάλτη, πυκνό ψαμίτιη με χαλαζία και άμμο, πυκνό αμμοχάλικο, δολομητικό κουαρτζίτη κ.α. Επίσης, υπάρχουν καταγραφές για λιθόρριπτα φράγματα από πιο μαλακές λιθορριπές όπως π.χ. από ιλυόλιθο, σχιστόλιθο ή αργίλιτη (Singh et al.,1995).

Η θλιπτική αντοχή των βράχων που χρησιμοποιούνται για τη λιθορριπή των CFRDs κυμαίνεται μεταξύ 100-2500 kg/cm<sup>2</sup> (πολύ μεγάλο εύρος). Συνηθέστερα απαντώνται βράχοι θλιπτικής αντοχής από 500-1500kg/cm<sup>2</sup>. Θεωρείται όμως ότι σκληροί βράχοι με αντοχή μόλις 300kg/cm<sup>2</sup> επαρκούν για τα CFRDs. Μεγαλύτερες αντοχές δεν δίνουν κάποια τεχνικό πλεονέκτημα εφόσον η λιθορριπή από βράχο 300 kg/cm<sup>2</sup> δεν είναι περισσότερο συμπίεστη από ότι λιθορριπή μεγαλύτερης αντοχής. Επιπλέον, οι βράχοι πιο μικρής αντοχής απαιτούν πιο οικονομικό εξοπλισμό για την προεπεξεργασία τους αλλά και πιο επιμελή διαβάθμιση και συμπύκνωση (Cooke et al,1987).

Σύμφωνα με τον Cooke κατά την επιλογή του βράχου θα πρέπει απαραίτητως να ελέγχεται και η συμπεριφορά του σε διαβροχή. Αν ο βράχος σπάει και χάνει τη διαπερατότητά του με τη συμπύκνωση, είναι απαραίτητο στο επίχωμα να διαμορφωθούν αποστραγγιστικές ζώνες.

Οι σημαντικότερες ιδιότητες του επιχώματος των CFRDs είναι η χαμηλή του συμπίεστικότητα και η υψηλή τους διατημητική αντοχή. Συνήθως, επιλέγεται λιθορριπή ιδιαίτερα διαπερατή. Για την κοκκομετρία της λιθορριπής ο Cooke διατύπωσε το 1984 τις ακόλουθες προδιαγραφές οι οποίες και ακολουθούνται στα περισσότερα CFRDs :

- Δεν θα πρέπει πάνω από το 50% της λιθορριπής να έχει διάμετρο > 25 mm.
- Δεν θα πρέπει πάνω από το 6% των κόκκων να είναι άργιλος.
- Δεν θα πρέπει πάνω από το 10% των κόκκων να είναι μικρότερο των 0.075 mm
- Δεν θα πρέπει πάνω από το 20% των κόκκων να έχει διάμετρο < 4.76 mm (Fell et al, 2005).

Για την επιλογή της κατάλληλης κοκκομετρίας για τη λιθορριπή λαμβάνονται και οι εξής παράμετροι:

- Το μέγιστο μέγεθος κόκκου καθορίζεται ανάλογα με το πάχος της στρώσης ώστε να εξασφαλίζει ομαλές επιφάνειες. Η κοκκομετρική διαβάθμιση θα πρέπει να καταλήγει σε διαπερατή λιθορριπή.
- Το κοκκώδες υλικό της λιθορριπής θα πρέπει να επιλέγεται ώστε να είναι όσο το δυνατόν διαθέσιμου μεγέθους για να ελαχιστοποιούνται απώλειες λόγω υπέρ/υποδιάστασης.

#### Σχετικά με την ύπαρξη λεπτόκοκκων στη λιθορριπή:

Η μεγάλη περιεκτικότητα της λιθορριπής σε λεπτόκοκκα μπορεί να την καταστήσει αδιαπέρατη. Ο σκοπός της διαστρωμάτωσης είναι να αποκλείει λιθορριπές από έδαφος ή βράχο υψηλής περιεκτικότητας σε λεπτόκοκκα. Σε περίπτωση λιθορριπής με μεγαλύτερη περιεκτικότητα σε λεπτόκοκκα, η τελική εκτίμηση της καταλληλότητάς της πρέπει να γίνεται σε φάση λειτουργίας του φράγματος με τη λιθορριπή τελείως υγρή.

Ακόμα, ο Cooke et al. (1987) διαπίστωσε ότι μια λεία επιφάνεια λιθορριπής έπειτα από το πέρασμα του στρωτήρα είναι ένδειξη πως το φορτίο των τροχών παραλήφθηκε από το σώμα της λιθορριπής, ενώ σε περίπτωση που η συμπύκνωση αφήνει τραχεία την επιφάνεια της λιθορριπής, σημαίνει ότι η ανάληψη του φορτίου του στρωτήρα έγινε από τα λεπτόκοκκα της λιθορριπής. Επομένως, τραχείες επιφάνειες στις στρώσεις της λιθορριπής έπειτα από συμπύκνωση δεν είναι ένδειξη επαρκώς περατής ζώνης (Fell et al, 2005).

#### **1.3.5.3 Τοποθέτηση της λιθορριπής**

Η εναπόθεση και εξομάλυνση της υγιούς λιθορριπής στοχεύει ώστε να διαχωρίσει έτσι τα υλικά, ώστε οι μεγαλύτερες κροκάλες να συσσωρεύονται στη βάση της κάθε στρώσης, και οι μικρότερες στο πάνω τμήμα της στρώσης. Η μέθοδος που εφαρμόζεται συνήθως, προτάθηκε από του Sherard & Cooke (1991) και φαίνεται στο Σχ.1.13.

Κατά την τοποθέτηση αυτή του υλικού λαμβάνουν χώρα δύο διαχωρισμοί, ένας εγγενής κατά την εναπόθεση και ένας επιτηδευμένος κατά τη διάστρωση. Παλιότερα, η μέθοδος εναπόθεσης της λιθορριπής αποσκοπούσε στην διαμόρφωση μιας ομογενούς συμπυκνωμένης μάζας και όχι καλά διαχωρισμένης όπως επιδιώκεται σήμερα.

Η εμπειρία αποδεικνύει ότι η προτιμώμενη αυτή μέθοδος τοποθέτησης υγιούς λιθορριπής έχει μόνο θετική επίδραση στη συμπεριφορά του φράγματος, καθώς η αλληλεμπλοκή μεταξύ λεπτότερων και πιο χονδρών τεμαχίων εξασφαλίζει στη λιθορριπή την απαιτούμενη διατμητική αντοχή.



A= κακώς διαβαθμισμένο υγιές υλικό λιθορριπής με λίγα λεπτόκοκκα

B= σύνηθες υγιές υλικό λιθορριπής

C= καλώς διαβαθμισμένο υγιές υλικό

Σχ.1.13: Η μέθοδος τοποθέτησης της υγιούς λιθορριπής με συνεπακόλουθη μεταβολή της πυκνότητας καθ' ύψος της κάθε στρώσης, ανάλογα με τη διαβάθμιση της λιθορριπής (Cooke,1991).

#### 1.3.5.4 Προσθήκη νερού στη λίθορριπή

Η προσθήκη νερού στη λιθορριπή μειώνει τη συμπιεστότητά της και έτσι βελτιώνει σημαντικά τα χαρακτηριστικά της. Σε βράχους όμως σκληρούς και ελάχιστα απορροφητικούς (απορροφητικότητα < 2%), η προσθήκη νερού δεν παρέχει ουσιαστική βελτίωση των ιδιοτήτων της λιθορριπής και παραλείπεται για λόγους οικονομίας. Συχνά παραλείπεται η διαβροχή στην κατάντη ζώνη. Σε κάθε περίπτωση, συνεκτιμώνται τα οφέλη που προβλέπονται για τη διαβροχή της πλάκας και το κόστος της, για να αποφασιστεί αν είναι συμφέρον να διενεργηθεί διαβροχή ή όχι.

#### 1.3.5.5 Κλίση πρανών

Για την επιλογή της κλίσης των πρανών εξετάζονται τρεις παράγοντες. Η ποιότητα του πετρώματος της λιθορριπής, η ποιότητα του πετρώματος θεμελίωσης και η σεισμικότητα της περιοχής. Κλίσεις 1.3H: 1V εξασφαλίζουν ευστάθεια σε φράγματα από πολύ υψηλής αντοχής βράχο. Πιθανόν, να χρειαστεί και μια μείωση της κλίσης αυτής 1.4:1 σε περίπτωση μείωσης της γωνίας διατμητικής αντοχής με την αύξηση της επιβαλλόμενης τάσης. Σε περιοχές με αυξημένη σεισμικότητα ή για λιθορριπές που προέρχονται από πετρώματα χαμηλής αντοχής, επιλέγεται κλίση 1.4:1 για όλο το ύψος του πρανούς, ώστε να προκύπτει ικανοποιητικός συντελεστής ασφαλείας.

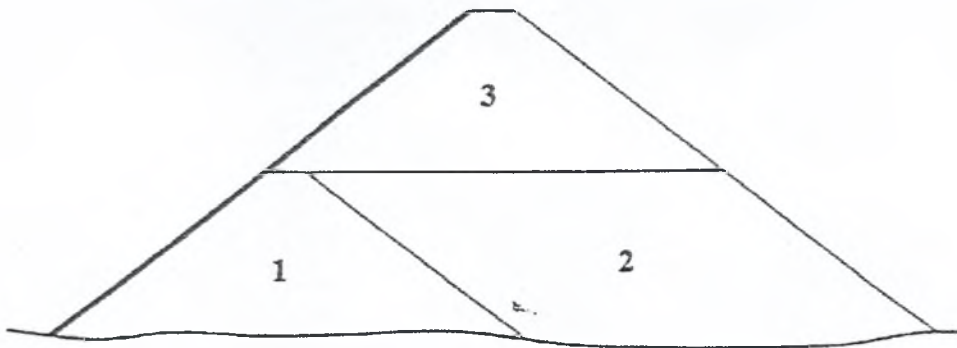
#### 1.3.5.6 Σταδιακή κατασκευή του αναχώματος

Η κατασκευή των λιθόρριπτων φραγμάτων ενδείκνυται να γίνεται τμηματικά. Τα στάδια κατασκευής μπορούν να γίνουν ξεχωριστά και δεν υπάρχουν περιορισμοί όπως σε άλλους τύπους φραγμάτων. Η αλληλουχία της κατασκευής των τμημάτων του CFRD (πλίνθος, ανάχωμα, πλάκα) μπορεί να προσαρμοστεί στο εκάστοτε



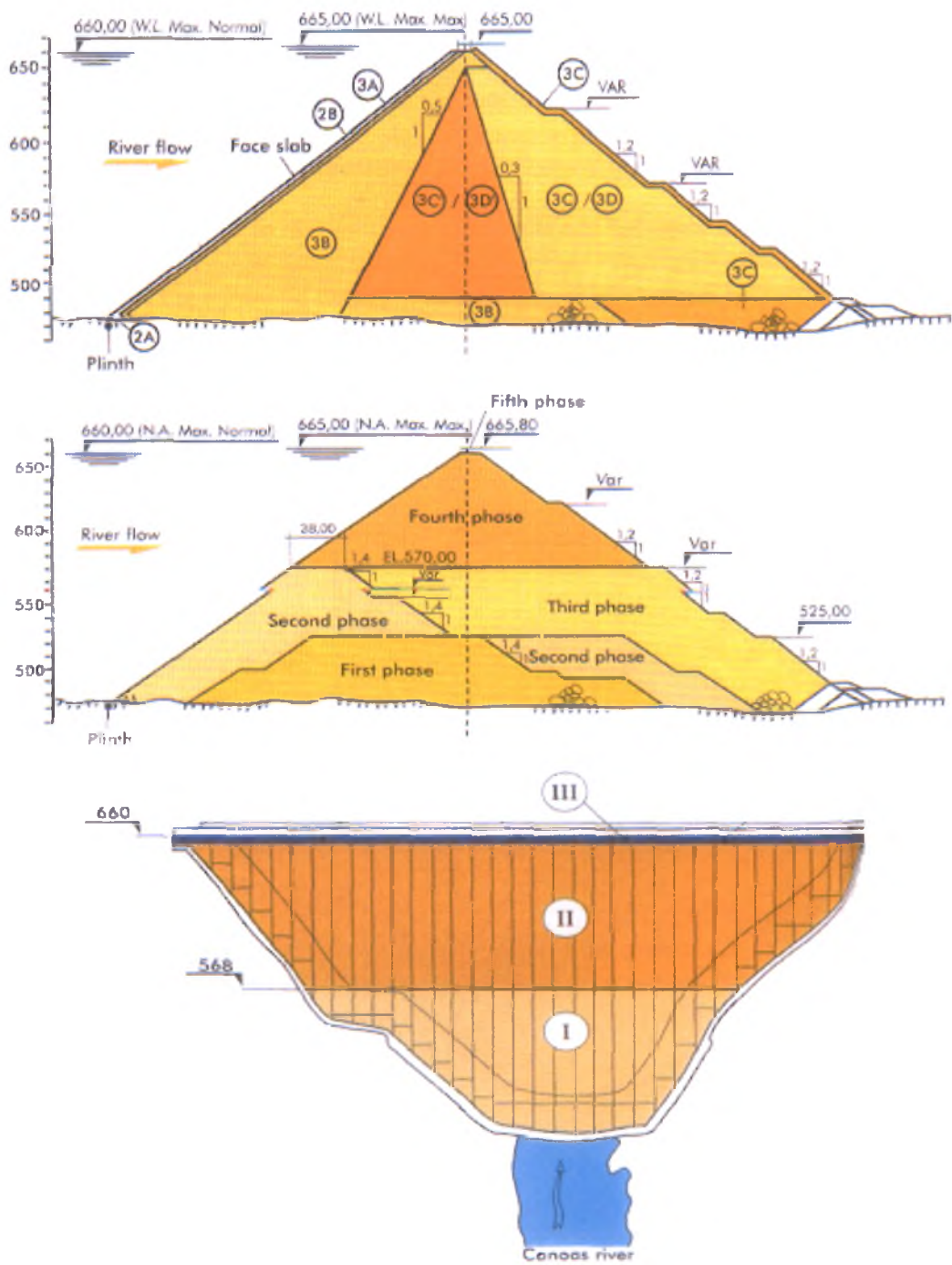
φράγμα και είναι πολύ σημαντική για τη συνολική συμπεριφορά του φράγματος. Σε φράγματα που κατασκευάζονται σε πολλά στάδια η τήρηση της αλληλουχίας των βημάτων αποδεικνύεται πως θα πρέπει να ακολουθείται αυστηρά.

Η γενική διάταξη της σταδιακής κατασκευής φαίνεται στο Σχ.1.14.



Σχ.1.14: Σταδιακή κατασκευή του αναχώματος (ANCOLD,1991).

Ως αντιπροσωπευτικό παράδειγμα για την τμηματική κατασκευή των CFRDs αναφέρεται το Campos Novos στη Νότια Βραζιλία. Πρόκειται για το ψηλότερο CFRD στη Βραζιλία και η κατασκευή του πραγματοποιήθηκε σε 5 φάσεις. Σε πρώτη φάση, ξεκινάει η κατασκευή της πλίνθου και αμέσως μετά την εκτροπή του ποταμού αρχίζει η τοποθέτηση της λιθορριπής. Στην δεύτερη φάση, ολοκληρώνεται η κατασκευή της πλίνθου και τοποθετείται το ανάντη τμήμα της λιθορριπής μαζί με την μεταβατική της ζώνη. Στο επόμενο στάδιο ξεκινά η κατασκευή της ανάντη πλάκα σκυροδέματος και παράλληλα τοποθετείται η λιθορριπή στα κατόντη. Στην τέταρτη φάση, το ανάχωμα έχει ολοκληρωθεί και συνεχίζεται η κατασκευή της πλάκας. Κατά το πέμπτο και τελευταίο στάδιο τοποθετούνται τα προκατασκευασμένα τοιχεία στέψης και κατασκευάζεται δρόμος. Στο Σχ.1.15 παρουσιάζονται η κεντρική διατομή του Campos Novos, τα στάδια κατασκευής του αναχώματος και η τμηματική κατασκευή της πλάκας.



Σχ.1.15: Κεντρική διατομή του φράγματος Campos Novos, φάσεις κατασκευής του αναχώματος και της ανάντη πλάκας σκυροδέματος. (Materon 2003b) .

Ωστόσο, πολλές καταγραφές για προβλήματα στην πλάκα πολλών φραγμάτων πριν την έναρξη της λειτουργίας τους, συνέστησαν κατασκευή της πλάκας μετά την τοποθέτηση και του τελευταίου τμήματος της λιθορριπής.



Σε αυτή τη μελέτη επιχειρείται μια προσέγγιση των παραμέτρων που επηρεάζουν τη συμπεριφορά των CFRDs με τελικό στόχο τον έλεγχο παραγόντων που ενδέχεται να θέσουν σε κίνδυνο την πλάκα του σκυροδέματος. Για τη διεξαγωγή συμπερασμάτων λήφθηκαν υπόψη εμπειρικά δεδομένα, αποτελέσματα δοκιμών και αναλύσεων από τη βιβλιογραφία. Δεδομένου ότι η κατασκευή των CFRDs σήμερα βασίζεται κυρίως στην τεχνογνωσία των κατασκευαστών, τέτοια συμπεράσματα είναι άμεσα αξιοποιήσιμα.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΑ

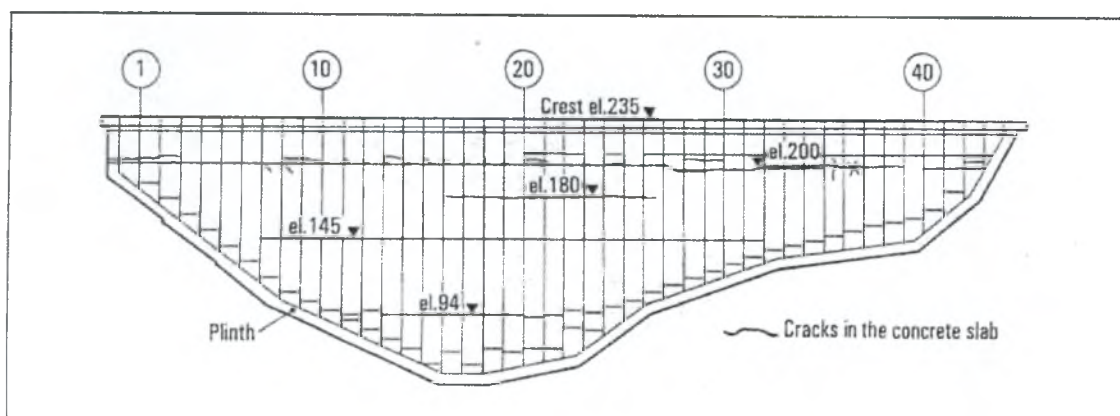
Η κατασκευή των CFRDs όπως προαναφέρθηκε βασίζεται σε μεγάλο βαθμό στην τεχνογνωσία και την παρακολούθηση της συμπεριφοράς των προηγούμενων CFRDs. Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση δέκα σημαντικών περιπτώσεων ψηλών λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος σύμφωνα με τις βιβλιογραφικές αναφορές και επιχειρείται η εκτίμηση των συνθηκών που προκάλεσαν προβλήματα στην πλάκα.

### 2.1 Aguamilpa (187 m, $E_{3C}/E_{3B} = 1/5.5$ , Mexico, 1993)

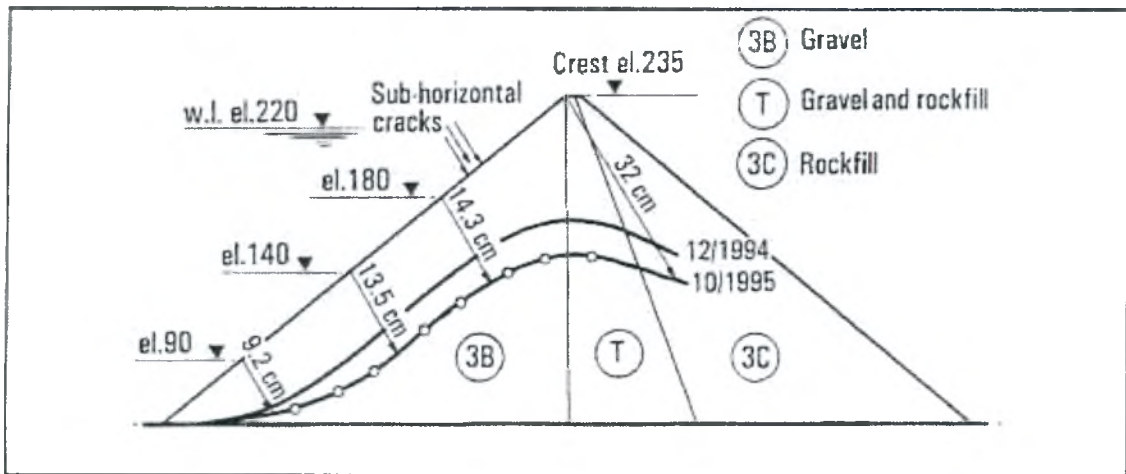
Η κατασκευή του φράγματος Aguamilpa υποστηρίχτηκε από μια σειρά εργαστηριακών δοκιμών και αναλύσεων προσομοίωσης. Κατά το τελευταίο στάδιο της πλήρωσης, συνέβη ξαφνική εισροή νερού (η εισροή αυξήθηκε από 6 σε 260 l/s) στο φράγμα και έρευνες που ακολούθησαν διαπίστωσαν οριζόντιες ρωγμές στο πάνω μέρος της πλάκας (Σχ.2.1).

Προκειμένου να διαπιστωθούν τα αίτια της ρηγμάτωσης μελετήθηκαν τα χαρακτηριστικά του φράγματος. Η λιθορριπή στα ανάντη 2/3 του φράγματος (βλέπε Σχ. 2.2) προέρχεται από χαλίκι (ζώνη 3B με  $E_{3B} = 260$  MPa) και ανάμικτο χαλίκι με ιγνιμβρίτη (ζώνη Τα με  $E_T = 130$  MPa), είναι καλά διαβαθμισμένη, πολύ πυκνή και συμπεριφέρθηκε άριστα. Η κατάντη όμως ζώνη 3C, είναι πολύ περισσότερο παραμορφώσιμη ( $E_{3C} = 47$ MPa), γιατί αποτελείται από ιγνιμβρίτη και συμπυκνώθηκε σε στρώσεις πάχους 1.2 m χωρίς προηγουμένως να προστεθεί νερό.

Στην κορυφή της λιθορριπής μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής σημειώθηκε μέγιστη καθίζηση 0.185% μετά την 1<sup>η</sup> πλήρωση της δεξαμενής. Η μέγιστη βύθιση καταγράφηκε στην κορυφή (Σχ.2.2) και είναι ίση με 320 mm στη φάση μέγιστης πλήρωσης (Filho& Pinto, 2005, Fell et al, 2005).



Σχήμα 2.1 Ρωγμές της πλάκας (οι επιμέρους πλάκες είναι αριθμημένες)



Σχήμα 2.2: Βύθιση της πλάκας. Η βύθιση μεγιστοποιείται στην κορυφή.

Παρατηρείται πολύ μεγαλύτερη βύθιση στην κορυφή της πλάκας η οποία αποδίδεται στην ιδιαίτερα παραμορφώσιμη κατάντη ζώνη. Ο λόγος της βύθισης στην κορυφή προς τη βύθιση στο κέντρο της πλάκας είναι 2.2 και η ρηγμάτωση είναι δικαιολογημένη.

#### ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

➤ Το αρκετά μεγάλο μέτρο ελαστικότητας των 3B και 3T, οφείλεται στη χρήση χαλκιού ως λιθορριπής και της συμπύκνωσης σε λεπτές στρώσεις (0.6m και 0.8m αντίστοιχα). Η πολύ μικρή συγκριτικά δυσκαμψία όμως στην κατάντη ζώνη (EOF<sup>1</sup> και RF<sup>2</sup>) θεωρείται η αιτία ρηγμάτωσης της πλάκας. Τα τόσο διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας μεταξύ γειτονικών ζωνών είχαν ως αποτέλεσμα να αναπτυχθεί απότομη αλλαγή τάσεων στη λιθορριπή και κατά συνέπεια και στην πλάκα. Η λιθορριπή υπέστη μεγάλες μετατοπίσεις που οδήγησαν στην μεγάλη βύθιση της κορυφής της πλάκας (32 cm, FF<sup>3</sup>) και εν συνεχεία στη ρηγμάτωσή της.

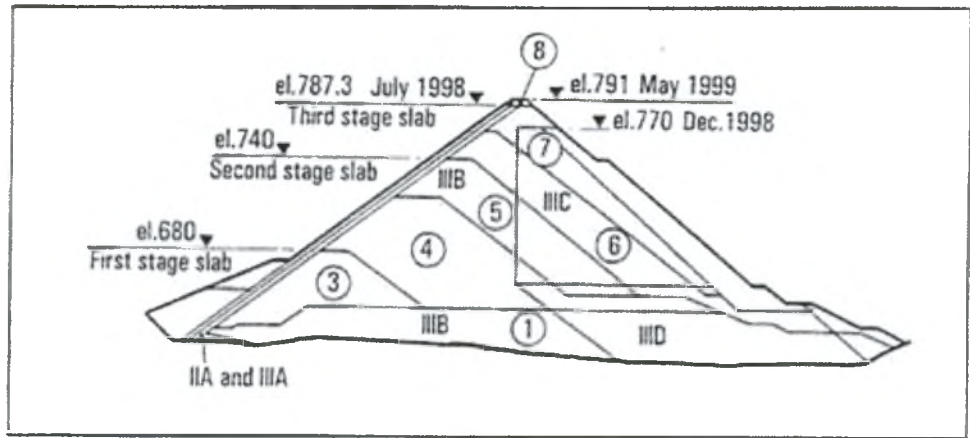
#### **2.2 Tianshengqiao (178 m, $E_{3C}/E_{3B} = 1/2$ , China, 1999)**

Το Tianshengqiao κατασκευάστηκε σε 7 φάσεις όπως φαίνεται στο Σχ. 2.3. Η κατασκευή του ολοκληρώθηκε το 1999. Προηγήθηκε η κατασκευή της ανάντη ζώνης, σε 3 φάσεις, για να αποφευχθεί η άμεσα πιθανή πλημμύρα. Η πλήρωση της δεξαμενής ξεκίνησε 1.3 χρόνια πριν την ολοκλήρωση του φράγματος. Σε φράγματα όπως αυτό, με πολλά στάδια κατασκευής ιδιαίτερα σημαντική είναι η τήρηση της σωστής αλληλουχίας των εργασιών. Η πλάκα ολοκληρώθηκε το Μάιο του 1999 έχοντας ήδη υποστεί κάποια βύθιση (Σχ. 2.4, Filho& Pinto, 2005).

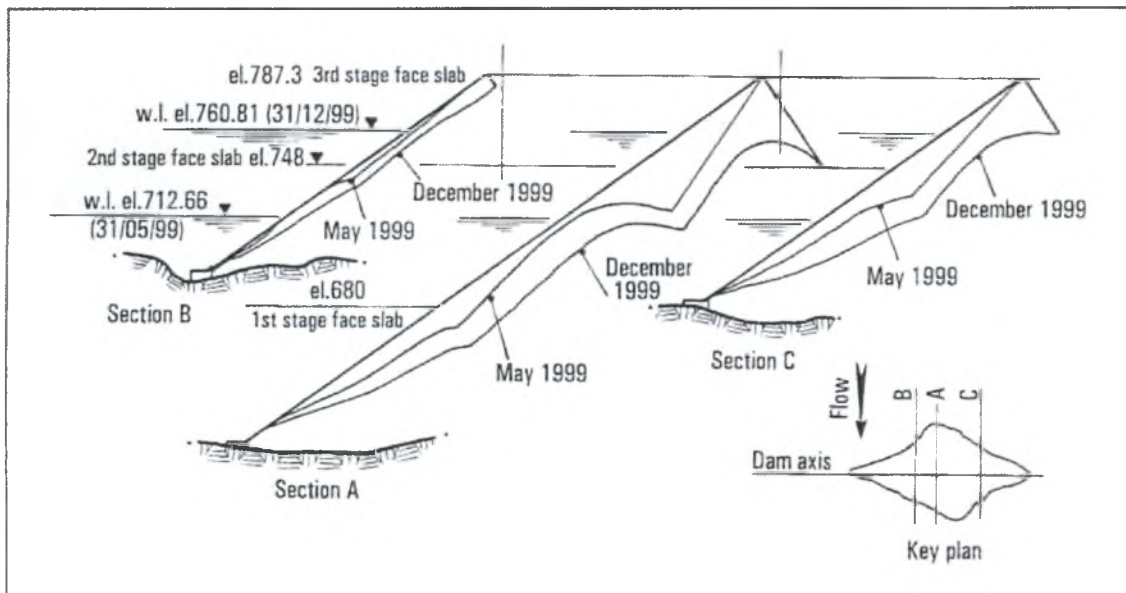
<sup>1</sup> End of Construction

<sup>2</sup> Reservoir Filling

<sup>3</sup> First Filling



Σχήμα 2.3: Tianshengqiao dam: Φάσεις κατασκευής



Σχήμα 2.4: Η βύθιση της πλάκας στις 2 τελευταίες φάσεις κατασκευής της (Filho & Pinto, 2005).

- Στην κεντρική διατομή της πλάκας, η μέγιστη βύθιση είναι πολύ μεγάλη (114 cm) και σημειώνεται λίγο πιο πάνω από το μέσο ύψος. Στις πλευρικές διατομές σημειώνεται στο μέσον της πλάκας και είναι σχετικά μικρότερη.
- Στο Tianshengqiao, όπως και στο Aguamilpa, παρατηρείται μεγάλη απόκλιση τιμών της βύθισης κατά μήκος της πλάκας.

Για τη λιθορριπή χρησιμοποιήθηκε ασβεστόλιθος μικρής αντοχής, όχι αρκετά διαβαθμισμένος, και υποβλήθηκε σε πολύ ισχυρή συμπύκνωση. Για όλο το σώμα του φράγματος χρησιμοποιήθηκε το ίδιο πάχος στρώσης. Στην ανάντη ζώνη προστέθηκε κατά τη συμπύκνωση νερό 20%. Η πιο λεπτή λιθορριπή όμως του κατάντη τμήματος δεν υποβλήθηκε σε διαβροχή. Η ισχυρή συμπύκνωση δεν απέφερε βελτίωση του μέτρου ελαστικότητας και πιθανόν τα πολύ βαριά μηχανήματα να προκάλεσαν και κάποιον θρυμματισμό (μερική μείωση του μέτρου ελαστικότητας).

Συγκεκριμένα, η ρηγματώση ξεκίνησε κατά τη διάρκεια της φάσης 7. Κατακόρυφα ρήγματα (ποικίλου εύρους) εμφανίστηκαν στο κέντρο της πλάκας στο κάπως συνεκτικό μεταβατικό υλικό στις στάθμες 742 m έως 768m λόγω των εφελκυστικών τάσεων που ασκήθηκαν στην πλάκα κατά την εσπευσμένη κατασκευή της ζώνης 3.

Έπειτα η στάθμη της δεξαμενής μειώθηκε από τα 760 m στα 721 m και προκλήθηκαν οριζόντια ρήγματα στην πλάκα εύρους 0.1-0.3 mm (αλλά περιστασιακά ως και 2 mm) στις στάθμες 736 m έως 762 m. Τα ρήγματα αυτά οφείλονται στην πρόωρη πλήρωση της δεξαμενής μετά το στάδιο 2 και την γρήγορη περάτωση των σταδίων 6 και 7.

Οι μετρήσεις στη λιθορριπή έδειξαν πολύ μεγάλες παραμορφώσεις κατά την 1<sup>η</sup> (πρόωρη) πλήρωση. Στην κορυφή του φράγματος σημειώθηκε καθίζηση  $>0.52\% = 93$  cm και οριζόντια μετατόπιση 67cm (Filho & Pinto, 2005, Fell et al, 2005).

### ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

► Εδώ, σε αντίθεση με το Aguamilra, τα μέτρα ελαστικότητας είναι παρόμοια για τις 2 ζώνες, αλλά ωστόσο είναι μεγάλη η απόκλιση τιμών της βύθισης κατά μήκος της πλάκας εξαιτίας της άτακτης εκτέλεσης των φάσεων κατασκευής.

► Η λιθορριπή προέρχεται από ασβεστόλιθο, μέτριας αντοχής και μικρού μέτρου ελαστικότητας, η οποία με καλή διάστρωση και συμπύκνωση (πιο σωστή διαβροχή, καλύτερη διαβάθμιση, πιο ελαφριοί συμπυκνωτές) θα συμπεριφερόταν πολύ καλύτερα. Όμως, εδώ η επεξεργασία της λιθορριπής έγινε παράλληλα (δεν προηγήθηκε) και έτσι δεν επέδρασε θετικά.

► Τις τεράστιες παραμορφώσεις που υπέστη το φράγμα εξαιτίας της κακής αλληλουχίας των εργασιών, ενδεχομένως να ενίσχυσε και η χρήση πολύ ισχυρού συμπυκνωτή (16 tn). Η λιθορριπή κατά τη συμπύκνωση πιθανόν να υπέστη θρυμματισμό και να μετέφερε επιπλέον παραμορφώσεις στην πλάκα.

### 2.3 Xingò (150 m. $E_{3C}/E_{3R} = 1/2.8$ . Brazil. 1994)

Το Xingò θεμελιώθηκε σε στενή κοιλάδα. Στο φράγμα σημειώθηκαν σημαντικές καθιζήσεις και κάπως ηπιότερες οριζόντιες μετατοπίσεις.

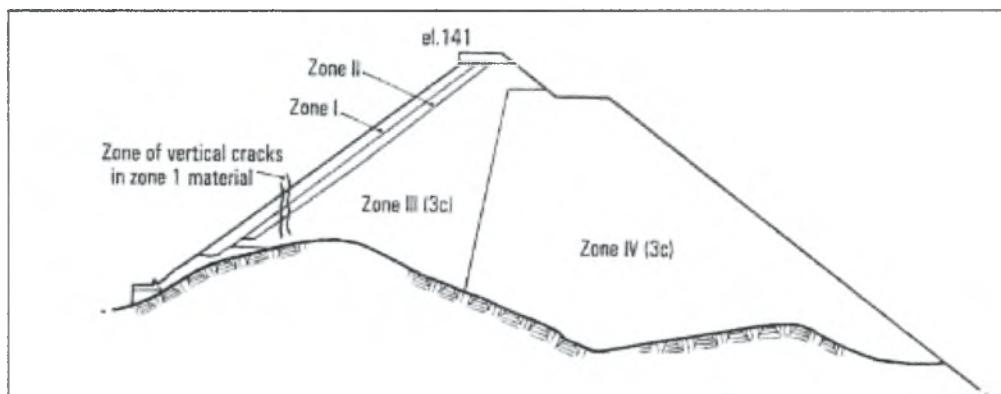
Η λιθορριπή του Xingò αποτελείται από 2 ζώνες (Σχ. 2.5). Η ανάντη ζώνη προέρχεται από γνεύσιο, όχι καλά διαβαθμισμένο, ο οποίος συμπυκνώθηκε καλά, χωρίς όμως να διαβραχεί αρκετά. Μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής το μέτρο ελαστικότητας ανάντη υπολογίστηκε ίσο με 32 MPa (αριστερά) έως 68 MPa (δεξιά), ενώ μετά την πλήρωση της δεξαμενής επιτεύχθηκε αρκετά υψηλό μέτρο ελαστικότητας (76 MPa). Κατάντη, η λιθορριπή προέρχεται από γνεύσιο με αποσπασμένες περιοχές, καλά διαβαθμισμένο, πιο χονδρόκοκκο, και συμπυκνώθηκε με περισσότερες διελεύσεις του στρωτήρα απουσία νερού. Η λιθορριπή κατάντη, παρά την καλύτερη ποιότητά της, δεν συμπυκνώθηκε σωστά χωρίς νερό με αποτέλεσμα να έχει ένα πολύ μικρό μέτρο ελαστικότητας (22 MPa).



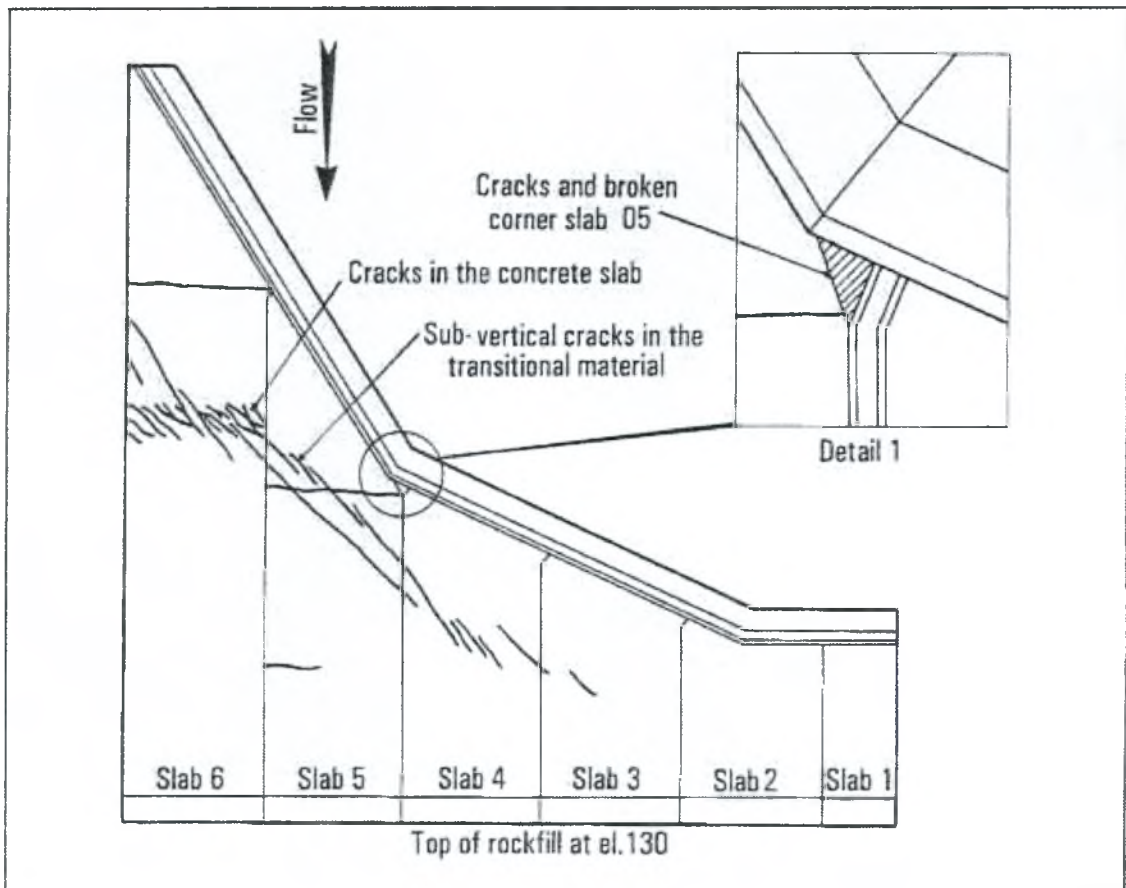
Οι παραμορφώσεις σε λιθορριπή και πλάκα μειώθηκαν, αλλά παρέμειναν σημαντικές και μετά την πλήρωση. Η καθίζηση της λιθορριπής στη στέψη μετρήθηκε 30 cm (0.22%) και η βύθιση στην κορυφή της πλάκας 29 cm (Filho & Pinto, 2005, Fell et al, 2005).

Πριν ακόμα ολοκληρωθεί η κατασκευή, εμφανίστηκαν κατακόρυφες ρωγμές στο λεπτό συνεκτικό υλικό πάνω από την πλάκα σχεδόν παράλληλα στην πλίνθο (στις στάθμες: 103 m -127m). Οι ρωγμές αυτές συνδέονται με την ακατάλληλη γεωμετρία του αριστερού αντερείσματος όπως φαίνεται στα Σχ.2.5 και 2.6.

Κατά την πρώτη χρονιά λειτουργίας του φράγματος, η πλήρωσή του συνέβη πολύ απότομα, καθώς η στάθμη ανέβηκε από 0 στα 120 m μέσα σε 5 ημέρες κι αυτό συνετέλεσε σε αύξηση της εισροής στα 160 l/s με διακυμάνσεις κι έπειτα στα 195 l/s. Υποβρύχιοι έλεγχοι διαπίστωσαν ρήγματα στο αριστερό άκρο της πλάκας και πάλι, κυρίως στην πλάκα 6 στην ίδια περιοχή όπου ρηγματώθηκε και κατά την κατασκευή. Μια γωνία της πλάκας 5 βρέθηκε σπασμένη εκεί που συνδέεται με την πλίνθο. Ακόμα, διαπιστώθηκε διαφορετική καθίζηση (μέχρι 30 cm) μεταξύ των πλακών 4 και 5. Το ατύχημα αυτό, οφείλεται στην απότομη αλλαγή του κλίσης και την γενικά έντονη κλίση της πλίνθου που επέφερε συγκέντρωση υψηλών εφελκυστικών τάσεων στην περιοχή του πόδα (Σχ. 2.6). Η εισροή αντιμετωπίστηκε με την προσθήκη εδαφικού υλικού στα ανάντη και σταθεροποιήθηκε στα 150 l/s (Filho & Pinto, 2005, Fell et al, 2005).



Σχήμα 2.5: Περιοχές που σημειώθηκαν ρωγμές στο συνεκτικό μεταβατικό υλικό κάτω από την πλάκα κατά τη διάρκεια της κατασκευής (Filho & Pinto, 2005)



Σχήμα 2.6: Ρωγμές στο αριστερό τμήμα της πλάκας και το σπάσιμο της γωνίας της πλάκας 5 (Filho & Pinto, 2005).

#### ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

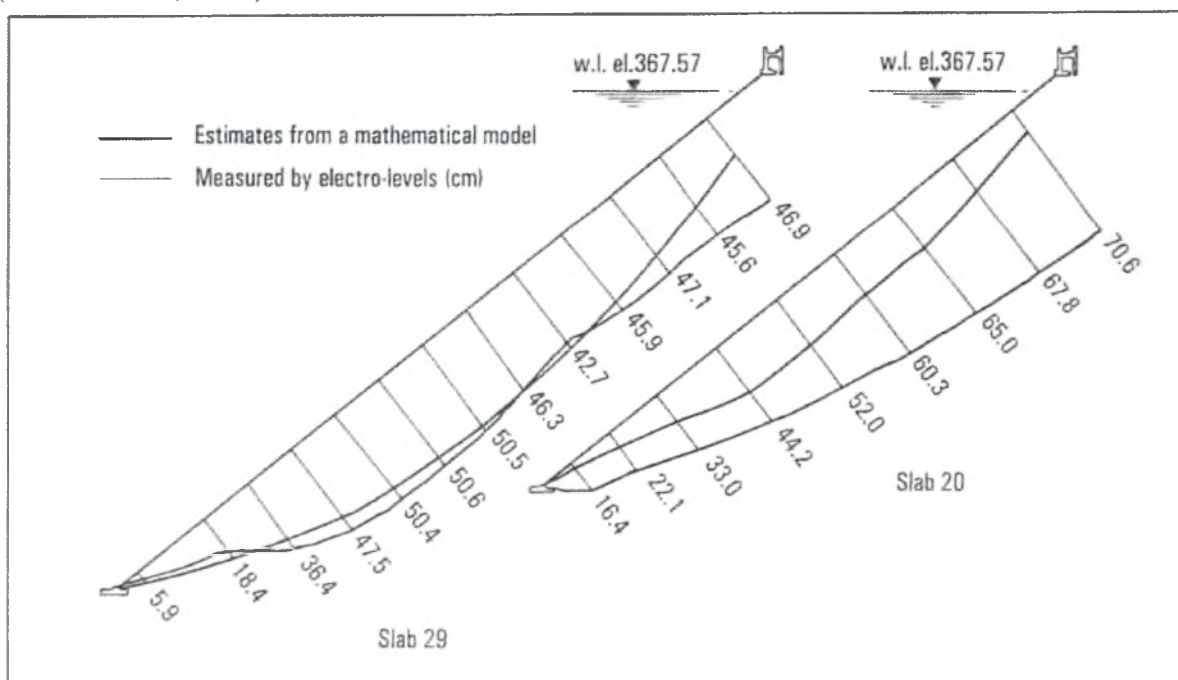
- Η λιθορριπή της κατάντη ζώνης δεν συμπεριφέρθηκε καλά όχι μόνο εξαιτίας των χαμηλών της προδιαγραφών, αλλά διότι δεν έγινε σωστή επεξεργασία της. Αν είχε χρησιμοποιηθεί λιθορριπή μέτριας ποιότητας, με κατάλληλη εμπότιση, διάστρωση και συμπύκνωση, θα ήταν δυνατόν να περιοριστούν πολύ οι παραμορφώσεις της. Αυτό αποδεικνύει η συμπεριφορά της ζώνης 3Α όπου παρατηρήθηκαν λιγότερες καθιζήσεις και μετατοπίσεις παρά τη φτωχή ποιότητα της λιθορριπής, εξαιτίας κάποιας διαβροχής που προηγήθηκε. Για να γίνει σωστά η συμπύκνωση, δεν αρκεί να χρησιμοποιηθεί βαρύ μηχάνημα, ούτε να γίνουν περισσότερες διελεύσεις του. Αν η λιθορριπή δεν έχει διαβραχεί, δεν διευκολύνεται η εμπλοκή των κόκκων.

## 2.4 Ità (125 m, $E_{3C}/E_{3R} = 2/3$ , Brazil, 2000)

Η κατασκευή του Ità διήρκησε 3 χρόνια. Το ανάντη 1/3 της λιθορριπής είναι κατασκευασμένο από βασάλτη καλά διαβαθμισμένο και συμπυκνωμένο σε στρώσεις των 0.8 m με διαβροχή. Ενώ για την κατάντη ζώνη επιλέχθηκε πιο μαλακή λιθορριπή από βασάλτη και διαμορφώθηκε σε διπλάσιου πάχους στρώσεις 1.6 m, χωρίς προσθήκη νερού και με ελεύθερη εναπόθεση. Ο βασάλτης που χρησιμοποιήθηκε σε όλο το επίχωμα δεν ήταν 100% καθαρός, αλλά περιείχε και Breccia (υλικό με μέτρο ελαστικότητας μόλις 17 MPa). Έτσι, μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής, για την ανάντη ζώνη το μέτρο ελαστικότητας υπολογίστηκε 28-39 MPa, για την κατάντη ζώνη μόλις 22 MPa και μετά την 1<sup>η</sup> πλήρωση 87 MPa και για τις 2 ζώνες (Filho & Pinto, 2005).

Η μέγιστη βύθιση που υπέστη η πλάκα ήταν 75 cm στην κορυφή και μικρότερη στο μέσον (Σχ. 2.7). Η καθίζηση στη στέψη της λιθορριπής μετρήθηκε ίση με 461 mm. Η μεγαλύτερη βύθιση που παρατηρήθηκε στην κορυφή οφείλεται στην ιδιαίτερα παραμορφώσιμη κατάντη ζώνη (ανάλογη περίπτωση με το Aguamilra) καθώς επίσης και στη στρώση από σαπρόλιθο που τοποθετήθηκε για την εξυγίανση της πλάκας. Παρά τη μεγάλη βύθιση δεν διαπιστώθηκαν ρήγματα στο πάνω μέρος της πλάκας όπως συνέβη στην περίπτωση του Aguamilra, αλλά μόνο στο αριστερό σύνορο πλάκας-πλίνθου και οφείλονται στην κυρτή επιφάνεια της πλάκας εκεί που συνορεύει με την πλίνθο. (Filho& Pinto, 2005).

Τεράστια εισροή νερού συνέβη κατά την 1<sup>η</sup> πλήρωση της δεξαμενής του Ità, η οποία υπερέβη τα 1700 l/s και μειώθηκε στα 380 l/s μετά από προσθήκη εδαφικού υλικού πάνω από την πλάκα. Σήμερα, η εισροή είναι σταθεροποιημένη στα 200 l/s. Πριν τα εξυγαιαντικά μέτρα, υποβρύχιες έρευνες διαπιστώσαν ρωγμές μεταξύ 10 m έως 15 m πιο ψηλά και παράλληλα προς την πλίνθο. Η αριθμητική ανάλυση έδειξε τη σχέση ανάμεσα στην εμφάνιση ρωγμών και την παραμόρφωση μιας μεταβατικής διαπερατής ζώνης μεταβαλλόμενου πάχους κάτω από την πλάκα κοντά στην πλίνθο. (Filho& Pinto, 2005).



Σχ.2.7: Βύθιση της πλάκας του Ità.

## ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

- Οι μεγάλες παραμορφώσεις της λιθορριπής οφείλονται στην υψηλή απορρόφηση νερού.
- Όπως στην περίπτωση του Aguamilra, η εξαιρετικά εύκαμπτη ζώνη 3C προκάλεσε τις μεγάλες παραμορφώσεις οι οποίες επιδεινώθηκαν εξαιτίας της σοβαρής εισροής από τα προβλήματα στον περιμετρικό αρμό και στη σύνδεση πλάκας-πλίνθου (βύθιση στην κορυφή 46 cm).
- Το σημαντικότερο πρόβλημα εισροής προκάλεσε η διεύρυνση της διαπερατής ζώνης που υποστηρίζει την πλάκα.
- Για τον περιορισμό της εισροής προτάθηκαν τα εξής μέτρα για τα επόμενα φράγματα:
  1. Προσθήκη εδαφικού υλικού πάνω από την πλάκα στην περιοχή κοντά στον πόδα
  2. Μετατόπιση προς τα κατάντη της διεπιφάνειας μεταξύ των 3B-3C μεταβαίνοντας έτσι σε ελαφρώς πιο ήπια κλίση (1.5:1 αντί 1.4:1) και διευρύνοντας την πιο δύσκαμπτη ζώνη 3B.

### **2.5 Machadinho (125 m, $E_{3C}/E_{3B} = 1/0.9$ , Brazil, 2002)**

Το Machadinho ολοκληρώθηκε το 2002 στον ποταμό Pelotas της Ν. Βραζιλίας. Η κατασκευή του διήρκησε 3 χρόνια. Τα κατασκευαστικά χαρακτηριστικά του μοιάζουν με αυτά του Itã. Για τις 2 ζώνες (ανάντη και μεταβατική) χρησιμοποιήθηκε βασάλτης σε στρώσεις πάχους 0.8 m, ενώ κατάντη αποσαθρωμένος βράχος σε στρώσεις πάχους 1.6 m. Χρησιμοποιήθηκε λιθορριπή παρόμοιας δυσκαμψίας ανάντη (49 MPa) και κατάντη (56 MPa). Στην μεταξύ των 2 ζωνών διεπιφάνεια δώθηκε εξαιρετικά απότομη κλίση (1.2:1) (Filho & Pinto, 2005, Fell et al, 2005).

Μετά την 1<sup>η</sup> πλήρωση της δεξαμενής, η βύθιση στην κορυφή της πλάκας και στο μέσον μετρήθηκε ίση με 37 cm. Στη φάση μέγιστης πλήρωσης, η εισροή ανήλθε στα 850 l/s και μετά από εξυγιαντικά μέτρα περιορίστηκε στα 600 l/s. Υποβρύχιες μετρήσεις που διεξήχθησαν για να διερευνηθεί η αιτία της τεράστιας εισροής δεν διαπίστωσαν ρωγμές στην πλάκα σε στάθμες χαμηλότερες από τη στάθμη της δεξαμενής. Επομένως η εισροή νερού στο φράγμα φαίνεται πως δεν προήλθε από ρωγμές στην πλάκα αλλά πιθανότατα από τον περιμετρικό αρμό, ο οποίος διευρύνεται και είναι δυνατόν να επιτρέπεται εισροή (Filho & Pinto, 2005, Fell et al, 2005).

## ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

- Για τη ρηγμάτωση της πλάκας δεν φαίνεται να ευθύνονται οι παραμορφώσεις της λιθορριπής ή το μέτρο ελαστικότητας κατάντη.
- Η μεγάλη βύθιση της πλάκας δεν αποδόθηκε σωστά από τις αναλύσεις, γιατί χρησιμοποιήθηκε γραμμική σχέση τάσης-παραμόρφωσης της λιθορριπής.

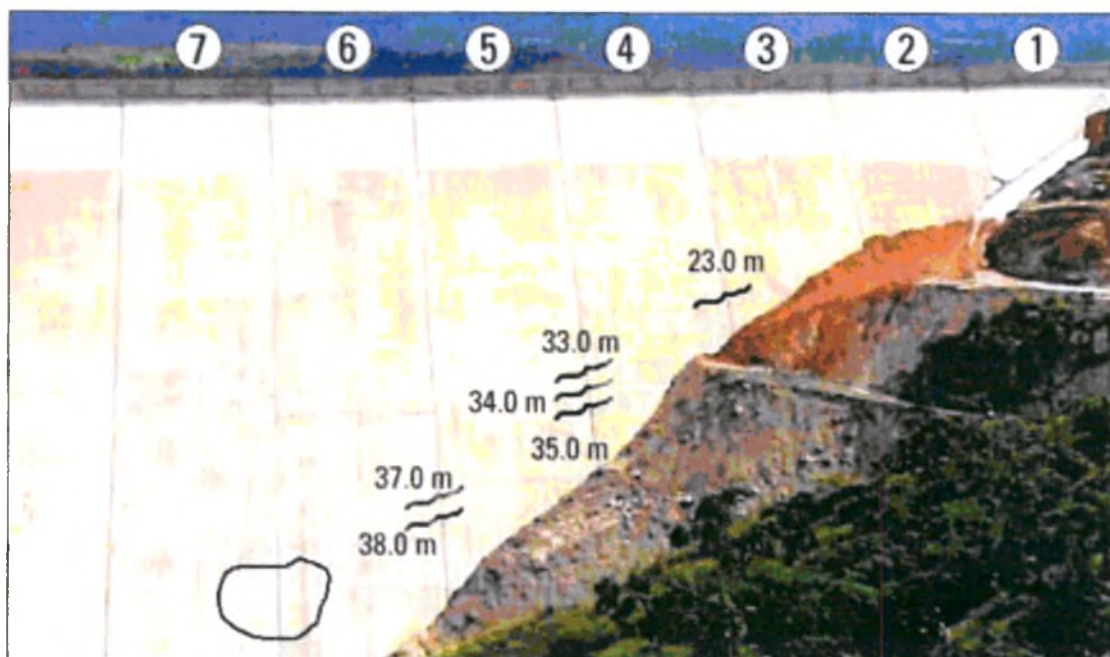
### **2.6 Itapébi (100m, $E_{3C}/E_{3B} = 1/2.4$ , Brazil, 2002)**

Το Itapébi ολοκληρώθηκε στη Βραζιλία το 2002. Η διατομή του Itapebi επίσης ακολουθεί την γενική μορφή του Ità.

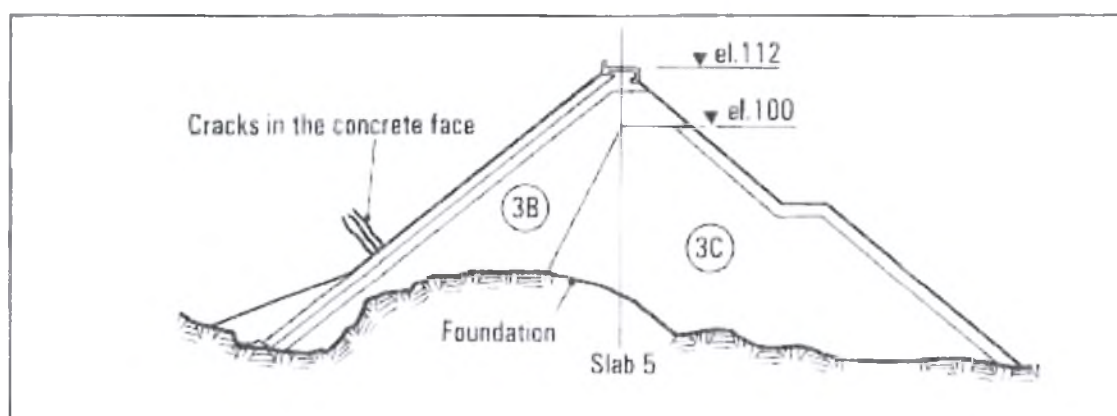
Η ανάντη ζώνη χαρακτηρίζεται από ικανοποιητική δυσκαμψία (60 MPa) ενώ πολύ πιο παραμορφώσιμη είναι η λιθορριπή κατάντη (25 MPa). Σημειώνεται ότι η βύθιση στο μέσον της πλάκας 9 (πλάκα πλευρική της μέγιστης διατομής του φράγματος) αυξήθηκε ως τα 30 cm κατά τη διάρκεια της πλήρωσης, αλλά πολύ μικρή αύξηση της βύθισης σημειώθηκε κατά την τελευταία φάση της πλήρωσης. Αντίθετα, η βύθιση στην κορυφή της πλάκας αυξήθηκε δραματικά κατά την ολοκλήρωση της πλήρωσης, φτάνοντας τα 45 cm (Σχ. 2.10). Η ιδιαίτερα παραμορφώσιμη κατάντη ζώνη (3B) προκάλεσε σημαντική βύθιση στην κορυφή της πλάκας αλλά όχι ρηγμάτωση (Filho & Pinto, 2005, Fell et al, 2005).

Η εισροή στο Itapébi άγγιξε τα 900 l/s και μειώθηκε στα 150 l/s έπειτα από κατασκευή επιχώματος στην επιφάνεια της πλάκας πάνω από τον πόδα. Υπόγειες μετρήσεις διαπίστωσαν ρωγμές σε 4 πλάκες στα δεξιά, σε μια ζώνη παράλληλα και 10-15 m πάνω από την πλίνθο (βλ. Σχ.2.8, 2.9). Οι ρωγμές αυτές αποδόθηκαν στην περίπλοκη γεωμετρία του δεξιού συνόρου πλάκας-λιθορριπής που προκάλεσε διαφορικές παραμορφώσεις όπως συνέβη και στην περίπτωση του Xingo (Filho & Pinto, 2005, Fell et al,2005).

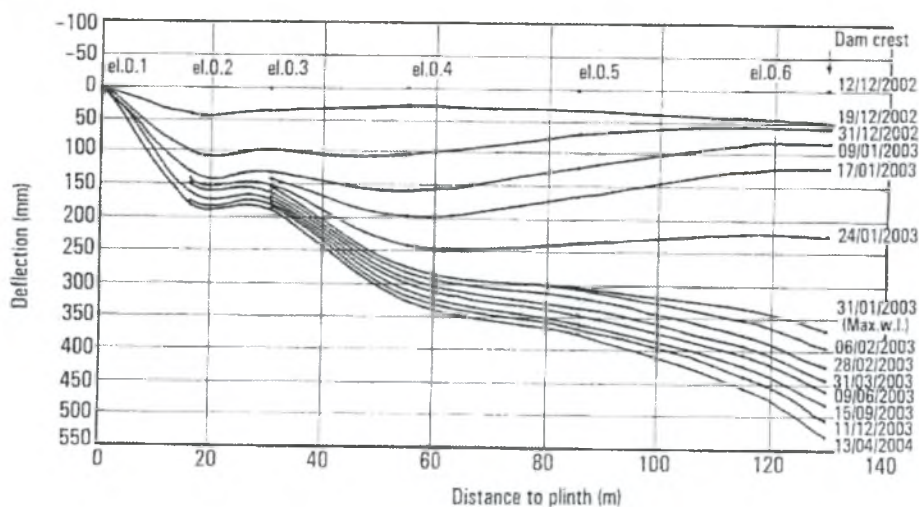




Σχήμα 2.8: Ιταρέβι: η θέση των ρωγμών στις πλάκες από σκυρόδεμα.



Σχήμα 2.9: Ιταρέβι: θέση των ρωγμών και η γεωμετρία της θεμελίωσης.



Σχήμα 2.10 : Itarébi: Μετρήσεις βύθισης της πλάκας 9

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

- Η κατάντη ζώνη παρά τη μεγάλη παραμορφωσιμότητά της, δεν προκάλεσε τη ρηγματώση, αλλά μόνο με τη μεγάλη βύθιση στην κορυφή της πλάκας.
- Η ρηγματώση συνεπώς της πλάκας προκλήθηκε εξαιτίας της γεωμετρίας της θεμελίωσης και επιδεινώθηκε από την κατάσταση (συμπύκνωση, διαβροχή) και όχι από τις ιδιότητες της λιθορριπής.

**2.7 Segredo (145m,  $E_{3C}/E_{3B}=1/1.8$ . Brazil, 1993)**

Το Segredo, που ολοκληρώθηκε το 1993 στη Βραζιλία, διαθέτει 2 ζώνες. Η ανάντη ζώνη καταλαμβάνει το 1/3 της λιθορριπής, αποτελείται από βασάλτη μέτριας έως υψηλής αντοχής και στρώσεις πάχους 0.8 m. Για τη συμπύκνωσή της προστέθηκε μεγάλη ποσότητα νερού (25%) και πραγματοποιήθηκαν 6 διελεύσεις από στρωτήρα 10 tn. Τα υπόλοιπα 2/3 της λιθορριπής, κατασκευάστηκαν από βασάλτη πολύ υψηλής αντοχής, στρώθηκαν σε στρώσεις των 1.6 m και η συμπύκνωσή τους έγινε τυπικά με 4 διελεύσεις στρωτήρα 10 tn, αλλά χωρίς να προστεθεί νερό (Filho & Pinto, 2005, Fell et al, 2005).

Η λιθορριπή του Segredo δεν υπέστη σοβαρή καθίζηση. Η καθίζηση στη στέψη μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής μετρήθηκε ίση με 0.158% και μόλις 0.138% μετά την 1<sup>η</sup> πλήρωση (αλλά και 4 μήνες μετά την 1<sup>η</sup> πλήρωση, υπό την επίδραση ερπυστικών φαινομένων, η καθίζηση στην κορυφή δεν ξεπέρασε τα 34 cm). Η πλάκα όμως υπέστη σημαντική βύθιση (42.7 cm κοντά στην κορυφή και 37.4 cm στο μέσον της), γεγονός που οφείλεται στην μεγαλύτερη παραμορφωσιμότητα της κατάντη ζώνης. Ωστόσο, η πλάκα δεν ρηγματώθηκε και δεν σημειώθηκε εισροή στο Segredo (Filho & Pinto, 2005, Fell et al, 2005).

## ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

➤ Στην περίπτωση του Segredo αποδεικνύεται πως η λιθορριπή από βράχο μέτριας αντοχής, μπορεί με καλή κοκκομετρική διαβάθμιση και σχολαστική συμπύκνωση να γίνει ιδιαίτερα δύσκαμπτη. Η μεγάλη ποσότητα νερού (25%) που προστέθηκε στη λιθορριπή και οι περισσότερες διελεύσεις του στρωτήρα στη ζώνη 3A λειτούργησαν ευνοϊκά στη συμπύκνωση. Στην κατάντη ζώνη η λιθορριπή, παρά τη μεγάλη της αντοχή έδωσε πολύ μικρό μέτρο ελαστικότητας διότι δεν συμπυκνώθηκε σωστά.

### **2.8 Foz do Areia (160m, $E_{3C}/E_{3R}=1/1.2$ . Brazil,1980)**

Το Foz do Areia είναι θεμελιωμένο σε βράχο και αποτελείται από βασάλτη πολύ υψηλής αντοχής με περιεκτικότητα 25% σε Breccia.

Η λιθορριπή είναι μέτρια διαβαθμισμένη, καλά συμπυκνωμένη και οι κόκκοι έχουν έντονα γωνιώδες σχήμα. Η λειτουργία του φράγματος ξεκίνησε 0.5-0.9 χρόνια μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής του. Τα 2/3 του φράγματος, καταλαμβάνονται από την κατάντη ζώνη, με πιο παχιές στρώσεις και μικρότερο μέτρο ελαστικότητας. Όμως, με την πλήρωση του φράγματος το μέτρο ελαστικότητας σε όλο το εύρος της λιθορριπής φτάνει σε ικανοποιητικό επίπεδο (80 MPa) (Filho& Pinto, 2005). Οι καθιζήσεις της λιθορριπής περιορίστηκαν πολύ μετά την πλήρωση και έχουν σταθεροποιηθεί.

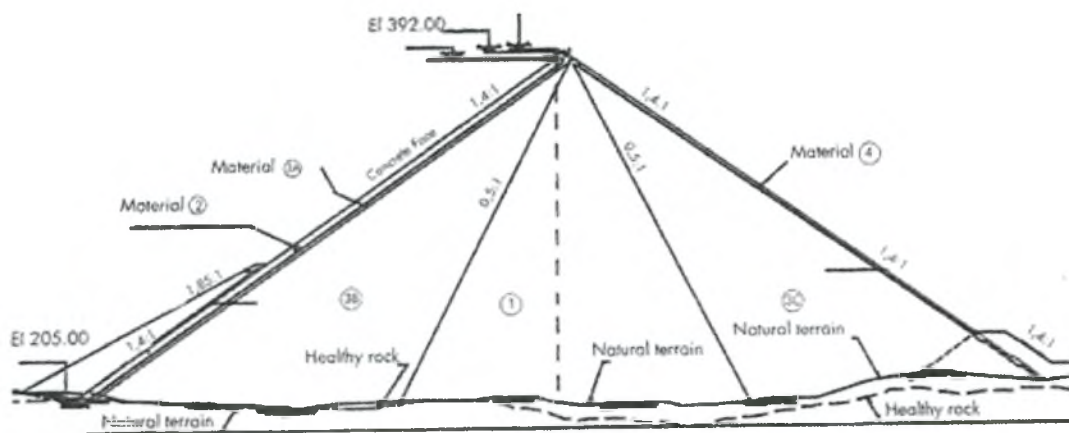
Επειδή η κατασκευή της πλάκας ξεκίνησε πριν ολοκληρωθεί η λιθορριπή και η λειτουργία του φράγματος πριν υποχωρήσουν τα ερπυστικά φαινόμενα, η πλάκα υπέστη μια αρχική παραμόρφωση. Οι μετρήσεις έδειξαν πολύ μεγάλη βύθιση για την πλάκα., η οποία ρηγματώθηκε, λόγω των μεγάλων τάσεων που αναπτύχθηκαν σ' αυτήν από τις παραμορφώσεις της λιθορριπής. Αρχικά, σημειώθηκε εισροή 240 l/s που τελικά σταθεροποιήθηκε στα 70 l/s, 5 χρόνια μετά την 1<sup>η</sup> πλήρωση. Η μικρή εισροή, υποδηλώνει μικρή ρηγμάτωση της πλάκας (Filho& Pinto, 2005, Fell et al,2005).

## ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

- Η πλάκα, παρά την τεράστια βύθιση της (77.5 cm στο μέσο ύψος της), υπέστη αμελητέα ρηγμάτωση και θεωρείται ότι συμπεριφέρθηκε πολύ καλά.
- Στο Foz do Areia όπως και Segredo, το μεγαλύτερο τμήμα του αναχώματος καταλαμβάνεται από την κατάντη ζώνη, τακτική που θα πρέπει να αποφεύγεται.

Ακολουθεί μια πιο εκτενής αναφορά σε δύο CFRDs που η συμπεριφορά τους οδήγησε στη διεξαγωγή πολλών σημαντικών συμπερασμάτων για την κατασκευή των CFRDs. Πρόκειται για τα φράγματα El Cajon στο Mexico και Mohale στην Ν. Αφρική.

## 2.9 El Cajon (226 m, $E_{3C}/E_{3B} = 0.7/1$ , Mexico, 1993)



Σχ.2.11: Τυπική διατομή του El Cajon όπου η κατασκευαστική τακτική που οδήγησε σε καλή συμπεριφορά (Velasquez, 2007).

Η θεμελίωση του φράγματος έγινε σε ιγνιμβρίτη από ριοδακτική σύνθεση, από τον οποίο προήλθε επίσης η λιθορριπή μαζί με άλλες αποθέσεις και αποσθρωμένους βράχους. Στην αριστερή όχθη του El Cajon υπήρχαν αποσυντεθημένοι βράχοι με ασυνέχειες και για το λόγο αυτό πραγματοποιήθηκαν εκσκαφές και βελτίωση του εδάφους. Έτσι η πλίνθος θεμελιώθηκε σωστά και εξασφαλίστηκε ευστάθεια σε λιθορριπή και πλάκα.

Τα δεδομένα που διατίθενται προέρχονται από δοκιμές πεδίου και εργαστηριακές δοκιμές για την προσέγγιση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων. Χρησιμοποιήθηκαν δοκιμαστικά διάφορα πάχη στρώσεων, διαφορετικός αριθμός διελεύσεων και διαφορετικά βάρη για το στρωτήρα με στόχο να επιτευχθεί η μεγαλύτερη δυνατή πυκνότητα της λιθορριπής και ταυτόχρονα παρόμοια και ικανοποιητική δυσκαμψία ανάντη και κατόντη. Η διαμόρφωση των ζωνών έγινε με μεγάλη ακρίβεια. Η κατασκευή διήρκησε 2 χρόνια. Οι δοκιμές κατέληξαν σε λιθορριπή πυκνότητας  $2370 \text{ kg/m}^3$  με τα εξής μέτρα ελαστικότητας:

$E_{EOC}$ :	3B:	90-100 MPa
	T:	120-160 MPa
	3C:	70 MPa

Παρατηρείται ότι για λιθορριπή από βράχο μικρής σχετικά πυκνότητας επιτεύχθηκε μετά από πολλές δοκιμές ιδιαίτερα δύσκαμπτη λιθορριπή. Παράγοντες που οδήγησαν σε αυτό ήταν η πολύ καλή κοκκομετρική διαβάθμιση και η καλή ποιότητα της λιθορριπής, η προσθήκη νερού κατά τη διάρκεια της κατασκευής και η χρήση λίγο βαρύτερου στρωτήρα (12 tn) (Velasquez, 2007). Το El Cajon αποτελεί χαρακτηριστικό παράδειγμα για τη διαδικασία κατασκευής του και για την ενόργανη παρακολούθηση του καθώς συμπεριφέρθηκε υποδειγματικά.



*Λεπτομέρειες κατασκευής:*

### **Η λιθορριπή**

Έγινε γρήγορη τοποθέτηση της λιθορριπής (σε 6 φάσεις), ούτως ώστε να προηγηθεί η φόρτιση και αποφόρτιση του φράγματος πριν τις πλημμύρες. Η κατασκευή του El Cajon άρχισε ακριβώς πριν αρχίσει η υγρή περίοδος στο Μεξικό. Η 1<sup>η</sup> πλήρωση του φράγματος ξεκίνησε ένα μήνα πριν την ολοκλήρωσή του (Μάϊος 2006) ώστε το φράγμα να προλάβει να αδειάσει μέχρι την έναρξη της υγρής περιόδου (Ιούνιος 2006).

Η μικρή διαφορά των μέτρων ελαστικότητας και για τις 3 ζώνες ( $E_T/E_{3B} = 1.2-1.6$  και  $E_T/E_{3C} = 2$ ) επιτεύχθηκε με παρόμοια κοκκομετρική διαβάθμιση και παρόμοιο πάχος στρώσης σε όλες τις ζώνες. Όπως αποδεικνύεται, παρόμοιας ελαστικότητας λιθορριπή επιφέρει μικρότερες παραμορφώσεις στην πλάκα (Velasquez, 2007).

### **Η πλάκα**

Η πλάκα κατασκευάστηκε σε 3 στάδια, από πλάκες πλάτους 15 m. Η κατασκευή της ξεκίνησε το 2005, πολύ πριν την ολοκλήρωση της λιθορριπής, όμως δεν υπήρξαν αρνητικές συνέπειες. Ακόμα, δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή ώστε να αντιμετωπιστεί έγκαιρα τυχόν κενό μεταξύ πλάκας και προεξέχουσας δοκού σκυροδέματος (extruded curb) που θα μπορούσε να επιφέρει προβλήματα.

Στο τέλος της κατασκευής, σημειώθηκαν πολύ μεγάλες μετακινήσεις στη μεσαία ζώνη T που καλύπτει και το μεγαλύτερο τμήμα του φράγματος. Η καθίζηση που καταγράφηκε στη μεταβατική ζώνη ανήλθε στα 80 cm, παρότι έχει τη μεγαλύτερη δυσκαμψία. Από το γεγονός αυτό συμπεραίνεται ότι η ζώνη αυτή δέχεται τη μεγαλύτερη φόρτιση (Velasquez, 2007).

### **ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ:**

- Εκτεταμένη μελέτη και περισσότερες δοκιμές επί τόπου και εργαστηρίου για τη λιθορριπή συντελούν σε ένα πιο λογικό σχεδιασμό των φραγμάτων.
- Το γραμμικό μαθηματικό μοντέλο παύει να ισχύει για το μέτρο ελαστικότητας που αυξάνει καθώς αυξάνει η περιβάλλουσα τάση (βλ. Ζώνη T, El Cajon).

Ως προς τη συμπεριφορά του φράγματος :

- Η συμπεριφορά της λιθορριπής (μέτρο ελαστικότητας κ.α.) επηρεάζεται κυρίως από τον τρόπο διάστρωσης και συμπύκνωσης της και λιγότερο από το βράχο προέλευσής της. Γενικά υψηλότερο μέτρο ελαστικότητας επιτυγχάνεται με καλύτερη κοκκομετρική διαβάθμιση, καλύτερη διαβροχή, μεγαλύτερο βάρος στρωτήρα, και καλύτερης ποιότητας λιθορριπή. Η προέλευση του βράχου από ιγνιμβρίτη συντέλεσε στο να μη γίνει θρυμματισμός, ενώ το βάρος του στρωτήρα (12 tn) επέδρασε θετικά στην συμπύκνωση.



- Σε φράγματα που διαθέτουν 3 ζώνες, η μεταβατική ζώνη T είναι εκείνη που φορτίζεται περισσότερο και πρέπει να έχει μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας προς αποφυγή μεγάλων καθιζήσεων. Για την T συνιστάται: 30-60% μεγαλύτερο  $E_{EOC}$  από τη ζώνη 3C. Δεν συμβαίνει το ίδιο στο Aguamilpa.
- Παραπλήσια μέτρα ελαστικότητας μεταξύ των ζωνών μπορούν να επιτευχθούν χρησιμοποιώντας παρόμοια κοκκομετρική διαβάθμιση και παρόμοιο πάχος στρώσης.

Στους ακόλουθους πίνακες εξετάζεται το El Cajon συγκριτικά με άλλα γνωστά CFRDs που αναλύθηκαν παραπάνω και διαπιστώνεται η συνολικά καλύτερη συμπεριφορά του. Φαίνονται συγκεντρωτικά οι μέγιστες καθιζήσεις κατά το πέρας της κατασκευής (Πίνακας 2.1) και η εισροή ύδατος (Πίνακας 2.2).

Παρά τις πρόωρες πλημμύρες που καταγράφηκαν, η λιθορριπή του El Cajon υπέστη πολύ μικρότερη καθίζηση από τα υπόλοιπα φράγματα (μέγιστη καθίζηση: 0.004H)

Πολύ καλά συμπεριφέρθηκε και η πλάκα του El Cajon, αφού καταγράφηκε πολύ μικρή συγκριτικά, εισροή: 150l/s και δεν χρειάστηκε καμία εξυγιαντική μέθοδος στο τέλος.

Πίνακας 2.1: Μέγιστες καθιζήσεις κατά το πέρας της κατασκευής (%) για 9 φράγματα (Foster, 2000).

Dam	Height (m)	Crest (m)	Length /Height ratio	Rockfill type	Modulus (MPa)	Settlement (m)	Settlement (%H)
Itapebi	120	583	4.8	γέυσιος, διορίτης	60	0	0
Ita	125	880	7	βασάλτης	33	0	0
Machandinho	125	700	5.6	σκόνη άμμου	49	1.6	1.28
Segredo	145	705	5	βασάλτης	42	2.23	1.53
Xingo	150	850	6.1	βασάλτης	32	2.9	2.07
Foz do Areia	160	825	5.2	βασάλτης	38	3.52	2.24
TSQ 1	178	1104	6.2	ασβεστόλιθος	45	3.32	1.87
Aguamilpa	187	642	3.4	αλλουβιακά	260	1.7	0.90
El Cajon	188	550	2.9	ιγνιμβρίτης	110	0.85	0.40

Πίνακας 2.2: Συνολική εισροή στα 9 CFRDs (Foster, 2000).

Dam	Year of completion	Height (m)	Face slab (m <sup>2</sup> )	Initial leakage (l/s)	Specific leakage for 10,000 m <sup>2</sup>	Leakage sealing method
Foz do Areia	1980	160	139,000	240	17,3	None
Aguamilpa	1993	187	153,000	260	17	Backfill flyash
Segredo	1993	145	86,000	400	46,5	Silty sand
Xingo	1994	140	122,000	210	17,2	Silty sand
TSQ 1	1999	178	173,000	150	8,7	None
Ita	2000	125	110,000	1700	154,5	Silty sand
Machandinho	2002	125	93,000	850	91,4	n/a
Itapebi	2002	120	67,000	900	134,4	Silty sand
El Cajon	2006	188	113,300	150	13,2	None

Στη συνέχεια παρατίθενται συγκεντρωτικοί πίνακες με τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά των 9 φραγμάτων που μελετήθηκαν:

Πίνακας 2.3: Χαρακτηριστικά των 9 CFRDs (Foster, 2000).

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ 8 ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ: ΛΙΘΟΡΡΙΠΗ									
	μέτρα ελαστικότητας(MPa) ΕΟС/FF			Πάχος στρώσης(μ)		Κοκκομετρική διαβάθμιση			
	ανάπτυ	ενδιάμεσα	κατάπτυ	ανάπτυ	κατάπτυ	Cu=D10/D60	Cc=D10/D60	Dmax	
Aguamilpa	260	130	47						
Tianshengquiao	92		52	0.6 & 0.8	1.2	85	5.8	600mm	
Xingo	49	-	22	1	2	15-20			
Ità	68--32 / 76	-	24 / 76	0.8	1.6	18	80	650mm & '750mm	
Machandinho	49	-	56	0.8	1.6	11κ'13.3	16	700mm & '750mm	
Itapébi	60		25	0.8	1.6	-	-	-	
Segrédo	77--55	-	45--30	0.8	1.6	7.4κ'10.2	1.4	-	
Foz do Areia	38 / 80	-	32 / 80	0.8	1.6	6	-	600mm	800mm & 600mm
El Cajon	90	120-160	70	0.8	1.4	15-20	-		

Πίνακας 2.4: Χαρακτηριστικά των 9 CFRDs (Foster, 2000).

	ΣΥΜΠΥΚΝΩΣΗ			νερό που προστέθηκε	ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ		περιγραφή της λιθορριπής	
	πορώδες	δείκτης κενών	διελεύσεις κ' βάρος στρωτήρα		ανάπτυξη	κατάπτυξη	ανάπτυξη	κατάπτυξη
Aguamilpa		0.18	4p:10tn		1.5:1	1.4:1	Πυκνό καλά διαβαθμ. χαλίκι +βράχος	λιθορριπή μέτριας αντ.
Tianshengqiao	19 & 17.5	0.23	6p:16tn	20	1.4:1	1.3:1	συμπαγής γνεύσιος	αδύναμος βράχος
Xingo			4p:10tn	1.5 κ' καθόλου	1.4:1	1.3:1	Γρανιτικός γνεύσιος / συμπαγής και αποσφραγισμένος γρανιτικός γνεύσιος	
Ita		0.31		μόνο ανάπτυξη	1.3:1	1.3:1	υψηλής διατμητικής αντοχής βασάλτης	πιο μαλακός βασάλτης
Machandinho	-	-		-	1.4:1	1.4:1		αποσφραγισμένος βράχος
Itapebi								
Segredo	31%	0.27 & 0.37	6 & 4p:10tn	25 κ' καθόλου	1.3:1	1.4:1	βασάλτης υψηλής αντοχής	πολύ υψηλής αντοχής αλλά με 50%Breccia
Foz do Areia			4p:10tn		1.4:1	1.4:1	βασάλτης πολύ υψηλής αντοχής	
El Cajon			6p:12tn				ιγνιβρίτης	

## 2.10 Mohale (145 m, $E_{3C}/E_{3R} = 3/4$ , Νότια Αφρική, 2000)

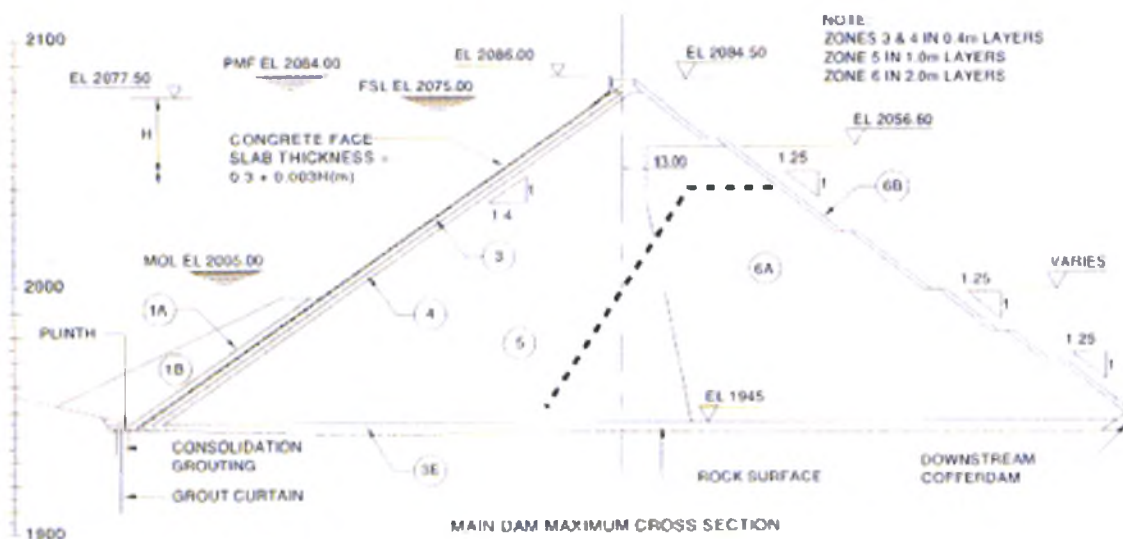
Το Mohale αποτελεί αξιοσημείωτο παράδειγμα CFRD εξαιτίας της σφοδρής ρηγματώσης της πλάκας του και της ολοκληρωτικής του αστοχίας. Το 2006 μεγάλες πλημμύρες έπληξαν την περιοχή, η στάθμη της δεξαμενής ανυψώθηκε απότομα και σημειώθηκαν σημαντικές καθιζήσεις στη λιθορριπή κοντά στην περιοχή της στέψης. Οι θλιπτικές τάσεις στο κέντρο της πλάκας αυξήθηκαν. Στο μεταξύ η λιθορριπή υπέστη απότομο θρυμματισμό και η πλάκα τελικά αστόχησε.

Η εμπειρία του Mohale θα πρέπει να αξιοποιηθεί στα επόμενα φράγματα και να μην επαναληφθούν τα ίδια λάθη. Είναι σημαντικό επομένως να γίνει μια εκτενής αναφορά στην περίπτωση αυτού του φράγματος.



Σχ.2.12: Η υπερχείλιση του Mohale μετά τις πλημμύρες.



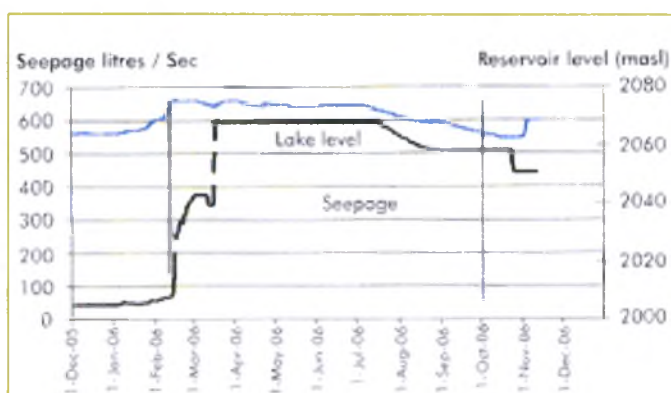


Σχ.2.13: Η κεντρική διατομή του Mohale με λεπτομέρειες της πλίνθου και της κορυφής. (Johannesson & Toblang, 2007)

Αναλυτικά η χρονική εξέλιξη της ρηγμάτωσης του Mohale:

Το Mohale ολοκληρώθηκε το 2000 στο Lesotho (Ν. Αφρική). Το Φεβρουάριο του 2006, ενώ το φράγμα ήταν ήδη σε λειτουργία, ισχυρές βροχοπτώσεις έπληξαν την περιοχή με αποτέλεσμα την απότομη άνοδο της στάθμης της δεξαμενής και κάποια υπερχείλιση (Σχ. 2.12). Αυτό επέφερε μεγάλες καθιζήσεις στη λιθορριπή, κατάντη και στην περιοχή της στέψης, και σημαντική αύξηση των θλιπτικών τάσεων στο κεντρικό τμήμα της πλάκας που αστόχησε (Σχ. 2.15, 2.16). Σημειώνεται ότι για συνήθη φράγματα ο λόγος της οριζόντιας μετακίνησης στη στέψη προς την καθίζηση είναι 0.65, ενώ στο Mohale μόλις 0.35.

Η πρώτη ρωγή σημειώθηκε το Φεβρουάριο του 2006 και προκάλεσε κραδασμό που καταγράφηκε από σειсмоγράφο τοποθετημένο στην πλάκα. Ακολούθησε η αποκόλληση της πλάκας και της προεξέχουσας δοκού σκυροδέματος (extruded curb) που έφερε απότομη μείωση των τάσεων στην πλάκα και άνοιγμα των αρμών. Η εισροή έφτασε τα 600 l/s. Περαιτέρω μετρήσεις που έγιναν έδειξαν ότι αιτία της αρχικής ρηγμάτωσης ήταν η σημαντική θλίψη των μεσαίων πλακών.



Σχ.2.14: Η εξέλιξη της εισροής στο Mohale σε συνάρτηση με την άνοδο της στάθμης της δεξαμενής (Johannesson & Toblang, 2007)



καλά συμπυκνωμένη (η συμπύκνωση έγινε χωρίς διαβροχή και απέφερε μεγάλο δείκτη κενών). Με πολύ καλή διαβάθμιση της λιθορριπής και σωστή συμπύκνωση (με διαβροχή και σε λεπτές στρώσεις  $\leq 1\text{m}$  ανάντη) σύμφωνα με τους εμπειρογνώμονες το ίδιο υλικό θα έδινε πολύ μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας (Johannesson & Toblang, 2007).

Το μέτρο ελαστικότητας της λιθορριπής υπολογίστηκε με ανάδρομη ανάλυση μέσω των καθιζήσεων ίσο με 32 MPa ανάντη και 24 MPa κατάντη<sup>4</sup>. Επιπλέον, αν η λιθορριπή είχε διαβραχεί επαρκώς, θα υπόκειτο σε λιγότερο ή καθόλου θρυμματισμό. Πιο πλαστικά συμπεριφέρθηκε η λιθορριπή κατά την 1<sup>η</sup> πλήρωση (Johannesson & Toblang, 2007).

Είναι προφανές λοιπόν ότι η αρχική αιτία των προβλημάτων του Mohale ήταν η ιδιαίτερα παραμορφώσιμη λιθορριπή του. Με τις πλημμύρες, υπέστη τεράστια καθίζηση, και από εκεί ξεκίνησε η καταπόνηση της πλάκας του. Έπειτα, με την αύξηση του φορτίου επήλθε ο θρυμματισμός της λιθορριπής που κατέληξε σε αστοχία του φράγματος. Αποδείχτηκε πως η λιθορριπή θρυμματίστηκε για εξαιρετικά μικρή τάση και μάλιστα ακαριαία εξαιτίας της ξηρής της συμπύκνωσης και της μικρής της δυσκαμψίας (Johannesson & Toblang, 2007).

#### ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ-ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ:

Στην περίπτωση του φράγματος Mohale, η ρηγμάτωση και το άνοιγμα αρμών είναι εξίσου σημαντικά αίτια εισροής. Η ρηγμάτωση της πλάκας εισήγαγε περισσότερες παραμορφώσεις στο φράγμα απ' ότι οι καθιζήσεις της ίδιας της λιθορριπής και οι μετατοπίσεις αυτές είναι δυσκολότερο να περιοριστούν.

Η εμπειρία του Mohale αξιοποιήθηκε άμεσα στην κατασκευή του Karahnjukar (Ανατολική Ισλανδία, προβλέπεται να ολοκληρωθεί το 2009) και έτσι λήφθηκαν ειδικά μέτρα πρόληψης της ρηγμάτωσης της πλάκας (Johannesson & Toblang, 2007).

Από άποψη ανάλυσης, τονίζεται η χρησιμότητα των επί τόπου μετρήσεων που συμπληρώνουν τα εργαστηριακά αποτελέσματα. Χρειάζεται επιπλέον βελτίωση των εργαστηριακών μεθόδων με βάση δεδομένα παλιότερων μετρήσεων και σαφέστατα η χρήση τρισδιάστατων μη-γραμμικών μοντέλων προσομοίωσης.

#### Για τον περιορισμό της διεύρυνσης των αρμών :

Προτάθηκε μεγαλύτερη απόσταση ανάμεσα στις πλάκες της θλιβόμενης ζώνης. Οι αρμοί αυτοί δεν θα πρέπει να είναι κενοί αλλά να περιέχουν συμπιεστό υλικό (συμπιεστότητας  $> 50\%$  και μέτρου ελαστικότητας  $> 8\text{ MPa}$ ) για την αποφυγή της προστριβής των πλακών. Προτάθηκε επίσης, η διαμόρφωση 4 κατακόρυφων αρμών

---

<sup>4</sup> Προηγήθηκε διόρθωση του μέτρου ελαστικότητας λόγω του φαινομένου αψίδωσης (arching) το οποίο εντείνεται από το τριγωνικό σχήμα κοιλάδας. Το μέτρο ελαστικότητας λήφθηκε απλοποιητικά από την 2D αριθμητική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία ίσο με  $(40*0.8)=32\text{ MPa}$  ανάντη και  $(30*0.8)=24\text{ MPa}$  κατάντη

των 50 mm στα κενά μεταξύ των πλακών. Επιπλέον συνιστώνται 7 αρμοί των 25 mm στην οριζόντια διεύθυνση (Johannesson & Toblang, 2007).

#### ΣΥΝΟΠΤΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΑ ΑΙΤΙΑ ΤΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ:

- Συνίσταται ιδιαίτερη προσοχή στη σωστή αλληλουχία των εργασιών. Η τοποθέτηση της πλάκας θα πρέπει να γίνεται μετά το πέρας της κατασκευής της λιθορριπής και η πλήρωση της δεξαμενής θα πρέπει να ξεκινά αφού έχουν υποχωρήσει τα φαινόμενα ερπυσμού. Όμως, όταν οι συνθήκες επιβάλλουν την πρόωρη εκτέλεση κάποιων βημάτων, π.χ. στο φράγμα El Cajon, τα μεγάλα προβλήματα μπορούν να αποφευχθούν με συνεχή παρακολούθηση των παραμορφώσεων και μέτρα ενίσχυσης της πλάκας, η οποία καταπονείται ιδιαίτερα (Filho & Pinto, 2005).
- Απότομες κλίσεις των συνοριακών γραμμών μεταξύ των ζωνών ενισχύουν τη ρηγμάτωση και τη διεύρυνση των αρμών. Παρόμοιες συνέπειες θα είχε μια εκσκαφή στα κατόντη ενός φράγματος και δεν συνιστάται.
- Συμπύκνωση με βαρύτερους στρωτήρες από τους τυπικούς (10 tn) δεν εγγυάται μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας (περίπτωση Triangesquiao:στρωτήρας 15 tn).
- Η διαβροχή της λιθορριπής όπου είναι δυνατή (π.χ. λιθορριπές όχι αποσαθρωμένες ή που να μαλακώνουν με την προσθήκη νερού), συντελεί δραστικά στη βελτίωση των ιδιοτήτων της λιθορριπής και της απόκρισης του φράγματος.
- Το τελικό στάδιο της 1<sup>ης</sup> πλήρωσης αποδεικνύεται ότι είναι το πιο κρίσιμο για το άνω μέρος της πλάκας. Υπάρχουν πολλές καταγραφές για ρηγμάτωση σε αυτή τη χρονική στιγμή (π.χ. φράγμα Itarébi).



### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΠΑΡΑΓΟΝΤΩΝ ΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

Η συμπεριφορά του φράγματος εξετάζεται με στόχο την αποφυγή της ρηγμάτωσης της πλάκας, και της υπερχειλίσης του φράγματος. Στο αποτέλεσμα αυτό επιδρούν πολλοί παράγοντες του φράγματος, της κοιλάδας και της πλάκας. Τον κυριότερο ρόλο στη συμπεριφορά του φράγματος παίζει η κατάσταση των κόκκων τη λιθορριπής (κοκκομετρία, βαθμός συμπίκνωσης) ενώ λιγότερο σημαντική είναι η επίδραση του είδους του υλικού της. Επίσης, πολύ σημαντικό ρόλο παίζει η κοιλάδα όπου θεμελιώνεται το φράγμα, το σχήμα, το εύρος και το υλικό της. Τέλος, σημαντικό ρόλο είναι δυνατόν να παίζουν οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες της πλάκας.

#### 3.1.1 Αντοχή σε θλίψη

Υπάρχει μια τάση χρησιμοποίησης βράχου πολύ υψηλής αντοχής για τη λιθορριπή. Υλικά όπως βασάλτης, ιγνιμβρίτης, ασβεστόλιθος που χρησιμοποιούνται συχνά στα CFRDs έχουν αντοχές >200 MPa και το κόστος τους είναι αντίστοιχα μεγάλο. Όμως, βράχοι με αντοχή 30-40 MPa δεν είναι περισσότερο συμπιεστοί από μεγαλύτερης αντοχής βράχους και η λιθορριπή που παράγεται από αυτούς επιδέχεται επαρκή συμπίκνωση. Μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν λιθορριπές μικρότερης αντοχής αλλά με ειδική διαμόρφωση ζωνών (λεπτότερες στρώσεις).

Το μέτρο ελαστικότητας κατά το πέρας της κατασκευής διαφοροποιείται σημαντικά ανάλογα με την αντοχή του βράχου προέλευσης σύμφωνα με το Σχ. Π2.2. Μεγαλύτερης αντοχής βράχοι αποδίδουν μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας μετά την κατασκευή (Nobari et al, 1972, Marachi et al, 1972). Η επίδραση όμως της αντοχής παύει να είναι σημαντική με την έναρξη της λειτουργίας του φράγματος (Marachi et al, 1972).

Όπως διαπιστώνεται από τα παραδείγματα του Πίν. Π.3.1 η υψηλή αντοχή του βράχου σε πολλά φράγματα δεν απέφερε υψηλό μέτρο ελαστικότητας. Η προετοιμασία της λιθορριπής και ο συνδυασμός πολλών παραμέτρων είναι που συντελούν στην διαμόρφωση του μέτρου ελαστικότητας. Αξίζει εδώ να αναφερθεί το παράδειγμα του Foz do Areia όπου πολύ υψηλής αντοχής βράχος (235 MPa) απέδωσε μέτρο ελαστικότητας μόλις 32-38 MPa εξαιτίας της φτωχής κοκκομετρικής διαβάθμισής του και της έλλειψης λεπτόκοκκων στη λιθορριπή.

Αντίθετα, χαμηλής αντοχής βράχοι με καλή συμπίκνωση και διάστρωση μπορούν να δώσουν λιθορριπή με μεγάλο μέτρο ελαστικότητας και σε ορισμένες περιπτώσεις και μικρής διαπερατότητας. Τέτοιοι χρησιμοποιήθηκαν στα φράγματα Segredo, Kangaroo Greek, Little Para, Mangroove Creek κ.α. Υπάρχει ωστόσο και το παράδειγμα του Tianshengquiao όπου δεν υπήρξε ειδική μέριμνα δεδομένης της αδύναμης λιθορριπής, και η χαμηλή αντοχή σε συνδυασμό με φτωχή διαβάθμιση και ακατάλληλη συμπίκνωση κατέληξαν σε μια προβληματική λιθορριπή (Johannesson, 2007).



### 3.1.2 Συμπύκνωση

Ο ρόλος της συμπύκνωσης της λιθορριπής είναι καθοριστικός για τη συμπεριφορά του αναχώματος. Η εκτεταμένη συμπύκνωση της λιθορριπής των CFRDs ήταν η πρακτική που αύξησε θεαματικά την ασφάλεια αυτού του τύπου φραγμάτων και το κύριο χαρακτηριστικό τους μαζί με την πλάκα σκυροδέματος. Παράμετροι που επηρεάζουν τη συμπύκνωση της λιθορριπής, είναι το πάχος στρώσης, το ποσοστό υγρασίας, και ο αριθμός των διελεύσεων του στρωτήρα κατά τη συμπύκνωση.

Μελετώντας τα παραπάνω φράγματα, διαπιστώνεται ότι σε όλες σχεδόν τις περιπτώσεις χρησιμοποιήθηκε διαφορετικό πάχος για τη λιθορριπή ανάντη και κατόντη. Με τη διαφοροποίηση αυτή επιτυγχάνεται οικονομία και κάποια παρεμπόδιση της κυκλοφορίας του νερού προς τα κατόντη.

Ο βαθμός συμπύκνωσης εκτιμάται μέσω του δείκτη κενών. Διαπιστώθηκε ότι αν ο δείκτης κενών διατηρηθεί κάτω του 0.3 τότε ο θρυμματισμός των κόκκων είναι πολύ μικρός, και για δείκτη κενών  $e=0.22$  είναι σχεδόν μηδενικός (Wilkins, 1973). Στην πιο πυκνή λιθορριπή περιορίζονται οι σχετικές κινήσεις των κόκκων και έτσι μειώνεται ο κίνδυνος θρυμματισμού. Για τις κατόντη ζώνες, που είναι πιο επιρρεπείς σε καθιζήσεις, είναι πιο κρίσιμος ο δείκτης κενών παρά η κοκκομετρική τους διαβάθμιση γιατί επηρεάζει το μέγεθος της καθίζησης που θα υποστεί η λιθορριπή (Johannesson, 2007).

Για καλής ποιότητας λιθορριπές συνιστάται συμπύκνωση με 4-8 διελεύσεις από μηχανή 10 tn και ο Cooke επισημαίνει ότι δεν υπάρχουν ενδείξεις για καλύτερη διάστρωση από τη χρήση βαρύτερων μηχανημάτων. Τα βαρύτερα μηχανήματα θρυμματίζουν τη λιθορριπή, δημιουργώντας περαιτέρω προβλήματα (Fell et al, 2005). Η συμπύκνωση είναι πιο αποτελεσματική σε λιθορριπές καλύτερα διαβαθμισμένες και λιγότερο γωνιώδεις (Ozkuzukiran, 2005).

Όσον αφορά τον αριθμό διελεύσεων, οι ερευνητές διαπιστώνουν ότι με περισσότερες διελεύσεις του στρωτήρα επιτυγχάνεται πυκνότερη και λιγότερο παραμορφώσιμη λιθορριπή, ενώ οι παχύτερες στρώσεις δεν διευκολύνουν τη συμπύκνωση. Λαμβάνοντας υπόψη και το χαμηλό κόστος συμπύκνωσης, για τις κρίσιμες τουλάχιστον περιοχές του φράγματος (δηλ. στα 30-40m ανάντη και στην κορυφή), συνιστάται, συμπύκνωση με 8 περάσματα των 10 tn και σε πιο λεπτές στρώσεις, αντί για τη συνήθη μέθοδο (4-8 διελεύσεις από στρωτήρα 10 tn και σε στρώσεις 0.8 m ανάντη και 1.6m κατόντη).

Παρακάτω αναφέρονται παραδείγματα δοκιμών σε λιθορριπές από CFRDs όπου αποδείχθηκε η μεγάλη επιρροή της συμπύκνωσης στη δυσκαμψία της λιθορριπής. Δοκιμές που έγιναν στη λιθορριπή του Karahnjukar διαπιστώνουν ότι για διπλάσιο αριθμό περασμάτων διάστρωσης (8 αντί για 4 διελεύσεις), επιτυγχάνεται αρκετά μεγαλύτερη πυκνότητα ( $2142 \text{ kg/m}^3$  αντί για  $2105 \text{ kg/m}^3$ ). Τα αποτελέσματα τους φαίνονται στα Σχ. 3.1 και 3.2. Επίσης διαπιστώνεται ότι το πάχος στρώσης, είναι αντιστρόφως ανάλογο με την πυκνότητα και το μέτρο ελαστικότητας (Johannesson, 2007).

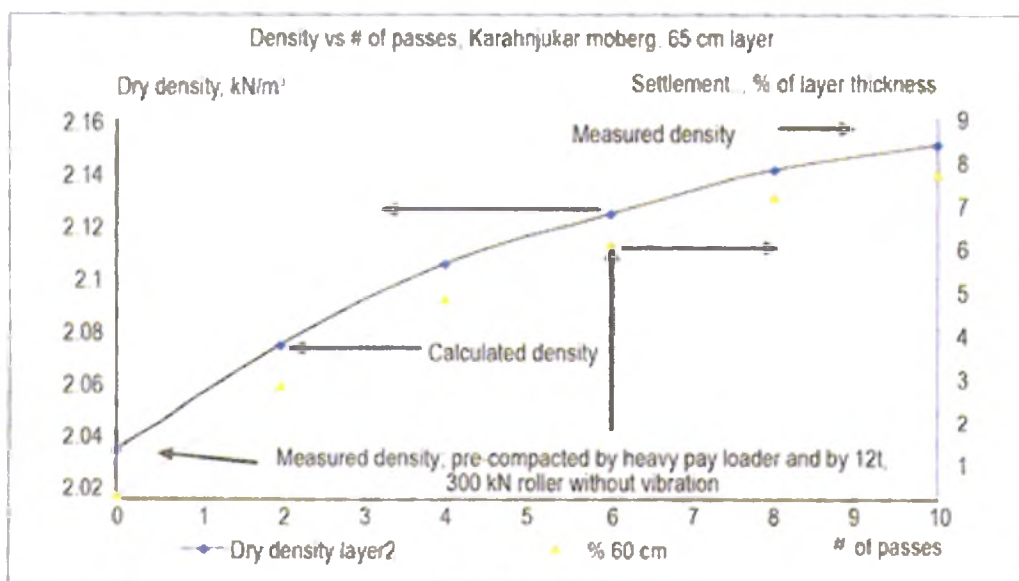
Η απόκριση αυτή της λιθορριπής είναι αναμενόμενη σε όλα τα CFRDs, καθώς σε παχύτερες στρώσεις, ο στρωτήρας δεν συμπιέζει εξίσου το κάτω τμήμα της στρώσης,

κι έτσι μένουν στη λιθορριπή και αραιά τμήματα τα οποία θα είναι σαφώς περισσότερο παραμορφώσιμα. Επίσης, περισσότερες διελεύσεις είναι ευνόητο ότι επιτυγχάνουν καλύτερη συμπίκνωση αναγκάζοντας τη λιθορριπή να κατακαθίζει αργά, χωρίς προβλήματα θρυμματισμού, όπως συμβαίνει με τους βαρύτερους στρωτήρες.

Περισσότερα περάσματα με το στρωτήρα αυξάνουν σημαντικά τις καθιζήσεις κατά την κατασκευή, όπως φαίνεται στο Σχ. 3.4 με αποτελέσματα από δοκιμές που έγιναν στο φράγμα Mohale. Το γεγονός αυτό δεν επιδρά αρνητικά στην ευστάθεια του φράγματος, εφόσον δεν έχει τοποθετηθεί ακόμα η πλάκα στη φάση της συμπίκνωσης. Η αύξηση των καθιζήσεων με τις περισσότερες διελεύσεις είναι μεγαλύτερη για τις κατάντη στρώσεις, εξαιτίας της μεγαλύτερης παραμορφωσιμότητας τους.

Στον Πίν. 3.1 φαίνεται η επιρροή του πάχους στρώσης και του αριθμού των διελεύσεων του στρωτήρα στην πυκνότητα και στο μέτρο ελαστικότητας της λιθορριπής του El Cajon. Παρόμοια επιρροή διαπιστώνουν και οι δοκιμές επίπεδης πλάκας για το Karahnjukar (Σχ. 3.2)

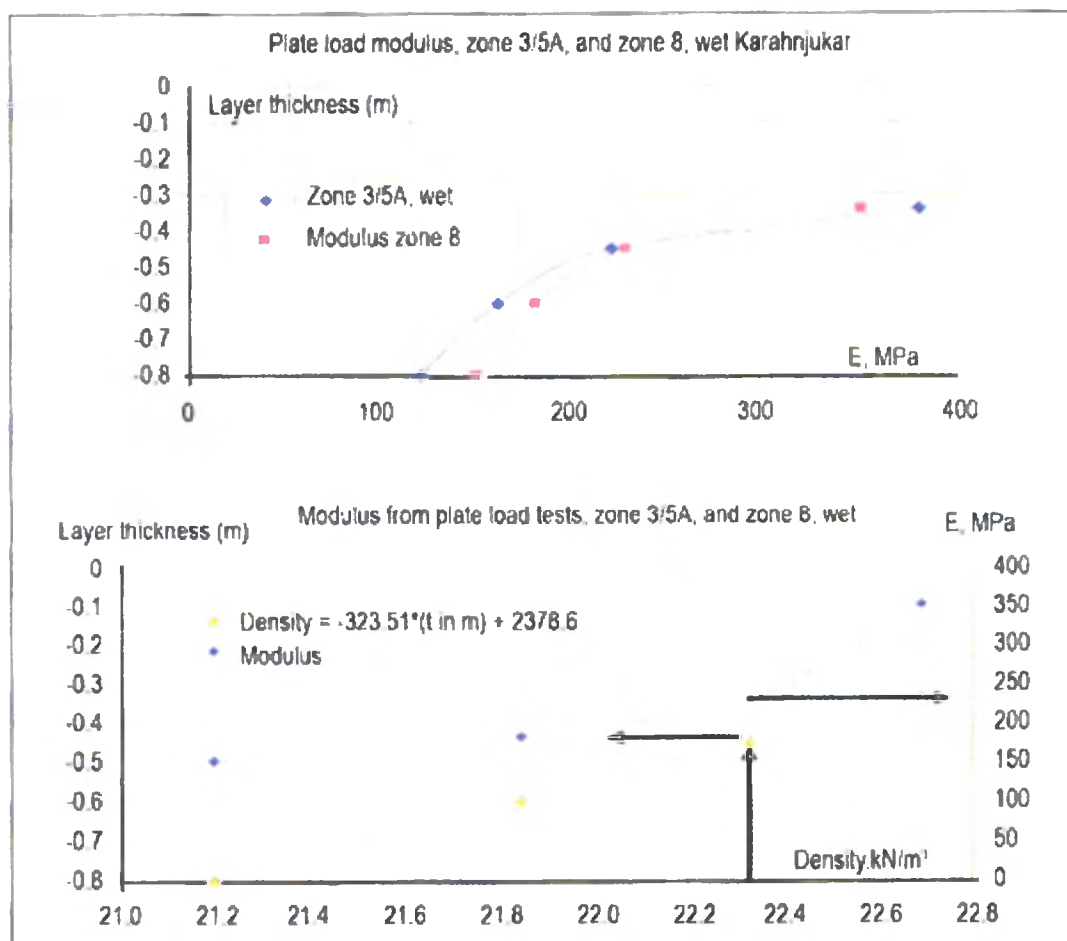
Στο Σχ. 3.3 παρατηρείται σχεδόν γραμμική αύξηση του μέτρου ελαστικότητας της λιθορριπής του φράγματος Mohale με την αύξηση της πυκνότητας.



Σχήμα 3.1: Σχέση πυκνότητας και του ποσοστού καθιζησης με τον αριθμό διελεύσεων του στρωτήρα (φράγμα Karahnjukar, Johannesson, 2007).

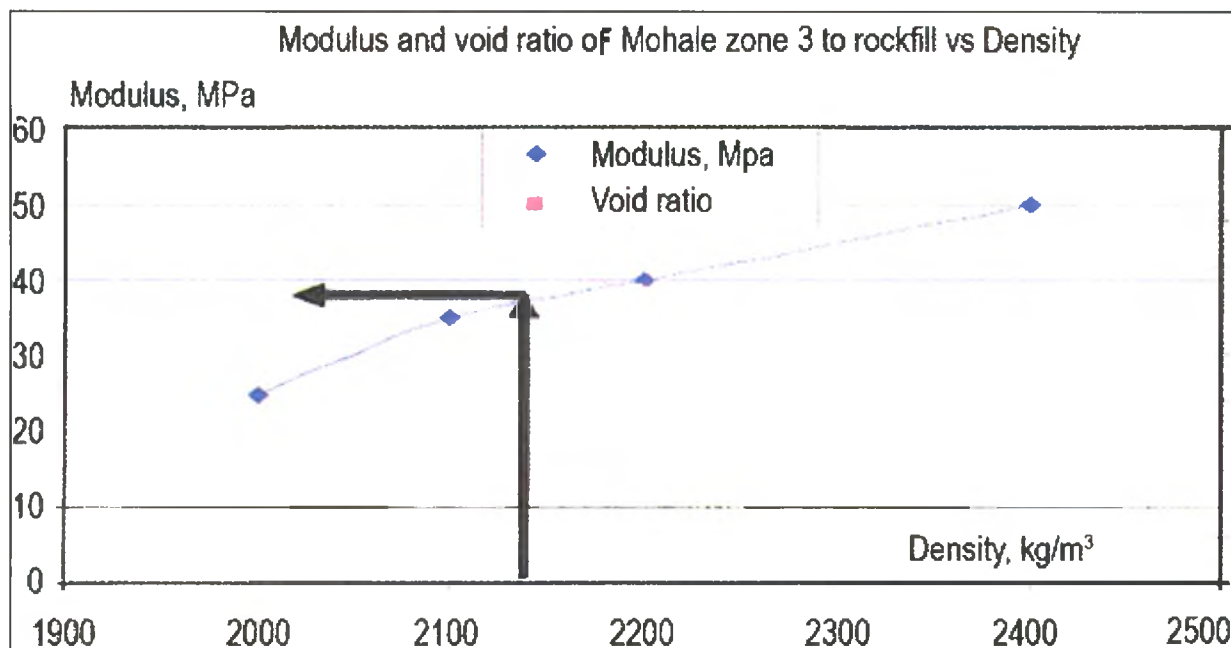
Πίνακας 3.1: Δείκτες κενών και μέτρα ελαστικότητας στο El Cajon (Johannesson ,2007).

Layer thickness	0.4 m	0.6 m	0.9 m
<i>No. of passes</i>	<i>Void ratio in embankment tests, El Cajon CFRD</i>		
4 passes	0.26	0.31	0.4
6 passes	0.24	0.27	0.37
8 passes	0.21	0.26	0.34
	<i>Modulus from test embankment, MPa, El Cajon</i>		
4 passes	74.8	55.1	35.4
6 passes	85.9	70.0	40.5
8 passes	108.3	74.8	46.9

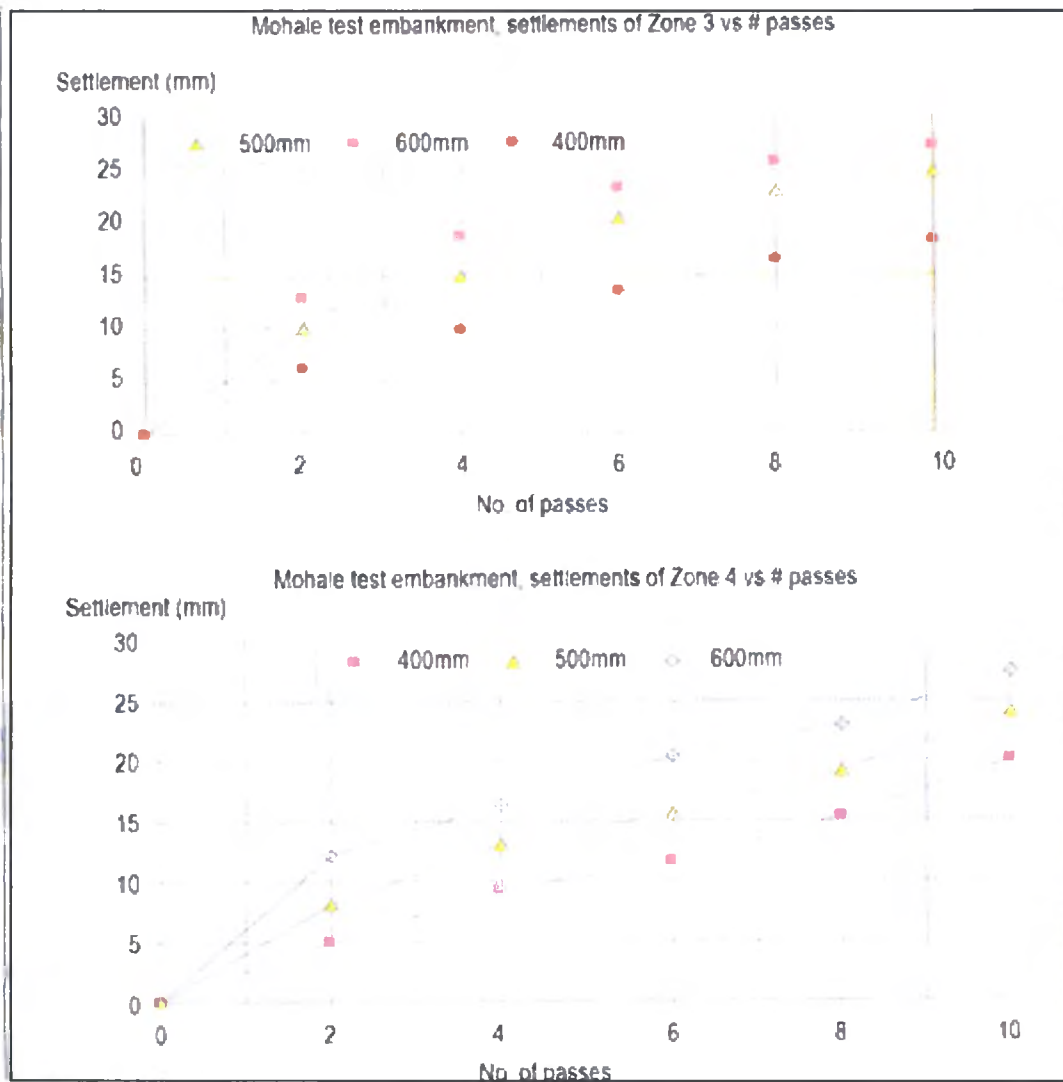


Σχήμα 3.2: Αποτελέσματα δοκιμής επίπεδης πλάκας στο Karahnjukar. Επίδραση της πυκνότητας και του πάχους στρώσης συμπίκνωσης στο μέτρο ελαστικότητας. (Johannesson, 2007).

Παρατηρείται πιο έντονη αύξηση του μέτρου ελαστικότητας για πάχη από 0.5-0.3m. Τέτοια πάχη δεν είναι εφικτά δεδομένου του μεγάλου ύψους των περισσότερων CFRDs .



Σχήμα 3.3: Σχέση μέτρου ελαστικότητας και πυκνότητας για την λιθορριπή της ζώνης 3 του φράγματος Mohale (Johannesson, 2007).



Σχήμα 3.4: Καθιζήσεις σε mm για τις ζώνες 3 και 4 του Mohale ως προς τον αριθμό διελεύσεων του στρωτήρα και το πάχος στρώσης (Johannesson, 2007).



### 3.1.3 Το σχήμα των κόκκων

Δοκιμές που έγιναν σε διάφορες λιθορριπές με διαφορετικό σχήμα κόκκων, διαπιστώνουν κάποια επιρροή του σχήματος των κόκκων στην παραμορφωσιμότητα και τη διατμητική αντοχή της λιθορριπής. Είναι γνωστό ότι σε άμμους (οι οποίες έχουν μικρή διάμετρο κόκκου) η γωνία διατμητικής αντοχής αυξάνει γενικά με το γωνιώδες σχήμα, διότι αυξάνει η αλληλεμπλοκή των κόκκων. Όμως τόσο η διάμετρος κόκκου και όσο και η περιβάλλουσα τάση είναι δυνατόν να επηρεάζουν σημαντικά την σχέση μεταξύ σχήματος κόκκου και της γωνίας διατμητικής αντοχής.

Ο Leps (1972) διαπίστωσε μεγαλύτερη γωνία διατμητικής αντοχής για πιο γωνιώδεις κόκκους. Στην πραγματικότητα αυτό συμβαίνει σε μικρές σχετικά τιμές της περιβάλλουσας τάσης. Πράγματι, στο διάγραμμα του Σχ. 3.5 (Marachi et al. 1972) για περιβάλλουσα τάση  $\sigma'_3 = 30$  psi (204 kPa) η γωνιώδης λιθορριπή από κακώς διαβαθμισμένο βασάλτη του San Francisco έχει γωνία διατμητικής αντοχής  $\phi = 48^\circ$ , η οποία είναι μεγαλύτερη εκείνης για στρογγυλεμένες λιθορριπές. Αντίθετα, για  $\sigma'_3 = 350$  psi (2411 KPa) η γωνία διατμητικής αντοχής μειώνεται στην τιμή  $\phi = 37^\circ$  για γωνιώδη λιθορριπή, η οποία είναι μικρότερη από την αντίστοιχη γωνία για στρογγυλεμένη λιθορριπή που είναι ίση προς  $\phi = 39^\circ - 40^\circ$ .

Σύμφωνα με το διάγραμμα του Σχ. 3.5, για μεγάλες τάσεις, όσο πιο γωνιώδης και χονδρόκοκη είναι η λιθορριπή τόσο μικρότερη είναι η γωνία διατμητικής αντοχής της. Περισσότερο στρογγυλεμένοι κόκκοι έχουν μεγαλύτερη διατμητική αντοχή, σε συνδυασμό βέβαια με καλή διαβάθμιση και συμπίκνωση. Στο Σχ. 3.5 παρουσιάζεται η διαφοροποίηση της μεταβολής της διατμητικής αντοχής των κόκκων ανάλογα με το σχήμα, τη διαβάθμιση και το είδος της λιθορριπής. Φαίνεται πως η επίδραση του σχήματος των κόκκων είναι μικρότερη από την επίδραση της κοκκομετρικής διαβάθμισης στη γωνία διατμητικής αντοχής. Για λιθορριπές στρογγυλεμένου σχήματος η γωνία τριβής είναι  $\sim 40^\circ$  ενώ για πιο γωνιώδεις λιθορριπές είναι  $\sim 38^\circ$  (Marachi et al, 1972).

Η επίδραση του σχήματος στη γωνία διατμητικής αντοχής είναι μεγαλύτερη για πιο χονδρόκοκη λιθορριπή όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών που φαίνονται στον Πιν. 3.2.

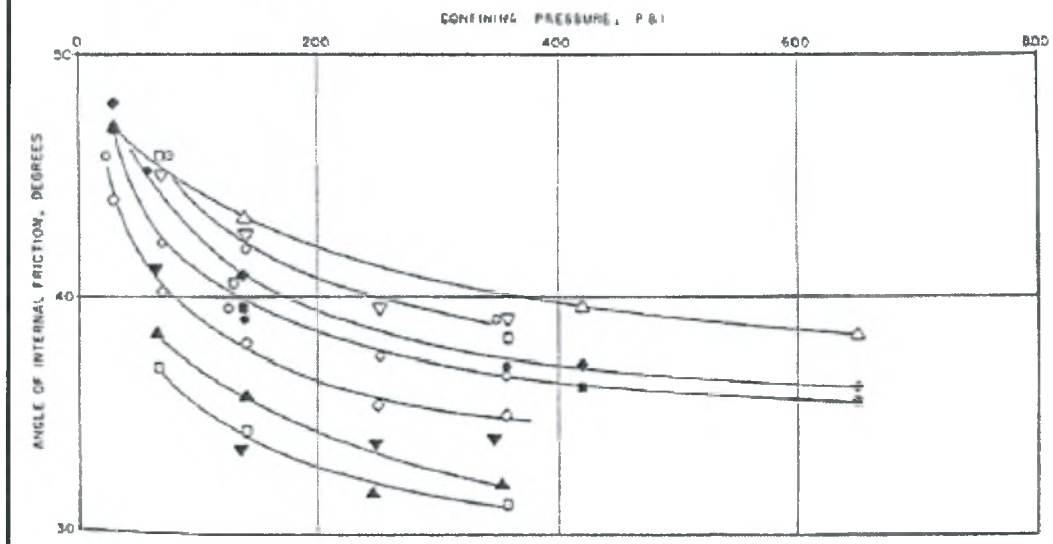
Πίνακας 3.2: Γωνία διατμητικής αντοχής από τριαξονικές δοκιμές για στρογγυλεμένους και γωνιώδεις κόκκους διαφόρων μεγεθών (Varadarajan et al, 2003)

	Ranjit Sagar Dam Material				Purulia Dam Material			
$D_{max}$ (mm)	25	50	80	320	25	50	80	1200
$\phi$ (de g.)	31.5	33.2	35.4	40.31	32.5	31.4	30.6	26.62

**STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS OF LARGE  
ROCK FILL SPECIMENS (CONFINING PRESSURE = 350 PSI)**

SYMBOL	DAM OR PLACE	MATERIAL	GRADATION	PARTICLE SHAPE	$\phi^{\circ}$	$C_1$ %	$E_p$ %	$C_{2f}$ CRITICAL (PSI)	REFERENCE
△	OROVILLE	DREDGER TAILINGS	WELL-GRADED 6" - fines	ROUNDED	40	6.5	1.5	120	THIS REPORT
▽	PIRZANDARAN	SAND AND GRAVEL (Dry)	WELL-GRADED 8" - fines	ROUNDED	39	8	4.7	60	MARSAL, 19
○	SAN FRANCISCO	BASALT	WELL-GRADED 8" - 1/4"	ANGULAR	39	15	6	60	MARSAL, 18
□	SAN FRANCISCO	BASALT	WELL-GRADED 3" - 1/4"	ANGULAR	38				MARSAL, 19
◆	SAN FRANCISCO	BASALT	POORLY-GRADED 6" - fines	ANGULAR	37	20	6.5	40	THIS REPORT
●	MALPASO	CONGLOMERATE (Dry)	WELL-GRADED 8" - fines	ANGULAR	37	13	4.5	20	MARSAL, 19
○	EL INFIERNILLO	SPLICIFIED conglomerate (dry)	POORLY-GRADED 8" - fines	ANGULAR	36.5	14	5.5	30	MARSAL, 17
■	PYRAMID	LAFILLITE	POORLY-GRADED 6" - fines	ANGULAR	36.5	20	5.5	25	THIS REPORT
○	EL INFIERNILLO	GIORITE (dry)	POORLY-GRADED 8" - fines	ANGULAR	35	15	10	25	MARSAL, 19
▼	EL GRANERO	SHALE <sup>(1)</sup>	WELL-GRADED 8" - 1/4"	ANGULAR	>35	>14	>10	10	MARSAL, 19
▲	EL GRANERO	SHALE <sup>(1)</sup>	POORLY-GRADED 8" - 3/4"	ANGULAR	>33	>14	>10	5	MARSAL, 19
□	MICA	GRANITIC GNEISS <sup>(1)</sup>	WELL-GRADED 8" - fines	ANGULAR	>32	>14	6	20	MARSAL, 18
NOT SHOWN	MICA	GRANITIC GNEISS <sup>(1)</sup>	POORLY-GRADED 8" - 1 1/3"	ANGULAR	>25	>14	10	5	MARSAL, 18

<sup>(1)</sup> TEST NOT CONTINUED TO FAILURE



Σχήμα 3.5: Η επίδραση της περιβάλλουσας τάσης, του σχήματος και της κοκκομετρικής διαβάθμισης στη γωνία τριβής των κόκκων (Marachi et al, 1972)

Οι Varadarajan et al. για να μελετήσουν την επίδραση του σχήματος των κόκκων στη συμπεριφορά της λιθορριπής, έκαναν δοκιμές στα φράγματα Ranjit Sagar και Purgulia. Η λιθορριπή του Ranjit Sagar αποτελείται από στρογγυλεμένους κόκκους, ιζηματογενούς προέλευσης, ιδιαίτερα λεπτούς ( $D_{max} = 320$  mm). Η λιθορριπή του Purgulia αποτελείται από γωνιώδεις κόκκους από μεταμορφωσιγενή βράχο και είναι ιδιαίτερα χονδρόκοκκη ( $D_{max} = 1200$  mm). Δοκιμές που έγιναν για τις δύο λιθορριπές έδειξαν ότι η λιθορριπή του Ranjit Sagar έχει μεγαλύτερη αντοχή από τη βραχώδη

λιθορριπή του Pugulia, παρά την ιζηματογενή της προέλευση. Αποδεικνύεται έτσι η αρνητική επίδραση του γωνιώδους σχήματος και της μεγαλύτερης διαμέτρου κόκκου στην αντοχή της λιθορριπής.

Η στρογγυλεμένη λιθορριπή υφίσταται δυσκολότερα μείωση του όγκου εξαιτίας της συμπίεσης, της αναδιάταξης και του θρυμματισμού των κόκκων. Αυτό συνεπάγεται αύξηση της δυσκαμψίας τους. Αντίθετα, οι γωνιώδεις κόκκοι σε υψηλές τάσεις θρυμματίζονται και οδηγούν σε μεγαλύτερες ογκομετρικές παραμορφώσεις.

Επίσης, πολύ γωνιώδεις λιθορριπές εμφανίζουν αρχικά (υπό την επιβολή μικρών τάσεων) φαινομενικά μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας απ' αυτό που στην πραγματικότητα έχουν (βλ. Mohale και Karahnjukar). Με την αύξηση της περιβάλλουσας τάσης όμως, λόγω του έντονου θρυμματισμού των γωνιωδών κόκκων, μειώνεται η αλληλεμπλοκή και η λιθορριπή γίνεται τελικά πολύ πιο παραμορφώσιμη. Για το λόγο αυτό, σε αυτές τις περιπτώσεις, προτείνεται ισχυρότερη συμπίκνωση (Johannesson, 2007).

### 3.1.4 Θρυμματισμός

Ο θρυμματισμός είναι ένα φαινόμενο που παρατηρήθηκε σε πολλά φράγματα, είτε κατά τη διάρκεια της κατασκευής, είτε και κατά τη λειτουργία. Επιδρά άμεσα στη συμπεριφορά του φράγματος και θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση.

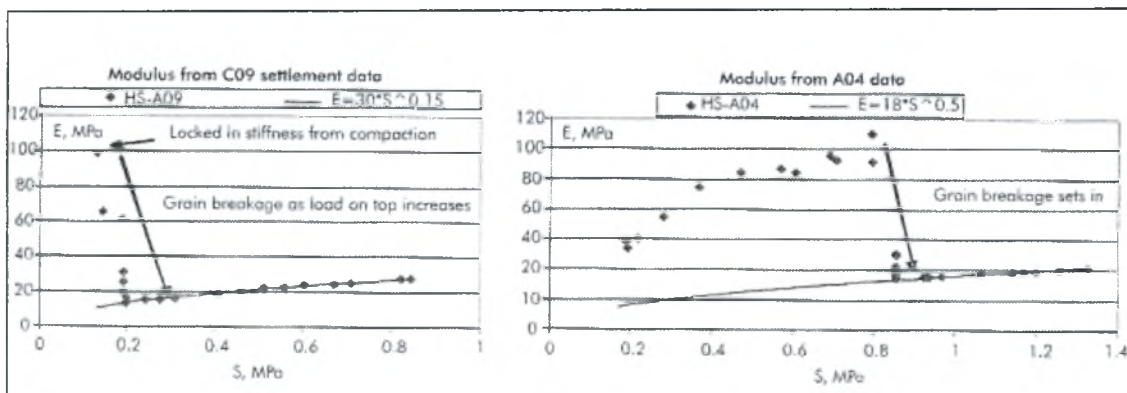
Η ευθραυστότητα ή μη των κόκκων, όπως διαπιστώνει ο Marsal, είναι ένας από τους πιο σημαντικούς παράγοντες που επηρεάζουν τη διατμητική αντοχή και τη συμπίεστικότητα. Η συμπίεστικότητα είναι ανάλογη της αντοχής του βράχου προέλευσης (Ozkuzukiran, 2005).

Ο θρυμματισμός εντείνεται με την αύξηση της περιβάλλουσας τάσης. Η αύξηση αυτή σταματάει για μια οριακή τιμή περιβάλλουσας τάσης η οποία είναι ανάλογη με την ποιότητα της λιθορριπής. Το ποσοστό της λιθορριπής που θρυμματίζεται σχετίζεται και με την κοκκομετρία της. Η διατμητική αντοχή των κόκκων μειώνεται όσο διαρκεί ο θρυμματισμός (Σχ. 3.7) (Marsal, 1967).

Παρακάτω, αναφέρονται μερικά περιστατικά θρυμματισμού με σκοπό να διευκρινιστούν εμπειρικά τα αίτια και οι συνέπειες του φαινομένου.

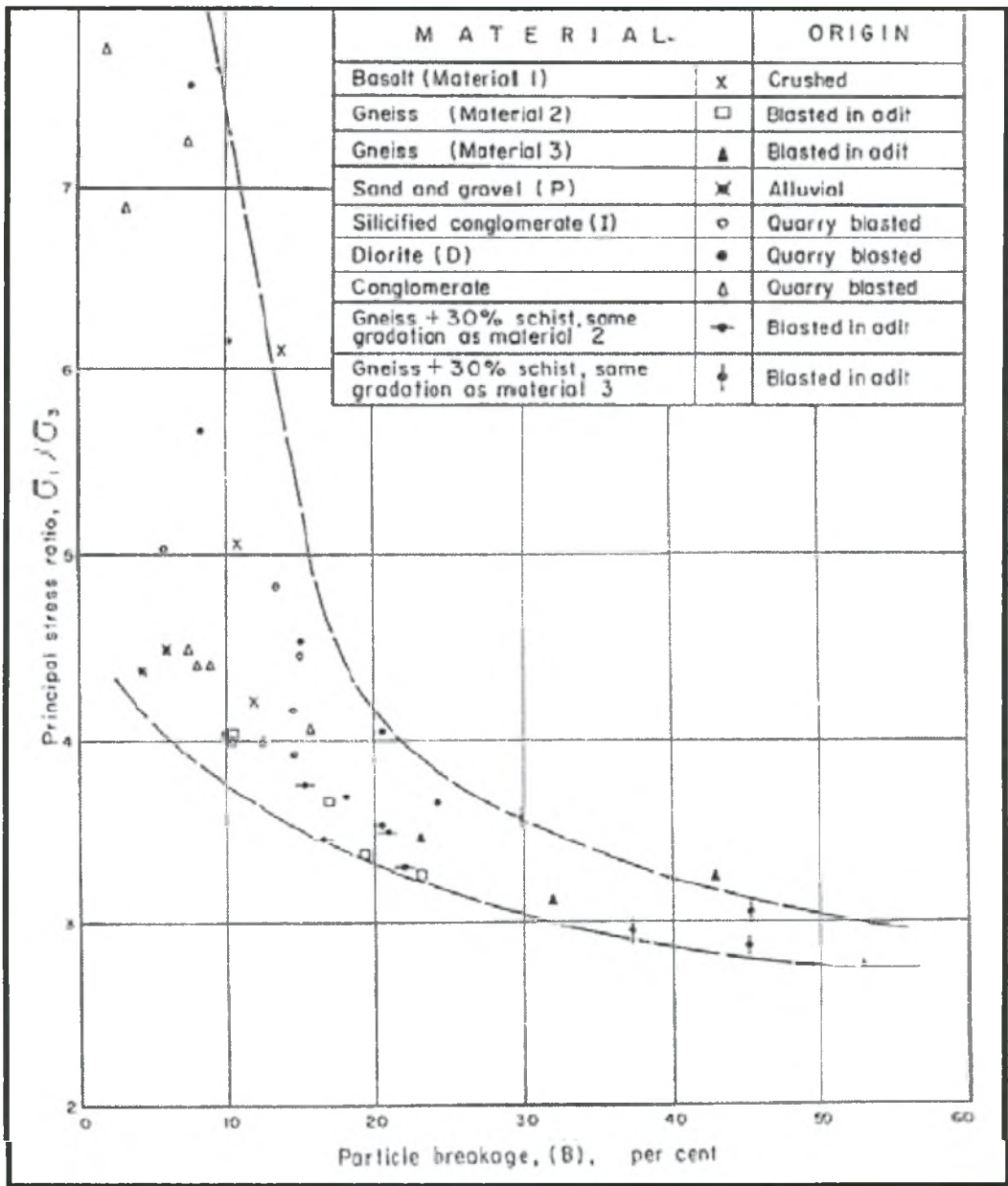
Χαρακτηριστικός είναι ο θρυμματισμός που συνέβη στη λιθορριπή από δολερητικό βασάλτη του Mohale. Ο βασάλτης είναι υλικό με πολύ υψηλή διατμητική αντοχή και ένα τέτοιο ατύχημα δεν ήταν αναμενόμενο. Στο θρυμματισμό της λιθορριπής συνετέλεσε η μη καθαρότητα του βασάλτη αποδεικνύοντας την άμεση εξάρτηση του ποσοστού θρυμματισμού από την αντοχή και την καθαρότητα του βράχου προέλευσης. Την προβληματική συμπεριφορά της λιθορριπής του Mohale φαίνεται να επέτεινε και η φτωχή κοκκομετρική διαβάθμισή της. Έπειτα από την συμπίκνωση, το μέτρο ελαστικότητας της λιθορριπής ανήλθε στα 100 MPa. Κατά τη λειτουργία όμως και με την αύξηση του κατακόρυφου φορτίου επήλθε έντονος θρυμματισμός της υπό (οριακή) κατακόρυφη τάση μόλις 0.2 MPa. Δοκιμές που έγιναν σε καλύτερα διαβαθμισμένο βασάλτη διαπιστώνουν ότι με καλύτερη διαβάθμιση, ο θρυμματισμός

θα καθυστερούσε και θα συνέβαινε για μεγαλύτερη κατακόρυφη τάση (0.6-0.8 MPa), όπως φαίνεται στο Σχ. 3.6 (Johannesson & Toblang, 2007).



Σχήμα 3.6: Μέτρο ελαστικότητας για βασάλτη φτωχής και καλής διαβάθμισης (Johannesson & Toblang, 2007):

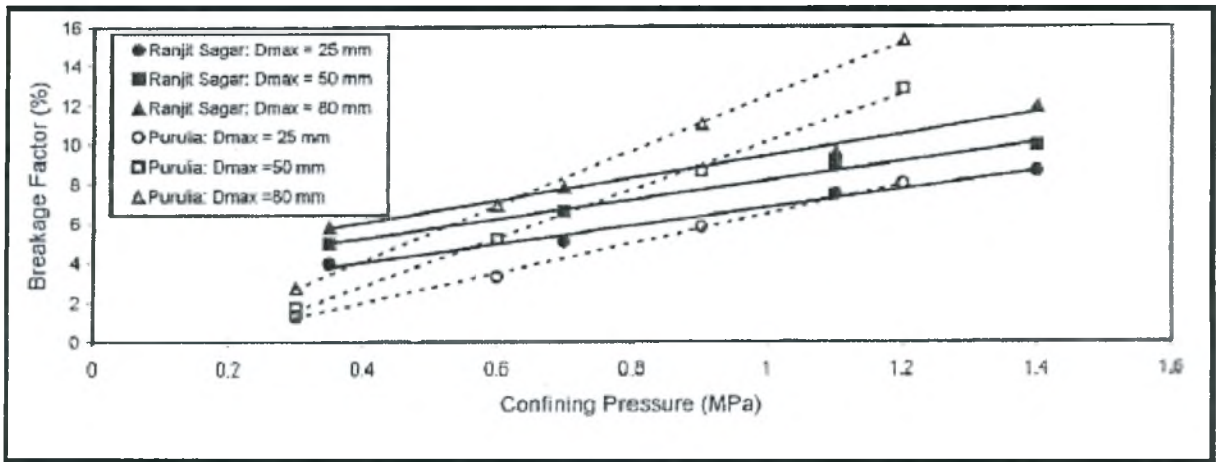
Στο El Cajon, παρά το μεγαλύτερο βάρος των στρωτήρων, δεν συνέβη θρυμματισμός και αυτό αποδίδεται στην υψηλή αντοχή της λιθορριπής (ριοδακτικής σύνθεσης ιγνιμβρίτης). Τόσο υψηλής αντοχής λιθορριπή όμως δεν είναι διαθέσιμη σε μεγάλες ποσότητες (Velasquez & Lesso, 2007).



Σχήμα 3.7: Λόγος κύριων τάσεων κατά την αστοχία ως προς το ποσοστό θρυμματισμού (Marsal, 1967).

Από τις δοκιμές των Varadarajan et al (2003) που αναφέρθηκαν παραπάνω, προέκυψε ότι το μεγαλύτερο ποσοστό θρυμματισμού των κόκκων του φράγματος Purulia οφείλεται κυρίως στην μικρότερη αντοχή της λιθορριπής τους και λιγότερο στο γωνιώδες σχήμα τους (Σχ. 3.8). Η επίδραση του σχήματος στο ποσοστό θρυμματισμού έγκειται στο ότι οι στρογγυλεμένοι κόκκοι αναπτύσσουν λιγότερες συγκεντρώσεις τάσεων και επομένως κινδυνεύουν λιγότερο από θρυμματισμό. Το αποτέλεσμα του θρυμματισμού είναι εκείνο που διαφοροποιείται κυρίως ανάλογα με το σχήμα των κόκκων, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Ακόμα, όπως φαίνεται στο σχήμα, περισσότερος θρυμματισμός συμβαίνει για πιο χονδρόκοκκη λιθορριπή ( $D_{max}$ ).

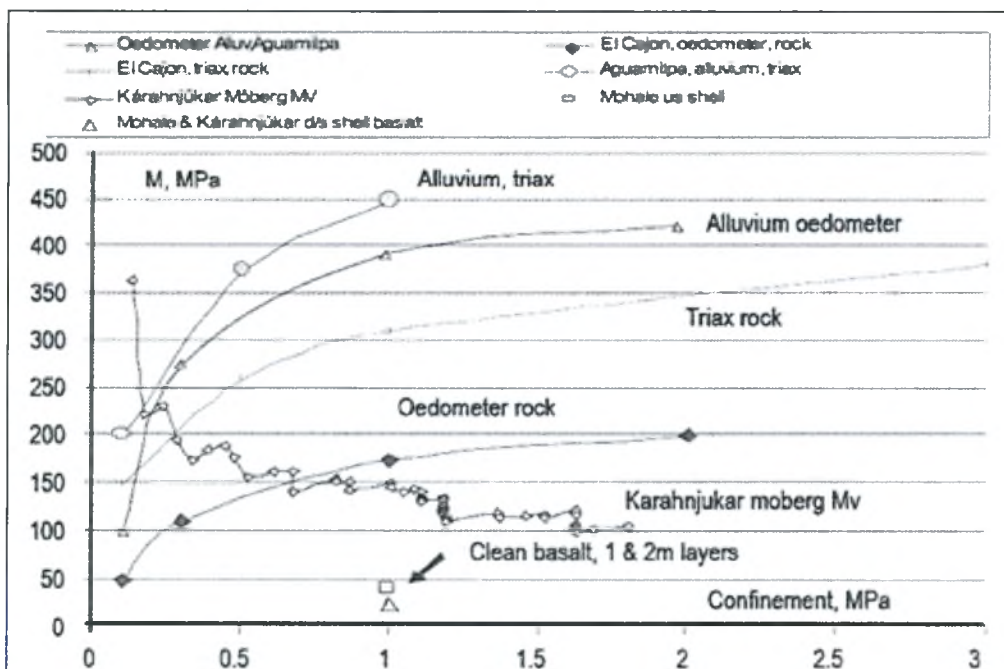




Σχήμα 3.8: Ποσοστό θρυμματισμού με βάση αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών (Varadarajan et al, 2003)

Ο θρυμματισμός της λιθορριπής είναι ένας παράγοντας που θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας. Η σπουδαιότητα του σπασίματος της λιθορριπής φαίνεται και από τις καταγραφές σε διάφορα CFRDs. Το φαινόμενο του θρυμματισμού παρ' ότι είναι πολύ συχνό, σπανίως λαμβάνεται υπόψη στις αναλύσεις.

Η σημαντική επιρροή του θρυμματισμού στα αποτελέσματα των αναλύσεων φαίνεται στο Σχ. 3.9, από δοκιμές (τριαξονικές και οιδημέτρου) που έγιναν για τη λιθορριπή του Karahnjukar μη λαμβάνοντας υπόψη τη θραύση της λιθορριπής που συμβαίνει στην πραγματικότητα κατά τη διάρκεια της συμπίκνωσης. Στην πραγματικότητα το μέτρο ελαστικότητας μειώνεται συνεχώς εξαιτίας του θρυμματισμού, ενώ οι δοκιμές προσδιόρισαν ένα αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας.



Σχήμα 3.9: Μέτρο ελαστικότητας κατά το πέρας της κατασκευής ως προς την περιβάλλουσα τάση (Johannesson, 2007).

Ο Cooke για καλής ποιότητας λιθορριπές συστήνει διάστρωση από 4-8 διελεύσεις με στρωτήρα 10tn. Μεγαλύτερου βάρους στρωτήρες ασκούν μεγαλύτερη περιβάλλουσα τάση στη λιθορριπή και ενδεχομένως σύμφωνα με τα παραπάνω, να τη θρυμματίσουν (Fell et al, 2005). Στην πλειοψηφία των περιπτώσεων που εφαρμόστηκε ισχυρότερη συμπύκνωση, δεν βελτίωσε το μέτρο ελαστικότητας της λιθορριπής εξαιτίας του θρυμματισμού που προκάλεσε το μεγαλύτερο βάρος του στρωτήρα.

Όταν όμως ο θρυμματισμός παρέλθει, η λιθορριπή αποκτά μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας λόγω της καλύτερης αναδιάταξης των κόκκων που επιτυγχάνεται. Επομένως, η επίδραση του θρυμματισμού στη συνολική συμπεριφορά του φράγματος εξαρτάται από τη χρονική στιγμή που θα σημειωθεί ο θρυμματισμός. Αν ο θρυμματισμός συμβεί κατά τη συμπύκνωση, τελικώς η πλάκα θα εδραστεί πάνω σε πιο καλά συμπυκνωμένα και πιο δύσκαμπτη λιθορριπή, από την περίπτωση που δεν γίνει θρυμματισμός.

Όμως, αν η λιθορριπή υποστεί θρυμματισμό από τις τάσεις που αναπτύσσονται κατά τη λειτουργία, αυτό θα επιφέρει πολύ μεγάλες παραμορφώσεις στη λιθορριπή θέτοντας σε άμεσο κίνδυνο και την πλάκα.

Πρέπει να σημειωθεί επιπλέον ότι ο θρυμματισμός εγκυμονεί τον κίνδυνο ότι όταν ολοκληρωθεί, καθιστά τη λιθορριπή πιο λεπτόκοκκη και επομένως λιγότερο διαπερατή. Το νερό μπορεί να εγκλωβιστεί στις θρυμματισμένες περιοχές και να αναπτυχθούν υπερπίεσεις πόρων ή να γίνει απομάκρυνση των λεπτόκοκκων με τη ροή, πράγμα πολύ επικίνδυνο, ιδιαίτερα για τη ζώνη όπου εδράζεται η πλάκα. Για το λόγο αυτό σε λιθορριπές επιρρεπείς σε θρυμματισμό θα πρέπει να υπάρχουν αποστραγγιστικές ζώνες με φίλτρα.

Τέλος, αναφέρεται ότι ο θρυμματισμός διευκολύνει τη συμπύκνωση και βελτιώνει την αποδοτικότητά της διότι:

- Δημιουργεί ηπιότερη επιφάνεια λιθορριπής διευκολύνοντας έτσι τη μετάβαση της μπουλντόζας και την κύλιση των τροχών. Η ομαλή επιφάνεια διαχέει τους κραδασμούς και περιορίζει την ανάγκη συντήρησης των μηχανημάτων.
- Προκαλεί διακυμάνσεις της διαπερατότητας της λιθορριπής καθ' ύψος του φράγματος οι οποίες περιορίζουν την ανάπτυξη πιέσεων πόρων.

Θεωρώντας το ζήτημα του θρυμματισμού συνολικά συμπεραίνεται ότι το σπάσιμο μπορεί να εκληφθεί υπό προϋποθέσεις ως ένας βελτιωτικός παράγοντας για τη λιθορριπή (Fell et al, 2005).

### 3.1.5 Υλικό της λιθορριπής

Η θλιπτική αντοχή του υλικού του βράχου προέλευσης επηρεάζει την αποτελεσματικότητα της συμπύκνωσης. Το υλικό προέλευσης αποδείχτηκε ότι δεν έχει άμεση επίδραση στη διατμητική αντοχή της λιθορριπής (Marsal, 1967, Marachi et al, 1972).

### 3.1.6 Διαπερατότητα

Η διαπερατότητα είναι το πιο σημαντικό χαρακτηριστικό των λιθορριπτών φραγμάτων. Εξαιτίας της διαπερατότητας της λιθορριπής τους, τα CFRDs δεν κινδυνεύουν από ρευστοποίηση καθώς δεν εγκλωβίζεται νερό στο εσωτερικό τους και δεν δημιουργούνται υπερπιέσεις πόρων. Μεγαλύτερη διαπερατότητα προβλέπεται για την ανάντη ζώνη του φράγματος, ώστε το νερό που θα εισρεύσει σε περίπτωση ρηγμάτωσης της πλάκας να διαφύγει άμεσα. Για τις υπόλοιπες ζώνες θα πρέπει να ικανοποιούνται τα «κριτήρια φίλτρου» ώστε να αποφεύγεται η απομάκρυνση των μικρότερων κόκκων από την ανάντη προς την κατάντη πλευρά. Έτσι, και στα κατάντη, θα πρέπει να αποφεύγεται η χρήση πολύ αδιαπέρατης λιθορριπής, γιατί αν το φράγμα υπερχειλίσει και το νερό φτάσει στη στέψη της λιθορριπής, είναι απαραίτητο να διαφύγει μέσα από το σώμα της λιθορριπής και όχι από το κατάντη πρηνές (βλ. παρακάτω φράγμα Gouhou) (Fell et al, 2005).

### 3.1.7 Διαβροχή της λιθορριπής

Ένα από τα στάδια κατασκευής του αναχώματος των CFRDs είναι η ύγραση της λιθορριπής πριν υποβληθεί σε συμπίκνωση με στρωτήρα. Η διαβροχή μαλακώνει και διατάσσει καλύτερα τη λιθορριπή διευκολύνοντας έτσι τη συμπίκνωσή της. Ανεπαρκής διαβροχή είναι μια από τις αιτίες κακής συμπίκνωσης. Αποτελεί ακόμα, μια μορφή ελέγχου της ποιότητας της διαθέσιμης λιθορριπής. Βράχοι που με την ύγραση μαλακώνουν δεν πρέπει να χρησιμοποιούνται στις κρίσιμες περιοχές της λιθορριπής (δηλ. στην περιοχή που φέρει την πλάκα και στη στέψη) παρά μόνο στην κατάντη ζώνη αν υπάρχει αποστραγγιστικός αγωγός. Ο λόγος είναι ότι τέτοιοι βράχοι, είναι επιρρεπείς σε καθιζήσεις στις επερχόμενες βροχές και πλημμύρες της δεξαμενής και σε ερπυστικές παραμορφώσεις.

Η συνήθης ποσότητα νερού που προστίθεται είναι 15-20% του όγκου της λιθορριπής και επιτυγχάνει μείωση της συμπίεστικότητας και μικρή βελτίωση της ποιότητας. Σε βράχους μικρής διαπερατότητας απαιτείται προσθήκη μικρής ποσότητας νερού.

Η διαβροχή δεν είναι δυνατή σε συνθήκες παγετού. Επιπλέον, μπορεί να δυσχερύνει την συμπίκνωση του χαλικιού όταν αυτό είναι ιλυώδες και για το λόγο αυτό δεν προστίθεται νερό στο χαλίκι.

Η αποτελεσματικότητα της διαβροχής διαφέρει ανάλογα με το είδος της λιθορριπής:

-Για λιθορριπές από σκληρό βράχο ή πολύ αδιαπέρατα και μέτριου ύψους αναχώματα (που δε συμπεκνώνονται εύκολα), η συνεισφορά της διαβροχής είναι αμελητέα.

-Σε ψηλά φράγματα αλλά με λιθορριπές μικρότερης θλιπτικής αντοχής συνιστάται να γίνεται συχνή διαβροχή μόνο στο ανάντη τμήμα του φράγματος.

-Σε λιθορριπές με πιθανή περιεκτικότητα σε λεπτόκοκκα και αμμώδη πρόσμικτα υλικά η προσθήκη επαρκούς ποσότητας νερού είναι απαραίτητη. Στην περίπτωση αυτή, το νερό δεν απομακρύνει αλλά μαλακώνει τα πρόσμικτα τα οποία ενισχύουν τη

λιθορριπή καθώς ο στρωτήρας (διάστρωσης) επιτυγχάνει καλύτερη επαφή του βράχου με τα υλικά αυτά. Το αποτέλεσμα είναι μια πιο συμπαγής λιθορριπή παρά τα πρόσμικτα.

Για πρακτικούς και οικονομικούς λόγους συνιστάται η διαβροχή της λιθορριπής πριν την εναπόθεσή της, δηλαδή όσο είναι ακόμα στο φορτηγό. Μεγάλη σημασία έχει η ακρίβεια με την οποία θα γίνει η προσθήκη του νερού. Ιδίως σε χαμηλής αντοχής βράχους, μικρή επιπλέον ποσότητα νερού που θα προστεθεί μπορεί να καταστήσει τη λιθορριπή πολύ συμπίεστη, ενώ η ιδανική ποσότητα νερού αναμένεται να βελτιώσει αρκετά τη συμπεριφορά της (Ozkuzukiran, 2005).

Στα φράγματα που αναφέρθηκαν ως τώρα, η διαβροχή της λιθορριπής έπαιξε καθοριστικό ρόλο στη συμπεριφορά του φράγματος:

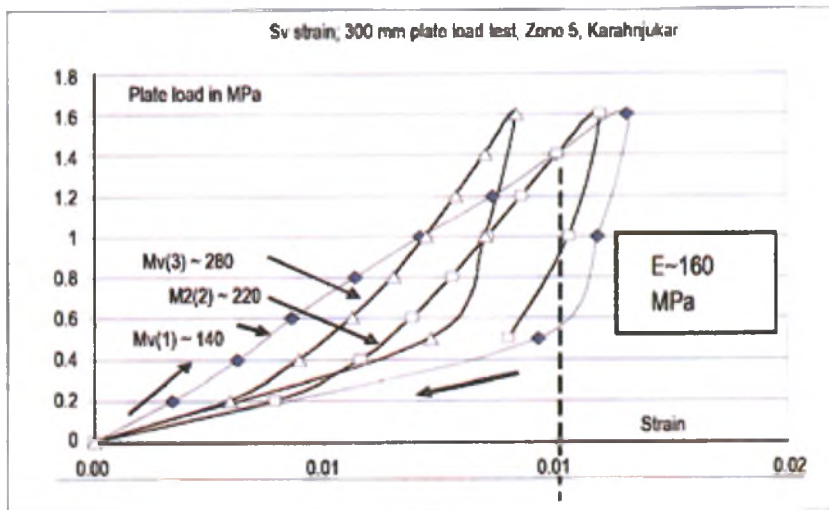
► Στις δοκιμές που έγιναν για τη λιθορριπή του Karahnjukar (βλ. Σχ. 3.10, 3.11 παρακάτω) η προσθήκη νερού στη λιθορριπή αύξησε κατά 50% το μέτρο ελαστικότητάς της σε σχέση με την δοκιμή εν ξηρώ θλίψης (Johannesson, 2007).

► Στο Tianshengquiao η προσθήκη υπερβολικής ποσότητας νερού στη λιθορριπή σε συνδυασμό με πολύ μεγάλη δύναμη συμπίκνωσης, προκάλεσε μαλάκωμα στη λιθορριπή και μείωση του μέτρου ελαστικότητας.

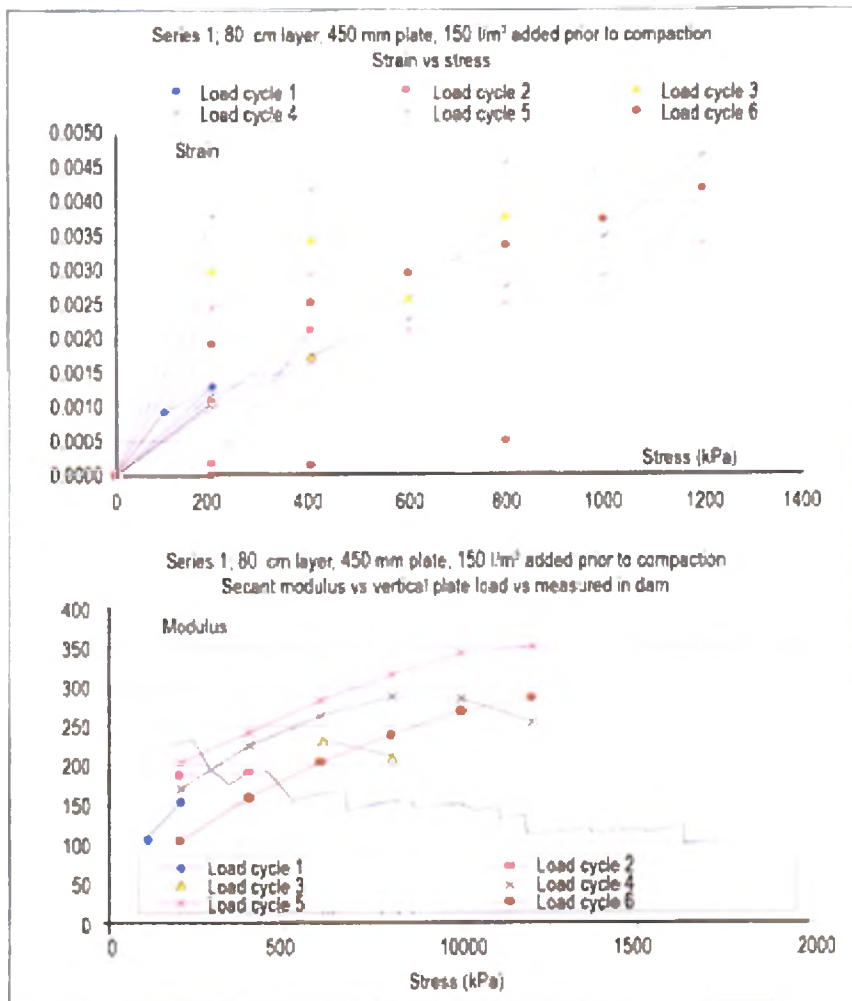
► Στο Xingo, στην κατάντη στρώση δεν προστέθηκε καθόλου νερό πριν τη συμπίκνωση και σ'αυτό οφείλεται η εξαιρετικά μικρή δυσκαμψία της, παρά την καλύτερη διαβάθμισή και συμπίκνωσή της συγκριτικά με την ανάντη ζώνη.

► Στο El Cajon, η προσθήκη σημαντικής ποσότητας νερού στη λιθορριπή κατά την κατασκευή απέδωσε μεγάλη δυσκαμψία παρά τον υψηλό δείκτη κενών (0.39), βελτίωσε συνεπώς την ποιότητα της λιθορριπής παρότι δεν επετεύχθη πολύ καλή συμπίκνωση.





Σχήμα 3.10: Συμπύκνωση χωρίς διαβροχή: Διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων (αποτελέσματα δοκιμής επίπεδης πλάκας πλάτους 300 mm) (Johannesson, 2007).



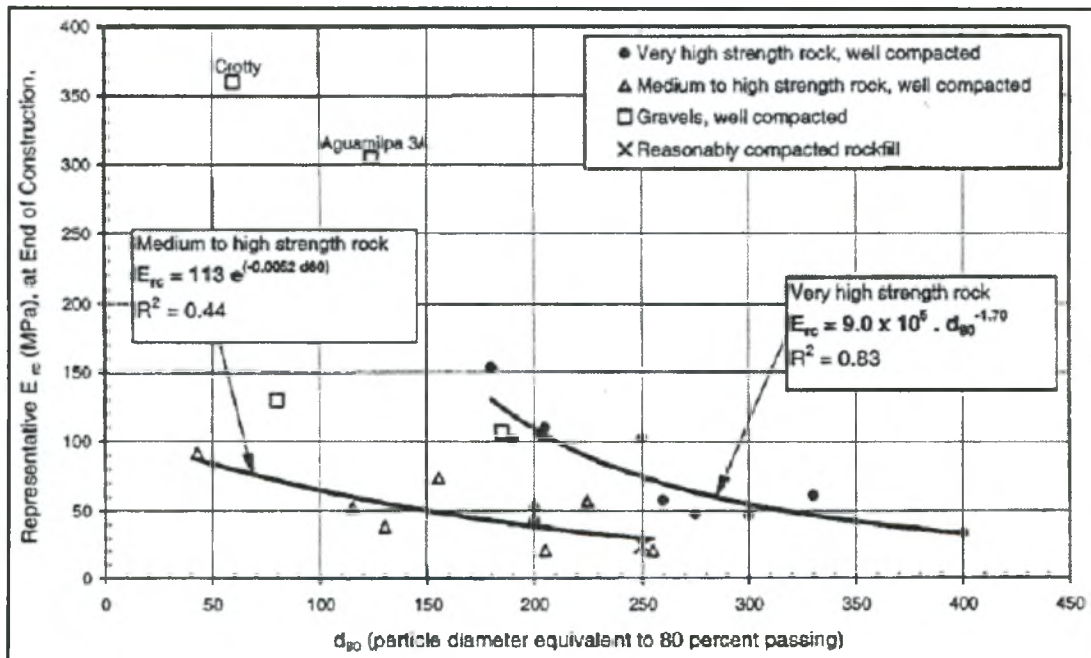
Σχήμα 3.11 : Συμπύκνωση με διαβροχή: Διάγραμμα παραμορφώσεων-τάσεων και μέτρου ελαστικότητας-τάσεων (Johannesson, 2007).



### 3.1.8 Κοκκομετρία

Η κοκκομετρική διαβάθμιση της λιθορριπής θα πρέπει να γίνεται με ιδιαίτερη επιμέλεια. Υπάρχουν πολλά παραδείγματα όπου πολύ καλά διαβαθμισμένες λιθορριπές συμπεριφέρθηκαν άριστα παρά την μικρή τους αντοχή. Κατ' αρχήν, η καλή κοκκομετρία επιφέρει σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής της λιθορριπής. Από το Σχ.3.5 προκύπτει ότι η επιρροή της διαβάθμισης της λιθορριπής στη διατμητική αντοχή του υλικού είναι πιο σημαντική από το σχήμα των κόκκων. Για λιθορριπές ίδιου σχήματος η γωνία διατμητικής αντοχής μπορεί να διαφέρει ως και 15° λόγω της διαφορετικής κοκκομετρίας (Marsal,1967). Η καλή κοκκομετρική διαβάθμιση εξασφαλίζει επαρκή διαπερατότητα και είναι εξίσου κρίσιμη με το δείκτη κενών για την ανάντη ζώνη (Johannesson, 2007).

Επιπλέον, διαπιστώνεται η άμεση επιρροή της κοκκομετρίας στη δυσκαμψία της λιθορριπής. Σύμφωνα με το εμπειρικό διάγραμμα των Hunter & Fell (2003) (Σχ. 3.12) προκύπτει ότι σε μεγαλύτερες τιμές του  $D_{80}$  αντιστοιχεί μικρότερη τιμή μέτρου ελαστικότητας. Έχει παρατηρηθεί ότι ο συντελεστής ομοιομορφίας  $C_u = D_{80}/D_{10}$  μειώνεται όταν η τιμή του  $D_{80}$  αυξάνει, και επομένως η λιθορριπή είναι πιο ομοιόμορφη. Συνεπώς, η πιο φτωχή κοκκομετρική διαβάθμιση (μεγαλύτερο  $D_{80}$ ) συνεπάγεται και πιο παραμορφώσιμη λιθορριπή.



Σχήμα 3.12: Αντιπροσωπευτικό τέμνον μέτρο ελαστικότητας συμπυκνωμένης λιθορριπής κατά το πέρας της κατασκευής συναρτήσει της αντοχής και της κοκκομετρικής διαβάθμισης (Hunter & Fell, 2003).

### 3.1.9 Διατμητική αντοχή

Ο προσδιορισμός της διατμητικής αντοχής είναι ένα σπουδαίο και δύσκολο πρόβλημα για τη γεωτεχνική μηχανική. Ιδίως όταν στη λιθορριπή περιέχονται χονδρόκοκκα ( $D > 1200$  mm), δεν μπορούν να ελεγχθούν με απλές συσκευές τριαξονικής θλίψης. Σ' αυτές τις περιπτώσεις απαιτούνται ειδικές μεγάλες και ακριβές συσκευές. Παρά τη δυσκολία του θέματος, με την εφαρμογή κάποιων εναλλακτικών δοκιμαστικών μεθόδων οι Marsal (1967), Marachi et al (1972) και Varadarajan (2003) διεξήγαγαν κάποιες από τις σημαντικότερες δοκιμές διάτμησης και κατέληξαν σε χρήσιμα συμπεράσματα σχετικά με τη διατμητική αντοχή της λιθορριπής. Επίσης κάποιες σχέσεις για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής προτάθηκαν από τους Leps (1970) και τους Barton et al. (1981)

Ο προσδιορισμός της διατμητικής αντοχής γίνεται μέσω της γωνίας διατμητικής αντοχής  $\phi$  ή μέσω του λόγου των κύριων τάσεων ( $\sigma_1'/\sigma_3'$ ). Παρακάτω μελετάται η εξάρτηση των 2 αυτών μεγεθών από τα χαρακτηριστικά της λιθορριπής.

Ο Marsal το 1967 διεξήγε μια σειρά τριαξονικών δοκιμών και μια επίπεδη δοκιμή θλίψης σε 3 διαφορετικά υλικά λιθορριπής για τον υπολογισμό του μέτρου διάτμησης  $G$  προκειμένου να χρησιμοποιηθούν τα αποτελέσματα στην κατασκευή του φράγματος El Infiernello (Mexico).

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

Υλικό1: Θραύσματα βασάλτη, με αντοχή ανεμπόδιστης θλίψης  $\geq 1000$  kg/cm<sup>2</sup>, καλής διαβάθμισης.

Υλικό2: Γρανιτικός γνεύσιος με λεπτές ασυνέχειες σχιστόλιθου, αντοχή ανεμπόδιστης θλίψης  $\geq 740$  kg/cm<sup>2</sup>, πολύ καλά διαβαθμισμένος.

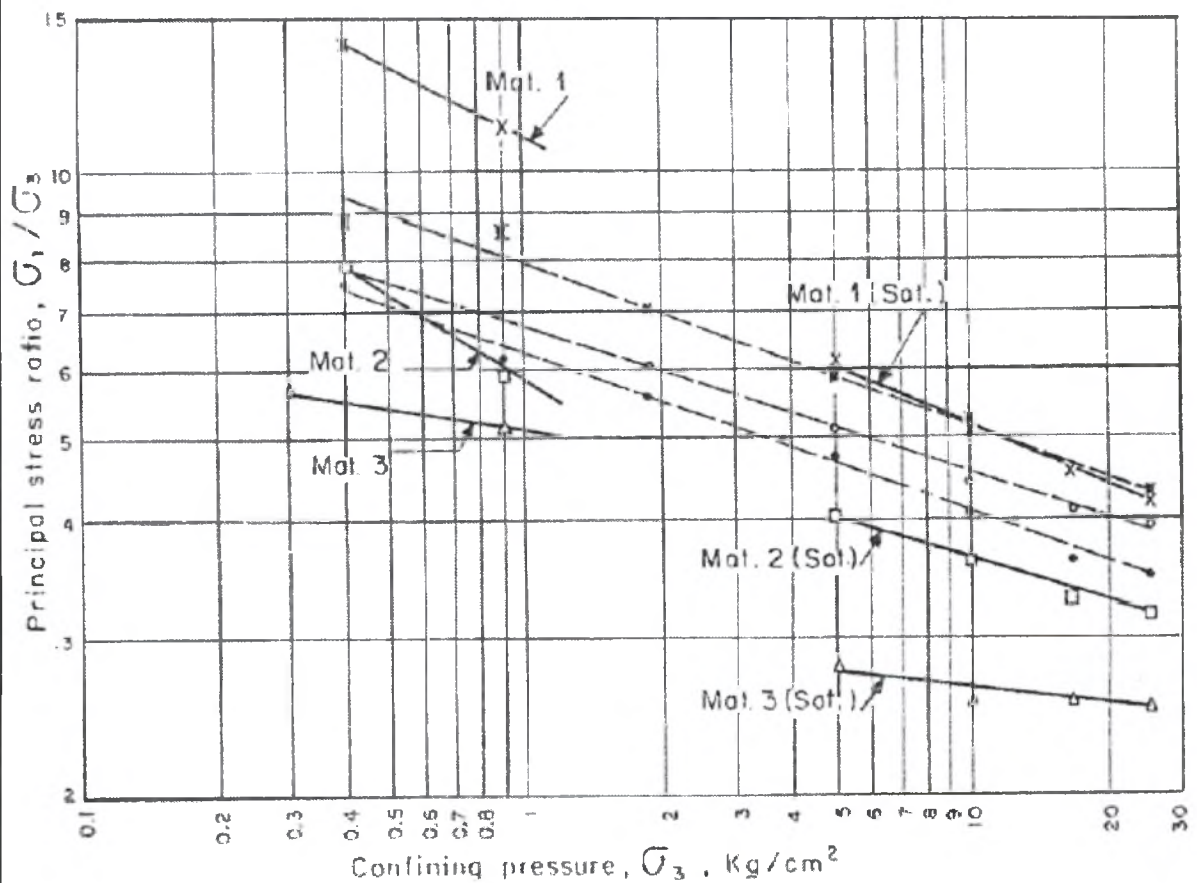
Υλικό3: Γρανιτικός γνεύσιος με λεπτές ασυνέχειες σχιστόλιθου, αλλά πολύ πιο ομοιόμορφος από το υλικό 2.

Οι δοκιμές έγιναν υπό συνθήκες στράγγισης. Οι κόκκοι πριν τη δοκιμή ήταν πλήρως κορεσμένοι. Οι περιβάλλουσες τάσεις που επιβλήθηκαν για τις δοκιμές είναι 0.3, 0.9, 5, 10 και 25 kg/cm<sup>2</sup>.

MATERIAL		Particle Shape	$d_{10}$ mm	$C_u$	$e^*$	$P_a$ kg
Crushed, sound basalt	X(1)	Angular	1	19	0.30	860
Quarry-blasted, granitic gneiss	□(2)	Sub-angular	6	14	0.32	130
Quarry-blasted, granitic gneiss	Δ(3)	Sub-angular	53	2.5	0.52	130
Alluvial sand and gravel	X(P)	Sub-rounded	0.2	105	0.34	580
Quarry-blasted, sound silicified conglomerate	○(1)	Angular	5	15	0.45	230
Quarry-blasted, sound diorite	●(D)	Angular	20	5	0.56	170

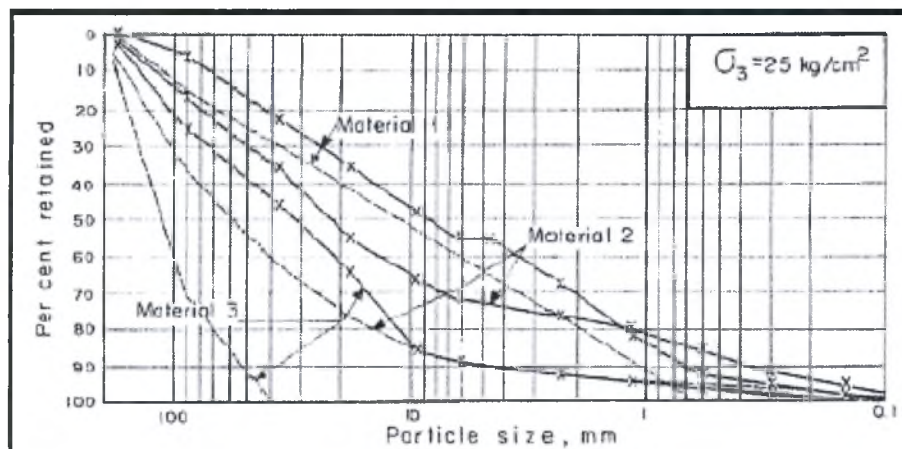
\* Void ratio, before testing

Vacuum apparatus, dry specimens ← → High pressure apparatus

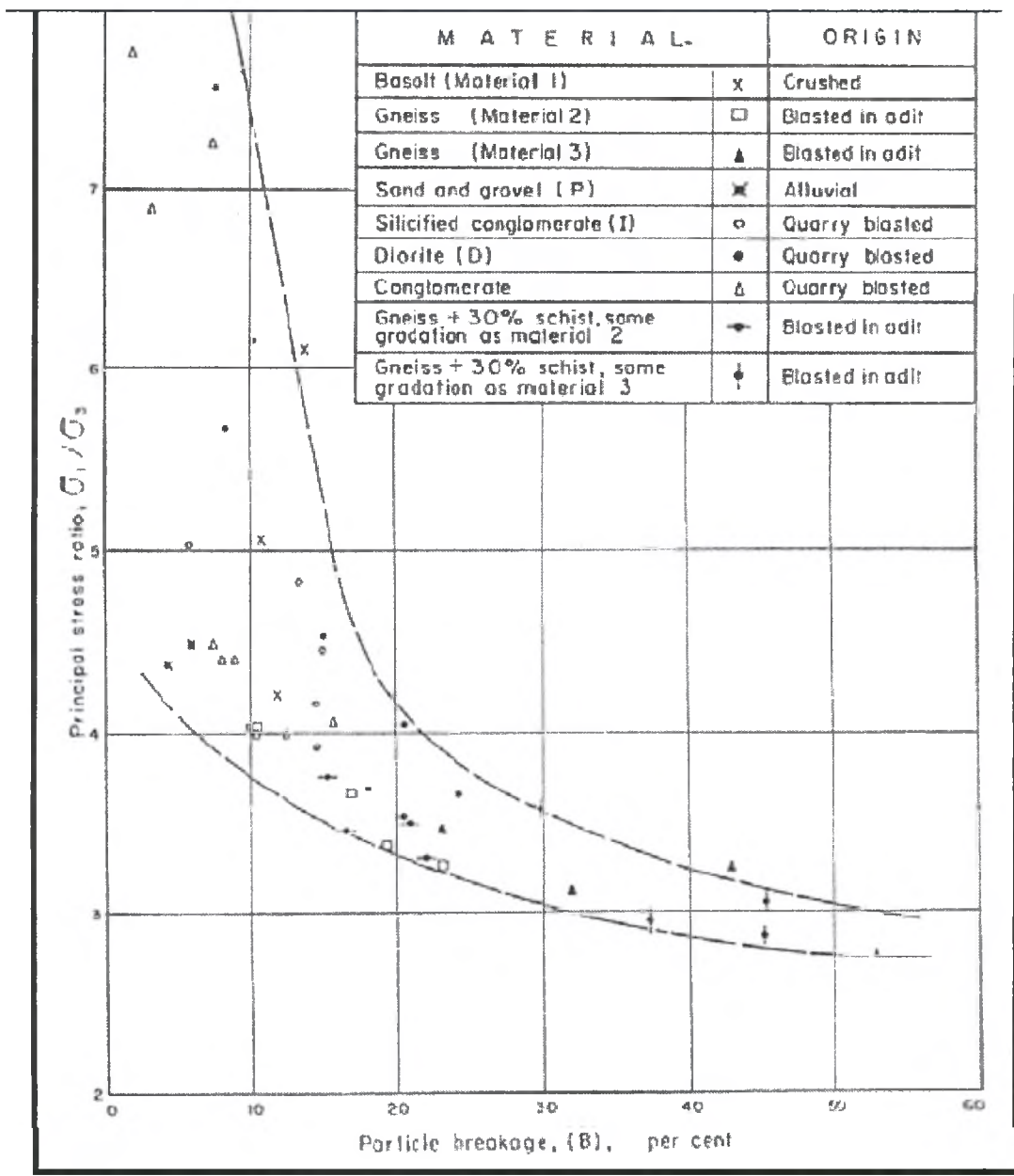


Σχ.3.13: Σχέση λόγου κύριων τάσεων αστοχίας και περιβάλλουσας τάσης για τα 3 υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στο πείραμα και για άλλα υλικά (Marsal,1967).

Στο Σχ. 3.14 φαίνονται οι τελικές καμπύλες κοκκομετρικής διαβάθμισης των υλικών σε περιβάλλουσα τάση  $25 \text{ kg/cm}^2$ . Το υλικό 1 υφίσταται θρυμματισμό 12%, το υλικό 2 θρυμματισμό 10-24% και το υλικό 3 θρυμματισμό 23-53%.



Σχήμα 3.14: Καμπύλες κοκκομετρικής διαβάθμισης των 3 υλικών για τη μεγαλύτερη περιβάλλουσα τάση  $25 \text{ kg}$  (Marsal, 1967).



Σχήμα 3.15: Λόγος κύριων τάσεων κατά την αστοχία ως προς το ποσοστό θρυμματισμού (Marsal, 1967).

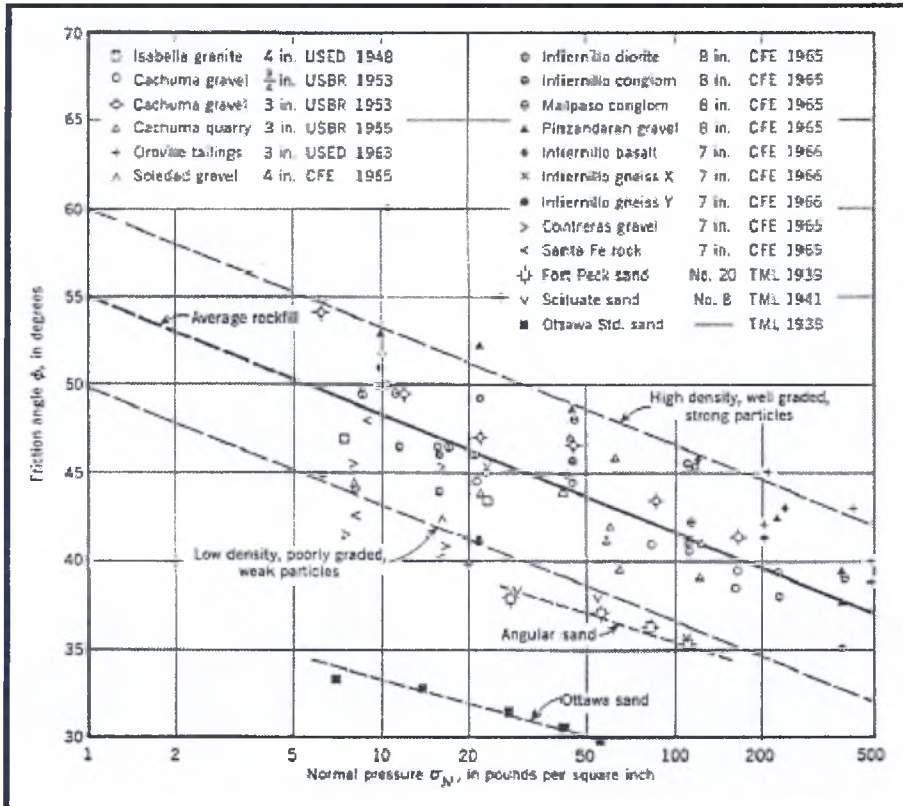
Από τις δοκιμές αυτές (Σχ. 3.13-3.15) προκύπτει ότι η διατμητική αντοχή είναι μεγαλύτερη για καλά διαβαθμισμένα και συμπυκνωμένα υλικά και ανεξάρτητη της προέλευσης του βράχου. Υλικά με παρόμοια κοκκομετρία ενδέχεται να παρουσιάζουν αρκετά διαφορετική διατμητική αντοχή εξαιτίας της κατάστασης των κόκκων τους. Η διατμητική αντοχή μειώνεται όσο εξελίσσεται ο θρυμματισμός. Ο κορεσμός επίσης μειώνει τη διατμητική αντοχή της λιθορριπής. Η επίδρασή του κορεσμού στη διατμητική αντοχή ενισχύεται από τη φτωχή κοκκομετρική διαβάθμιση και είναι ανεξάρτητη της θλιπτικής αντοχής του βράχου.

Ένας ακόμα σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει τη διατμητική αντοχή και τη συμπίεσιμότητα είναι η ευθραυστότητα ή μη των κόκκων κατά τη σύνθλιψη, όπως συμπεραίνει ο Marsal. Όμως και η ευθραυστότητα επηρεάζεται από την κοκκο-



μετρική διαβάθμιση (Σχ. 3.14) . Η σχέση μεταξύ διατμητικής αντοχής και ποσοστού θρυμματισμού φαίνεται στο διάγραμμα του Σχ. 3.15.

Στο Σχ. 3.16 ο Leps, συγκέντρωσε τα δεδομένα από 15 διαφορετικά υλικά λιθορριπής για την διερεύνηση της σχέσης της γωνίας διατμητικής αντοχής με την περιβάλλουσα τάση, και τα κατηγοριοποίησε σε 3 κατηγορίες ανάλογα με την κοκκομετρική τους διαβάθμιση και τη θλιπτική αντοχή.



Σχήμα 3.16: Η επίδραση της περιβάλλουσας τάσης στη γωνία διατμητικής αντοχής της λιθορριπής (Leps, 1970)

Οι κατηγορίες που όρισε ο Leps ανάλογα με την θλιπτική αντοχή:

1. Αδύναμοι βράχοι: 4-17 MPa
2. Μέτριας αντοχής βράχοι: 17-70 MPa
3. Μεγαλύτερης αντοχής βράχοι: 70-210 MPa.

Το διάγραμμα του Leps παρέχει μια συνοπτική αλλά όχι επαρκή άποψη για τη σχέση που συνδέει τη γωνία διατμητικής αντοχής με την ορθή θλιπτική τάση που αναπτύσσεται στους κόκκους κατά τη συμπύκνωση.

Δεν εμβαθύνει όμως στην επίδραση της σχετικής πυκνότητας και της κοκκομετρικής διαβάθμισης και αναφέρεται μόνο στη σύνθλιψη του μέσου μεγέθους κόκκου, ενώ η επίδραση του βαθμού κορεσμού παραλείπεται τελείως. Η μεταβολή της γωνίας διατμητικής αντοχής είναι ένα πολύ-παραμετρικό φαινόμενο κι από έναν τέτοιο γενικό πίνακα είναι δύσκολο να διεξαχθούν γενικά συμπεράσματα.

Σύμφωνα λοιπόν με το προσεγγιστικό αυτό διάγραμμα προκύπτει ότι η διατμητική αντοχή επηρεάζεται από τη σχετική πυκνότητα, την κοκκομετρική διαβάθμιση (άμεση επιρροή), την αντοχή θλίψης (αμφίβολη η επιρροή της) και το σχήμα των κόκκων.

- Υπό σταθερή πίεση, η γωνία διατμητικής αντοχής αυξάνεται αναλογικά με τη σχετική πυκνότητα. Η αύξηση είναι μεγαλύτερη για χαμηλές πιέσεις. Η επιπλέον διαβάθμιση (όχι με την προσθήκη λεπτόκοκκων) αυξάνει την γωνία διατμητικής αντοχής υπό οποιαδήποτε πίεση. Πυκνή και καλής διαβάθμισης λιθορριπή βελτιώνει τη διατμητική αντοχή.

- Για μικρή περιβάλλουσα τάση και όταν όλοι οι υπόλοιποι παράγοντες είναι σταθεροί (μέγεθος κόκκου, πυκνότητα, αντοχή, διαβάθμιση) είναι σταθεροί, οι πιο γωνιώδεις κόκκοι συνεπάγονται μεγαλύτερες γωνίες τριβής  $\phi$  απ' ό,τι οι πιο στρογγυλεμένοι. Η αύξηση μάλιστα είναι σημαντική, φτάνει ως και  $15^\circ$  (κανονικές συνθήκες χαμηλής περιβάλλουσας τάσης).

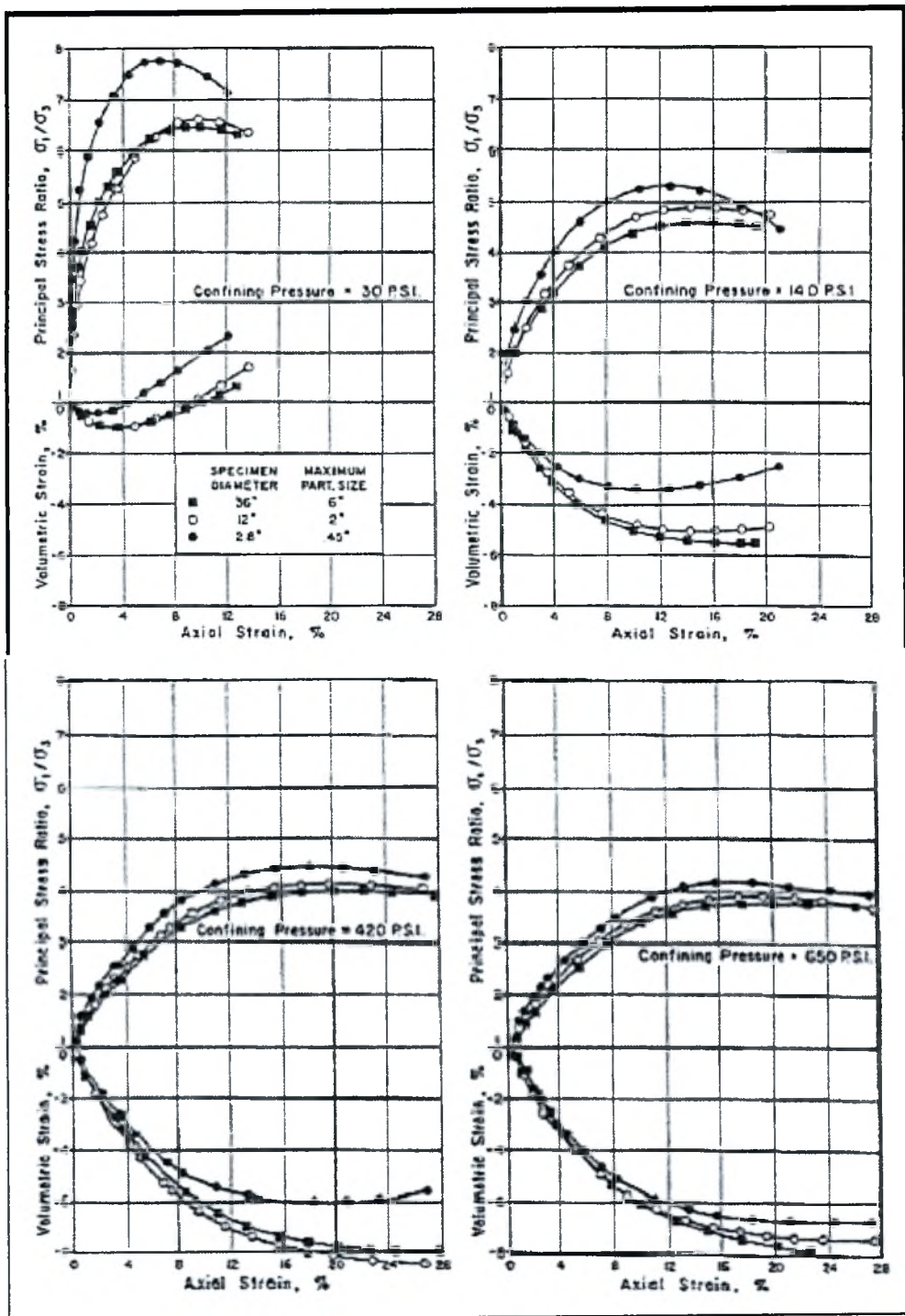
- Η γωνία διατμητικής αντοχής μειώνεται με την αύξηση της περιβάλλουσας τάσης. Στην μέση καμπύλη, η γωνία διατμητικής αντοχής φαίνεται να μειώνεται κατά  $7^\circ$  για αύξηση της περιβάλλουσας τάσης κατά 10 psi (69 KPa), αλλά μειώνεται μόλις  $2^\circ$  για περαιτέρω αύξηση της περιβάλλουσας τάσης κατά 9 psi. Φαίνεται μάλιστα ότι η μείωση της γωνίας διατμητικής αντοχής δεν είναι σταθερή για χαμηλές τιμές της περιβάλλουσας τάσης.

Τα παραπάνω συμπεράσματα ισχύουν σε γενικές γραμμές, αλλά οι αριθμητικές τους τιμές αναμένεται να αποκλίνουν αρκετά.

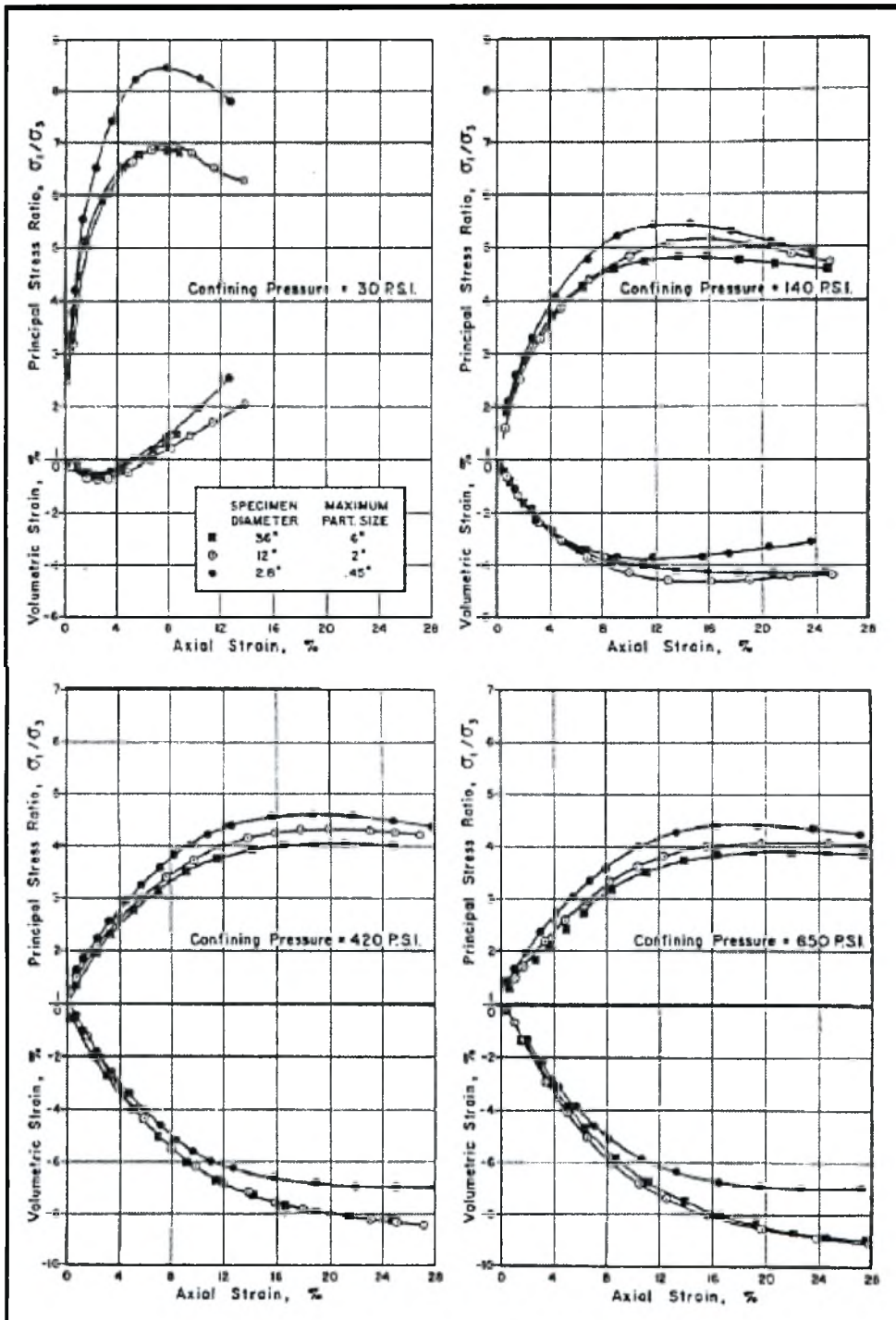
Μια άλλη αξιοσημείωτη μελέτη για τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής της λιθορριπής διεξήχθη από τους Marachi et al (1972). Στις δοκιμές χρησιμοποιήθηκαν δοκίμια 36, 12 και 2.8 ιντσών και ασκήθηκαν περιβάλλουσες τάσεις 30, 140, 420, 650 psi (1 MPa = 145 psi).

Χρησιμοποιήθηκαν 3 διαφορετικά υλικά: υλικό από το φράγμα Pyramid (πολύ γωνιώδεις, σχετικά αδύναμοι, ανισότροποι κόκκοι), θρυμματισμένος βασάλτης (γωνιώδεις κόκκοι, περίπου ισότροπο υλικό), και υλικό από το φράγμα Oroville (στρογγυλεμένοι κόκκοι, ισότροπο). Το υλικό από το φράγμα Pyramid είναι το καλύτερα διαβαθμισμένο. Διεξήχθησαν 100 δοκιμές. Στα αποτελέσματα των δοκιμών προκύπτει ο συσχετισμός της περιβάλλουσας τάσης με την παραμόρφωση (αξονική και ογκομετρική) και τη διατμητική αντοχή (Ozkuzukiran, 2005).

Στα Σχ. 3.17, 3.18, 3.19 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από 40 τριαξονικές δοκιμές σε θλίψη στα 3 υλικά που προαναφέρθηκαν.

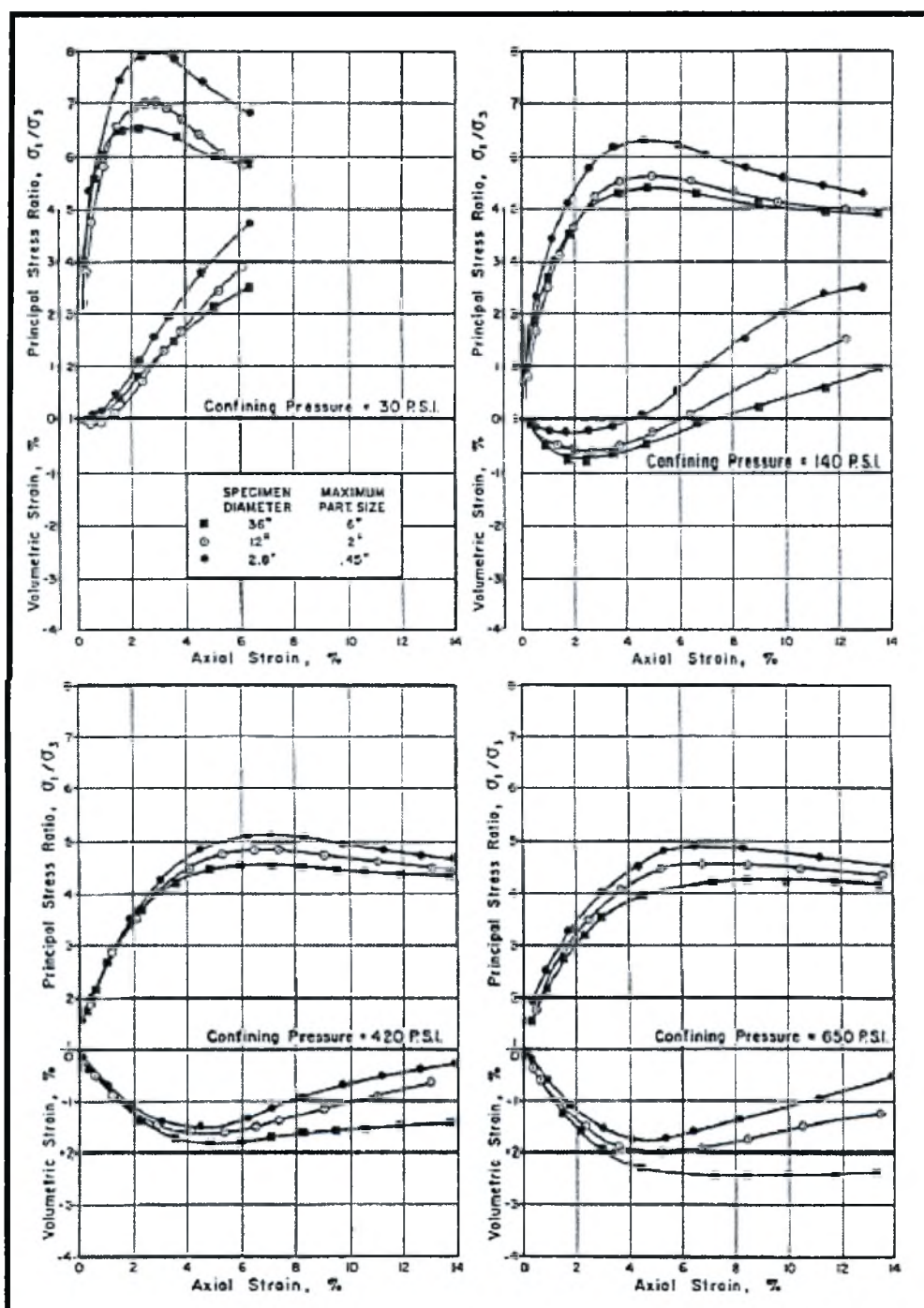


Σχήμα 3.17: Αποτελέσματα ξηρής τριαξονικής δοκιμής για το υλικό του φράγματος Pyramid: λόγος κύριων τάσεων και ογκομετρική παραμόρφωση ως προς την αξονική παραμόρφωση (Marachi et al, 1972).



Σχήμα 3.18: Αποτελέσματα ξηρής τριαξονικής δοκιμής σε θρυμματισμένο βασάλτη: λόγος κύριων τάσεων και ογκομετρική παραμόρφωση ως προς την αξονική παραμόρφωση (Marachi et al, 1972).





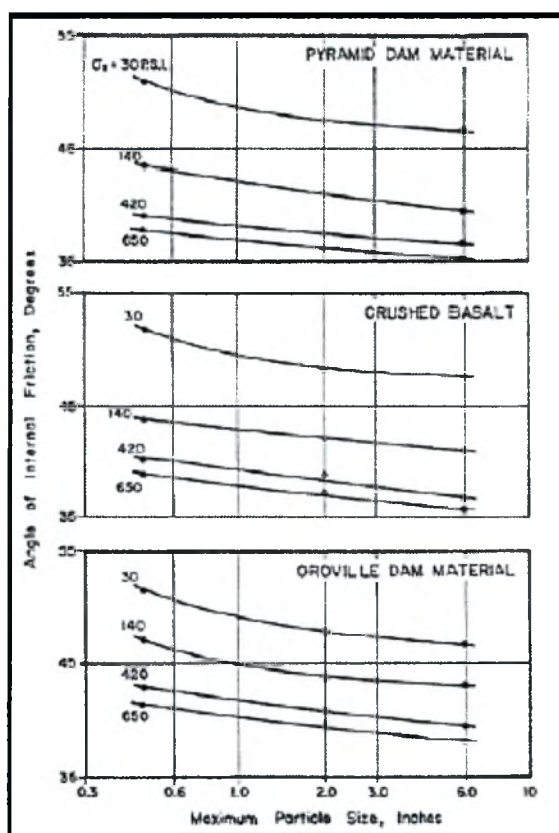
Σχ.3.19: Αποτελέσματα ξηρής τριαξονικής δοκιμής για το φράγμα Oroville: λόγος κύριων τάσεων και ογκομετρική παραμόρφωση ως προς την αξονική παραμόρφωση (Marachi et al, 1972).

ΣΗΜ: Υπό μικρή περιβάλλουσα τάση (30 psi), τα διαγράμματα σταματούν σε παραμόρφωση 6% διότι λόγω της διασταλτικότητας που παρουσιάζει το υλικό σε μικρές τάσεις, δεν είναι δυνατόν να συνεχιστεί η δοκιμή σε μεγαλύτερες παραμορφώσεις (shear band formation). Σε μεγαλύτερες περιβάλλουσες τάσεις το υλικό συστέλλεται και μπορούν να ληφθούν τιμές της  $\phi$  και για μεγαλύτερες παραμορφώσεις.



Συμπεράσματα από τις δοκιμές των Marachi et al (Σχ. 3.17-3.19):

Κατά την πρόοδο της αξονικής παραμόρφωσης η διατμητική αντοχή αυξάνει μέχρι μια μέγιστη τιμή κι έπειτα φθίνει. Ο ρυθμός αύξησης της διατμητικής αντοχής (δηλ. του λόγου  $\sigma_1/\sigma_3'$ ) μειώνεται για μεγαλύτερες περιβάλλουσες τάσεις (μικρότερη κλίση των διαγραμμάτων). Για το ίδιο υλικό η διατμητική αντοχή προκύπτει μεγαλύτερη για λεπτότερους κόκκους (και μικρότερη για πιο χονδρούς κόκκους). Σύμφωνα με το διάγραμμα γωνίας διάτμησης – μέγιστου κόκκου του Σχ. 3.20, για λιθορριπές με μέγιστο κόκκο 6 in η γωνία τριβής είναι κατά 3°-4° μικρότερη από εκείνες με μέγιστο κόκκο 0.5 in.



Σχήμα 3.20: Σχέση γωνίας τριβής-μέγιστου κόκκου (Marachi et al, 1972).

Το διάγραμμα του Σχ. 3.5 συσχετίζει τη γωνία διατμητικής αντοχής με την εκτιμώμενη οριακή περιβάλλουσα τάση  $\sigma_3^f$  και με τις οριακές αξονικές και ογκομετρικές παραμορφώσεις ( $\epsilon_v$ ). Διαπιστώνεται και πάλι η μείωση της διατμητικής αντοχής με την αύξηση της περιβάλλουσας τάσης. Ο ρυθμός μείωσης της διατμητικής αντοχής με την αύξηση της περιβάλλουσας τάσης είναι ανάλογος του γωνιώδους των κόκκων και αντιστρόφως ανάλογος της κοκκομετρικής διαβάθμισης. Επομένως μεγαλύτερες τιμές λαμβάνει η γωνία διατμητικής αντοχής για τους πιο στρογγυλεμένους και καλά διαβαθμισμένους κόκκους. Τα αποτελέσματα από τις δοκιμές των Marachi et al. (1972) συμπίπτουν (με απόκλιση μόλις λίγων μοιρών) με αυτά της μελέτης του Marsal.

Οι Barton et al (1981) πρότειναν μια σχέση για τον υπολογισμό της γωνίας τριβής που δίνεται:

$$\phi' = R \cdot \log(S / \sigma_n) + \phi_0 \quad (3.1)$$

όπου

$\phi'$  : μέγιστη ενεργός γωνία διατμητικής αντοχής

$\phi_0$  : αρχική γωνία διατμητικής αντοχής

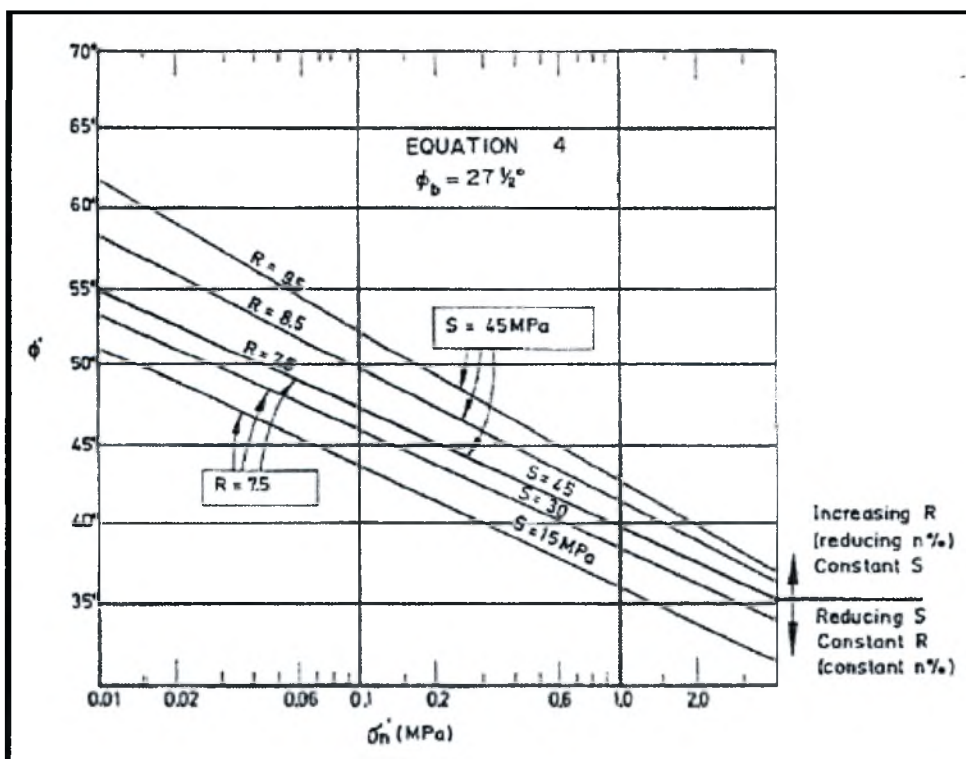
$s$  : θλιπτική αντοχή

$\sigma_n$ : ενεργός τάση

$R$ : παράμετρος που συνδέεται με την τραχύτητα του υλικού της λιθορριπής

Όπως προκύπτει από το Σχ. 3.22, η ενεργός γωνία διατμητικής αντοχής είναι ανάλογη της θλιπτικής αντοχής και της τραχύτητας. Η διατμητική αντοχή μειώνεται πιο έντονα για μεγαλύτερη τραχύτητα.

Σύμφωνα με το διάγραμμα των Barton et al, ισχύει η γραμμική σχέση της γωνίας διατμητικής αντοχής με την περιβάλλουσα τάση που είχε αποδείξει ο Leps, αλλά δεν ισχύει ότι η μεταβολή γίνεται με τον ίδιο ρυθμό για οποιαδήποτε θλιπτική αντοχή της λιθορριπής.



Σχήμα 3.22: Η επίδραση της τραχύτητας και της αντοχής στη γωνία τριβής της λιθορριπής (Barton et al, 1981).

Τα συμπεράσματα για τη διατμητική αντοχή της λιθορριπής συνοψίζονται στα εξής:

#### **Μέγεθος κόκκου**

Για στρογγυλεμένους κόκκους διαπιστώθηκε αύξηση της διατμητικής αντοχής με την αύξηση του μέγιστου κόκκου, αλλά μείωσή της για γωνιώδεις λιθορριπές.

#### **Περιβάλλουσα τάση**

Η διατμητική αντοχή μειώνεται με την αύξηση της περιβάλλουσας τάσης. Η μείωση αυτή είναι μεγαλύτερη για λιθορριπή με πιο γωνιώδεις κόκκους και πιο φτωχά διαβαθμισμένη.

#### **Θρυμματισμός**

Η διατμητική αντοχή μειώνεται όσο εξελίσσεται ο θρυμματισμός.

#### **Κοκκομετρική διαβάθμιση**

Καλύτερη κοκκομετρική διαβάθμιση εξασφαλίζει μεγαλύτερη διατμητική αντοχή.

#### **Σχήμα κόκκων**

Το σχήμα των κόκκων επηρεάζει σε κάποιο βαθμό (λιγότερο από την κοκκομετρική διαβάθμιση) τη διατμητική αντοχή.

#### **Κορεσμός**

Η διατμητική αντοχή μειώνεται σε κορεσμένη λιθορριπή. Και η μείωση είναι πιο έντονη για πιο φτωχά διαβαθμισμένους βράχους.

#### **Δείκτης κενών**

Μικρός δείκτης κενών σε συνδυασμό με καλή κοκκομετρία εξασφαλίζει μεγαλύτερη διατμητική αντοχή.

#### **Τραχύτητα**

Η διατμητική αντοχή αυξάνει με την τραχύτητα της λιθορριπής. Όμως η γωνία διατμητικής αντοχής μειώνεται με μεγαλύτερο ρυθμό για μεγαλύτερη τραχύτητα καθώς αυξάνει η περιβάλλουσα τάση.

### 3.1.10 Σχέση μέτρων ελαστικότητας μεταξύ των διαφορετικών ζωνών

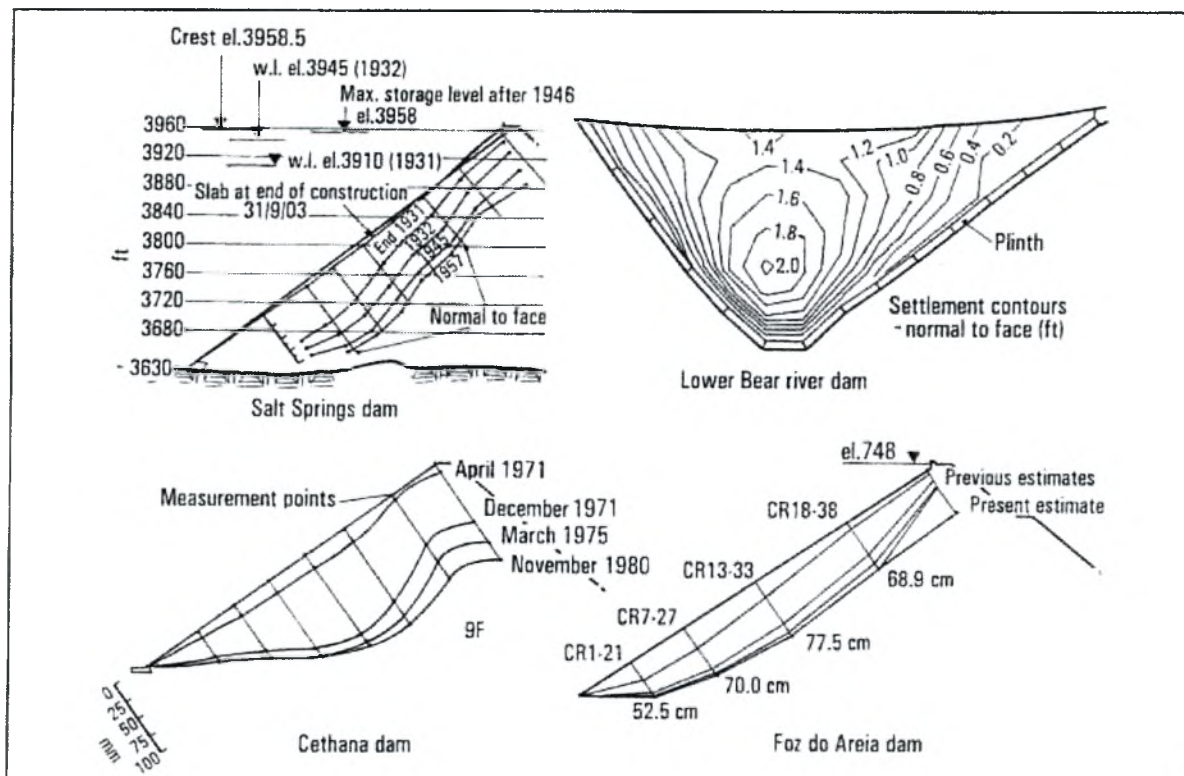
Η κατανομή της βύθισης κατά μήκος της πλάκας από τις καταγραφές σε όλα τα φράγματα φαίνεται πως επηρεάζεται άμεσα από τη σχέση των μέτρων ελαστικότητας της ανάντη και κατάντη ζώνης του φράγματος. Στον ακόλουθο συγκεντρωτικό πίνακα φαίνονται οι βυθίσεις στα χαρακτηριστικά σημεία της πλάκας για τα 8 από τα 10 φράγματα που αναλύθηκαν στο Κεφ. 2 και δίνεται η δυνατότητα συσχετισμού των μέτρων ελαστικότητας της λιθορριπής με τις βυθίσεις της πλάκας.

Σύμφωνα με τον Πιν. 3.3 ο λόγος της βύθισης στην κορυφή προς το μέσον της πλάκας, είναι ανάλογος του λόγου δυσκαμψίας ανάντη και κατάντη,  $E_{vu}/E_{vd}$ . Γίνεται επομένως αντιληπτό, ότι λιθορριπές πολύ διαφορετικής δυσκαμψίας θέτουν σε κίνδυνο την πλάκα. Η πλάκα συμπεριφέρθηκε καλύτερα σε φράγματα με μικρότερα, αλλά παραπλήσια μεταξύ τους μέτρα ελαστικότητας.

Για παρόμοια δυσκαμψία ανάντη και κατάντη ( $E_{vu}/E_{vd} \approx 1$ ) η κατανομή της βύθισης της πλάκας ακολουθεί τη μορφή που φαίνεται στο Σχ. 3.23 (από τις πλάκες 4 CFRDs με παρεμφερείς ως προς τη δυσκαμψία λιθορριπές). Μέγιστη βύθιση παρατηρείται στο κέντρο της πλάκας, λίγο χαμηλότερα από το μέσο ύψος της.

Πίνακας 3.3: Μέτρα ελαστικότητας στα ανάντη ( $E_{vu}$ ) και κατάντη ( $E_{vd}$ ) της λιθορριπής και βυθίσεις της πλάκας (στο μεσαίο 1/3 του μήκους της πλάκας:  $D_m$ , και στην κορυφή:  $D_c$ ) στο τέλος της πλήρωσης (Filho & Pinto, 2005).

Dam	Construction moduli (MPa)			Slab deflections (cm)		
	Upstream ( $E_{vu}$ )	Downstream ( $E_{vd}$ )	$E_{vm}/E_{vj}$	Central third ( $D_m$ )	Upper ( $D_c$ )	$D_c/D_m$
Aguamilpa	260	47	5.5	14	32	2.3
TSQ-1	44	22	2	45	95	2
Xingó	68	24	2.8	24-27	36	1.4
Itá	29-28	19-20	1.4	65	75	1.1
Machadinho	49	56	0.9	37	37	1
Itapebi	60	25-20	2.4	35	40	1.4
Quebra-Queixo	35	25-20	1.55	13-15	21.3	1.5
Segredo	70-55	45-30	1.8	33.4	42.3	1.3
Foz do Areia	38	32	1.21	77.5	~70 (est)	~0.9



Σχήμα 3.23: Κατανομή βύθισης της πλάκας 4 φραγμάτων (Filho & Pinto, 2005)

### 3.1.11 Χαλίκι

Ως υλικό λιθορριπής σε πολλά φράγματα έχει χρησιμοποιηθεί χαλίκι με πολύ καλύτερη απόδοση μάλιστα από τη συνήθη λιθορριπή. Ο Mohri το 1999 πρότεινε τη χρήση αλλουβιακού χαλικιού στο ανάντη 1/3 του φράγματος με στόχο τον περιορισμό των παραμορφώσεων και της ρηγμάτωσης. Η πρακτική αυτή εφαρμόστηκε σε πολλά CFRDs και απέδωσε μεγάλη δυσκαμψία. Τα φράγματα που αποτελούνται αποκλειστικά από χαλίκι είναι ελάχιστα (Fell et al, 2005).

Συνοπτικά οι σπουδαιότερες ιδιότητες της λιθορριπής από χαλίκι:

Το χαλίκι χαρακτηρίζεται από πολύ υψηλή δυσκαμψία, συνήθως 5-πλάσια έως 10-πλάσια της λιθορριπής. Όπως φαίνεται από ανεπαρκή και εμπειρικά δεδομένα για μέτρα ελαστικότητας λιθορριπών από χαλίκι, ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας του χαλικιού κατά την φόρτιση προς το μέτρο ελαστικότητας μετά το πέρας της κατασκευής ( $E_{ff}/E_{rc}$ ) είναι σχετικά μικρότερος (Hunter et al., 2003). Αυτό συμβαίνει γιατί ήδη χωρίς την πίεση που ασκείται από το νερό, το χαλίκι είναι ιδιαίτερα δύσκαμπτο, ενώ για την απλή λιθορριπή πλήρωση του ταμιευτήρα, σύμφωνα με τις καταγραφές, αυξάνει πολύ τη δυσκαμψία της λιθορριπής. Το χαλίκι επίσης είναι πιο οικονομικό υλικό από τη λιθορριπή καθώς, απαιτεί λιγότερη και πιο οικονομική επεξεργασία, χαμηλό κόστος εκσκαφής και επίχωσης.

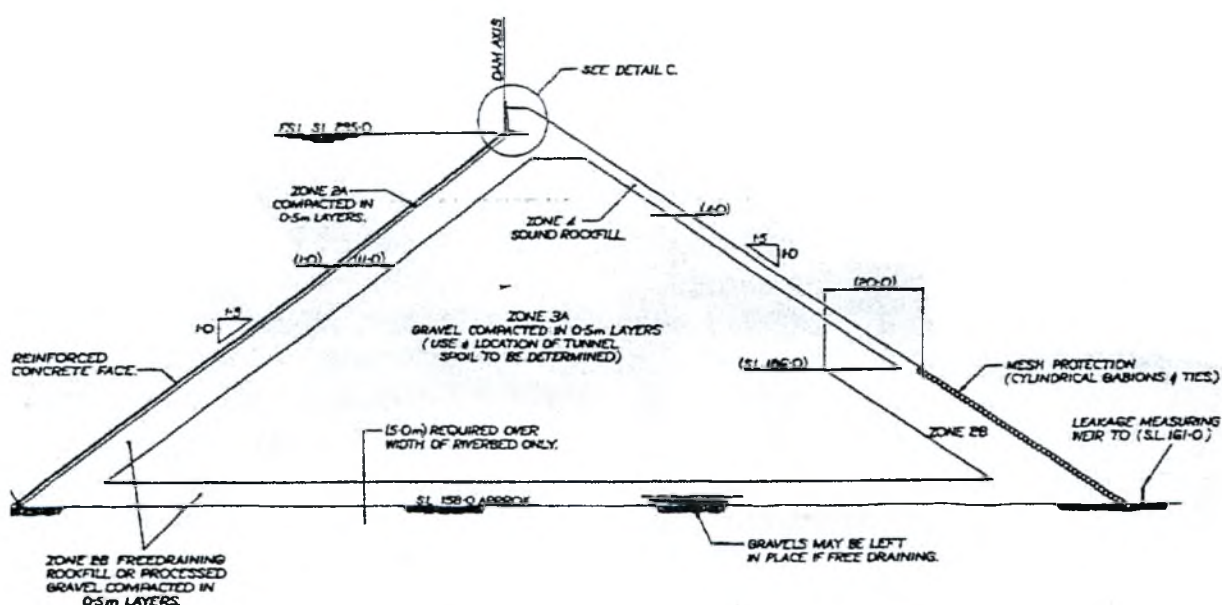


Στις ζώνες από χαλίκι επιτρέπεται περιεκτικότητα σε λεπτόκοκκα σε μεγάλο ποσοστό, αρκεί να διαμορφωθούν φίλτρα αποστράγγισης στην οροφή του αναχώματος, και τις διεπιφάνειες μεταξύ των ζωνών. Ακόμα, σε περιπτώσεις χρήσης χαλικιού για την ανάντη ζώνη θα πρέπει να εξασφαλίζεται μεγάλη δυσκαμψία και για την κατάντη λιθορριπή, ώστε να μην δημιουργούνται μεγάλες διαφορές δυσκαμψίας μέσα στο φράγμα (όπως συνέβη στο φράγμα Aguamiira, όπου η μεγάλη διαφορά των μέτρων ελαστικότητας προκάλεσε τη ρηγμάτωση).

Το χαλίκι προτιμάται για ψηλά CFRDs. Επιπλέον για λιθορριπές από χαλίκι συνιστώνται και ηπιότερες κλίσεις (1.5-1.6 H : 1V) Η χρήση χαλικιού επομένως για την κατασκευή ψηλών φραγμάτων απαιτεί και μεγάλη έκταση (Fell et al, 2005).

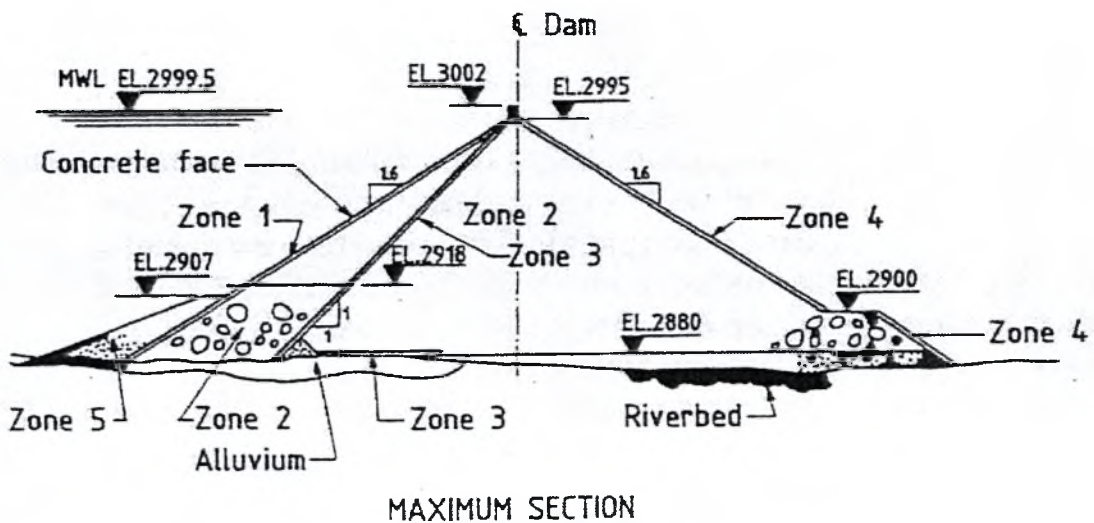
Στη συνέχεια γίνεται αναφορά σε ορισμένα CFRDs όπου χρησιμοποιήθηκε χαλίκι σε σημαντικό μέρος της διατομής.

► Στο φράγμα Crotty για το υδροηλεκτρικό εργοστάσιο της Τασμανίας είναι κατασκευασμένο εξ ολοκλήρου από χαλίκι. Η διατομή του φαίνεται στο Σχ.3.24.



Σχ.3.24: Crotty dam, Τασμανία (HEC , 1988)

► Στο Golillas, το 70% καλύπτεται από άμμο, 20% από πυριτικά χαλίκια και 10% από ιλυόλιθους και πυρόλιθους. Στο Golillas εφαρμόστηκε η τακτική που πρότεινε ο Mohri.



Zone	Description
1	Processed dirty gravels
2	Unprocessed dirty gravels
3	Processed clean gravels
4	Oversize from zone 2
5	Silty clays

Σχ.3.25: Golillas dam (Amaya and Marulanda , 1985)

► Φράγμα Salvajina, Κολομβία: Η ανάντη ζώνη του Salvajina (148m) αποτελείται από χαλίκι από απόξεση ορυχείων χρυσού. Η διάστρωση του χαλικού έγινε σε στρώσεις πάχους 0.6 m και η συμπύκνωση με στρωτήρα 10 tn χωρίς προσθήκη νερού. Η διαβροχή μπορεί να δυσκολέψει την συμπύκνωση όταν το χαλίκι είναι ιλυώδες. Αυτός ο τρόπος διάστρωσης και συμπύκνωσης (χαλίκι στην ανάντη ζώνη, καλή διάστρωση και συμπύκνωση, χωρίς προσθήκη νερού) απέδωσε πολύ μεγάλη δυσκαμψία. (Fell et al, 2005)

► Το φράγμα Gouhou κατασκευάστηκε από λεπτότερο χαλίκι σε σύγκριση με τα υπόλοιπα φράγματα που περιγράφηκαν (βλ. Πιν. 3.4). Οι ζώνες στο Gouhou έχουν παρόμοια διαβάθμιση (ζώνες II, III, IV). Το φράγμα αστόχησε όταν συνέβη εισροή νερού από τους αρμούς της πλάκας, κυρίως μέσω του αρμού στην ένωση της πλάκας και του τοιχείου κυματισμού. Η λιθορριπή από λεπτό χαλίκι σε συνδυασμό με την απουσία αποστραγγιστικών ζωνών συνετέλεσαν σε αδυναμία διαφυγής του νερού, διοχέτευσή του μέσω του κατάντη πρανούς και τελικά σε αστοχία της λιθορριπής. (Fell et al, 2005)

► Τέλος, αξιοσημείωτο είναι το παράδειγμα του φράγματος Pichi Picun στην Αργεντινή. Η ανάντη ζώνη του είναι κατασκευασμένη από πολύ καλά συμπυκνωμένο χαλίκι και το μέτρο ελαστικότητάς της κυμαίνεται από 300-900 MPa. Μια τόσο δύσκαμπτη λιθορριπή είναι σαφέστατα πιο συμβατή με την άκαμπτη πλάκα κι αυτό επιδρά πολύ θετικά στη συμπεριφορά της πλάκας. (Fell et al, 2005)

Πίνακας.3.4: Κοκκομετρική διαβάθμιση χαλικιού ως λιθορριπής των παραπάνω φραγμάτων

Sieve size (mm)	Dam, year (% passing)			
	Crotty, 1971	Golillas, 1978	Salvijina, 1984	Gouhou, 1992
300	100	100	100	100
150	85-100 (98) <sup>(b)</sup>	60-100	65-100 (98)	100
75	34-98 (85)	35-80	35-100 (80)	60-100 (90)
25	26-70 (55)	20-50	10-80 (40)	55-90 (65)
4.76	6-42 (16)	10-30	0-30 (8)	25-65 (42)
1.18	2-22 (10)	4-22	0-25 (6)	15-45 (28)
0.075	0-4 (2)	0-12 <sup>(a)</sup>	0-12 (3)	5-10 (6)

Notes: <sup>(a)</sup> Average 8% for one source, 12% for second.

<sup>(b)</sup> Average in brackets.

### ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

- Κατά την κατασκευή του αναχώματος από χαλίκι χρειάζεται συστηματική παρακολούθηση για την εκτίμηση των αρχικών του παραμορφώσεων.
- Η μέγιστη δυσκαμψία απαντάται σε απόλυτα συμπαγή χαλίκια, τα οποία όμως δεν είναι διαθέσιμα σε μεγάλες ποσότητες.
- Για να προσδιοριστεί αξιόπιστα η δυσκαμψία λεπτότερου χαλικιού (π.χ Gouhou) απαιτούνται εκτεταμένες εργαστηριακές δοκιμές στο πραγματικό μέγεθος κόκκων και με την επιτόπου πυκνότητα.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η χρήση χαλικιού ως λιθορριπής είναι ιδιαίτερα αποδοτική όταν κατά την κατασκευή του αναχώματος λαμβάνει υπόψη τις ειδικές απαιτήσεις των χαλίκων. Η διαβροχή των χαλίκων κατά τη συμπύκνωση σπάνια βελτιώνει τις ιδιότητες τους. Υπάρχουν καταγραφές για εξαιρετικά υψηλά μέτρα ελαστικότητας με τη χρήση χαλικιού στο ανάντη (1/3 της λιθορριπής) και δεδομένου και του χαμηλού κόστους των χαλίκων η τεχνική αυτή είναι επόμενο να κερδίζει έδαφος σε σχέση με τα τυπικά λιθόρριπτα CFRDs.

## 3.2 Η επιρροή άλλων παραγόντων πέραν της λιθορριπής στην ευστάθεια του φράγματος

### 3.2.1 Μορφολογία της κοιλάδας

Όπως διαπιστώνουν πολλοί μελετητές (Pinto, Filho Marques 1998, and Giudici et al 2000) το σχήμα της κοιλάδας έχει πολύ μεγάλη επίδραση στις καθιζήσεις του αναχώματος εξαιτίας τρισδιάστατων φαινομένων που επηρεάζουν τις κατακόρυφες τάσεις στις πλαγιές της κοιλάδας. Το κυριότερο φαινόμενο που χαρακτηρίζει τις στενές κοιλάδες είναι το φαινόμενο της αψίδωσης (arching).

Σε μια 3-Δ κοιλάδα αναπτύσσεται το φαινόμενο arching κατά το οποίο η διάχυση των τάσεων δεν είναι κατακόρυφη, αλλά παρεκκλίνει προς τις πλαγιές, με αποτέλεσμα η τιμή τους να μειώνεται κι έτσι η τάση κάτω στο μέσον της κοιλάδας είναι πολύ μικρότερη. Αυτός είναι ο λόγος που η λιθορριπή είναι πολύ πιο εύκολα στηριζόμενη σε μια στενή κοιλάδα απ' ό τι σε μια απείρως πλατιά. Κατά τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας με ανάδρομη ανάλυση δεν θα πρέπει να αμελείται το φαινόμενο. Αποδεικνύεται ακόμα ότι η επίδραση του φαινομένου είναι πιο έντονη στη φάση πλήρωσης της δεξαμενής (Chan & Zhang, 2005).

Το παράδειγμα του φράγματος της Μεσοχώρας, που είναι θεμελιωμένο σε πολύ στενή κοιλάδα, αποδεικνύει την αναγκαιότητα των τρισδιάστατων αναλύσεων για την εκτίμηση του arching και την ρεαλιστική προσέγγιση των καθιζήσεων.

Πέραν από την κλίση των αντρεισμάτων της κοιλάδας, υπάρχουν και άλλα χαρακτηριστικά της μορφολογίας της που δρουν επιβαρυντικά στη συμπεριφορά της πλάκας. Παράξενη μορφολογία της κοιλάδας και των αντρεισμάτων (εναλλαγές της κλίσης, ανώμαλη γεωμετρία των επιφανειών) συνιστά απότομες αλλαγές της κλίσης της πλίνθου και της υποκείμενης δυσκαμψίας, και συχνά προκαλεί κύρτωση στο κάτω μέρος της πλάκας (Fell et al, 2005). Σε τέτοιες περιπτώσεις, απαιτείται προετοιμασία του εδάφους όπου θα θεμελιωθεί η πλίνθος (εξομάλυνση των επιφανειών, εκσκαφές) και πρόβλεψη περισσότερων μεταβατικών ζωνών. Στα Xingò, Ità και Itarèbì η απότομη κλίση στο ένα πρανές σε συνδυασμό με τις απότομες διεπιφάνειες των μεταβατικών ζωνών οδήγησαν σε ρηγμάτωση της πλάκας.

Απότομες κοιλάδες, επιβάλλουν και απότομες διεπιφάνειες μεταξύ των ζωνών. Για τον περιορισμό της κακής αυτής επίδρασης των απότομων διεπιφανειών των ζωνών, οι μελετητές πρότειναν η γραμμή 3B-3C να μετατοπίζεται προς τα κάτω (επεκτείνεται δηλαδή η ζώνη 3B) ώστε να περιορίζεται μ' αυτόν τον τρόπο η βύθιση στην κορυφή της πλάκας.

### 3.2.2 Έδαφος θεμελίωσης

Τα περισσότερα CFRDs είναι θεμελιωμένα σε βραχώδες υπόστρωμα, υπάρχουν όμως και ορισμένα μέτρου και μεγάλου ύψους τέτοια φράγματα που είναι θεμελιωμένα σε εδαφικές αποθέσεις. Γνωστά τέτοια παραδείγματα είναι το φράγμα Porterillos, το φράγμα Pichi Picun Leufu, το φράγμα Los Caracoles (όλα αυτά στην Αργεντινή), το φράγμα Santa Juana και το φράγμα Puclaro στην Χιλή, το φράγμα West Seti στο Nepal, το φράγμα Morro de Arica στο Peru κ.α. Συνήθως, το πάχος των αλλουβιακών στρώσεων δεν ξεπερνά τα 70 m. Εξαιρετικά μεγάλη είναι η στρώση των αλλουβιακών αποθέσεων στη θεμελίωση του Puclaro (113 m). Άλλος τύπος θεμελίωσης που απαντάται είναι σε παγετώδεις αποθέσεις (λιθώνες).

Για το Pichu Picun που είναι εναποθετημένο σε 25 m από χαλίκι καταγράφηκαν μετατοπίσεις της πλάκας ως και 1.2 m κατά την 1<sup>η</sup> πλήρωση. Πρόκειται για τεράστιες μετατοπίσεις, σημειωτέων ότι το συνολικό ύψος του φράγματος αυτού είναι μόλις 54 m. Κοκκώδεις στρώσεις θεμελίωσης πάχους μικρότερου των 30 m, όπως σ' αυτήν την περίπτωση, μπορούν να γίνουν πιο συμπαγείς και να περιοριστούν έτσι οι μετατοπίσεις κατά την κατασκευή και την πλήρωση.



Για τον έλεγχο της επιρροής του τύπου του εδάφους θεμελίωσης εξετάστηκε (α) η θεμελίωση σε βράχο και (β) σε δύο είδη μη βραχώδους θεμελίωσης σε λιθώνες (παγετώδεις αποθέσεις) και σε κοκκώδεις αλλουβιακές αποθέσεις. Οι αναλύσεις διεξήχθησαν με βάση την τυπική διατομή και τις παραμέτρους ενός φράγματος στον Βόρειο Καναδά (Toulnoustouc dam). Τα κοκκώδη αλλουβιακά χαρακτηρίζονται από μικρότερη ειδική πυκνότητα και αντοχή από τους λιθώνες (Michel Massiera, 2005).

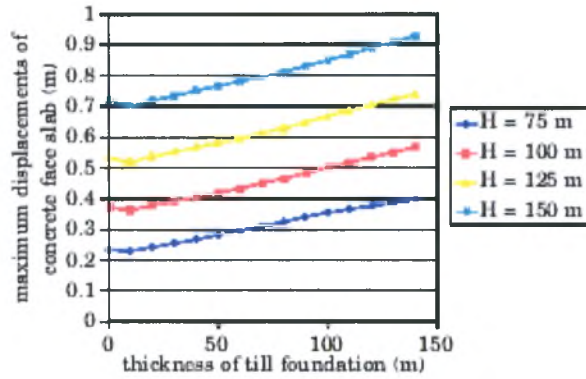
Τα αποτελέσματα των αναλύσεων οδηγούν στο συμπέρασμα ότι η θεμελίωση σε μη βραχώδεις αποθέσεις δεν μεταβάλλει σημαντικά την κατανομή των παραμορφώσεων της πλάκας (οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων). Η δυσμενής επίδραση των εδαφικών αποθέσεων έγκειται στην αύξηση των παραμορφώσεων και στην ταπεινωση τη στάθμης που δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση. Διαπιστώνεται ότι οι παραμορφώσεις επιδεινώνονται με την αύξηση του πάχους της μη βραχώδους στρώσης θεμελίωσης, με την αύξηση του ύψους του φράγματος και με την μείωση της πυκνότητας της εδαφικής αυτής στρώσης.

Η θεμελίωση σε κοκκώδεις αποθέσεις διαπιστώνεται ότι επιδεινώνει περισσότερο την κατάσταση για την πλάκα. Οι μέγιστες καθιζήσεις στην περίπτωση αυτή, είναι διπλάσιες απ' ότι για θεμελίωση σε λιθώνες και σημειώνονται πολύ κοντά στον πόδα. Επίσης αυξάνουν με πιο έντονο ρυθμό με την αύξηση του πάχους της κοκκώδους στρώσης και σχετικά πιο απότομα (από ότι για θεμελίωση σε λιθώνες) με την αύξηση του ύψους του φράγματος. Προκύπτει επομένως ότι η αρνητική επιρροή των κοκκωδών αποθέσεων είναι πιο σημαντική για τα πιο ψηλά φράγματα, ενώ η θεμελίωση σε λιθώνες δεν επηρεάζεται από το ύψους του φράγματος. Σαφώς, η θεμελίωση σε μη βραχώδη στρώση, απαιτεί ιδιαίτερη παρακολούθηση και ενίσχυση.

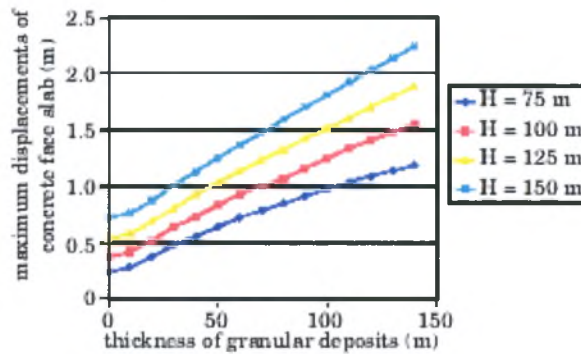
Στα Σχ.3.26 και 3.27 παρατίθενται τα αποτελέσματα για την οριζόντια μετατόπιση της πλάκας στα φράγματα που αναλύθηκαν για θεμελίωση στους 2 τύπους εδάφους, για διαφορετικά πάχη στρώσης θεμελίωσης και για 4 διαφορετικά ύψη φραγμάτων.

Στα Σχ. 3.28 και 3.29 φαίνονται οι μετατοπίσεις κατά μήκος της κεντρικής πλάκας με την άνοδο της στάθμης της δεξαμενής (για φράγμα 100 m).

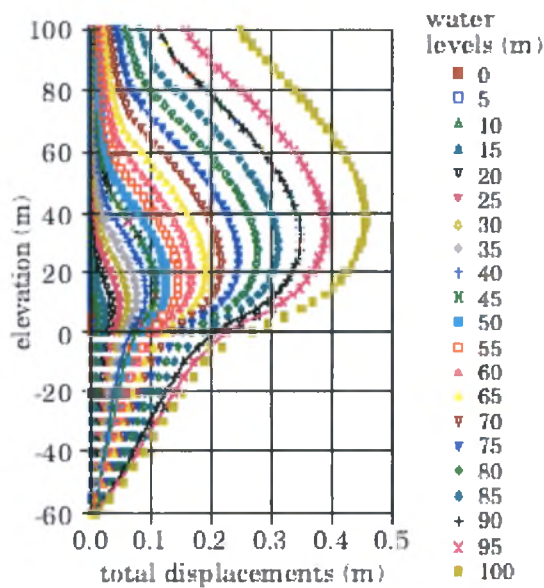




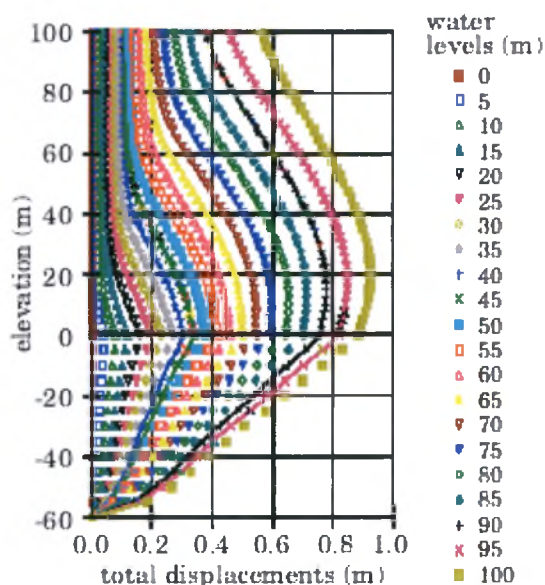
Σχήμα 3.26: Μέγιστες μετατοπίσεις της πλάκας για θεμελίωση σε λιθώνες ως προς το πάχος στρώσης θεμελίωσης και για διαφορετικά ύψη φραγμάτων (δεξαμενή πλήρης) (Massiera, 2005).



Σχήμα 3.27: Μέγιστες μετατοπίσεις της πλάκας για θεμελίωση σε κοκκώδεις αποθέσεις ως προς το πάχος στρώσης θεμελίωσης και για διαφορετικά ύψη φραγμάτων (δεξαμενή πλήρης) (Massiera, 2005).



Σχήμα 3.28: Συνολικές μετατοπίσεις (m) της πλάκας κατά τη διάρκεια της πλήρωσης για ένα φράγμα ύψους 100 m θεμελιωμένο σε 60 m από λιθώνες (κατά τη διάρκεια της πλήρωσης) (Massiera, 2005).



Σχήμα 3.29: Συνολικές μετατοπίσεις (m) της πλάκας κατά τη διάρκεια της πλήρωσης για ένα φράγμα ύψους 100 m θεμελιωμένο σε 60 m από κοκκώδεις αποθέσεις (κατά τη διάρκεια της πλήρωσης) (Massiera, 2005).

Θα πρέπει τέλος να επισημανθεί ότι η κατασκευή των CFRDs σε παγετώδεις και κοκκώδεις αλλουβιακές αποθέσεις αποτελεί καινοτομία για το χώρο των CFRDs. Για το λόγο αυτό τα αποτελέσματα που προκύπτουν από σχετικές αναλύσεις, θα πρέπει να επαληθεύονται μέσω επί τόπου μετρήσεων κατά τη φάση κατασκευής και λειτουργίας τέτοιων φραγμάτων.

### 3.2.3 Η άμεση επιρροή της πλάκας

Εξετάστηκαν ως εδώ οι εξωτερικοί παράγοντες που επηρεάζουν τη συμπεριφορά της πλάκας (λιθορριπή, τοπογραφία κλπ.). Όπως παρατηρήθηκε όμως σε αρκετά φράγματα τα χαρακτηριστικά της ίδιας της πλάκας (η γεωμετρία, ο τρόπος και χρόνος κατασκευή της) προκάλεσαν ή επέτειναν τη ρηγμάτωσή της. Βέβαια η άμεση επιρροή της πλάκας θεωρείται μικρότερης σημασίας απ' ότι οι παράγοντες που προαναφέρθηκαν.

Ο σωστός προγραμματισμός της κατασκευής της πλάκας παίζει καθοριστικό ρόλο. Η κατασκευή της πλάκας δεν θα πρέπει να ξεκινάει προτού αρχίσουν να υποχωρούν σημαντικά τα φαινόμενα ερπυσμού. Η πρόωρη τοποθέτηση της πλάκας συνιστά αιτία ρηγμάτωσης. Στην έσχατη περίπτωση, η τοποθέτηση της πλάκας θα πρέπει να αρχίζει αφού ολοκληρωθεί το 75% της λιθορριπής.

Παρακάτω θα εξετάσουμε τα πιθανά προβλήματα που μπορεί να υποστεί η πλάκα και πως μπορούν αυτά να αποφευχθούν με την κατάλληλη πρακτική. Δεν διαπιστώνεται σημαντική επιρροή της αντοχής του σκυροδέματος στον τύπο των ρηγμάτων. Ανάλογα με την αιτία ρηγμάτωσης, διακρίνονται οι ακόλουθοι τύποι ρηγμάτων.

### Ρωγμές λόγω παραμορφώσεων της λιθορριπής:

Ρήγματα εφελκυσμού εμφανίστηκαν σε 5 από τα χαρακτηριστικά ψηλά CFRDs που εξετάστηκαν παραπάνω: στα Aguamilpa, Tianshengquiao, Xingo, Ita και Itapebi. Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις, συνέβησαν μεγάλες παραμορφώσεις στη λιθορριπή και εξετάστηκε κατά πόσον συνδέονται αυτές οι παραμορφώσεις με τη ρηγμάτωση της πλάκας. Όσα ρήγματα οφείλονται στην παραμόρφωση του ανάντη τμήματος της λιθορριπής είναι περίπου οριζόντια και εμφανίζονται στο ανώτερο 1/3 της πλάκας. Τέτοια ρήγματα διαπιστώθηκαν στην πλάκα των Aguamilpa και Tianshengquiao. Επίσης σημειώνεται ότι η πλάκα δεν κινδυνεύει για τάσεις μικρότερες από 3~4 MPa (Filho & Pinto, 2005).

Μια τεχνική που χρησιμοποιείται είναι η μετατόπιση προς τα κατόντη της διεπιφάνειας μεταξύ ανάντη και κατόντη ζώνης (3B και 3C), η οποία επιτυγχάνει μείωση των παραμορφώσεων στην κορυφή του φράγματος. Η τακτική αυτή αρχικά εφαρμόστηκε με επιτυχία στα φράγματα Foz do Areia και Cethana κι έπειτα υιοθετήθηκε στα Campos Novos, Barra Grande (Brazil) και El Cajon (Mexico).

### Ρωγμές που σχετίζονται με τη γεωμετρία της θεμελίωσης:

Τα ρήγματα που εντοπίστηκαν στις πλάκες των Xingo, Ita και Itapebi είναι διαφορετικού τύπου. Είναι σχεδόν παράλληλα στην πλίνθο και σε απόσταση 10-20m απ' αυτήν. Στα Xingo και Itapebi (Σχ. 2.5 και 2.9) τα ρήγματα είναι προφανές ότι συνδέονται με τη γεωμετρία της θεμελίωσης της πλάκας. Στο Ita όμως η αιτία των ρηγμάτων δεν είναι τόσο εύκολο να προσδιοριστεί, καθώς η πλάκα ρηγματώθηκε αφού προηγουμένως είχε κυρτώσει. Τα μαθηματικά μοντέλα συνδέουν το κύρτωμα αυτό της επιφάνειας της πλάκας με την παρουσία απότομων μεταβατικών ζωνών κοντά στην πλίνθο. Οι απότομες κλίσεις των μεταβατικών ζωνών γίνονται πιο επικίνδυνες για την πλάκα σε συνδυασμό με τη χρήση πολύ λεπτής λιθορριπής. Απότομες αλλαγές του προσανατολισμού της πλίνθου σε συνδυασμό με λεπτή λιθορριπή μπορεί να προκαλέσουν παρόμοια ρηγμάτωση. Συνιστάται επομένως ιδιαίτερη προσοχή σε περιπτώσεις φραγμάτων που κατασκευάζονται σε μη ευνοϊκές συνθήκες θεμελίωσης (Filho & Pinto, 2005).

### Ρωγμές που σχετίζονται με την κατάσταση της πλάκας:

Η τραχεία επιφάνεια της πλάκας συντελεί σε περισσότερη προστριβή της με τη λιθορριπή και το γεγονός αυτό επιτείνει τον κίνδυνο ρηγμάτωσης της. Οι μελετητές καταλήγουν ότι όσο πιο χαραγμένη είναι μια πλάκα, τόσο περισσότερο αναμένεται να ρηγματωθεί.

### Ρωγμές λόγω ολίσθησης της λιθορριπής κατά μήκος της πλάκας:

Η ολίσθηση της ανάντη ζώνης είναι μια αιτία ανάπτυξης τάσεων στην πλάκα. Οι κατακόρυφοι αρμοί συγκρατούν τις τάσεις αυτές κάτω από μια οριακή τιμή και σπάνια η ολισθαίνουσα λιθορριπή μπορεί να γίνει αιτία ρηγμάτωσης.

### Το πρόβλημα της προεξέχουσας δοκού σκυροδέματος (extruded curbe)

Σε πολλές περιπτώσεις χρησιμοποιείται μια πρόσθετη κυρτή επιφάνεια σκυροδέματος προσκολλημένη πάνω στην πλάκα, η ονομαζόμενη “extruded curbe”. Η προεξέχουσα αυτή δοκός που συγκολλάται στο κάτω μέρος της πλάκας συνδέει άρρηκτα («κουμπώνει») την πλάκα πάνω στη λιθορριπή με αποτέλεσμα η πλάκα να ακολουθεί όλες τις παραμορφώσεις της κι έτσι να δέχεται πολύ μεγάλη φόρτιση από την παραμορφούμενη λιθορριπή.

Για την αποτροπή των προβλημάτων αυτών που σχετίζονται με το extruded curb προτείνεται η προσθήκη ασφαλικού επιχρίσματος στην πλίνθο. Παλιότερα, τοποθετούνταν ένας διαχωριστήρας (bond breaker) μεταξύ της κυρτής αυτής επιφάνειας και της πλάκας ο οποίος μετέτρεπε σε σκόνη μέσω της τριβής τη βάση της πλάκας, που στη συνέχεια ψεκαζόταν με ασφαλικό γαλάκτωμα (Johannesson & Toblang, 2007).

Στην περίπτωση του Mohale, η κυρτή αυτή επιφάνεια του σκυροδέματος δυσχέρανε την κατάσταση σε συνδυασμό με την απουσία του bond-breaker και την παρουσία θρυμμάτων του διογκούμενου σκυροδέματος (Johannesson, 2007).

### Προτάσεις για την προστασία της πλάκας

Λαμβάνοντας υπόψη όλους αυτούς τους κινδύνους που διατρέχει η πλάκα, η αριθμητική ανάλυση θα πρέπει να επικεντρωθεί στο πρόβλημα του προσδιορισμού της κατανομής των τάσεων στην πλάκα του σκυροδέματος και στο συσχετισμό αυτών με την ρηγμάτωσή της.

Η πλάκα σκυροδέματος κινδυνεύει από αστοχία κυρίως λόγω εφελκυσμού. Βασικός λοιπόν στόχος στην κατασκευή της πλάκας για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης είναι η επέκταση της θλιβόμενης περιοχής της. Πολλά μέτρα αποτροπής της ρηγμάτωσης έχουν προκύψει εμπειρικά, παρακάτω αναφέρονται μερικά.

Η μείωση της απόστασης των κατακόρυφων αρμών στα 7.5 m συνιστάται μετά την θετική απόδοση της πλάκας του El Cajon (Velasquez & Lesso, 2007). Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται επίσης στην κατασκευή της ένωσης της πλάκας με το τοίχιο κυματισμών που είναι μια πολύ κρίσιμη περιοχή (π.χ. στο Gouhou, η μεγάλη εισροή ξεκίνησε από την κακή συναρμογή μεταξύ των δυο αυτών στοιχείων) (Chan, 2005).

Στο Puclaro (Χιλή), που είναι θεμελιωμένο σε εδαφικές αποθέσεις και η πλάκα αναμένεται να δεχθεί μεγαλύτερη παραμόρφωση, ακολουθήθηκε μια ιδιαίτερη τεχνική για την κατασκευή της πλάκας και η βύθιση της περιορίστηκε σε αποδεκτά όρια. Οι πλάκες τοποθετήθηκαν σχεδόν ανεξάρτητα. Στα κενά μεταξύ τους τοποθετήθηκε μόνο αδιαπέρατο υλικό. Έτσι, η πλάκα προσαρμόζεται στις όποιες παραμορφώσεις της λιθορριπής και επιτρέπονται μεγάλες μετακινήσεις του περιμετρικού αρμού χωρίς τον κίνδυνο εισροής (το μεγάλο κενό παρείχε μεγάλο περιθώριο σχετικής κίνησης στις επιμέρους πλάκες) (Fell et al, 2005).



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται μια αναφορά στους καταστατικούς νόμους που διέπουν τη συμπεριφορά της λιθορριπής και στις μεθόδους προσομοίωσης που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση των CFRDs. Ένα καταστατικό προσομοίωμα υλικού προκύπτει από μια σειρά μαθηματικών εξισώσεων που περιγράφουν τη σχέση τάσης-παραμόρφωσης. Οι καταστατικοί νόμοι που περιγράφουν τη συμπεριφορά της λιθορριπής βασίζονται είτε στη μη γραμμική υποελαστική ανάλυση ή στην ελαστοπλαστική ανάλυση.

### 4.1 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Το πιο βασικό και απλούστερο μοντέλο που χρησιμοποιείται στην εδαφομηχανική είναι το γραμμικό ελαστικό μοντέλο. Στο μοντέλο αυτό εφαρμόζονται οι γενικευμένοι καταστατικοί νόμοι του Hooke και η συμπεριφορά του υλικού αποδίδεται με δύο παραμέτρους: το μέτρο ελαστικότητας  $E$  και το λόγο Poisson  $\nu$ .

Οι εξισώσεις τάσης-παραμόρφωσης είναι:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu \cdot \sigma_y}{E} - \frac{\nu \cdot \sigma_z}{E} \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu \cdot \sigma_x}{E} - \frac{\nu \cdot \sigma_z}{E} \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu \cdot \sigma_x}{E} - \frac{\nu \cdot \sigma_y}{E} \quad (4.3)$$

$$\gamma_{yz} = G \cdot \tau_{yz} \quad (4.4)$$

$$\gamma_{xz} = G \cdot \tau_{xz} \quad (4.5)$$

$$\gamma_{yx} = G \cdot \tau_{yx} \quad (4.6)$$

Όπου  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ : η ορθή τάση στις διευθύνσεις  $x, y, z$ ,  
 $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ : η παραμόρφωση στις διευθύνσεις  $x, y$  και  $z$ , αντίστοιχα.  
 $\gamma_{yz}$  και  $\tau_{yz}$ : η διατμητική παραμόρφωση και διατμητική τάση στο επίπεδο  $yz$ ,  
 $\gamma_{xz}$  και  $\tau_{xz}$ : η διατμητική παραμόρφωση και διατμητική τάση στο επίπεδο  $xz$ ,  
 $\gamma_{yx}$  και  $\tau_{yx}$ : η διατμητική παραμόρφωση και διατμητική τάση στο επίπεδο  $yx$ ,  
 $G$ : το μέτρο διάτμησης

Το μέτρο διάτμησης υπολογίζεται από τον τύπο:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.7)$$

Στις παραπάνω εξισώσεις, η σχέση τάσης - παραμόρφωσης είναι γραμμική, κατά την οποία το μέτρο ελαστικότητας παραμένει ίδιο με την αύξηση των τάσεων. Όμως



στην πραγματικότητα, το υλικό της λιθορριπής δεν συμπεριφέρεται γραμμικά ελαστικά. Επομένως, η γραμμική προσέγγιση της συμπεριφοράς της λιθορριπής δεν είναι ρεαλιστική (Ozkuzukiran, 2005).

#### 4.1.1 Μη γραμμικά μοντέλα

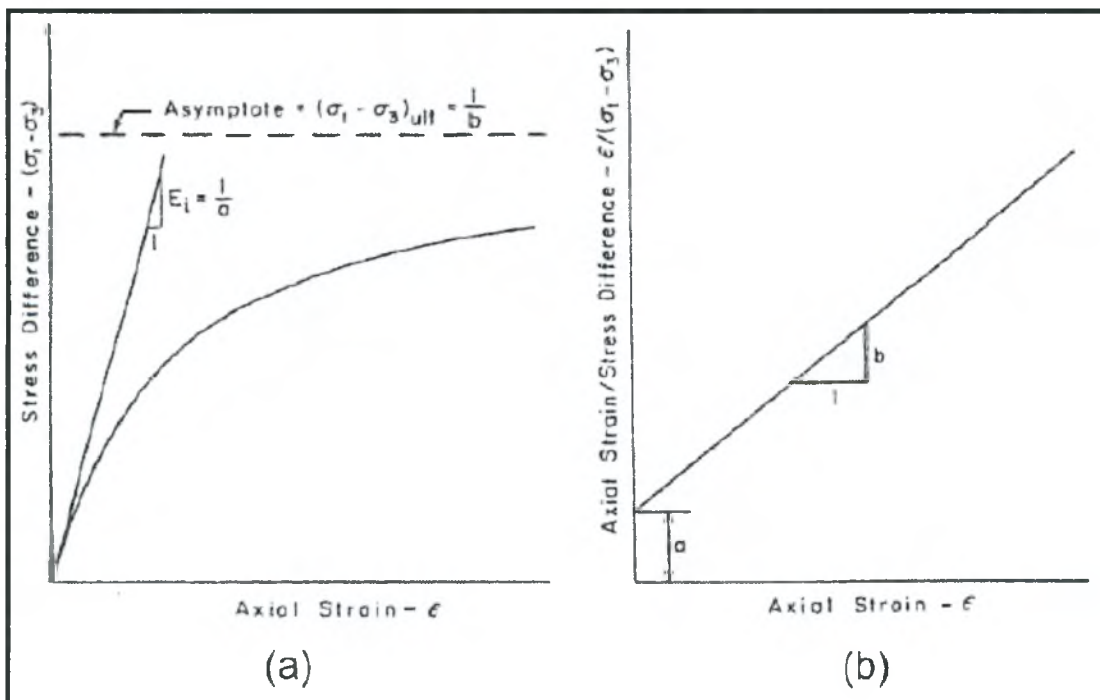
Η χρήση μιας υπερβολικής σχέσης τάσης-παραμόρφωσης και η διαφοροποίηση της δυσκαμψίας για τις φάσεις φόρτισης και αποφόρτισης εξασφαλίζουν σαφώς μεγαλύτερη ακρίβεια στους υπολογισμούς (Dakoulas, 2007).

##### 4.1.1.1 Το υπερβολικό μοντέλο Duncan & Chang (1970)

Ο Kondner (1963) απέδειξε ότι οι καμπύλες τάσης-παραμόρφωσης άμμου και αργίλου μπορούν να προσεγγιστούν με ακρίβεια από την υπερβολή:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\alpha + b \cdot \varepsilon} \quad (4.8)$$

όπου  $\sigma_1$  και  $\sigma_3$  : ελάχιστες και μέγιστες κύριες τάσεις,  $\varepsilon$ : η αξονική παραμόρφωση,  $\alpha$  και  $b$  συντελεστές που προσδιορίζονται από τυπικές τριαξονικές δοκιμές που φαίνονται στο Σχ. 4.1α ή στο Σχ. 4.1β για τροποποιημένους άξονες.



Σχήμα 4.1: Καμπύλη τάσης-παραμόρφωσης υπερβολικού μοντέλου (Hunter & Fell, 2003) (a) συμβατική καμπύλη τάσης παραμόρφωσης από τριαξονικές δοκιμές (b) καμπύλη τάσης-παραμόρφωσης με τροποποιημένους άξονες

Όπως φαίνεται στο Σχ.4.1a, η ασυμπτωτική τιμή της αποκλίνουσας τάσης (deviator stress) είναι πάντα πάνω από την υπερβολή και προσδιορίζεται μέσω της θλιπτικής αντοχής του εδάφους ως εξής:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (4.9)$$

όπου  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ : η θλιπτική αντοχή,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ : η ασυμπτωτική τιμή της αποκλίνουσας τάσης,  $R_f$ : ο λόγος των κύριων τάσεων κατά την αστοχία, ο οποίος είναι ανεξάρτητος της περιβάλλουσας τάσης και παίρνει τιμές από 0.75-1 για πλήθος εδαφών (Hunter & Fell, 2003).

Θεωρώντας το αρχικό εφαπτόμενο μέτρο ελαστικότητας και την θλιπτική αντοχή της λιθορριπής η γενική μορφή της αποκλίνουσας τάσης είναι:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon \cdot R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \quad (4.10)$$

Η εξίσωση του Kondner (1963) προσομοιάζει αποτελεσματικά τη μη-γραμμική συμπεριφορά των εδαφών και σε αυτήν βασίζεται το υπερβολικό μοντέλο των Duncan & Chang (1970).

Το 1963 ο Janbu πρότεινε τη σχέση (4.11) μεταξύ του αρχικού εφαπτόμενου μέτρου ελαστικότητας και της περιβάλλουσας τάσης:

$$E_i = K \cdot p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (4.11)$$

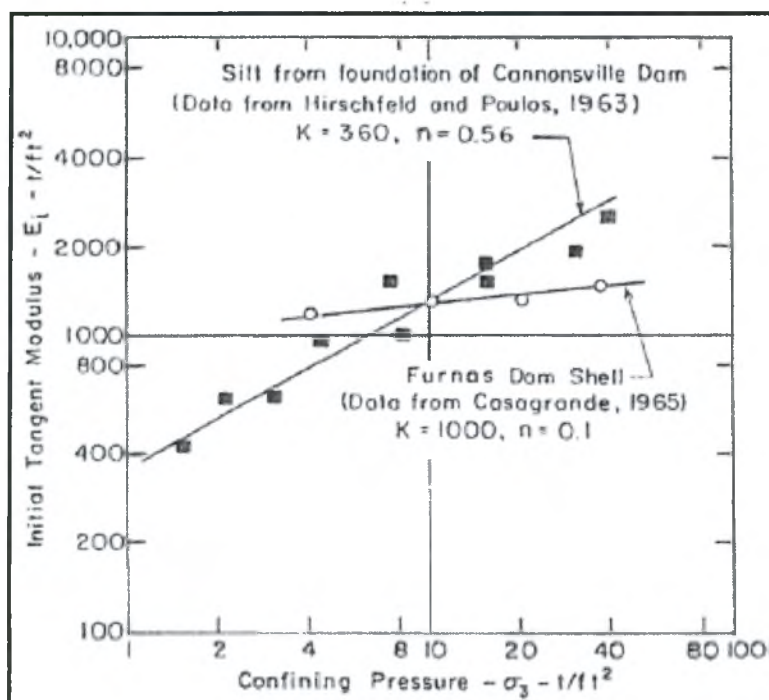
Όπου  $E_i$ : το αρχικό εφαπτόμενο μέτρο ελαστικότητας (kPa),  $\sigma_3$ : η μικρότερη κύρια τάση (kPa),  $p_a$ : η ατμοσφαιρική πίεση (kPa),  $K$ : συντελεστής δυσκαμψίας και  $n$ : ο δείκτης του ρυθμού μεταβολής του  $E_i$  με την  $\sigma_3$  (Duncan et al, 1970). Οι  $K$  και  $n$  είναι αδιάστατες παράμετροι και υπολογίζονται από ένα διάγραμμα όπως αυτό του Σχ. 4.2.

Για σταθερή τιμή της  $\sigma_3$ , το εφαπτόμενο μέτρο ελαστικότητας δίδεται από τον τύπο:

$$E_i = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon} \quad (4.12)$$

Ο συνδυασμός των σχέσεων 4.10 και 4.12 καταλήγει στην εξής σχέση για το εφαπτόμενο μέτρο ελαστικότητας:

$$E_i = \frac{1/E_i}{\left( \frac{1}{E_i} + \frac{R_f \cdot \varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right)^2} \quad (4.13)$$



Σχ.4.2: Καθορισμός των υπερβολικών παραμέτρων  $K, n$  (Hunter & Fell, 2003)

Οι Duncan & Chang (1970) εξάλειψαν την παραμόρφωση στην Εξ. 4.13, τροποποιώντας την Σχ. 4.9 σε:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{E_i \left( 1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right)} \quad (4.14)$$

Στο υπερβολικό μοντέλο των Duncan & Chang είναι ενσωματωμένο το κριτήριο αστοχίας των Mohr-Coulomb

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \cdot \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.15)$$

Όπου  $c$ : η συνοχή,  $\phi$ : η εσωτερική γωνία τριβής του εδαφικού υλικού.

Με συνδυασμό των σχέσεων 4.13, 4.14, και 4.15 κατέληξαν στη σχέση (4.16).

$$E_i = \left[ 1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \cdot \sin \phi} \right]^2 \cdot K \cdot p_\alpha \left( \frac{\sigma_3}{p_\alpha} \right)^n \quad (4.16)$$

Η εξίσωση (4.16) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για ανάλυση ολικών και ενεργών τάσεων. Για την αποφόρτιση, οι Duncan & Chang κατέληξαν ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ακόλουθη σχέση:

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (4.17)$$

Όπου  $K_{ur}$ : συντελεστής δυσκαμψίας για την αποφόρτιση. Η παράμετρος  $n$  είναι ίδια για την πρώτη φόρτιση και τους επόμενους κύκλους φόρτισης-αποφόρτισης.

Το μοντέλο των Duncan & Chang ήταν ανεξάρτητο του λόγου Poisson. Τη σύνδεσή του επιχείρησαν οι Kulhawy et al. που ανέπτυξαν μια σχέση για τον εφαπτόμενο λόγο Poisson κατ' αντιστοιχία με το υπερβολικό μοντέλο. Σύμφωνα μ' αυτούς ο λόγος Poisson μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση:

$$v_t = \frac{G - F \log \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)}{\left[ 1 - \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{K \cdot p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left( 1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right)} \right]^2} \quad (4.18)$$

Όπου  $v_t$ : ο εφαπτόμενος λόγος Poisson και  $G, F, d$  είναι παράμετροι που υπολογίζονται από τα αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών θλίψης και εφελκυσμού (Janbu, 1963).

Οι Duncan et al. (1980) επανεξέτασαν το μοντέλο και πρότειναν ένα μέτρο διόγκωσης το οποίο να μεταβάλλεται σε σχέση με την περιβάλλουσα τάση σύμφωνα με τη σχέση:

$$B = K_b \cdot p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (4.19)$$

Όπου  $B$ : το μέτρο διόγκωσης,  $K_b$ : συντελεστής του μέτρου διόγκωσης και  $m$  σταθερά. Επιπλέον, διαπίστωσαν ότι για τα μη συνεκτικά εδάφη, όπως είναι η λιθορριπή, το χαλίκι και η άμμος, η γωνία διατμητικής αντοχής  $\phi$  μειώνεται λογαριθμικά με την περιβάλλουσα τάση ως εξής:

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right) \quad (4.20)$$

όπου  $\phi_0$ : η τιμή της  $\phi$  για  $\sigma_3 = p_a$  και  $\Delta\phi$  η μείωση της  $\phi$  για δεκαπλασιασμό της  $\sigma_3$ . ( $\phi_0, \Delta\phi$ : σταθερές).

Από τις ανωτέρω σχέσεις προκύπτει ότι:

α) Οι τιμές του εφαπτόμενου μέτρου ελαστικότητας μεταβάλλονται ανάλογα με την περιβάλλουσα τάση και το ποσοστό της ενεργοποιούμενης αντοχής.

β) Οι τιμές του μέτρου διόγκωσης μεταβάλλονται ανάλογα με την περιβάλλουσα τάση και είναι ανεξάρτητες της ενεργοποιούμενης αντοχής.

#### 4.1.1.2 Προσομοίωμα κρατυνόμενου εδάφους (Hardening Soil Model ή HS)

Πρόκειται για μια ελαστο-πλαστική εκδοχή του μοντέλου των Duncan & Chang που χρησιμοποιείται για να προσομοιάσει τη σχέση τάσης-παραμόρφωσης της λιθορριπής. Η θεωρία του HS είναι πιο σύνθετη και θα περιγραφεί μέσα από τα αποτελέσματα μιας τριαξονικής δοκιμής. Υπό αυξανόμενη αποκλίνουσα τάση, η δυσκαμψία του εδάφους μειώνεται και η σχέση τάσης-παραμόρφωσης μπορεί να αποδοθεί αρκετά καλά από την υπερβολή των Kondner et al. (1963). Στο προσομοίωμα HS, χρησιμοποιείται η παρακάτω σχέση για να αποδώσει την υπερβολική συμπεριφορά του υλικού που φαίνεται στο Σχ. 4.3.

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}, \quad q < q_f \quad (4.21)$$

Όπου  $q$ : η αποκλίνουσα τάση,  $q_a$ : η ασυμπτωτική τιμή της διατμητικής αντοχής,  $q_f$ : η μέγιστη αποκλίνουσα τάση και  $E_{50}$ : μέτρο ελαστικότητας εξαρτώμενο από την περιβάλλουσα τάση για φόρτιση ίση με το 50% της  $q_f$  και δίνεται από την εξίσωση 4.22 (Σχ. 4.3).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cot \phi - \sigma'_3}{c \cdot \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (4.22)$$

όπου  $E_{50}^{ref}$  είναι ένα σχετικό μέτρο δυσκαμψίας που αντιστοιχεί στην περιβάλλουσα πίεση αναφοράς  $p^{ref}$ .

Στο προσομοίωμα HS, η πραγματική δυσκαμψία εξαρτάται από την ελάχιστη κύρια τάση  $\sigma'_3$  που είναι η περιβάλλουσα τάση από μια τριαξονική δοκιμή ( $\sigma'_3 < 0$  για θλίψη). Ο δείκτης  $m$  αντικατοπτρίζει την επιρροή της περιβάλλουσας τάσης, όπως ο συντελεστής  $n$  για το μοντέλο των Duncan & Chang.

Το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb χρησιμοποιείται και στο προσομοίωμα HS για την εκτίμηση του  $q_f$ , όπως και στο μοντέλο Duncan & Chang.

$$q_f = (c \cdot \cot \phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.23)$$

Για την φάση αποφόρτισης, χρησιμοποιείται επίσης μέτρο ελαστικότητας που μεταβάλλεται με την τάση ως εξής:



$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cot \phi - \sigma'_3}{c \cdot \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (4.24)$$

όπου  $E_{ur}^{ref} = 1.2$  έως  $3E_{50}^{ref}$ .

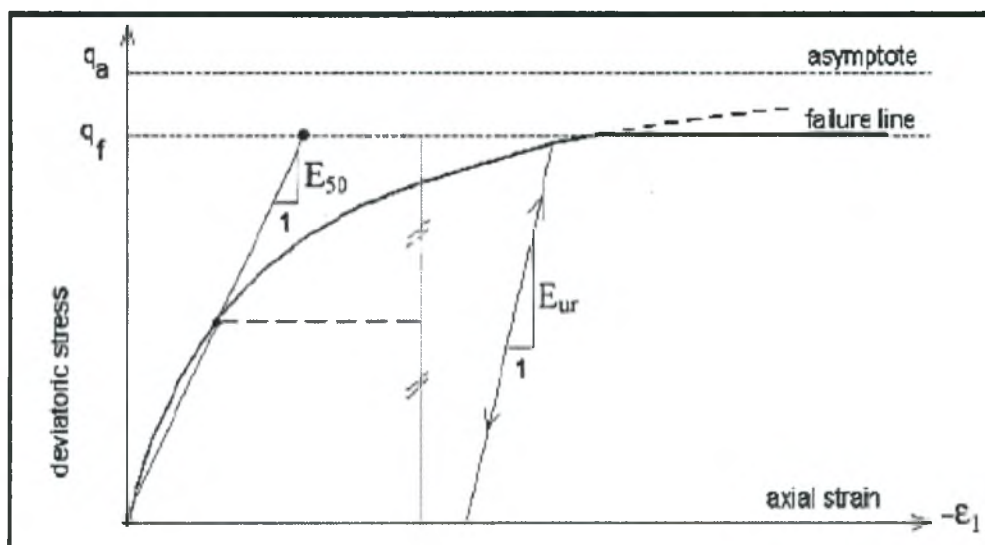
Για μονοδιάστατη θλίψη χρησιμοποιείται το  $E_{oed}$  που δίνεται από τη σχέση:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cot \phi - \sigma'_3}{c \cdot \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (4.25)$$

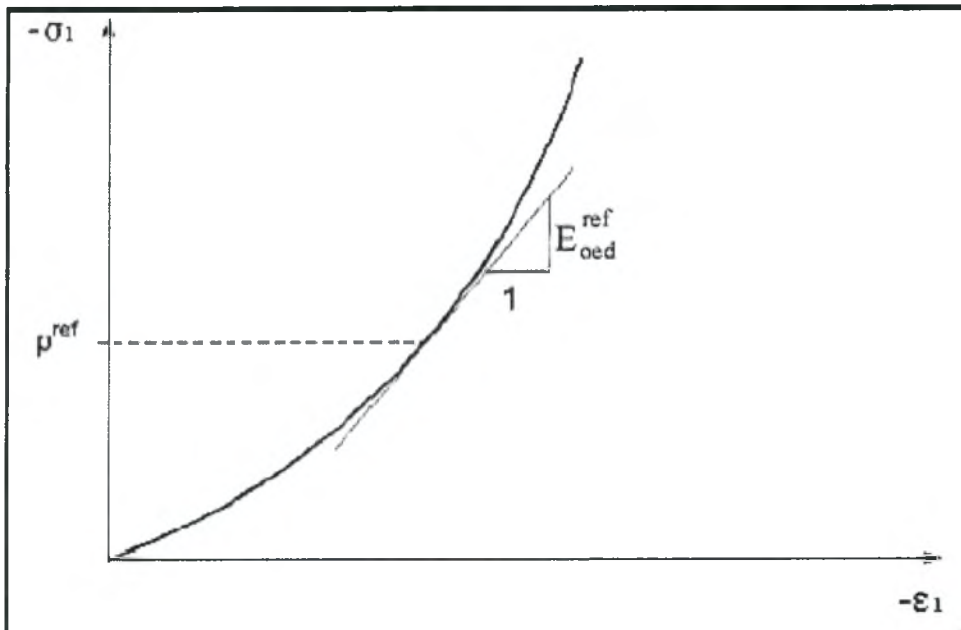
Όπου  $E_{oed}^{ref}$  είναι το επαπτόμενο μέτρο ελαστικότητας στην πίεση αναφοράς, όπως φαίνεται στο Σχ. 4.4. Αν δεν υπάρχουν διαθέσιμα αποτελέσματα δοκιμών μονοδιάστατης θλίψης, μπορεί να ληφθεί  $E_{oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref}$ .

Οι προτεινόμενες παράμετροι ανάλυσης για το προσομοίωμα HS ποικίλουν από ερευνητή σε ερευνητή, αλλά κυρίως από υλικό σε υλικό. Π.χ. Το Νορβηγικό Γεωτεχνικό Ινστιτούτο θεωρεί  $R_f=0.65$ ,  $K=1800$ , και  $n=0.25$  για λιθορριπή με μέγιστο κόκκο  $D_{max} = 200$  mm (πολύ λεπτή λιθορριπή), και  $R_f=0.70$ ,  $K=900$  και  $n=0.45$ , για μέγιστο κόκκο  $D_{max} = 800$  mm: (πολύ χονδρόκοκκη λιθορριπή). (γρανιτικός γνεύσιος, ή διοριτικό massif).

Οι Shaboya και Byrne προτείνουν:  $K=250-500$ ,  $n=0.25-0.50$ ,  $R_f=0.60-0.80$ . Πολύ μεγάλες είναι οι διακυμάνσεις στις προτεινόμενες τιμές ανάλογα με το μέγιστο κόκκο λιθορριπής από συμπαγή βασάλτη, βασάλτη με breccia και γωνιώδη πρόσμικτα.



Σχήμα 4.3: Υπερβολική καμπύλη τάσης-παραμόρφωσης H.S. μοντέλου (Barton et al, 1981)



Σχήμα 4.4: Προσδιορισμός του  $E_{oed}^{ref}$  από τα αποτελέσματα δοκιμής οιδημέτρου (Barton et al, 1981)

#### 4.2 Μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων (FEM)

Η χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method ή FEM) αποτελεί ένα πολύτιμο εργαλείο για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς των φραγμάτων αυτών με ανάντη πλάκα σκυροδέματος. Κατά την μέθοδο αυτή, τα διάφορα μέρη της κατασκευής διακριτοποιούνται σε πολύ μικρότερα τμήματα «συνεχούς» μέσου, που ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία.

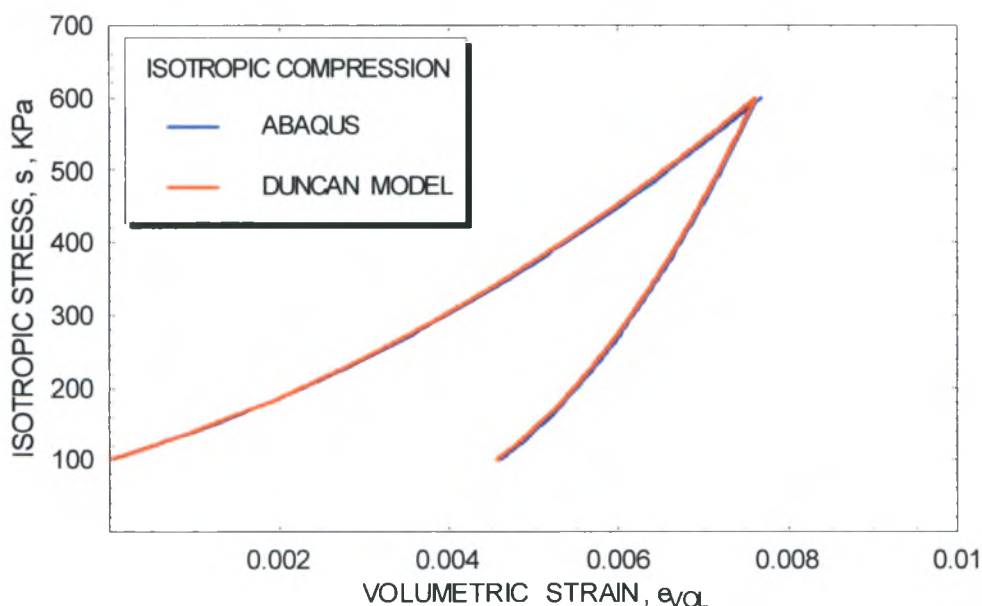
Κάθε πεπερασμένο στοιχείο προσδιορίζεται από τα σημεία των κορυφών του που ονομάζονται κόμβοι. Για κάθε στοιχείο αναπτύσσεται το μητρώο δυσκαμψίας το οποίο επιτρέπει τον υπολογισμό της μεταβολής των τάσεων εντός του στοιχείου όταν είναι γνωστή η μεταβολή των μετατοπίσεων στους κόμβους. Τα μητρώα δυσκαμψίας όλων των πεπερασμένων στοιχείων του συστήματος «συναθροίζονται», λαμβάνοντας υπόψη τον τρόπο με τον οποίο συνδέονται γειτονικά στοιχεία, και σχηματίζεται το καθολικό μητρώο δυσκαμψίας (global stiffness matrix). Η επίλυση του προβλήματος επιτυγχάνεται με την εύρεση όλων των μετατοπίσεων των κόμβων της κατασκευής, με τρόπο που να ικανοποιεί την ισορροπία, το συμβιβαστό των παραμορφώσεων, την σχέση τάσης-παραμόρφωσης, τις συνοριακές συνθήκες και τις αρχικές συνθήκες όλου του συστήματος. Για την επίλυση των εξισώσεων ακολουθείται επαναληπτική διαδικασία κατά την οποία ο καταστατικός νόμος χρησιμοποιείται αρκετές φορές. Όσο πιο πολύπλοκο είναι το καταστατικό προσομοίωμα τόσο πιο πολύ υπολογιστικό χρόνο χρειάζεται το σύστημα για να επιλυθεί.

Οι αναλύσεις είναι δυνατόν να πραγματοποιηθούν σε 2 ή 3 διαστάσεις. Για την περίπτωση της ανάλυσης λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος, που είναι θεμελιωμένα σε σχετικά στενή κοιλάδα, επιβάλλεται η χρήση της τρισδιάστατης ανάλυσης για την πιο ρεαλιστική απεικόνιση του φράγματος και την ορθή πρόβλεψη της συμπεριφοράς του. Παρακάτω γίνεται μια αναφορά στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία.

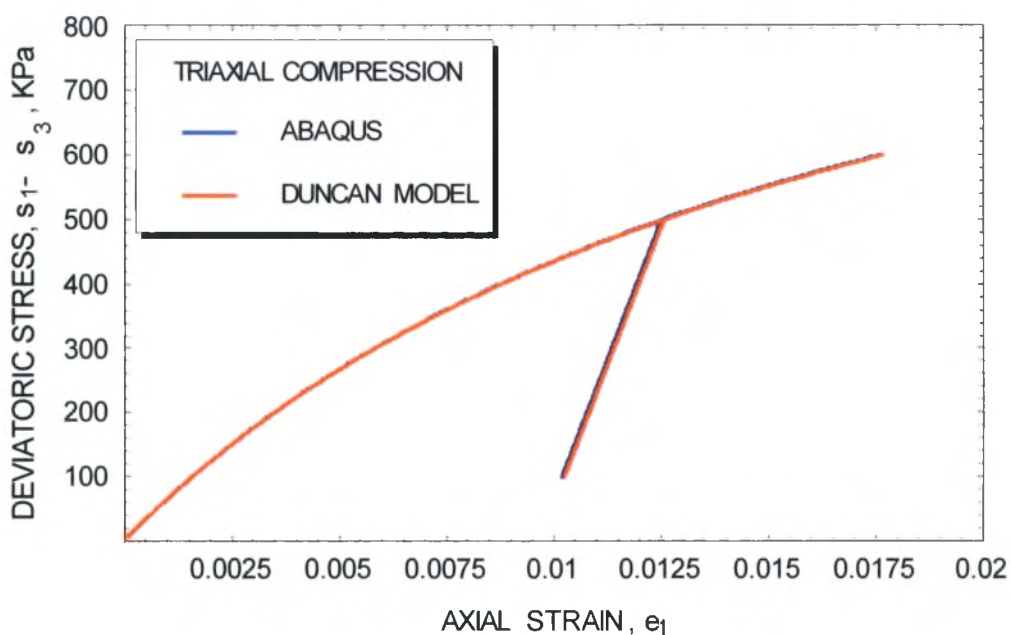
#### 4.2.1 Ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS

Πρόκειται για έναν κώδικα πεπερασμένων στοιχείων που βελτιώνεται συνεχώς κατά τα τελευταία χρόνια, και χρησιμοποιείται σημαντικά σε εφαρμογές πολιτικού μηχανικού, μηχανολόγου, αεροναυπηγού κλπ. Σήμερα το πρόγραμμα ABAQUS παρέχει ένα πολύ ισχυρό υπολογιστικό εργαλείο για πλήρη προσομοίωση της σταδιακής κατασκευής, της στατικής συμπεριφοράς, της δυναμικής συμπεριφοράς, της ροής διαμέσου του εδάφους, της διάχυσης θερμότητας, κλπ. Το πρόγραμμα διαθέτει ένα μεγάλο αριθμό έτοιμων καταστατικών προσομοιωμάτων για διάφορα υλικά και διάφορες διεπιφάνειες μεταξύ υλικών. Ένα πολύ σημαντικό πλεονέκτημα του προγράμματος είναι ότι επιτρέπει την ενσωμάτωση νέων καταστατικών προσομοιωμάτων που δημιουργούνται εξολοκλήρου από την χρήση. Οι αναλύσεις παρέχουν αποτελέσματα με ελεγχόμενη ακρίβεια και μεγάλη ταχύτητα. Τα χαρακτηριστικά αυτά είναι ιδιαίτερα κρίσιμα για την προσομοίωση της σταδιακής κατασκευής, στατικής ανάλυσης και σεισμικής ανάλυσης των CFRDs και αποτελούν βασικό λόγο επιλογής του συγκεκριμένου λογισμικού.

Προηγούμενη ερευνητική εργασία στο Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας είχε ως αποτέλεσμα την ενσωμάτωση στον κώδικα ABAQUS μίας σειράς καταστατικών σχέσεων για εδαφικά υλικά, όπως π.χ. το μοντέλο Duncan & Chang (Dakoulas 2007). Η ενσωμάτωση καταστατικών σχέσεων υλικών θα πρέπει να επιβεβαιώνεται με συστηματικές προσομοιώσεις της συμπεριφοράς των υλικών σε διαφορετικές πειραματικές δοκιμές και αντίστοιχες μαθηματικές προσομοιώσεις.



Σχήμα 4.5: Επαλήθευση του καταστατικού μοντέλου Duncan που ενσωματώθηκε στον κώδικα ABAQUS: Αποτελέσματα δοκιμής ισότροπης θλίψης, με κλάδο φόρτισης και αποφόρτισης, από προσομοίωση με τον κώδικα ABAQUS και με το πρόγραμμα Mathematica (Dakoulas 2007).



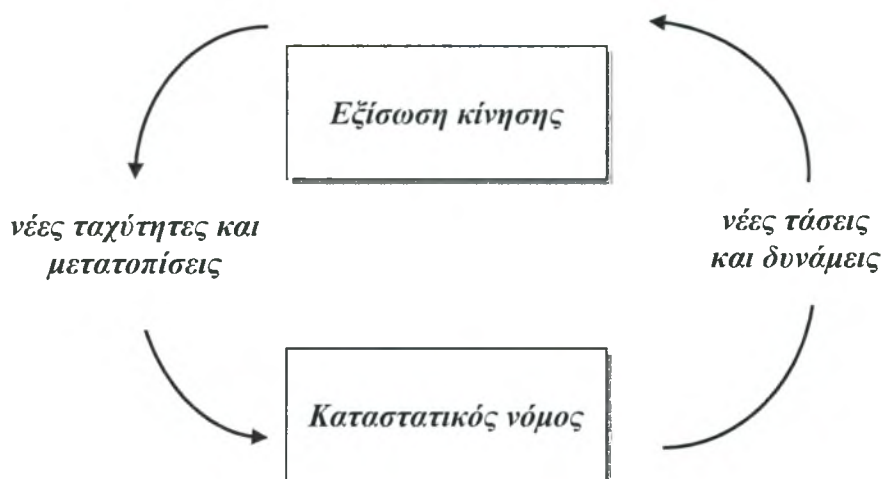
Σχ.4.6: Η επαλήθευση του καταστατικού μοντέλου Duncan που ενσωματώθηκε στον κώδικα ABAQUS: Αποτελέσματα δοκιμής τριαξονικής θλίψης με κλάδο φόρτισης και αποφόρτισης, από προσομοίωση με τον κώδικα ABAQUS και με το πρόγραμμα Mathematica (Dakoulas 2007).

Στο Σχ. 4.5 συγκρίνεται η αριθμητική προσομοίωση μιας ιστροπικής τριαξονικής δοκιμής η οποία γίνεται σε ένα δοκίμιο που στερεοποιείται αρχικά σε  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 100$  kPa και εν συνεχεία φορτίζεται ιστροπικά μέχρι τα 600 kPa. Μετά αποφορτίζεται ιστροπικά στα 100 KPa. Στο σχήμα παρουσιάζεται η ιστροπική τάση  $\sigma$  ως προς την ογκομετρική παραμόρφωση  $\varepsilon_{vol}$ . Η μπλε καμπύλη δίδει τα αποτελέσματα της αριθμητικής προσομοίωσης με το ABAQUS, ενώ η κόκκινη καμπύλη δίδει τα αποτελέσματα της μαθηματικής προσομοίωσης με το Mathematica. Παρατηρείται ότι τα αποτελέσματα συμφωνούν.

Στο Σχ. 4.6 συγκρίνεται η αριθμητική προσομοίωση μιας δοκιμής τριαξονικής θλίψης η οποία γίνεται σε ένα δοκίμιο που στερεοποιείται αρχικά σε  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 100$  kPa και εν συνεχεία η κατακόρυφη ορθή τάση αυξάνει μέχρι τα 500 kPa ενώ η οριζόντια παραμένει σταθερή. Μετά η κατακόρυφη ορθή τάση μειώνεται στα 100 kPa, και εν συνεχεία αυξάνει πάλι μέχρι τα 600 kPa. Στο σχήμα παρουσιάζεται η αποκλίνουσα τάση  $\sigma_1 - \sigma_3$  ως προς την αξονική παραμόρφωση  $\varepsilon_1$ . Η μπλε καμπύλη δίδει τα αποτελέσματα της αριθμητικής προσομοίωσης με το ABAQUS, ενώ η κόκκινη καμπύλη δίδει τα αποτελέσματα της μαθηματικής προσομοίωσης με το Mathematica. Παρατηρείται και πάλι ότι τα αποτελέσματα συμφωνούν.

#### 4.2.2 Πεπερασμένες διαφορές

Στις *Πεπερασμένες Διαφορές*, όπως π.χ. στον κώδικα FLAC (Itasca 2005), δεν απαιτείται μόρφωση καθολικού μητρώου ακαμψίας αλλά ούτε και επαναληπτική διαδικασία. Η πλήρης εξίσωση κίνησης χρησιμοποιείται για να επιλυθούν οι εξισώσεις ισορροπίας σε συγκεκριμένα σημεία – κόμβους του συστήματος, ενώ οι υπολογισμοί γίνονται για μικρό χρονικό βήμα, έτσι ώστε η μεταβολή της εντατικής κατάστασης σε ένα στοιχείο να μην προλάβει να επηρεάσει το γειτονικό του. Αφού επιλυθούν οι εξισώσεις σε αυτά τα σημεία και υπολογιστούν οι αντίστοιχες κομβικές ταχύτητες τότε καλείται ο καταστατικός νόμος για να υπολογιστούν οι τάσεις. Το καταστατικό προσομοίωμα δεν επεμβαίνει στον αλγόριθμο επίλυσης των εξισώσεων ισορροπίας παρά μόνο χρησιμοποιείται 'εξωτερικά' για να υπολογισθούν τα εντατικά μεγέθη αφού έχει επιτευχθεί ισορροπία. Η διαδικασία επίλυσης παρουσιάζεται γραφικά στο Σχήμα 4.7:



Σχήμα 4.7 Υπολογιστικός κύκλος κατά τη διάρκεια ενός χρονικού βήματος στο FLAC (Itasca 2005).

Ο χρήστης που θέλει να εισάγει ένα νέο καταστατικό προσομοίωμα, πρέπει μόνο να προμηθεύσει τον κώδικα με μια εξωτερική ρουτίνα η οποία καλείται κάθε φορά μετά από την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας και όχι κατά τη διάρκεια της. Για στατικά προβλήματα, η χρήση της εξίσωσης κίνησης στο FLAC εξασφαλίζει σταθερότητα στο σύστημα ακόμα και για περιπτώσεις όπου υπάρχει μεγάλη πιθανότητα αστάθειας (π.χ. σε μη-γραμμικά υλικά κοντά στην αστοχία). Συμπεριλαμβάνοντας κατά την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας αδρανειακές δυνάμεις και μετατρέποντας μέρος της ενέργειας του συστήματος σε κινητική ενέργεια που αποσβένεται, επιτυγχάνεται πιο σωστή προσομοίωση των φυσικών διαδικασιών.



### 4.2.3 Σύγκριση των δύο μεθόδων ανάλυσης

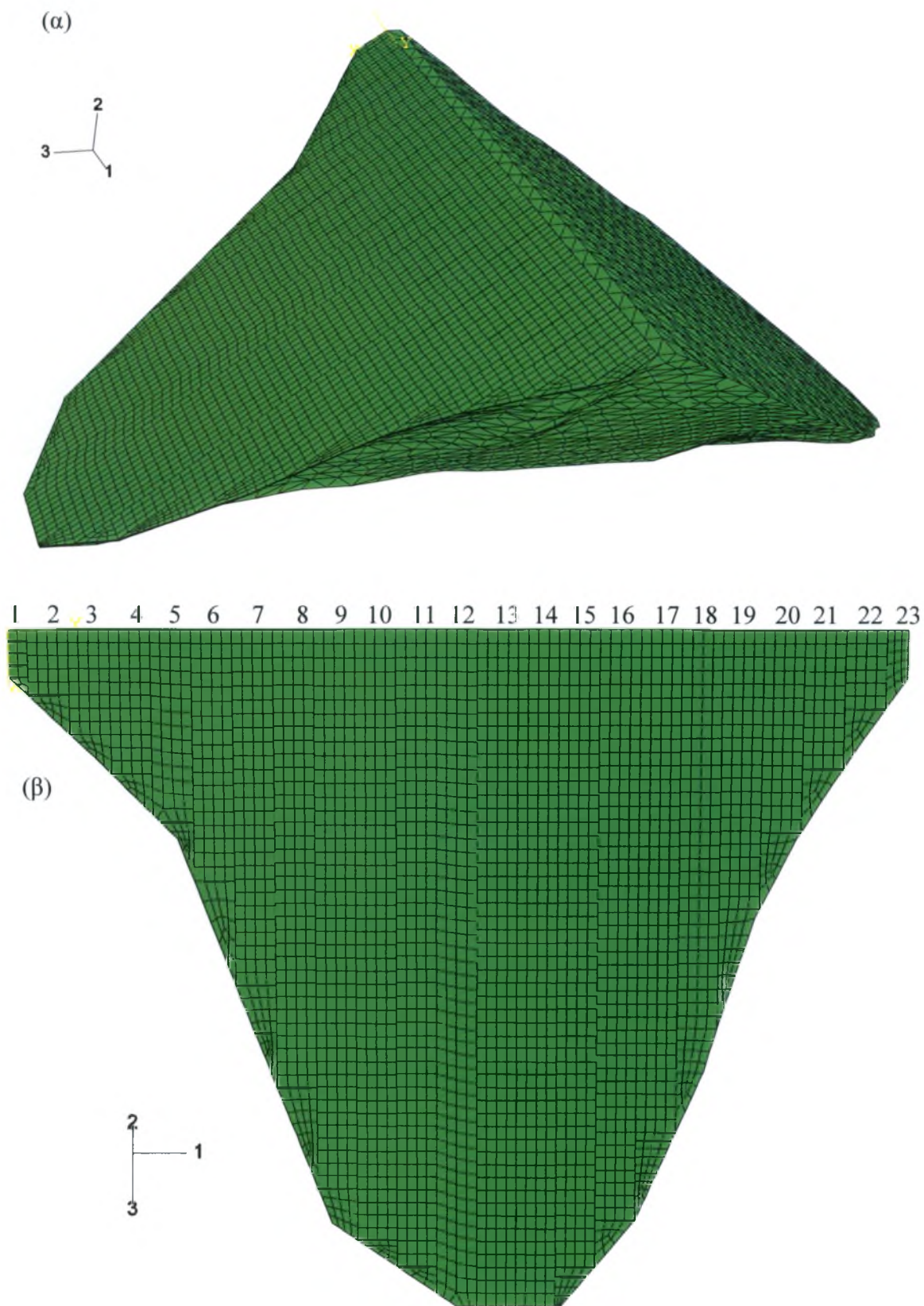
Στην περίπτωση στατικής ανάλυσης και οι δύο μέθοδοι συμπεριφέρονται ικανοποιητικά από άποψη ακρίβειας, ταχύτητας και δυνατοτήτων. Στην περίπτωση δυναμικών αναλύσεων κορεσμένων υλικών που χαρακτηρίζονται από μεγάλο βαθμό ασυμπίεστότητας του υλικού και όπου λαμβάνει χώρα ταυτόχρονη ροή σε πορώδες μέσο, η επιλογή είναι πιο δύσκολη. Εκτιμάται ότι στην περίπτωση αυτή ο κώδικας ABAQUS πλεονεκτεί ως προς τον χρόνο επίλυσης σε σχέση με τον κώδικα FLAC, όπου ο χρόνος είναι σημαντικός. Επίσης, ο κώδικας ABAQUS παρέχει ακριβέστερο υπολογισμό των επιταχύνσεων, ενώ στον κώδικα FLAC ο υπολογισμός των επιταχύνσεων νοθεύεται από ψευδή μέγιστα που δημιουργούνται λόγω του τύπου της αριθμητικής επίλυσης και της ασυμπίεστότητας του κορεσμένου υλικού. Ένα μειονέκτημα του ABAQUS είναι ο δυσκολότερος τρόπος εισόδου της σεισμικής δόνησης, όταν επιδιώκεται υψηλός βαθμός ακρίβειας σχετικά με την διάδοση των κυμάτων στον περιβάλλοντα χώρο, ενώ στον κώδικα FLAC η είσοδος της σεισμικής διέγερσης γίνεται σχετικά εύκολα.

### 4.3 Συμπεράσματα από τις 2-Δ και 3-Δ αναλύσεις

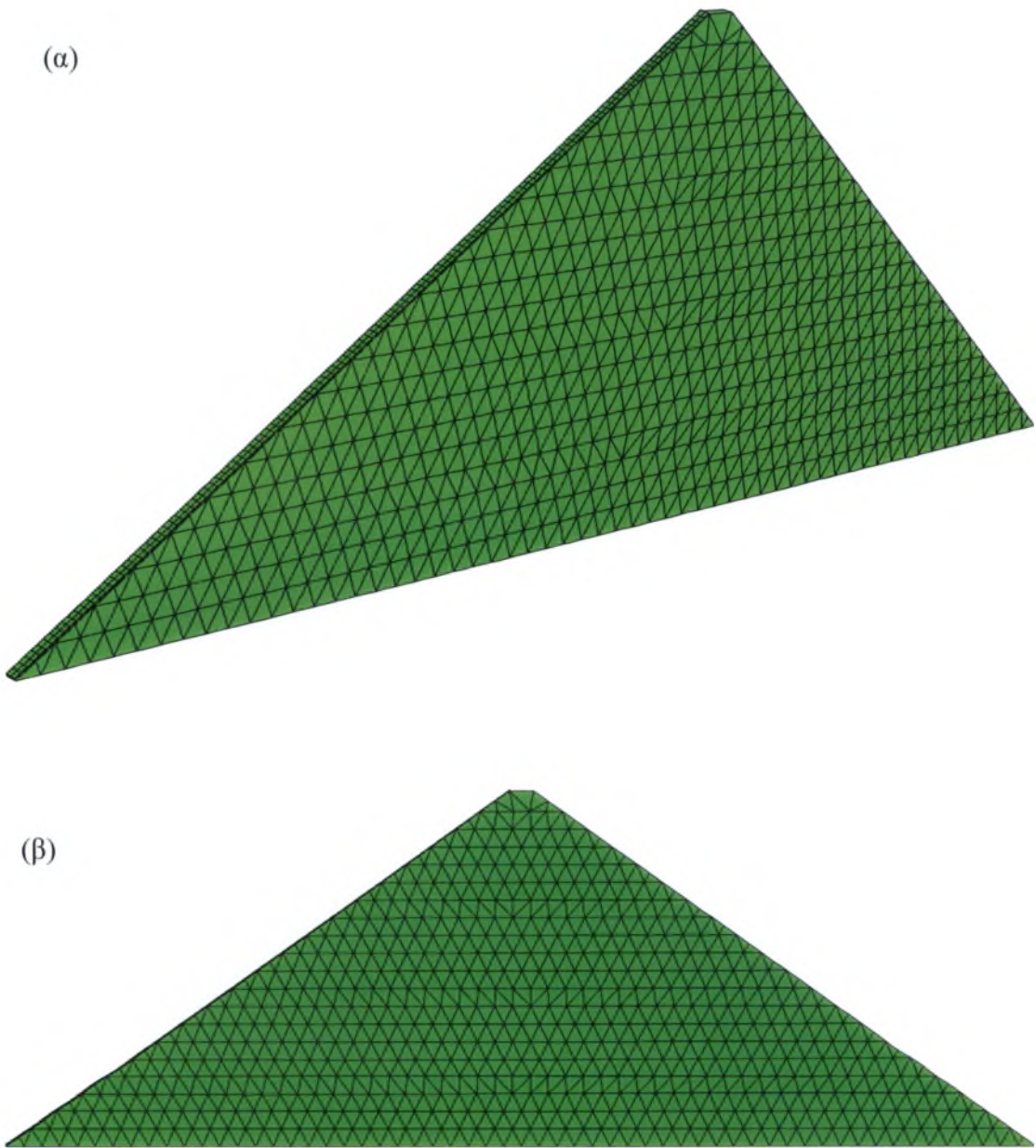
Προηγούμενες μελέτες σχετικά με την επίδραση της τρισδιάστατης γεωμετρίας στις μετατοπίσεις, στις καθιζήσεις και στην εντατική κατάσταση του φράγματος και της πλάκας σκυροδέματος κατέδειξαν ότι η επίδραση αυτή είναι σημαντική για στενές κοιλάδες ( $L/H \rightarrow 1$ ) ενώ για ευρείες κοιλάδες ( $L/H > 5$ ) δεν είναι σημαντική (Lefebvre et al. 1973, Hunter et al. 2003, Liu et al. 2002). Όμως τα επιμέρους συμπεράσματα των μελετών αυτών δεν είναι πάντα αξιόπιστα διότι τα αριθμητικά μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν είναι αρκετά απλουστευμένα (γραμμική ελαστική ανάλυση, υπερβολικά αδρή διακριτοποίηση της γεωμετρίας, χονδροειδής προσομοίωση της σταδιακής κατασκευής με λίγες στρώσεις λιθορριπής, ενιαία πλάκα σκυροδέματος αντί για λωρίδες, κλπ.).

Μία πρόσφατη προχωρημένη και λεπτομερής μελέτη του φράγματος της Μεσοχώρας δίδει την δυνατότητα να γίνει μία πιο αξιόπιστη εκτίμηση της επίδρασης της τρισδιάστατης γεωμετρίας (Dakoulas, 2007). Στα σχήματα 4.8 και 4.9 δίδονται αντίστοιχα η 3Δ και η 2Δ γεωμετρία του φράγματος. Στο Σχ. 4.10 δίδεται η κατανομή των καθιζήσεων που προβλέπεται κατά την σταδιακή κατασκευή και μετά το στάδιο ερπυσμού και την 2Δ και 3Δ ανάλυση. Με βάση τα αποτελέσματα στο 4.10 γίνεται η βαθμονόμηση των παραμέτρων των δύο μοντέλων (2Δ και 3Δ) και εν συνεχεία η φόρτιση με ανύψωση της ύδατος. Το Σχ. 11 δίδει την αντίστοιχη βύθιση της πλάκας 13 (κεντρική διατομή, Σχ. 4.8β) για διάφορα στάδια φόρτισης για τις δύο αναλύσεις. Το στάδιο 7 είναι το τελικό στάδιο φόρτισης. Από την σύγκριση των αποτελεσμάτων της 2-Δ και της 3-Δ ανάλυσης του φράγματος της Μεσοχώρας, προέκυψαν τα εξής:

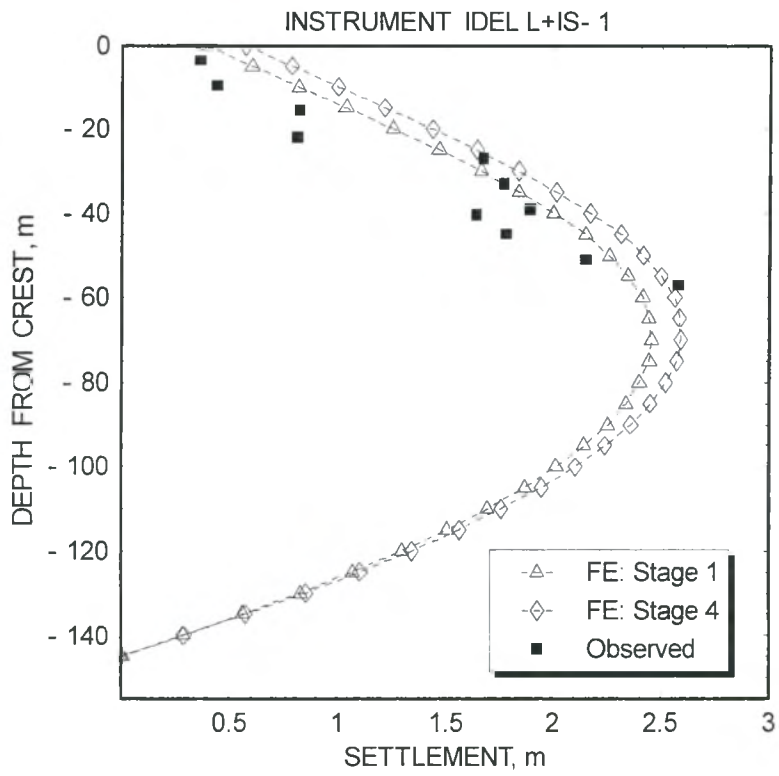
- Η 2-Δ ανάλυση σε μια στενή κοιλάδα, δεδομένου ότι δεν συνεκτιμά την απίδωση αποκλίνει πολύ από την πραγματικότητα. Στο Σχήμα 4.10 φαίνεται η τεράστια διαφορά μεταξύ της βύθισης σε 2Δ και 3Δ. Παρόμοιες συγκρίσεις των αποτελεσμάτων 2-Δ και 3-Δ ανάλυσης έδειξαν υπερεκτίμηση της βύθισης της πλάκας κατά 140% και των εφελκυστικών τάσεων κατά 200% συγκριτικά με τις τιμές που υπολογίστηκαν από την 3-Δ ανάλυση. Τα αποτελέσματα συνεπώς των 2-Δ αναλύσεων είναι παραπλανητικά και όχι αξιοποιήσιμα (Dakoulas, 2007).



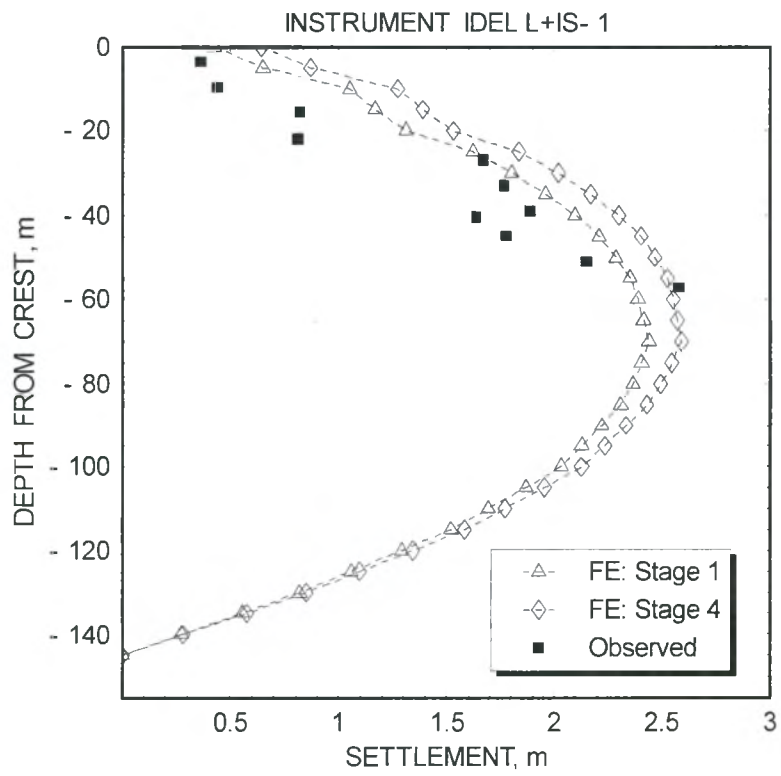
Σχήμα 4.8 (α) 3Δ γεωμετρία του φράγματος Μεσοχώρας (β) 3Δ γεωμετρία της πλάκας σκυροδέματος που αποτελείται από 23 ξεχωριστά τμήματα (Dakoulas, 2007).



Σχήμα 4.9 (α) 2Δ γεωμετρία του φράγματος Μεσοχώρας με τρισδιάστατα στερεά πεπερασμένα στοιχεία (β) κεντρική διατομή (Dakoulas, 2007).

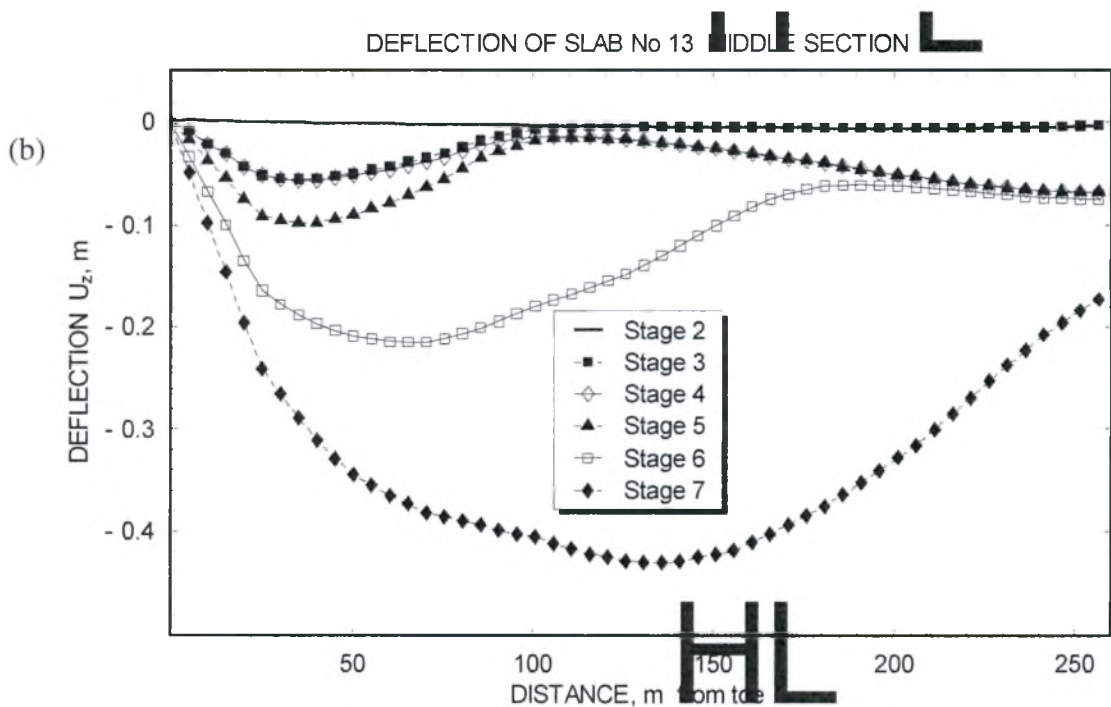
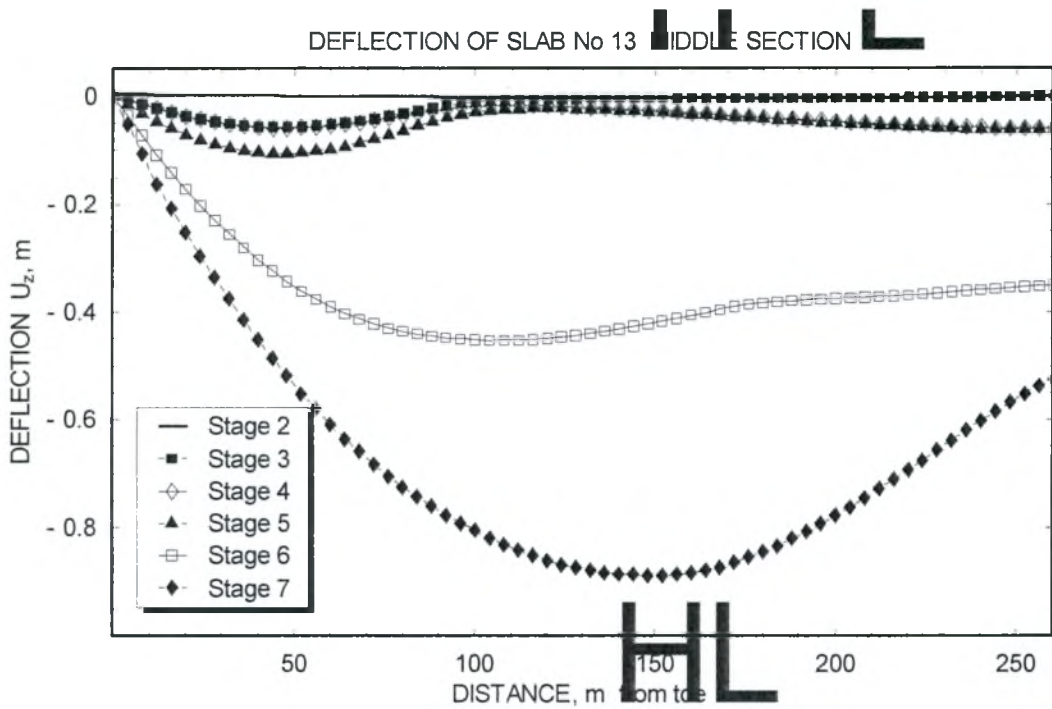


(b)





Σχήμα 4.10 Φράγμα Μεσοχώρας: Σύγκριση προβλεπόμενων καθιζήσεων και μετρήσεων στην κεντρική διατομή από (α) 2Δ γεωμετρία και (β) 3Δ γεωμετρία για βαθμονόμηση των προσομοιωμάτων (Dakoulas, 2007).



Σχήμα 4.11 Φράγμα Μεσοχώρας: Μεταβολή της βύθισης της πλάκας 13 σε διάφορα στάδια φόρτισης για (α) 2Δ γεωμετρία και (β) 3Δ γεωμετρία (Dakoulas, 2007).



Άλλες παράμετροι που συχνά δεν λαμβάνουν υπόψη οι αναλύσεις:

- Πολύ σημαντικό είναι οι αναλύσεις να λαμβάνουν μεγαλύτερες τιμές για το συντελεστή  $K$  κατά την αποφόρτιση ( $K_{ur}$ ).
- Το πάχος των στρώσεων του προσομοιώματος της σταδιακής κατασκευής επηρεάζει τους υπολογισμούς τάσεων και παραμορφώσεων. Η προσομοίωση της λιθορριπής σε παχύτερες (λιγότερες) στρώσεις αυξάνει το σφάλμα στον υπολογισμό των καθιζήσεων κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Μεγαλύτερο πάχος στρώσης, δίνει μικρότερες τιμές του  $K$ , με αποτέλεσμα να υπερεκτιμάται η βύθιση της πλάκας και των τάσεων κατά τη λειτουργία (Dakoulas, 2007).
- Όπως απέδειξαν Nobari et al. (1972) όσο περισσότερο μαλακώνουν οι κόκκοι της λιθορριπής με τη διαβροχή τους, τόσο αυξάνει η συμπίεστότητα. Κατά την εισροή του νερού στη λιθορριπή λαμβάνουν χώρα δύο βασικά φαινόμενα: μείωση της τριβής ανάμεσα στους κόκκους και απομάκρυνση των λεπτόκοκκων, με αποτέλεσμα να αυξάνεται η συμπίεστότητα.
- Σημαντική απόκλιση διαπιστώθηκε στις αναλύσεις όπου δεν λήφθηκαν υπόψη τα φαινόμενα ερπυσμού που ακολουθούν μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής.

Η αναπαράσταση της εισροής από 2-Δ και 3-Δ αναλύσεις:

Η διείδυση του νερού αποδίδεται από τις μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων με τα διαγράμματα κατανομής της πίεσης του νερού των πόρων σε διάφορες χρονικές στιγμές. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα 3Δ αναλύσεων εισροής, η γεωμετρία του φράγματος στο χώρο έχει πολύ μεγάλη επίδραση στο προφίλ της εισροής στο φράγμα. Οι ταχύτητες εισροής δεν είναι ομοιόμορφες κατά μήκος κάθε διατομής. Για το ίδιο υλικό λιθορριπής, η διαρροή που δίνει η 3Δ ανάλυση είναι μεγαλύτερη από αυτή που δίνει μια 2Δ ανάλυση. Ωστόσο, το προφίλ της διαρροής στη μέγιστη διατομή δεν διαφέρει πολύ από 2Δ σε 3Δ ανάλυση (Chan Q, 2006).

Στη 3Δ ανάλυση, η πίεση του νερού των πόρων κοντά στα σύνορα του φράγματος είναι μεγαλύτερη απ' ό,τι στο κέντρο του και το μέτωπο του νερού κοντά στις ακριανές περιοχές του φράγματος εξελίσσεται γρηγορότερα από ότι στο υπόλοιπο φράγμα. Η αστοχία από εισροή σε πολλά φράγματα ξεκίνησε από τις παρειές του. Δεδομένου, όμως ότι σε μια 2Δ ανάλυση δεν αποδίδονται ρεαλιστικά οι συνοριακές συνθήκες του φράγματος, τελικά υποεκτιμάται η ταχύτητα εισροής στις περιοχές αυτές (Chan Q, 2006). Συμπεραίνεται επομένως ότι η συνολική κατανομή της πίεσης των πόρων στο σώμα του φράγματος και η ταχύτητα εισροής του νερού, αποδίδονται ρεαλιστικά μόνο από τις 3Δ αναλύσεις.

Συνοψίζοντας, όλα τα παραπάνω αναφορικά με την ακρίβεια της προσομοίωσης που επιτυγχάνουν οι σύγχρονες μέθοδοι, σημειώνεται ότι η αριθμητική προσομοίωση αποτελεί σήμερα ένα πολύ βοηθητικό εργαλείο για τη ρεαλιστική αναπαράσταση των συνθηκών έδρασης της πλάκας. Όμως, όπως διαπιστώνουν οι μελετητές, οι υπάρχουσες μέθοδοι ακόμα και 3Δ αναλύσεων υστερούν στην εκτίμηση των παραμορφώσεων στη στέψη της λιθορριπής και της βύθισης στην κορυφή της πλάκας (Filho & Pinto, 2005).

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΤΟ ΦΡΑΓΜΑ ΤΗΣ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ

Η κατασκευή του φράγματος της Μεσοχώρας ολοκληρώθηκε το 1995. Το φράγμα είναι θεμελιωμένο σε μια στενή κοιλάδα του ποταμού Αχελώου, στη Βορειοδυτική Ελλάδα. Η λειτουργία του όμως δεν έχει ξεκινήσει ακόμα λόγω περιβαλλοντικών ενστάσεων και επαναπροσδιορισμού κάποιων περιβαλλοντικών όρων. Επομένως τα αποτελέσματα των αναλύσεων θα πρέπει να συγκριθούν με τη συμπεριφορά υπαρχόντων φραγμάτων. Για το λόγο αυτό, λήφθηκαν υπόψη καταγραφές από φράγματα με παρόμοια χαρακτηριστικά.

### 5.1 Περιγραφή του φράγματος

Το φράγμα της Μεσοχώρας έχει ύψος 150 m (μέγιστη διατομή) και μήκος στέψης 350 m. Η ηλεκτρική ισχύς του είναι 160 MW και η αποθηκευτική του ικανότητα  $228 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . Όπως φαίνεται στο Σχ. 2(α), η κλίση είναι ίση με 1.4:1 ανάντη και στα κάτω 110 m κατάντη, ενώ είναι ίση με 1.55:1 στα άνω 40m του κατάντη πρανούς. Για τη λιθορριπή χρησιμοποιήθηκε υγής και αποσαθρωμένος ασβεστόλιθος, ο οποίος συμπυκνώθηκε με 4 διελέψεις από στρωτήρα 12 tn σε στρώσεις πάχους 1 m ανάντη και 1.5 m κατάντη. Ο δείκτης κενών μετρήθηκε ίσος με 0.38. Η πλάκα τοποθετήθηκε πάνω σε ιδιαίτερα δύσκαμπτη ζώνη 4 m, από καλά διαβαθμισμένο και συμπυκνωμένο χαλίκι. Επίσης, για τον περιορισμό της εισροής, στο κάτω μέρος της πλάκας κατασκευάστηκε επίχωμα ύψους 55 m (Σχ.5.2α).



Σχήμα 5.1: Άποψη του φράγματος της Μεσοχώρας, μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής του (Dakoulas, 2007).

Σύμφωνα με τα φράγματα που εξετάστηκαν στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο, η συμπεριφορά του φράγματος Μεσοχώρας, που χαρακτηρίζεται από την μικρής δυσκαμψίας λιθορριπή και τη στενή κοιλάδα, αναμένεται παρόμοια με αυτή των Xingo, Ita και Itapebi. Με βάση καταγραφές σε αυτά και άλλα παρόμοια φράγματα λήφθηκαν οι τιμές των γεωτεχνικών

παραμέτρων στην αριθμητική προσομοίωση του Μεσοχώρα εφόσον δεν υπήρχαν δεδομένα για τη λειτουργία του. Με τη διαφορά ότι στη Μεσοχώρα η λιθορριπή έχει σχετικά μεγαλύτερη δυσκαμψία από τα ανωτέρω φράγματα και η κοιλάδα είναι πολύ πιο στενή. Ο λόγος του εμβαδού της πλάκας προς το τετράγωνο του ύψους ( $A/H^2$ ) στη Μεσοχώρα είναι εξαιρετικά μικρός, μόλις 2.3 ενώ για τα Xingo , Ita και Itapebi είναι φυσιολογικά μικρός(6.2, 7 και 4.65 αντίστοιχα)

## 5.2 Εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης

Για την προσομοίωση της κατασκευής και της πλήρωσης του φράγματος της Μεσοχώρας ακολουθήθηκαν τα εξής 7 στάδια:

**Στάδιο 1:** Κατασκευή του αναχώματος σε 20 στρώσεις

**Στάδιο 2:** Τοποθέτηση της πλάκας στα ανάντη

**Στάδιο 3** Κατασκευή επιχώματος επάνω στην πλάκα στις στάθμες από 625 έως 680 m.

**Στάδιο 4:** Δευτερεύουσες καθιζήσεις σημειώνονται στην πλάκα λόγω ερπυστικών φαινομένων στη λιθορριπή.

**Στάδιο 5:** Πλήρωση της δεξαμενής μέχρι τα 680m.

**Στάδιο 6:** Πλήρωση της δεξαμενής μέχρι τα 725m.

**Στάδιο 7:** Πλήρωση της δεξαμενής μέχρι τα 773m.

Στον Πιν. 5.1 αναφέρονται οι παράμετροι των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν για τις τρεις ζώνες του φράγματος και στον Πιν.5.2 οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση της πλάκας.

Πίνακας 5.1: Ιδιότητες και παράμετροι των υλικών του φράγματος της βασικής ανάλυσης (Dakoulas, 2007)

	Ζώνη 3B	Ζώνη 3C	Ζώνη 2B
Πυκνότητα $\rho$ , $\text{kg/m}^3$	2150	2150	2150
$K$	600	450	1200
$K_{\text{top}}$	1500	1125	3000
$K_s$	150	112.5	300
$\eta$	0.45	0.45	0.45
$m$	0.22	0.22	0.22
$R_f$	0.59	0.59	0.59
$\phi_s$	51°	51°	51°
$\Delta\phi$	9°	9°	9°
Συντελεστής τριβής σκυροδέματος-χαλίκων, $\mu$		0.7	

Πίνακας 5.2: Ιδιότητες σκυροδέματος (Dakoulas, 2007)

Πυκνότητα $\rho$ , $\text{kg/m}^3$	2350
Μέτρο ελαστικότητας Young, $E$ , GPa	21
Λόγος Poisson, $\nu$	0.2
Συντελεστής τριβής σκυροδέματος-σκυροδέματος, $\mu_c$	0.5

Η συμπεριφορά της λιθορριπής και των χαλίκων αποδόθηκε ρεαλιστικά με χρήση του καταστατικού προσομοιώματος Duncan et al (1970). Κατά την προσομοίωση θεωρήθηκε υπερβολική σχέση τάσης-παραμόρφωσης στην οποία το εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας Young δίνεται από τη σχέση:

$$E_t = K p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[ 1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \phi)}{2\sigma_3 \sin \phi + 2c \cos \phi} \right]^2 \quad (1)$$

όπου  $\sigma_1, \sigma_3$  = κύριες τάσεις,  $K, R_f, n$  = σταθερές του υλικού,  $\phi$  = γωνία διατμητικής αντοχής,  $c$  = συνοχή και  $p_a$  = η ατμοσφαιρική πίεση.

Η γωνία διατμητικής αντοχής εξαρτάται από την περιβάλλουσα τάση και δίνεται από τον τύπο:

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right) \quad (2)$$

όπου  $\phi_0$  και  $\Delta\phi$  = σταθερές του υλικού. Το μέτρο ελαστικότητας κατά την αποφόρτιση δίνεται:

$$E_{ur} = K_{ur} \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3)$$

όπου  $K_{ur}$  = σταθερά του υλικού που λαμβάνει τιμές  $1.2K \leq K_{ur} \leq 3K$ . Επιπλέον, το μέτρο διόγκωσης δίνεται από τη σχέση:

$$B = K_b \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (4)$$

όπου  $K_b, m$  = σταθερές του υλικού. Τα όρια του  $B$  δίνονται από τη σχέση  $B = E_t / 3(1 - 2\nu)$ . Για δείκτη Poisson  $\nu = 0.49$  η μέγιστη τιμή είναι  $B_{max} = 17E_t$ , ενώ η ελάχιστη τιμή αντιστοιχεί σε γεωστατικές συνθήκες

$$B_{min} = \frac{E_t}{3} * \left( \frac{2 - \sin \phi}{\sin \phi} \right) \quad (5)$$

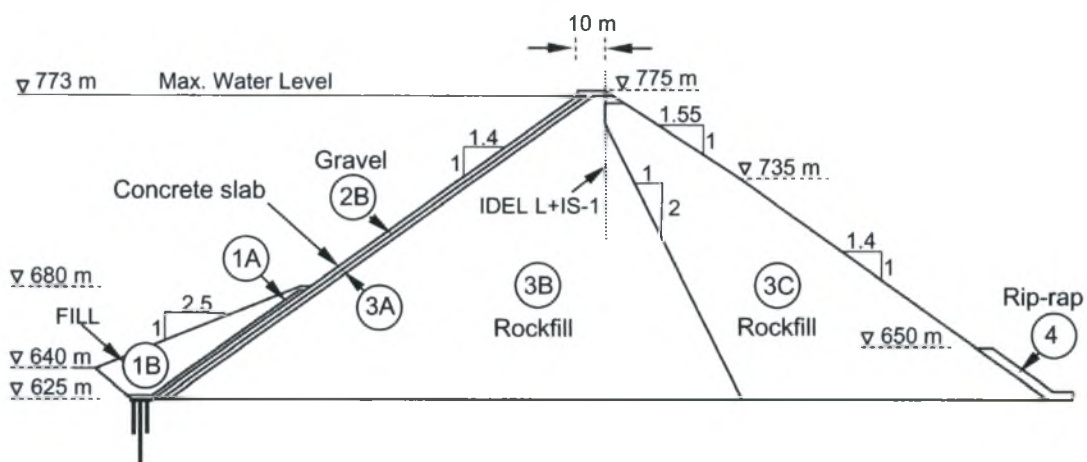
Το κριτήριο φόρτισης αποφόρτισης καθορίζεται από τη σχέση (Clough 1984, Ebeling et al. 1992)

$$S = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{1f} - \sigma_{3f}} \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{1/4} \quad (6)$$

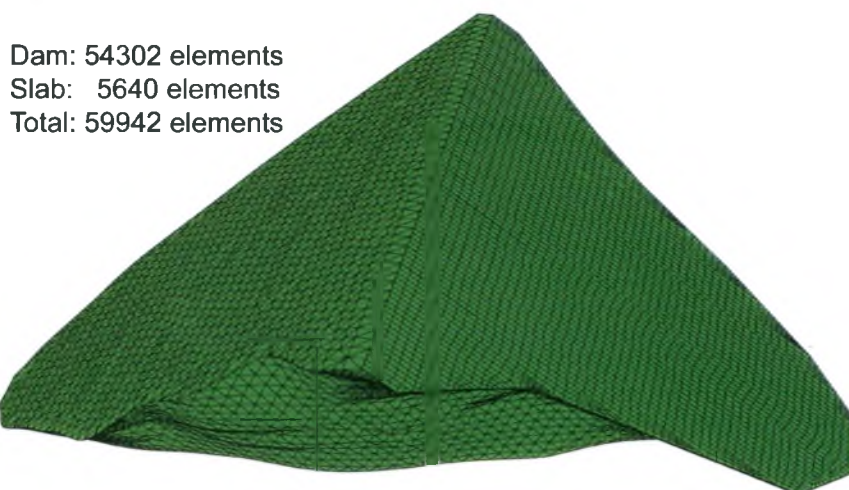
όπου  $\sigma_{1f}, \sigma_{3f}$  = οι κύριες τάσεις κατά την αστοχία. Αν  $S \geq S_{max}$ , χρησιμοποιούνται τα μέτρα φόρτισης (εφαπτομενικό μέτρο Young κλπ), διαφορετικά χρησιμοποιούνται τα μέτρα ελαστικότητας της αποφόρτισης. Το καταστατικό μοντέλο εισήχθη στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (2007) με δυνατότητα μετατροπής από τον χρήστη. Για την επαλήθευση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων έγιναν συγκρίσεις τους, με τα αποτελέσματα μαθηματικών αναλύσεων και πειραματικών δοκιμών (Dakoulas, 2007).



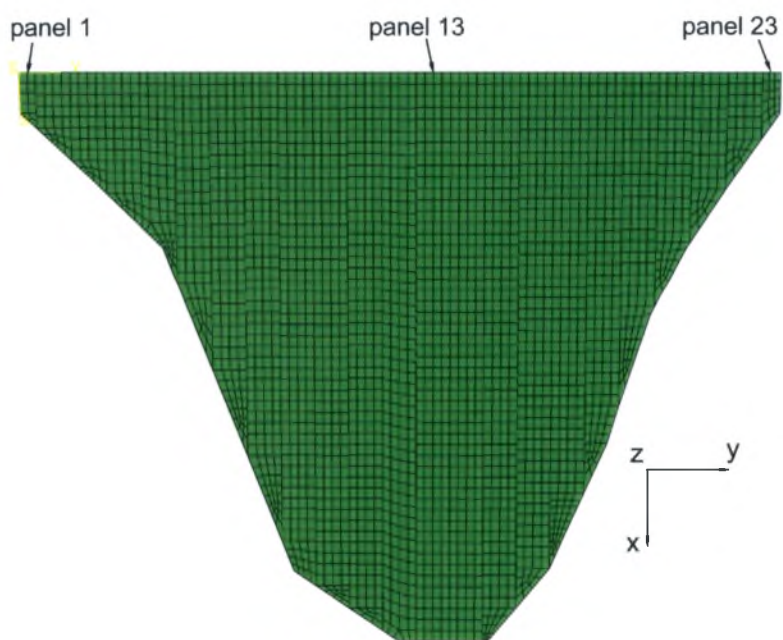
(α)



(β)



(γ)



Σχήμα 5.2 : Φράγμα Μεσοχώρας (α) Η κεντρική διατομή του Μεσοχώρα (β) Τρισδιάστατη διακριτοποίηση του φράγματος με την πλάκα (γ) Επίπεδη όψη της πλάκας (Dakoulas, 2007)

### 5.3 Αριθμητική προσομοίωση

Στάδιο 1: Η σταδιακή κατασκευή του επιχώματος προσομοιάζεται θεωρώντας 20 στρώσεις πάχους 7.5 m. Η διακριτοποίηση του επιχώματος γίνεται με τη χρήση 54302 πεπερασμένων στοιχείων και αποδίδει με ακρίβεια την 3Δ γεωμετρία του επιχώματος και των αντρευσμάτων της κοιλάδας (Σχ. 5.2β). Το φράγμα (Σχ. 5.2α) διαιρείται σε τρεις ζώνες: την 3B ανάντη, την 3C κατάντη και τη ζώνη από χαλίκι 2B όπου στηρίζεται η πλάκα. Η μέγιστη διάσταση στοιχείων είναι μεταξύ 4 m και 6 m.

Για τη δυσκαμψία της λιθορριπής δεν υπάρχουν απ' ευθείας μετρήσεις και οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν πάρθηκαν από δεδομένα για παλιότερα φράγματα με παρόμοια υλικά και παρόμοια γεωμετρία και στη συνέχεια βαθμονομήθηκαν οι συντελεστές  $K$ ,  $K_{ur}$  και  $K_b$  μέσω των μετρημένων καθιζήσεων στην κεντρική διατομή κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν φαίνονται στον Πίν. 5.1.

Για την προσομοίωση των δευτερευουσών καθιζήσεων λόγω ερπυσμού και την επιπλέον καταπόνηση που δέχεται η πλάκα, επιβάλλεται πρώτα το 94% της βαρύτητας του φράγματος (Στάδιο 1) και στη συνέχεια το υπόλοιπο 6%, μετά την ολοκλήρωση (Στάδιο 4). Μετά από κάθε επανάληψη της προσομοίωσης της σταδιακής κατασκευής, η αρχική γεωμετρία του φράγματος τροποποιείται ώσπου η ανάντη επιφάνεια να αποτελεί ένα τέλειο επίπεδο για να τοποθετηθεί η πλάκα στο Στάδιο 2.

Στάδιο 2: Το σκυρόδεμα προσομοιάζεται σαν ελαστικό υλικό και οι ιδιότητες του δίνονται στον Πίν. 5.2. Η γεωμετρία του προσομοιώματος της πλάκας δεν διαφέρει από την πραγματική γεωμετρία της. Αποτελείται από 23 ανεξάρτητες πλάκες πλάτους 15 m, εκτός από τις 2 ακριανές πλάκες που έχουν μικρότερο πλάτος. Συνολικά αποτελείται από 5640 στοιχεία. Το πάχος της κάθε πλάκας ξεκινάει από 0.3 m στη στέψη της πλάκας και αυξάνει γραμμικά σύμφωνα με τον τύπο  $0.30+0.003h$  ( $h$ : απόσταση από το μέγιστο ύψος του νερού). Η μέγιστη διατομή της πλάκας έχει πάχος 0.74m (για  $h=148m$ ). Η διακριτοποίηση της πλάκας γίνεται με 2 λεπτά στοιχεία στην κατεύθυνση του πάχους, ενώ οι άλλες διαστάσεις των στοιχείων αυτών κυμαίνονται μεταξύ 2 m έως 3.75 m, ώστε ο λόγος των στοιχείων αυτών σε σχέση με το πάχος να είναι αποδεκτός.

Στο προσομοίωμα, όπως συμβαίνει και στην πραγματικότητα στην πλάκα, στη διεπιφάνεια πλάκας-χαλικιού (συντελεστής τριβής  $\mu = 0.7$ ) και στις διεπιφάνειες μεταξύ των γειτονικών πλακών ( $\mu = 0.5$ ) αναπτύσσεται τριβή και επιπλέον υπάρχει δυνατότητα αποκόλλησης. Η πλάκα φορτίζεται με το ίδιο βάρος της και στηρίζεται από την πλίνθο επειδή η τριβή με τη λιθορριπή (λόγω του ίδιου βάρους) δεν επαρκεί.

Στάδιο 3: Το επίχωμα στην επιφάνεια της πλάκας από υψόμετρο 625 m έως 680 m και με μέγιστο πάχος 25 m στον πόδα, προσομοιώνεται με την επιβολή γραμμικά κατανεμημένων ορθών και διατμητικών τάσεων στην κεκλιμένη επιφάνεια κάθε πλάκας.

Στάδιο 4: Το επιπλέον 6% της βαρύτητας επιβάλλεται στην πλάκα σε 10 στάδια και επιφέρει αύξηση των καθιζήσεων στη στέψη ίση με 13.5 cm, όση ήταν και η τιμή της δευτερεύουσας καθιζήσης που μετρήθηκε.

Στάδιο 5: Η πλήρωση της δεξαμενής ως το υψόμετρο 680 m προσομοιώνεται σε 10 στάδια. Λόγω της άνωσης λαμβάνεται μείωση των τάσεων που άσκησε το επιπλέον βάρος του αναχώματος του Σταδίου 4.

Στάδιο 6: Η περαιτέρω άνοδος της στάθμης ως τα 725 m προσομοιώνεται επίσης σε 10 στάδια. Τίθενται συννοριακές συνθήκες οι οποίες επιτρέπουν μετακινήσεις των πλακών προς το κέντρο του φράγματος και απαγορεύουν μετακινήσεις πέραν της πλίνθου.

Στάδιο 7: Η τελική φάση της πλήρωσης προσομοιώνεται σε 10 στάδια.

Παρακάτω, θα μελετηθούν τα αποτελέσματα της τρισδιάστατης ανάλυσης του φράγματος της Μεσοχώρας για 4 υλικά διαφορετικής δυσκαμψίας στην κατάντη ζώνη με σκοπό να διαπιστωθεί η επιρροή της δυσκαμψίας του τμήματος αυτού στην εντατική κατάσταση της πλάκας κατά την μέγιστη πλήρωση.

Από την ανάλυση διαπιστώθηκε ότι με τη χρησιμοποίηση πιο δύσκαμπτου υλικού στην ζώνη κατάντη σε σχέση με το υλικό της ανάντη ζώνης δεν παρουσιάζεται καμία επίδραση στην απόκριση της πλάκας (Dakoulas, 2007). Έχει επομένως ενδιαφέρον να παρακολουθηθούν οι παραμορφώσεις της πλάκας στις περιπτώσεις που η κατάντη λιθορριπή είναι αρκετά πιο παραμορφώσιμη σε σχέση με εκείνη στην ανάντη ζώνη. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στη συνέχεια.

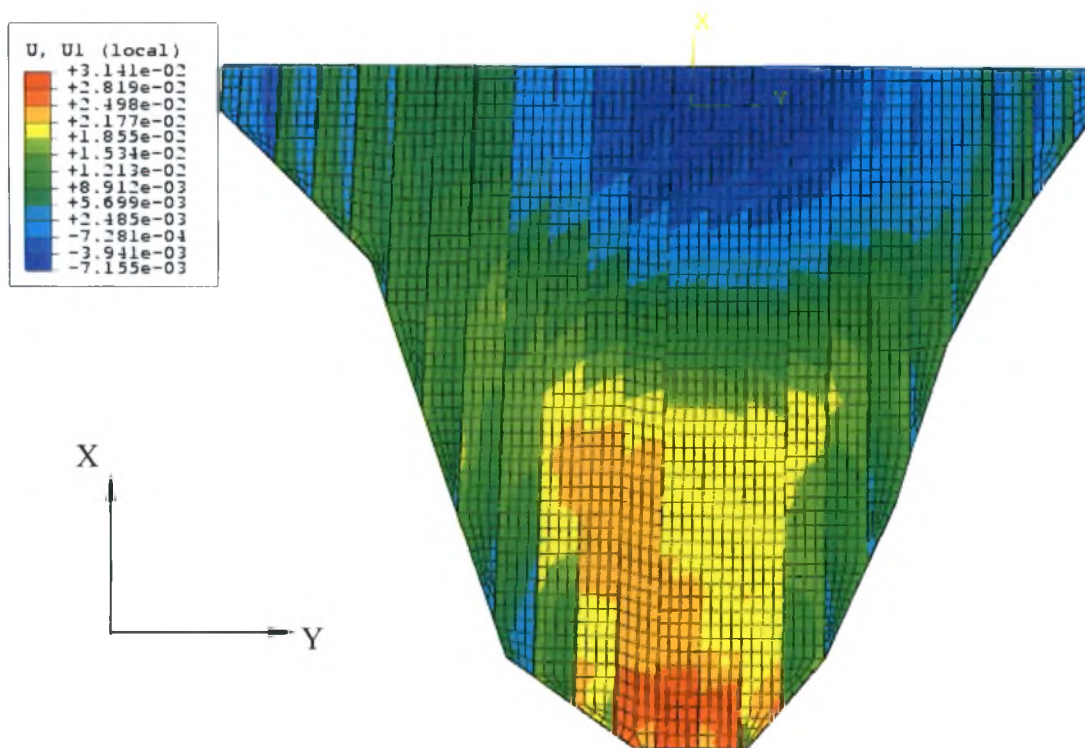
Στην παρούσα εργασία εξετάστηκαν οι ακόλουθες περιπτώσεις:

1.  $K_{3B}=600$ ,  $K_{3C}=600$ ,  $K_{3C}/K_{3B} = 1$
2.  $K_{3B}=600$ ,  $K_{3C}=450$ ,  $K_{3C}/K_{3B} = 3/4$  (βασικό σενάριο)
3.  $K_{3B}=600$ ,  $K_{3C}=300$ ,  $K_{3C}/K_{3B} = 1/2$
4.  $K_{3B}=600$ ,  $K_{3C}=150$ ,  $K_{3C}/K_{3B} = 1/4$

## 5.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

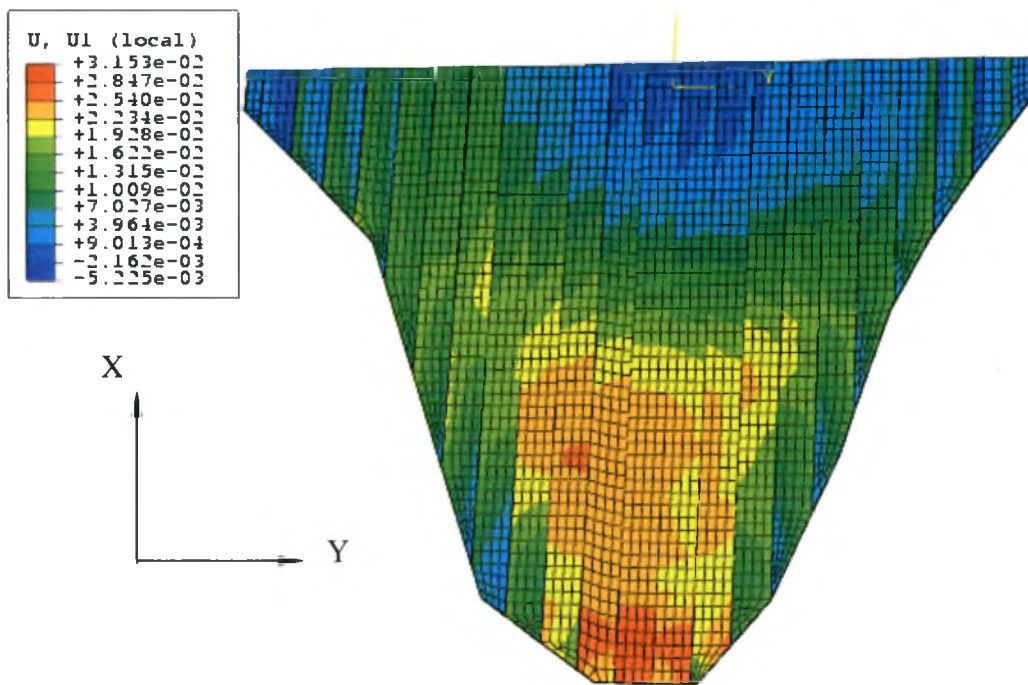
Τα Σχήματα 5.3 έως 5.6 παρουσιάζουν την μετακίνηση των πλακών στην κατεύθυνση X, στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων XYZ. Παρατηρείται κατ' αρχήν, θετική μετατόπιση της πλάκας σε όλο το εύρος της. Όλη η πλάκα μετατοπίζεται προς τη στέψη και επομένως ο περιμετρικός αρμός διευρύνεται. Η μέγιστη μετατόπιση αντιστοιχεί στην περίπτωση της μικρότερης δυσκαμψίας κατάντη, παρουσιάζεται στον πόδα και το κέντρο της πλάκας και είναι ίση με 3.7 cm. Μια τέτοιας τάξης διεύρυνση του περιμετρικού αρμού δεν αποτελεί πρόβλημα καθώς ο περιμετρικός αρμός είναι σχεδιασμένος για μέγιστη διεύρυνση ίση με 10 cm. Η αύξηση της μετατόπισης με τη μείωση του μέτρου ελαστικότητας κατάντη είναι αμελητέα μεγαλύτερη για πιο μικρό λόγο  $K_{3B}/K_{3C}$  (από 3.1cm για  $K_{3C}/K_{3B}=1$  και 3.7cm για  $K_{3C}/K_{3B}=1/4$ ).

Η περιοχή όμως της πλάκας που δέχεται μέγιστη μετατόπιση διευρύνεται πολύ με την αύξηση της παραμορφωσιμότητας της κατάντη ζώνης. Για τις δύο πρώτες περιπτώσεις με σχετικά μεγάλη δυσκαμψία στην κατάντη ζώνη, παρουσιάζεται μετατόπιση της πλάκας κατά 3.2 cm στην κατεύθυνση X σε μια πολύ μικρή περιοχή στον πόδα. Καθώς μειώνεται η δυσκαμψία της κατάντη λιθορριπής, διευρύνεται η περιοχή των αυξημένων μετατοπίσεων της πλάκας.

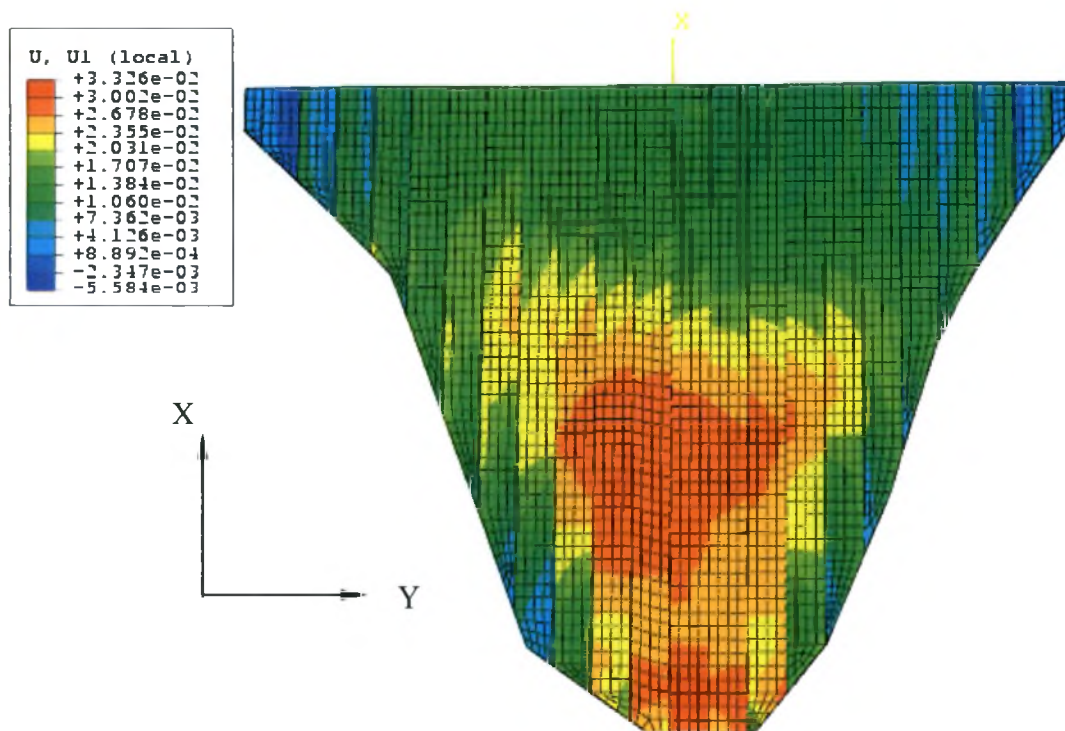


Σχήμα 5.3 Μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση X μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=1$ .



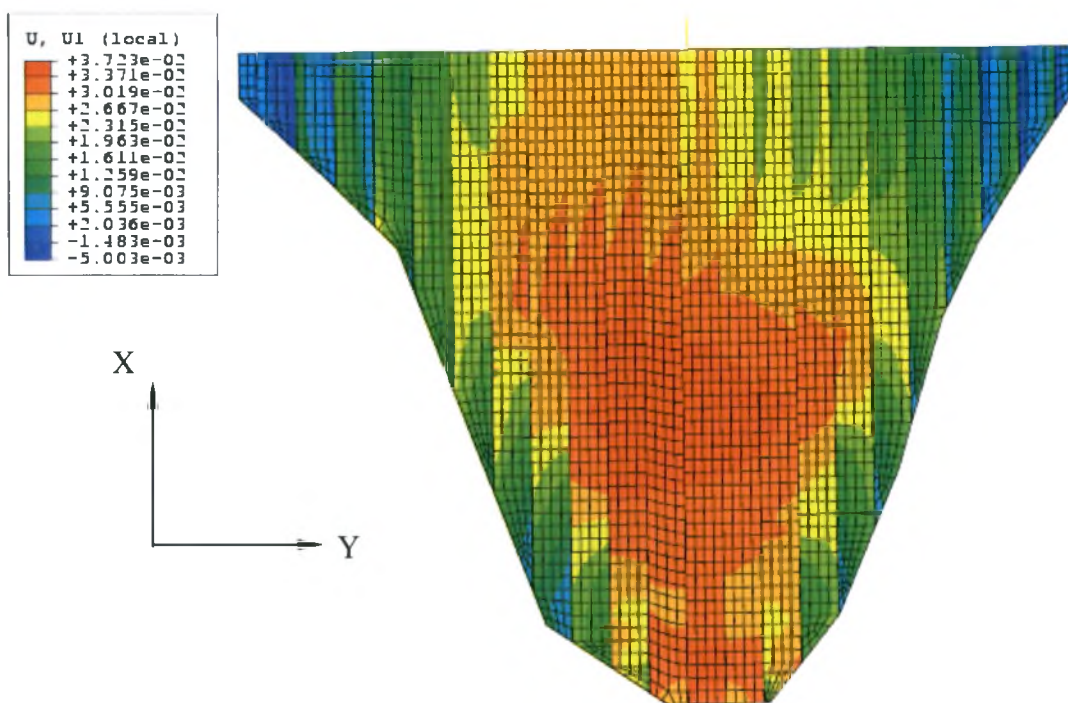


Σχήμα 5.4 Μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση X μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 3/4$



Σχήμα 5.5 Μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση X μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/2$



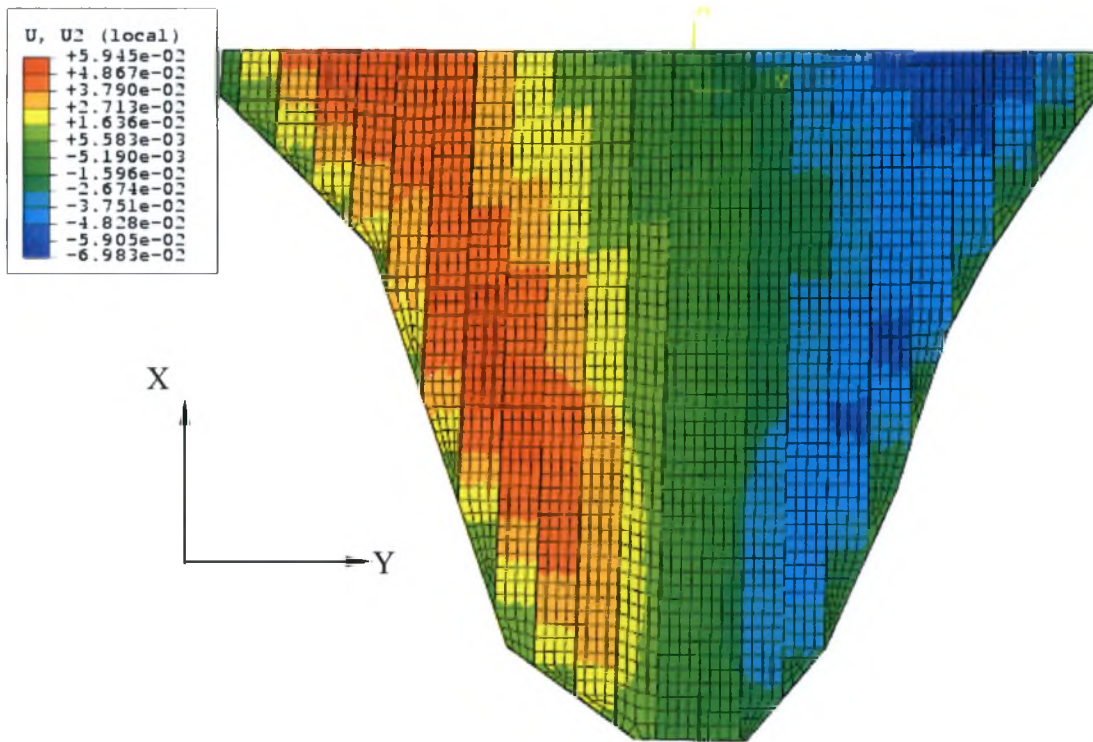


Σχήμα 5.6 Μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση X μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/4$ .

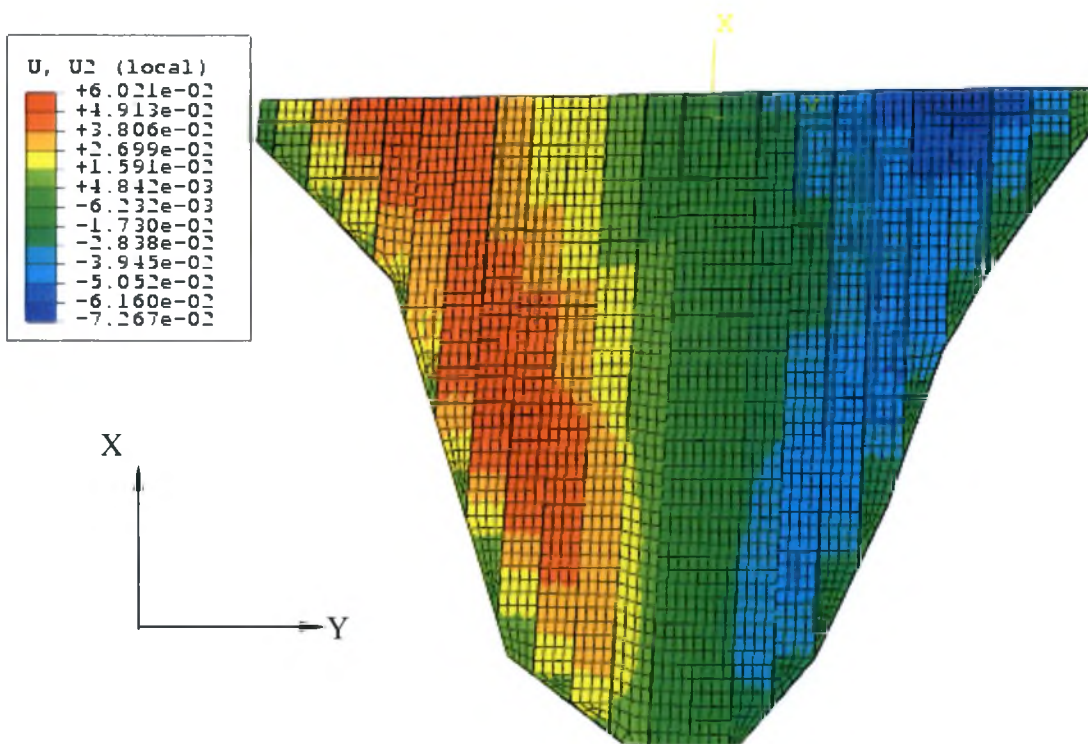
Τα Σχήματα 5.7 έως 5.10 παρουσιάζουν τη μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση Y. Παρατηρείται μετατόπιση των πλακών προς την κεντρική διατομή του φράγματος με μέγιστη μετατόπιση 8.6 cm για την πιο παραμορφώσιμη κατάντη ζώνη. Η αντίθετη αυτή μετατόπιση δεξιού και αριστερού τμήματος της πλάκας προκαλεί σημαντική θλίψη στα κατακόρυφα τοιχώματα κυρίως στο κέντρο της πλάκας.

Η μικρότερη μέγιστη μετατόπιση σημειώνεται για λόγο  $K_{3C}/K_{3B}=1$  και είναι ίση με 5.9 cm. Η δυσκαμψία του κατάντη τμήματος έχει σχετικά μικρή επίδραση στην τιμή της μετατόπισης της πλάκας κατά Y.

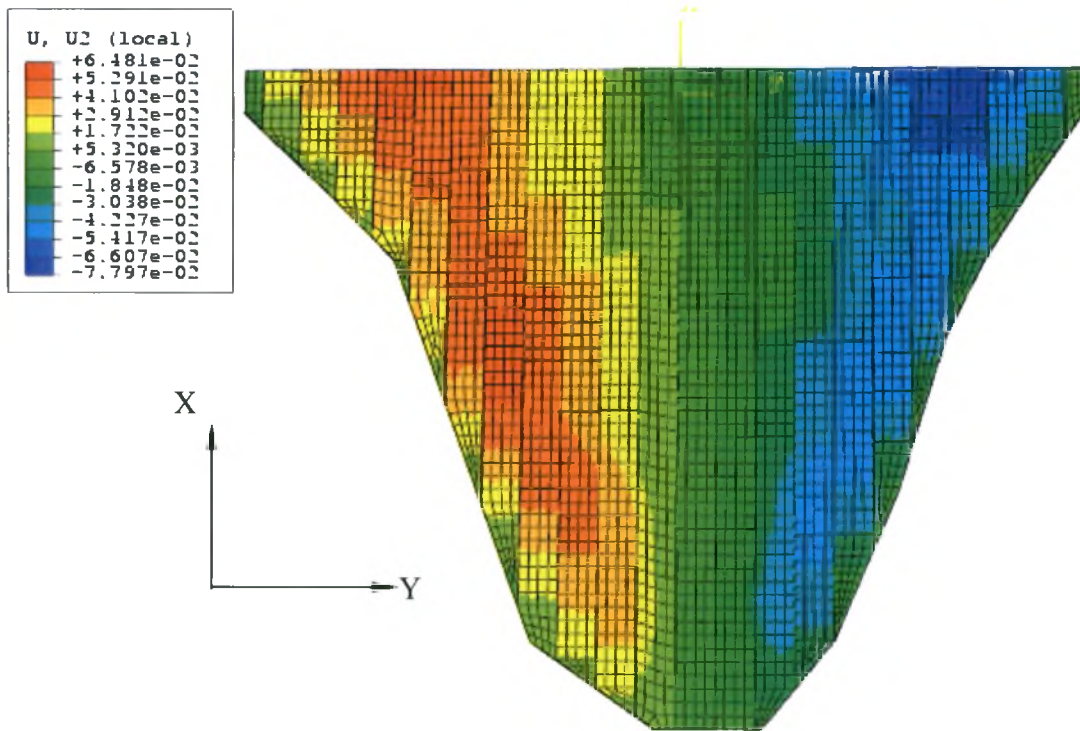
Οι κεντρικές πλάκες μετατοπίζονται ελάχιστα αλλά καταπονούνται περισσότερο σε θλίψη από τις σημαντικές μετατοπίσεις των πλευρικών πλακών. Στο κέντρο της πλάκας η μεγαλύτερη οριζόντια μετατόπιση που σημειώνεται είναι ~1 cm και είναι σταθερή σε όλο το μήκος της πλάκας. Η κεντρική πλάκα παραμένει σχεδόν αμετακίνητη στην κατεύθυνση Y.



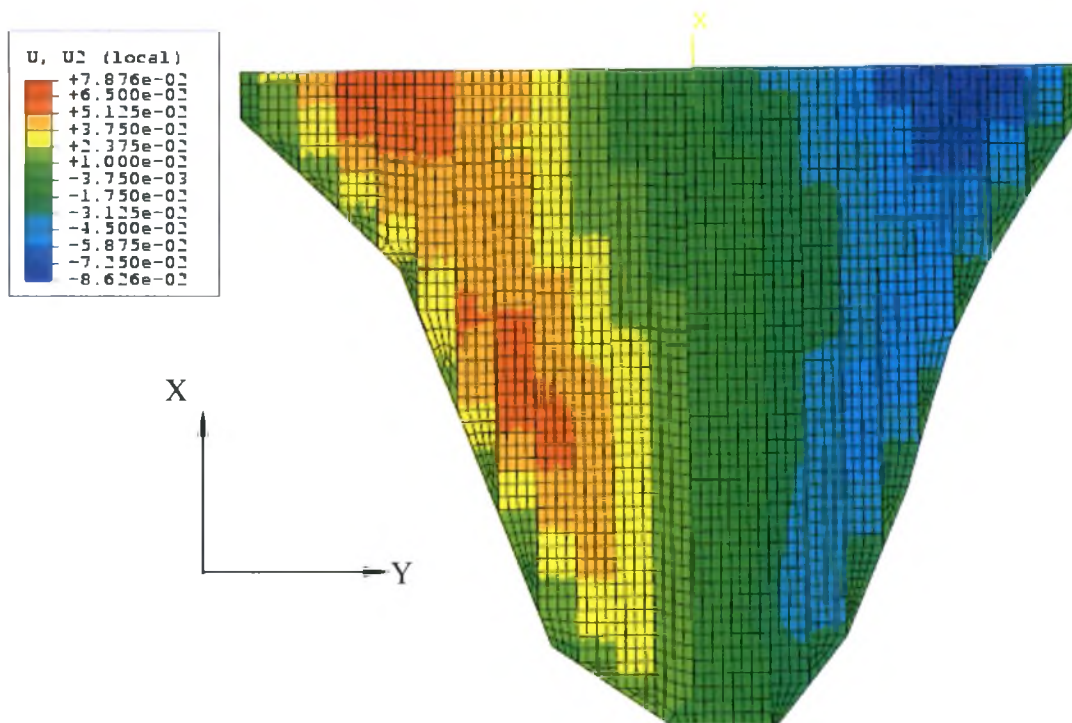
Σχήμα 5.7 Μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση Y μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=1$ .



Σχήμα 5.8 Μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση Y μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=3/4$



Σχήμα 5.9: Μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση Y μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/2$

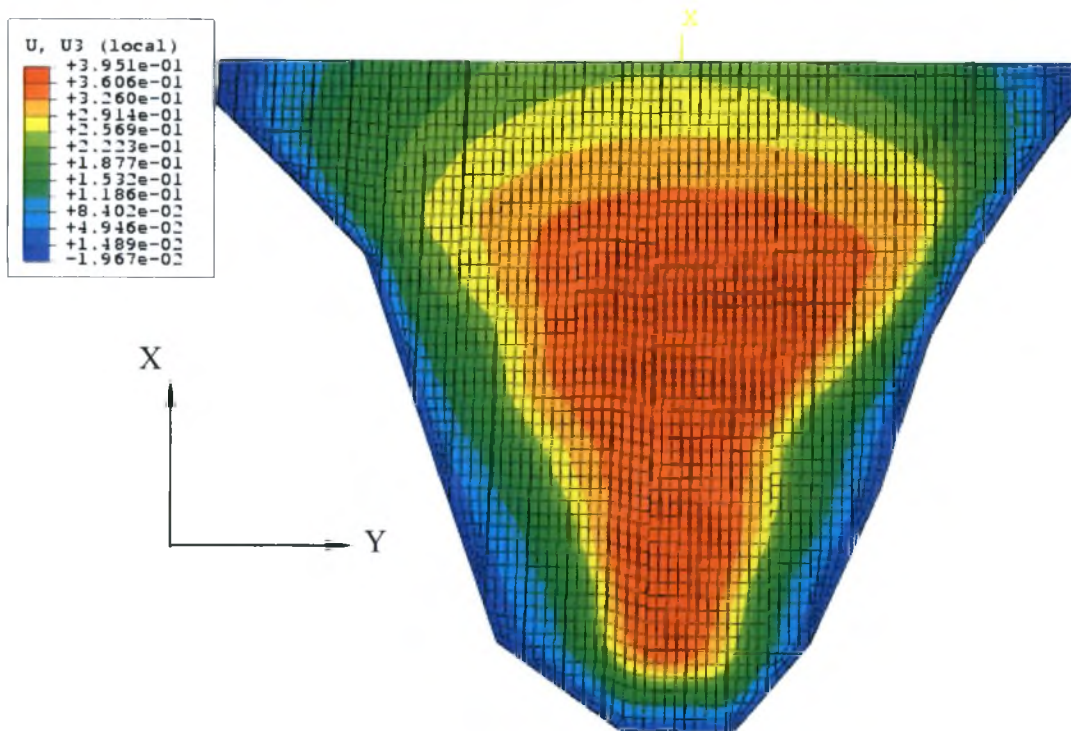


Σχήμα 5.10 Μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση Y μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/4$ .

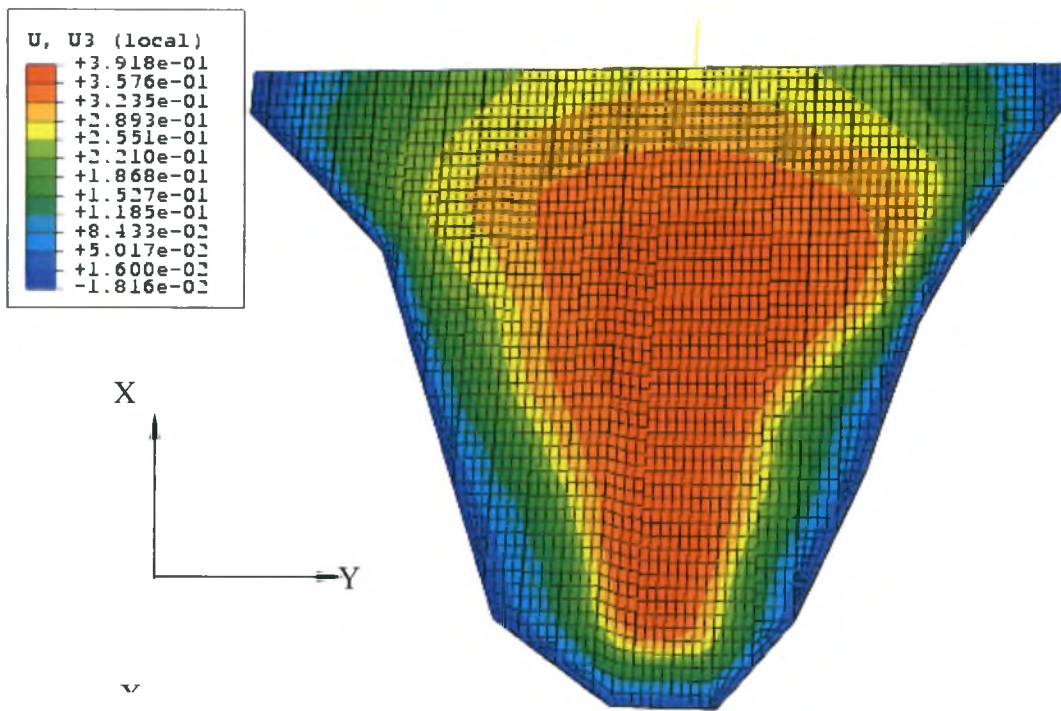


Στα Σχήματα 5.11 έως 5.14 φαίνεται η αθροιστική βύθιση της πλάκας  $U_z$  μετά την πλήρωση της λεκάνης στη μέγιστη στάθμη (773 m). Η μέγιστη βύθιση παρατηρείται για λόγο  $K_{3C}/K_{3B} = 1/4$ , είναι ίση με 40.9 cm και παρουσιάζεται σε μια ζώνη μήκους περίπου 100 m στο κεντρικό μέρος της πλάκας.

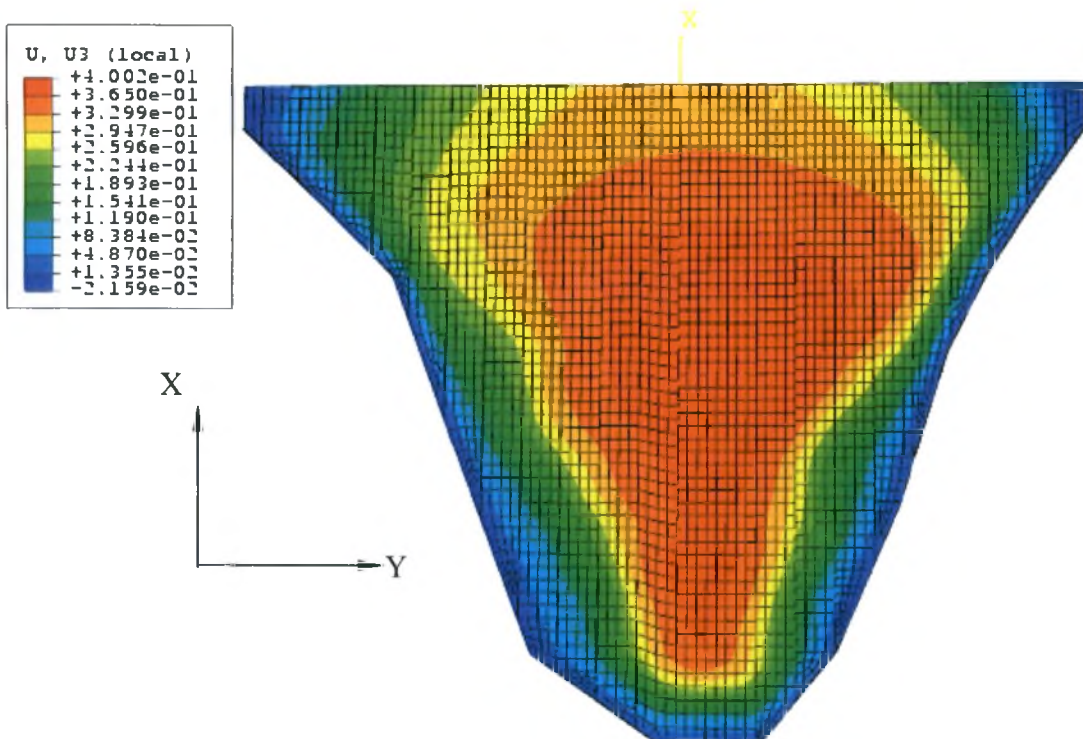
Ουσιαστικά, καθώς μειώνεται η δυσκαμψία κατόντη, η περιοχή μέγιστης βύθισης επεκτείνεται προς τα άνω. Όσο πιο μικρή είναι η τιμή του λόγου  $K_{3C}/K_{3B}$ , τόσο μεγαλύτερη βύθιση υφίσταται η περιοχή της στέψης της πλάκας. Η μέγιστη βύθιση για  $K_{3C}/K_{3B} = 1$  είναι μόλις 1 cm μικρότερη από εκείνη για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/4$ . Η περίμετρος της πλάκας υφίσταται μηδενική βύθιση ή μια ελάχιστη ανύψωση.



Σχήμα 5.11 Βύθιση της πλάκας μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1$

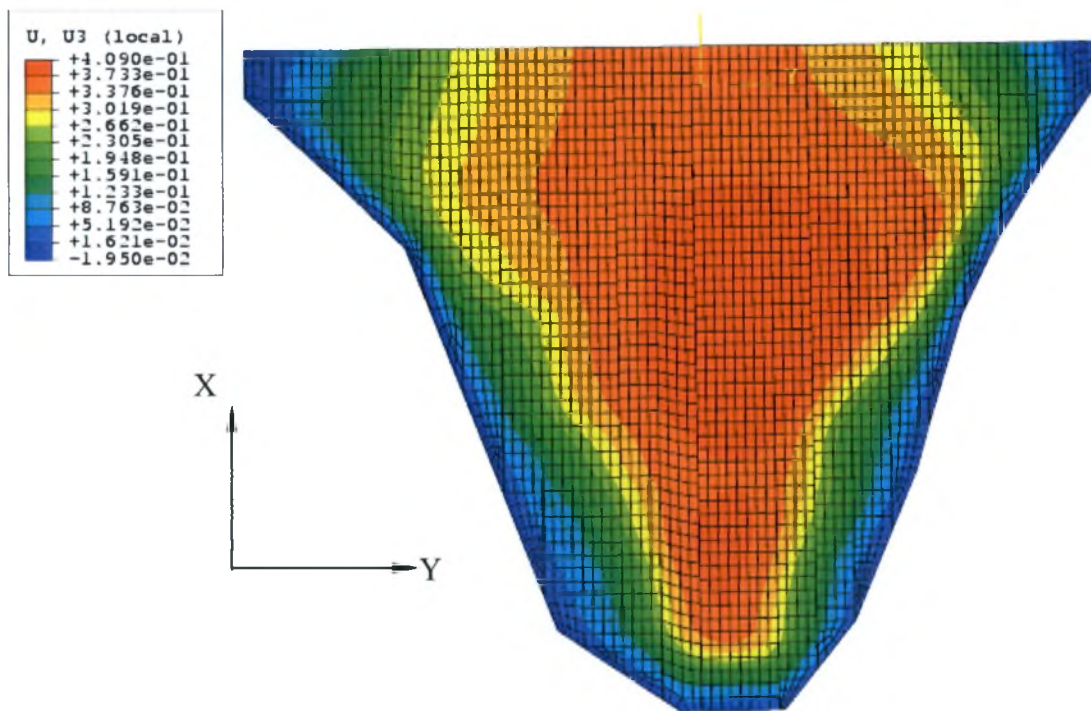


Σχήμα 5.12 Βύθιση της πλάκας μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 3/4$



Σχήμα 5.13 Βύθιση της πλάκας μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/2$





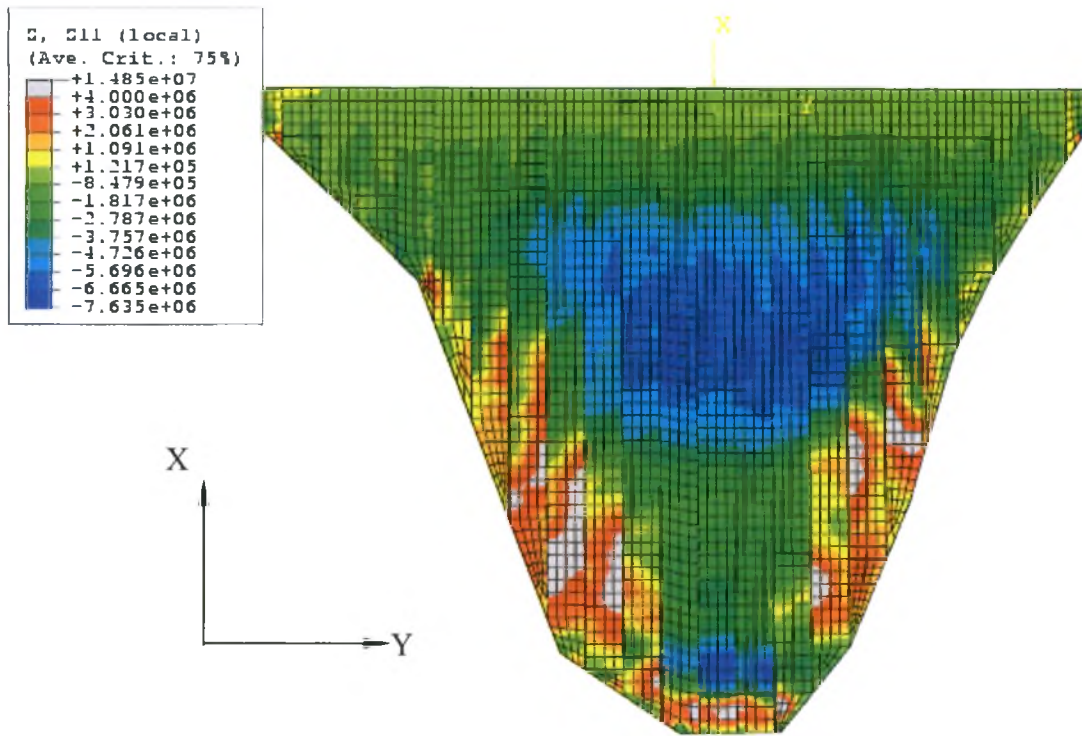
Σχήμα 5.14 Βύθιση της πλάκας μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/4$

#### ΤΑΣΕΙΣ:

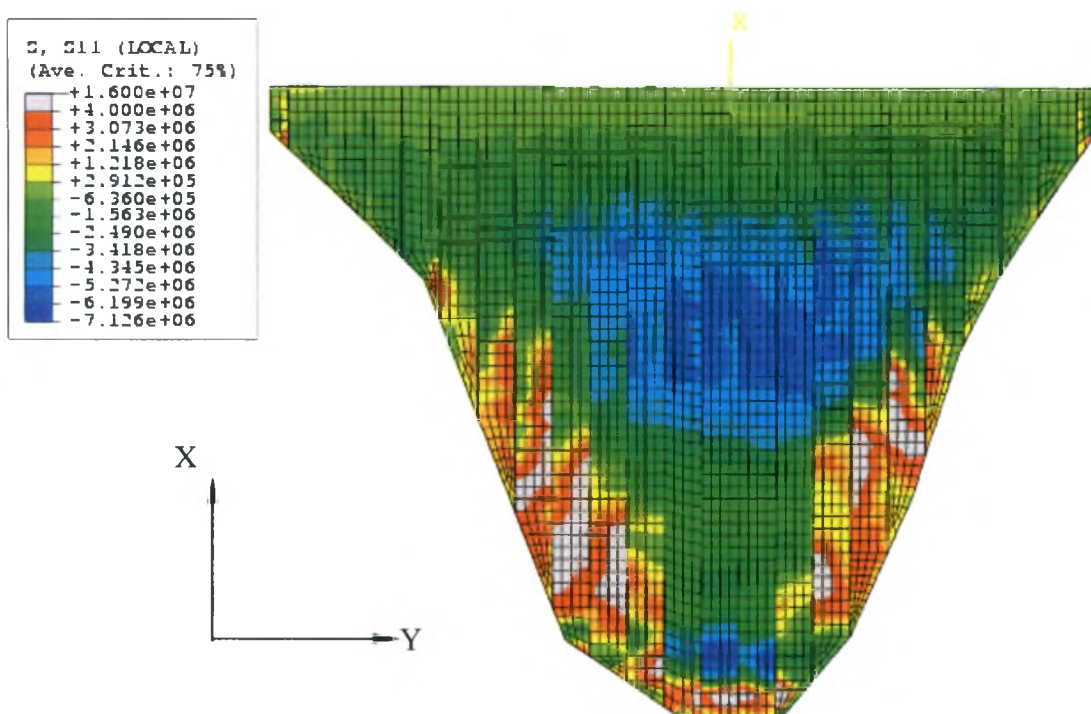
Στα Σχήματα 5.15-5.18 φαίνονται οι ορθές τάσεις που αναπτύσσονται στην πλάκα κατά τον άξονα X. Η πλάκα στο μεγαλύτερο μέρος της θλίβεται. Οι θλιπτικές τάσεις μεγιστοποιούνται στην κεντρική περιοχή της πλάκας και λίγο ψηλότερα από το μέσο ύψος της. Στη στέψη της πλάκας αναπτύσσονται μικρές τάσεις, μικρότερες του 1.5 MPa.

Ακόμα, παρατηρείται σημαντικός εφελκυσμός στην πλάκα κατά τη διεύθυνση X, σε μια ζώνη πλάτους περίπου 30m κατά μήκος της πλίνθου στο κάτω μισό της. Σε ορισμένα τμήματα ο εφελκυσμός υπερβαίνει κατά πολύ τα 4 MPa, τα οποία αντιστοιχούν στο όριο της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος. Τα τμήματα αυτά είναι σημαντικού μήκους στις πλάκες 8,9,10 και 16,17, 18. Η μέγιστη τιμή εφελκυσμού που σημειώθηκε στην πλάκα είναι 16 MPa. Τόσο υψηλή τιμή τάσης πιθανότατα οφείλεται σε τοπική ανωμαλία της επιφάνειας του υποκείμενου βράχου. Η κύρτωση που υφίσταται η πλάκα στην προκειμένη περίπτωση μπορεί να αποτραπεί με τοπικές εκσκαφές και βελτίωση του εδάφους όπου θα θεμελιωθεί η πλίνθος.

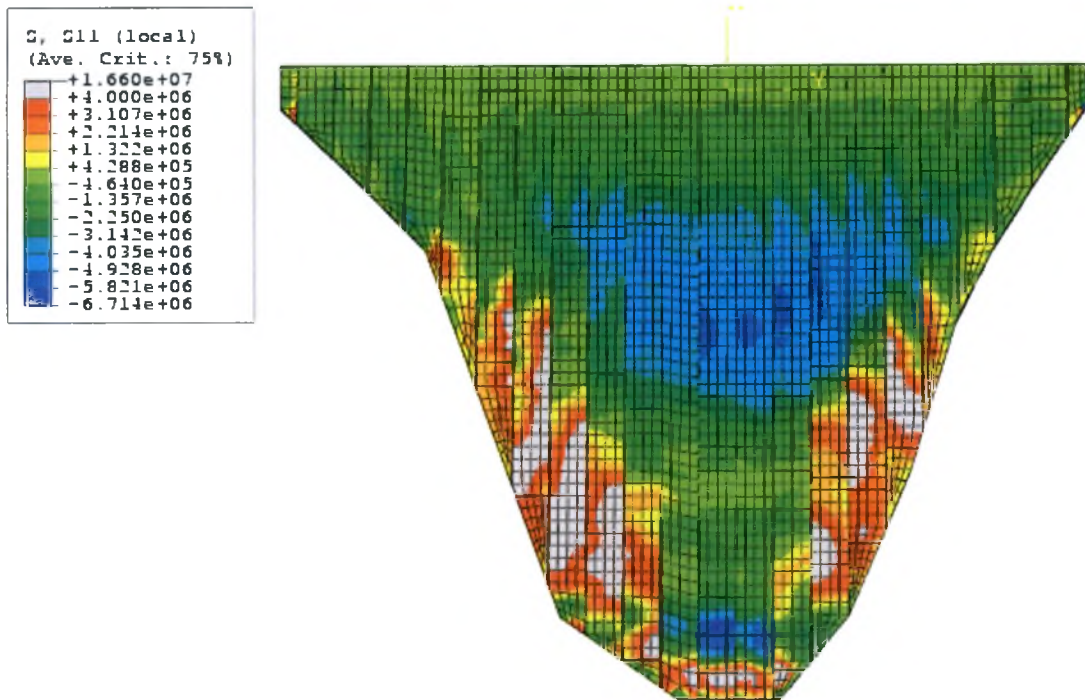
Σχετικά μεγαλύτερες τιμές εφελκυστικών τάσεων αναπτύσσονται για την πιο εύκαμπτη κατάντη ζώνη και λιγότερη θλίψη στο κέντρο της πλάκας. Η αύξηση των τιμών των εφελκυστικών τάσεων είναι μικρότερη από 1MPa για τη μεγαλύτερη διαφορά δυσκαμψίας. Επίσης, με την μείωση της δυσκαμψίας κατάντη, διευρύνεται η εφελκυσόμενη ζώνη της πλάκας, αυξάνοντας μ' αυτό τον τρόπο τον κίνδυνο ρηγμάτωσης.



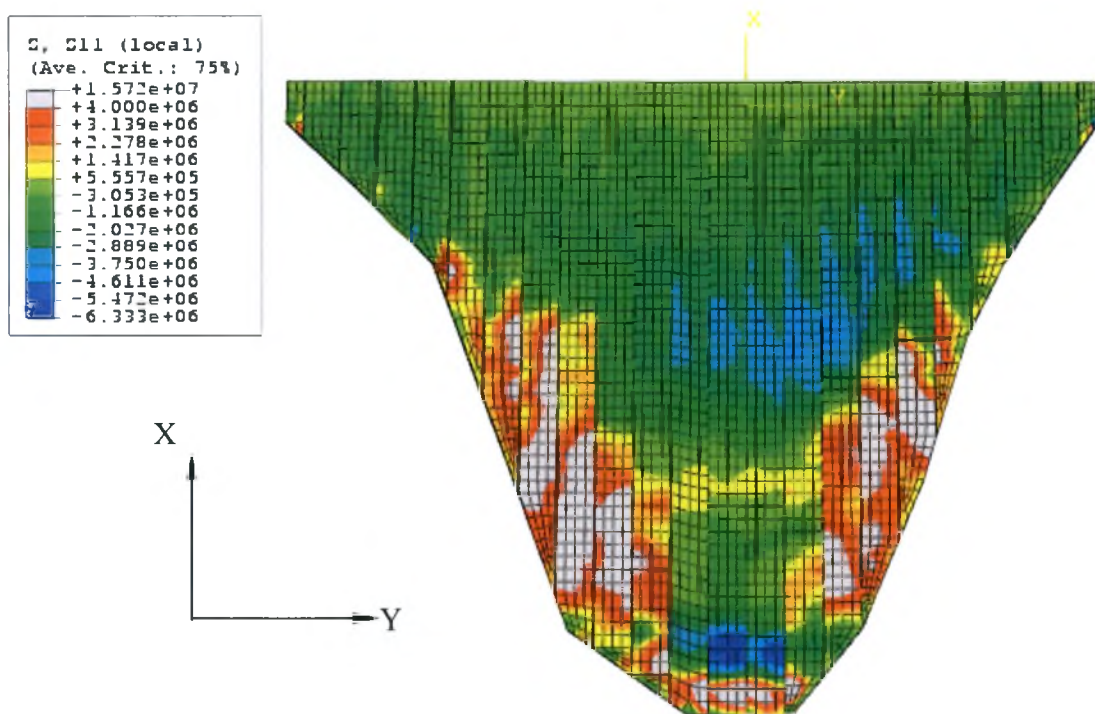
Σχήμα 5.15: Ορθή τάση στην κατεύθυνση X στην άνω επιφάνεια της πλάκας μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=1$



Σχήμα 5.16: Ορθή τάση στην κατεύθυνση X στην άνω επιφάνεια της πλάκας μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=3/4$



Σχήμα 5.17: Ορθή τάση στην κατεύθυνση X στην άνω επιφάνεια της πλάκας μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=1/2$

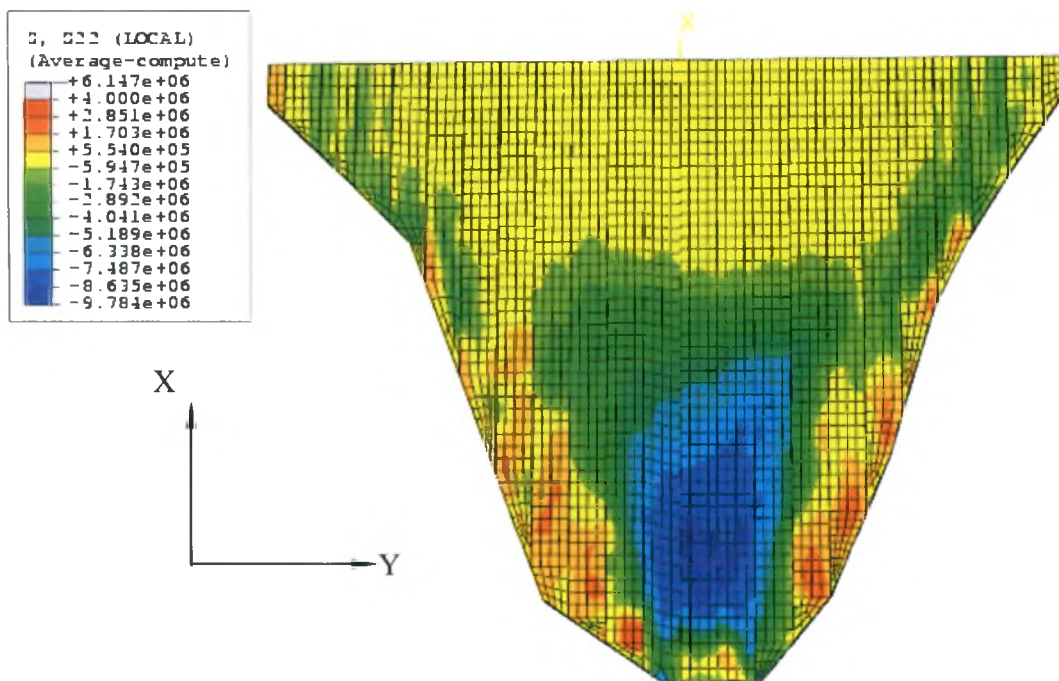


Σχήμα 5.18: Ορθή τάση στην κατεύθυνση X στην άνω επιφάνεια της πλάκας μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=1/4$

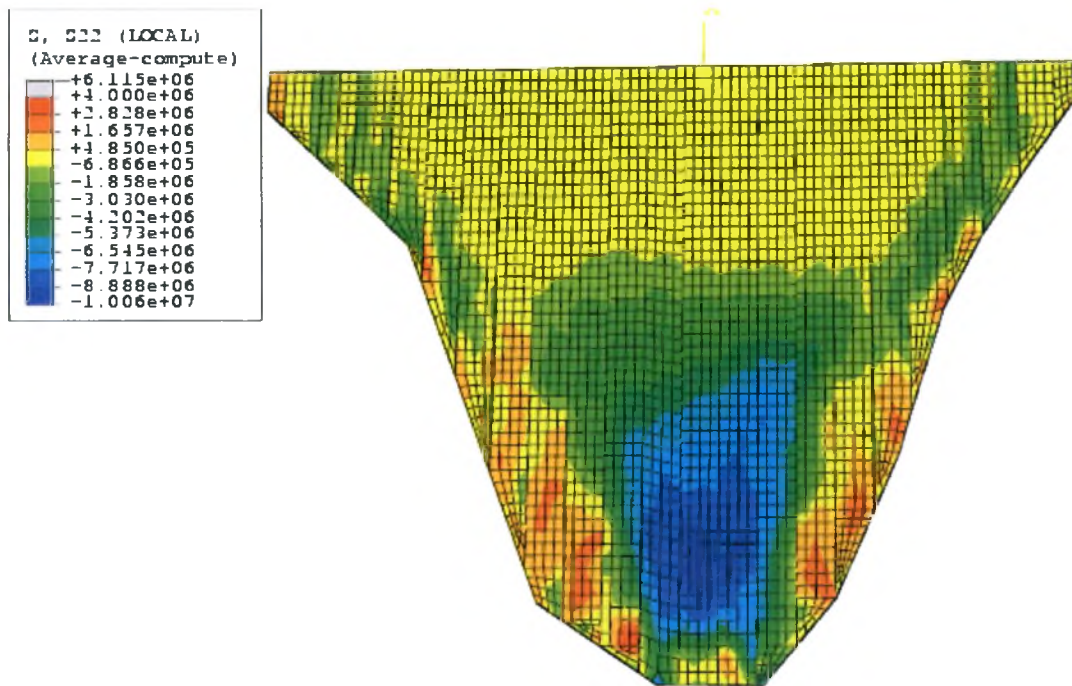


Στα Σχήματα 5.19-5.22 φαίνονται οι ορθές τάσεις που αναπτύσσονται στην επιφάνεια της πλάκας κατά τον άξονα Y. Στο μεγαλύτερο μέρος της πλάκας αναπτύσσονται μικρές θλιπτικές τάσεις κατά Y (0.5-3 MPa). Όμως σε μια περιοχή εύρους περίπου 50 m πάνω από τον πόδα αναπτύσσονται σχετικά μεγάλες θλιπτικές τάσεις με μέγιστη τιμή 10 MPa. Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι μεγαλύτερη από 20 MPa, επομένως η πλάκα δεν κινδυνεύει από θλίψη. Εφελκυσμός κατά τον άξονα Y αναπτύσσεται στα αντερείσματα παράλληλα με την πλίνθο, αλλά δεν υπερβαίνει την τιμή των 2.8 MPa. Η τιμή των θλιπτικών τάσεων αυξάνει ελάχιστα ανάλογα με την παραμορφωσιμότητα της κατάντη λιθορριπής.

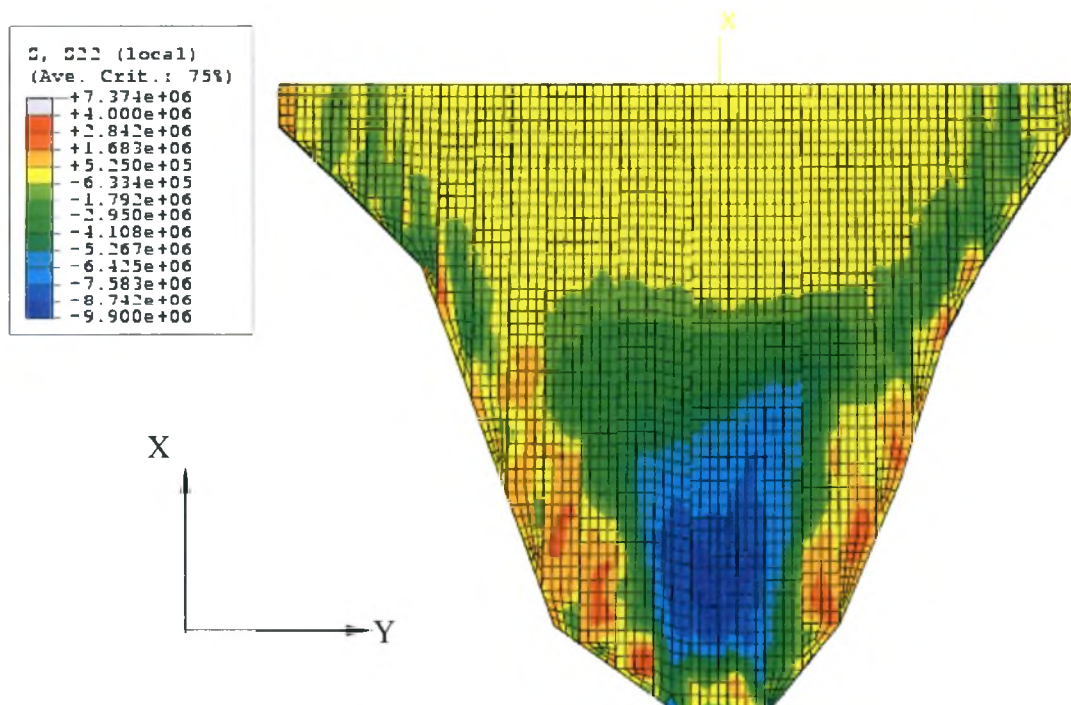
Συμπεραίνεται ότι η δυσκαμψία του κατάντη τμήματος της λιθορριπής έχει μεγαλύτερη επίδραση στις τάσεις κατά X και λιγότερο στις τάσεις κατά Y. Οι πολύ υψηλές εφελκυστικές τάσεις κατά τον άξονα X επεκτείνονται κατά πολύ με την αύξηση της παραμορφωσιμότητας κατάντη.



Σχήμα 5.19: Ορθή τάση στην κατεύθυνση Y στην άνω επιφάνεια της πλάκας μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=1$ .

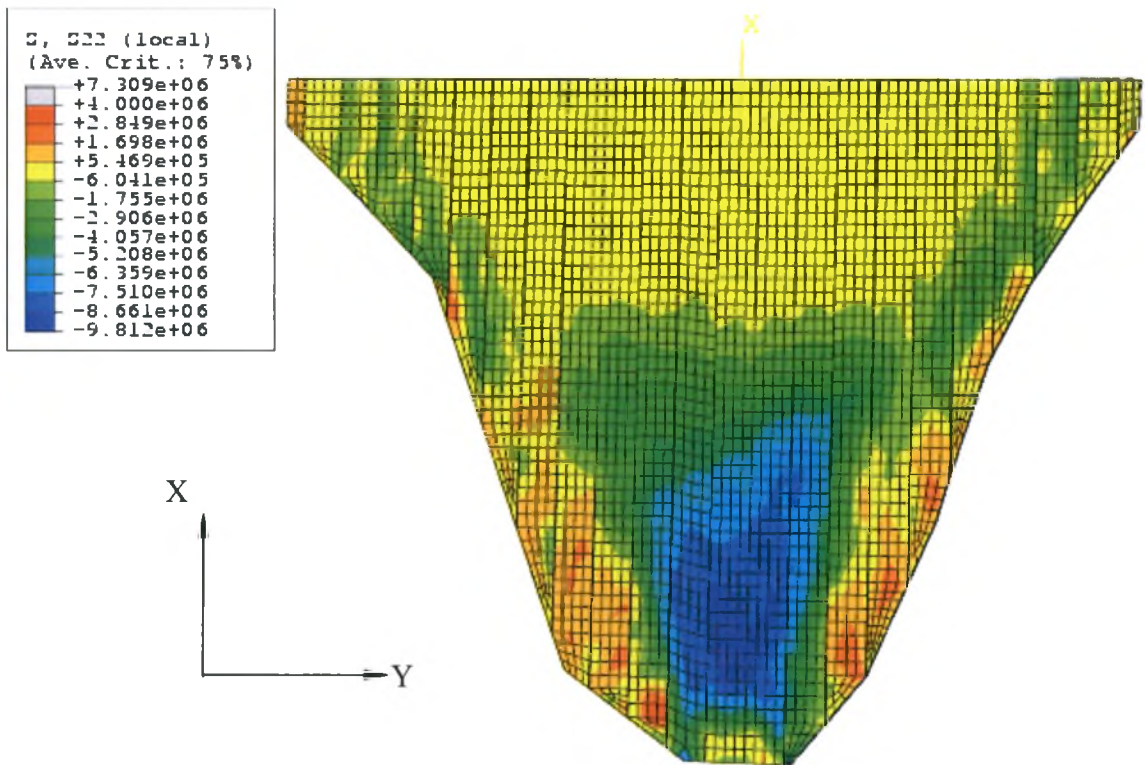


Σχήμα 5.20: Ορθή τάση στην κατεύθυνση Y στην άνω επιφάνεια της πλάκας μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=3/4$ .



Σχήμα 5.21 : Ορθή τάση στην κατεύθυνση Y στην άνω επιφάνεια της πλάκας μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=1/2$ .



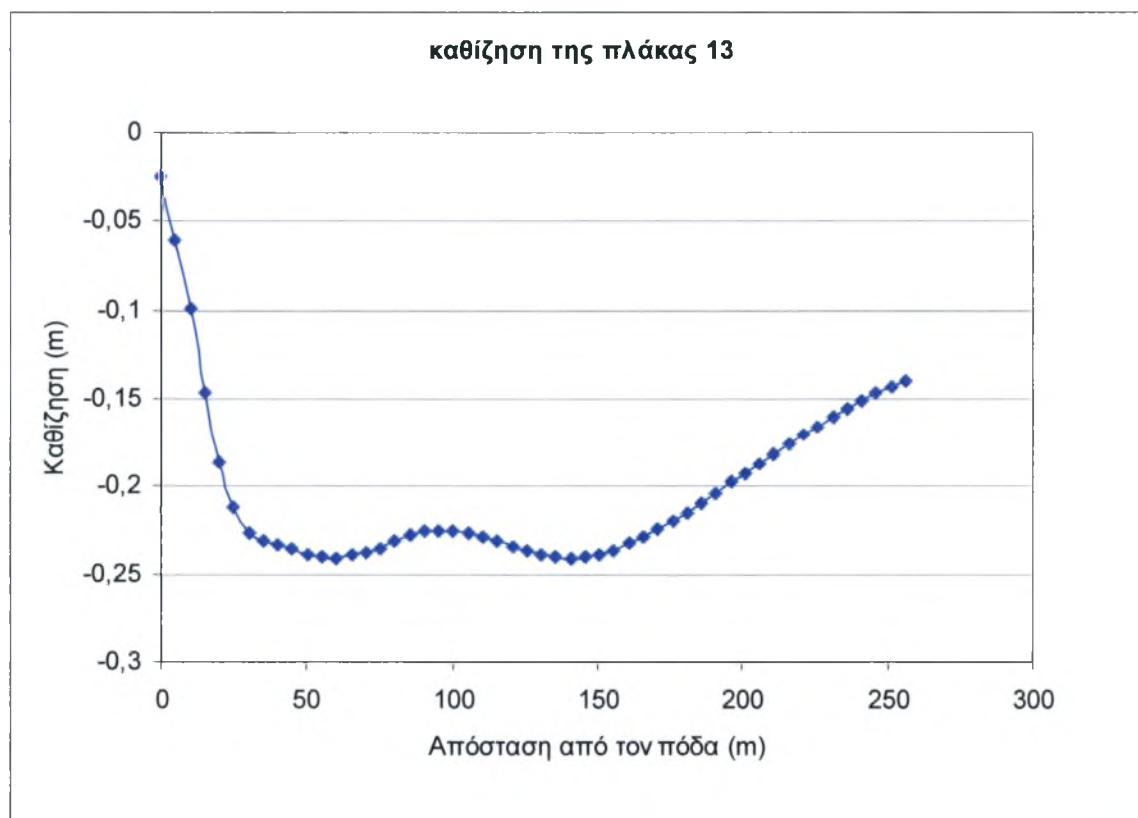


Σχήμα 5.22 : Ορθή τάση στην κατεύθυνση Y στην άνω επιφάνεια της πλάκας μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=1/4$ .

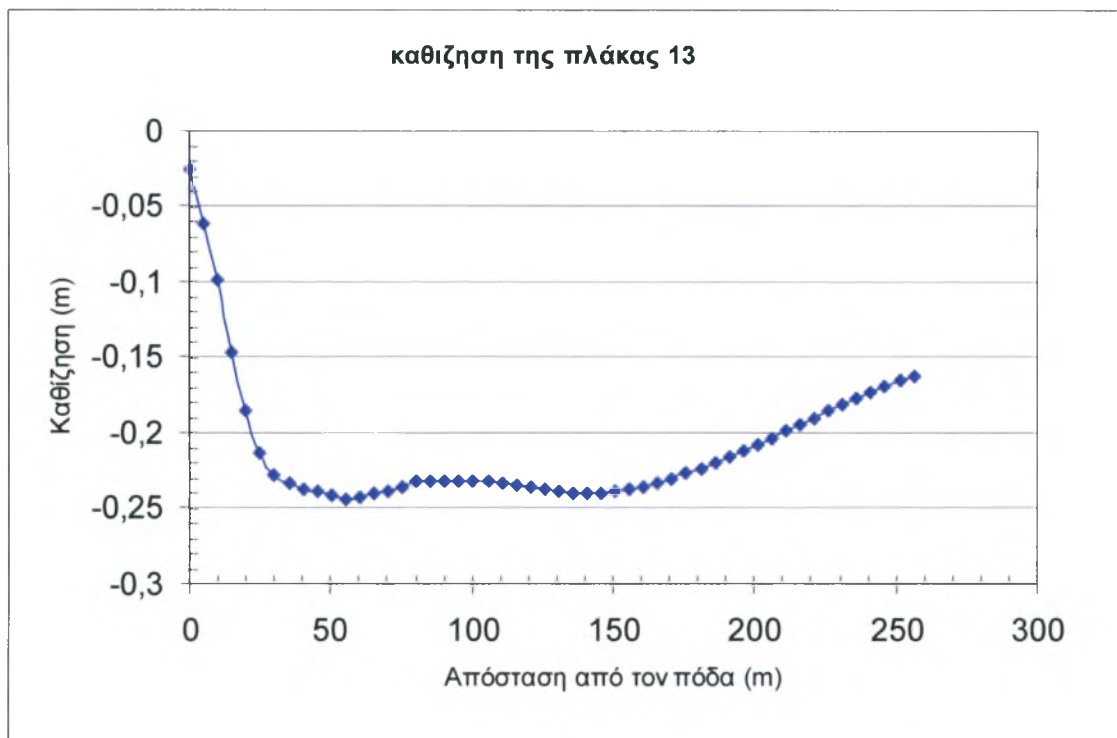
### ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ 13:

Αξίζει να επικεντρωθούμε στην επιρροή της μείωσης της δυσκαμψίας της κατάντη λιθορριπής στις παραμορφώσεις της πλάκα 13, η οποία βρίσκεται στο σημείο της πλάκας με το μέγιστο ύψος και περίπου στο κέντρο. Στα σχήματα που ακολουθούν φαίνεται πώς κατανέμεται η ένταση στην πλάκα 13 για τις διάφορες περιπτώσεις που εξετάστηκαν.

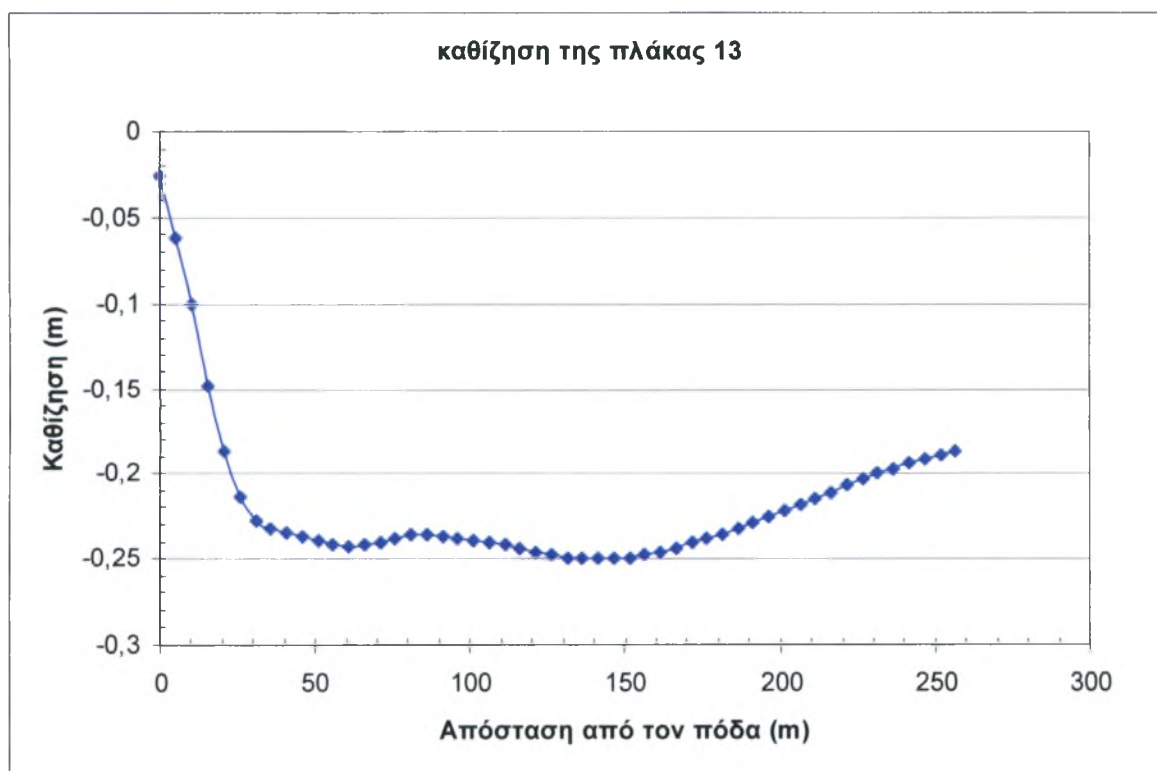
Στα Σχήματα 5.23 – 5.27 παρουσιάζεται η κατανομή της καθίζησης κατά μήκος της πλάκας 13. Η καθίζηση μεγιστοποιείται σε μια περιοχή περίπου 100 m, σε απόσταση περίπου 50 m από τον πόδα της πλάκας ως τα 150 m. Η μέγιστη καθίζηση αυξάνει με την μείωση της δυσκαμψίας κατάντη. Η επιρροή της δυσκαμψίας της κατάντη ζώνης γίνεται σημαντική από τα 150 m της πλάκας ως και την κορυφή. Έτσι για την πιο δύσκαμπτη κατάντη ζώνη ( $K_{3C}/K_{3B}=1$ ) η καθίζηση στην κορυφή είναι 14 cm (πολύ μικρή καθίζηση), ενώ για την πιο εύκαμπτη κατάντη ζώνη ( $K_{3C}/K_{3B}=1/4$ ) η καθίζηση της κορυφής είναι 23cm.



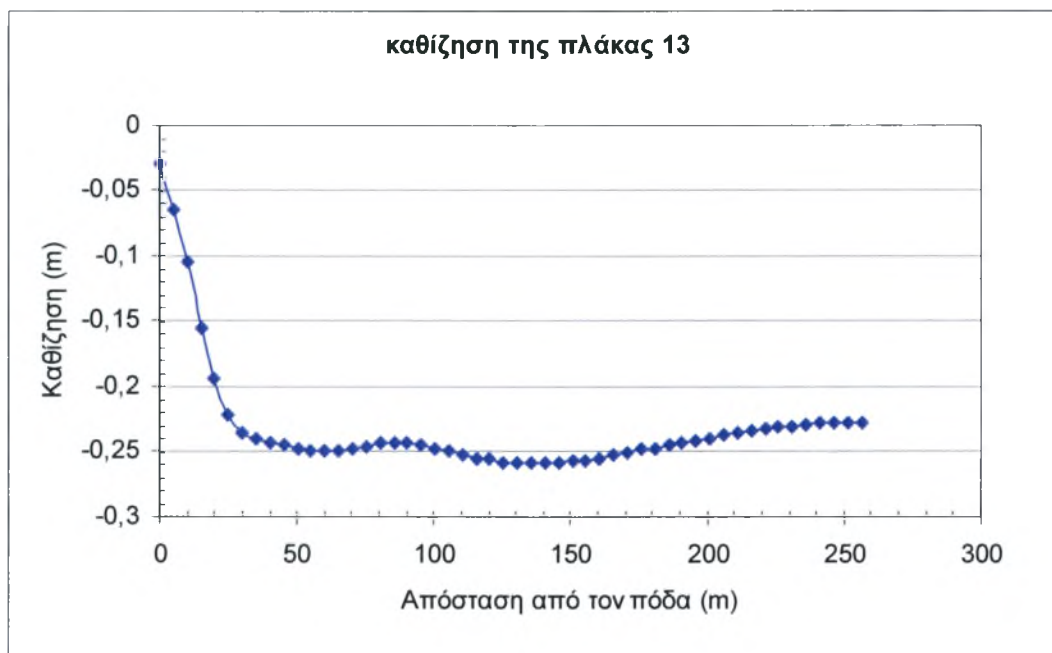
Σχήμα 5.23 : Καθίζηση της πλάκας 13 μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=1$



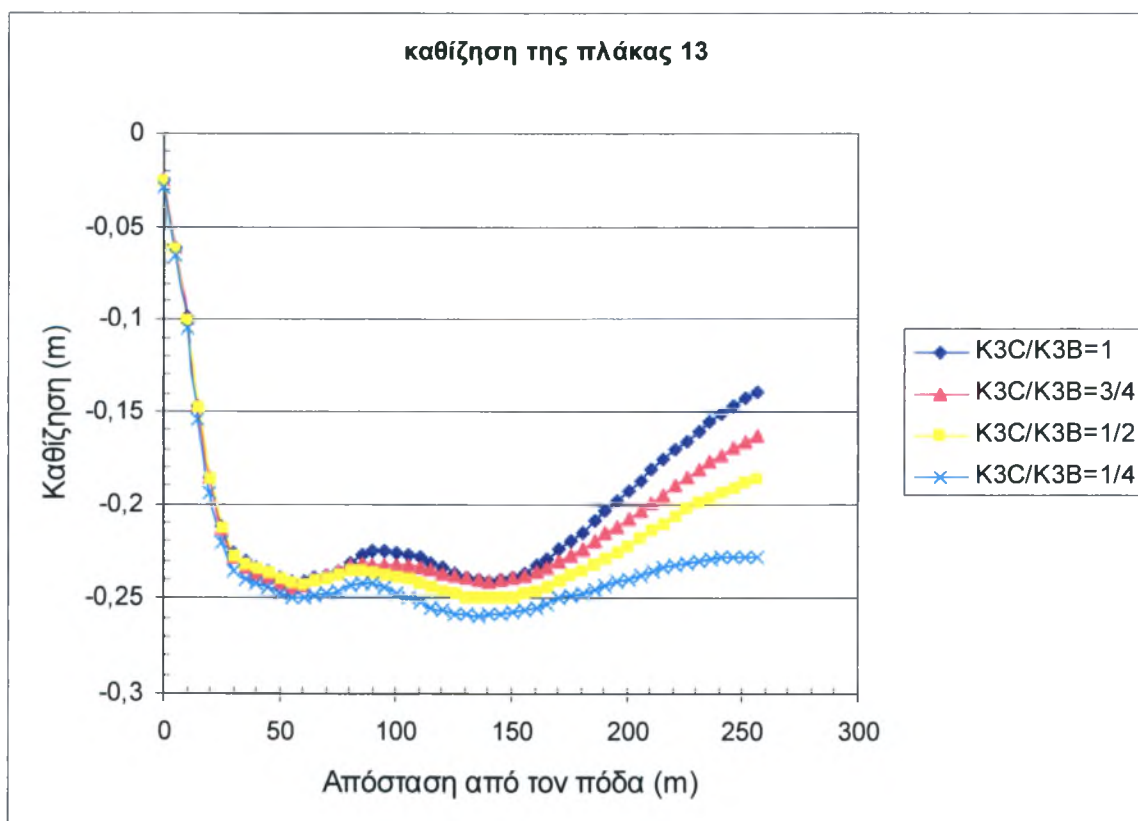
Σχήμα 5.24 : Καθίζηση της πλάκας 13 μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 3/4$



Σχήμα 5.25 : Καθίζηση της πλάκας 13 μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/2$



Σχήμα 5.26 Καθίζηση της πλάκας 13 μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/4$



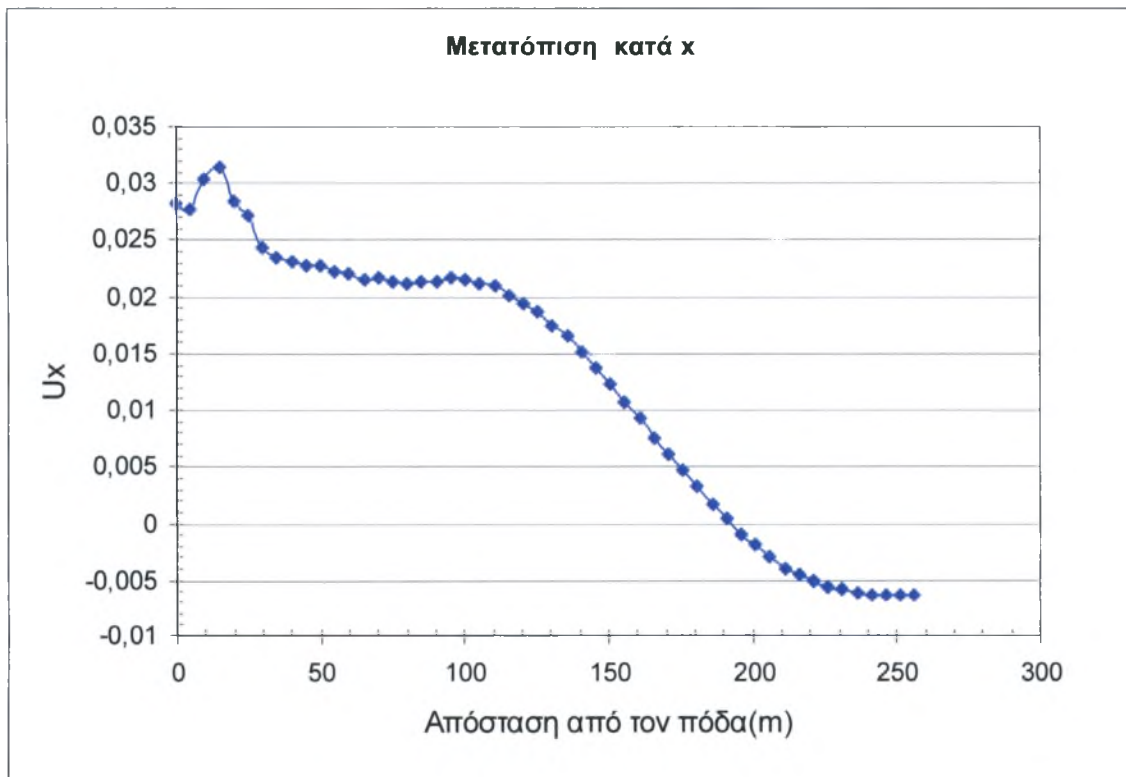
Σχήμα 5.27: Σύγκριση των καθιζήσεων κατά μήκος της πλάκας 13 μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για λόγους  $K_{3C}/K_{3B}$  από 1 έως 1/4.



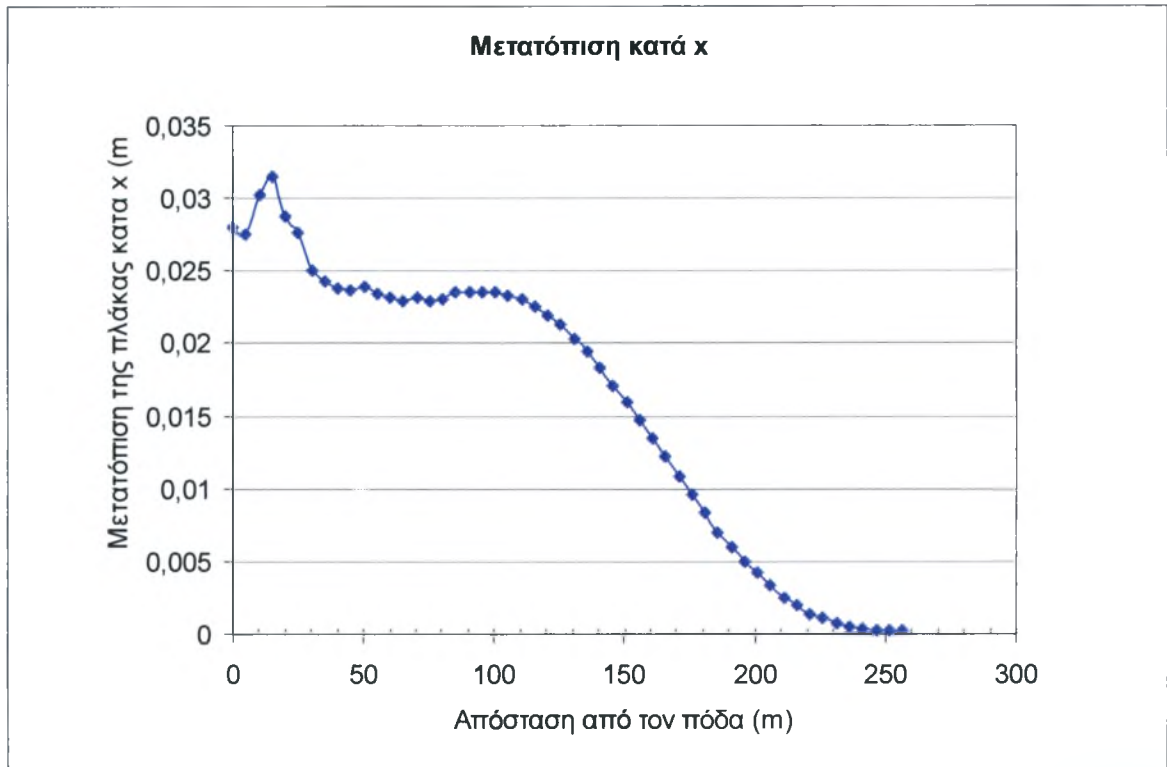
Στα Σχήματα 5.27 – 5.31 παρουσιάζεται η μετατόπιση  $U_x$  κατά μήκος της πλάκας 13. Η πλάκα καθώς φαίνεται τείνει να μετατοπιστεί προς τη στέψη του φράγματος λόγω της σημαντικής παραμορφωσιμότητας του υποκείμενου υλικού.

Η μεγαλύτερη μετατόπιση κατά  $x$  στα 15m από τον πόδα και κυμαίνεται από 3.2-3.8cm και είναι μεγαλύτερη για μεγαλύτερη παραμορφωσιμότητα κατάντη. Επίσης, σημειώνεται ότι η κορυφή της πλάκας 13 για  $K_{3C}/K_{3B}=3/4$  δεν μετατοπίζεται καθόλου. Πιο έντονη επιρροή της δυσκαμψίας παρατηρείται στην κορυφή της πλάκας, όπου η μετατόπιση για λόγο  $K_{3C}/K_{3B}=1/4$  είναι μόλις 3.1 cm μεγαλύτερη από αυτήν για  $K_{3C}/K_{3B}=1$ .

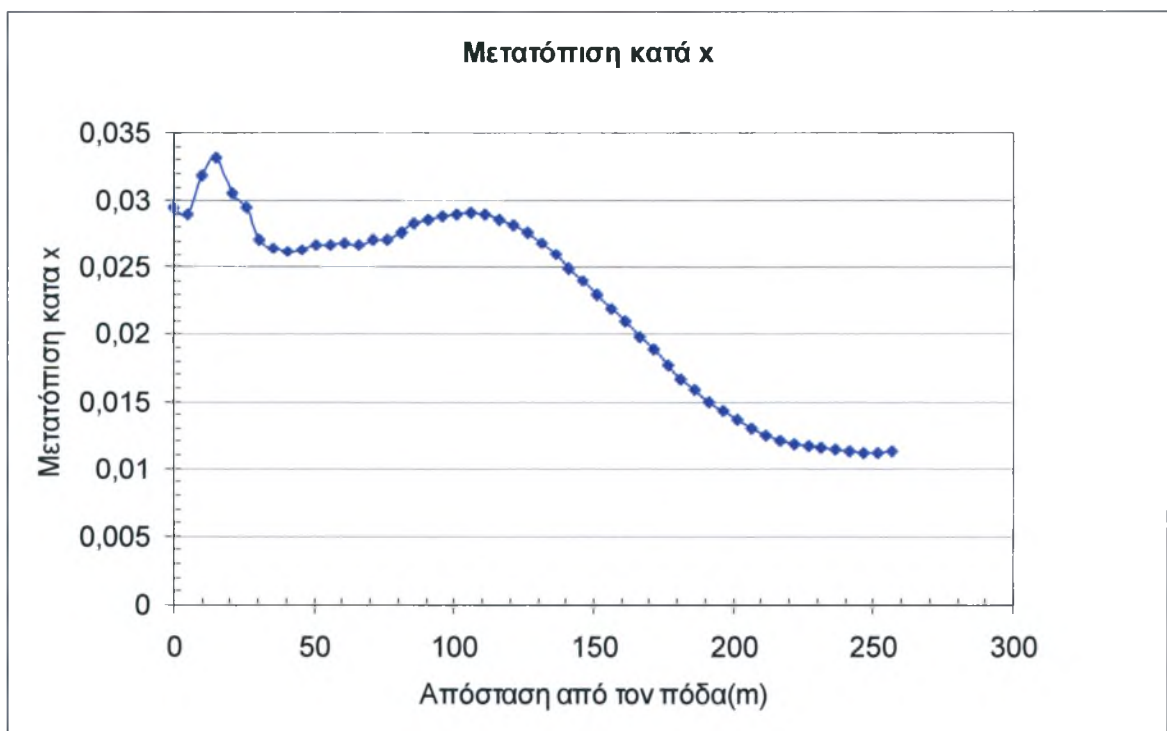
Στην περίπτωση της πιο παραμορφώσιμης κατάντη λιθορριπής η μετατόπιση της πλάκας λαμβάνει τις μεγαλύτερες τιμές και είναι ομοιόμορφη, με αποτέλεσμα η παραμόρφωση στην κατεύθυνση  $X$  να είναι σχετικά μικρή. Εν γένει οι μετατοπίσεις κατά  $X$  που υφίσταται η πλάκα 13 είναι μικρού μεγέθους.



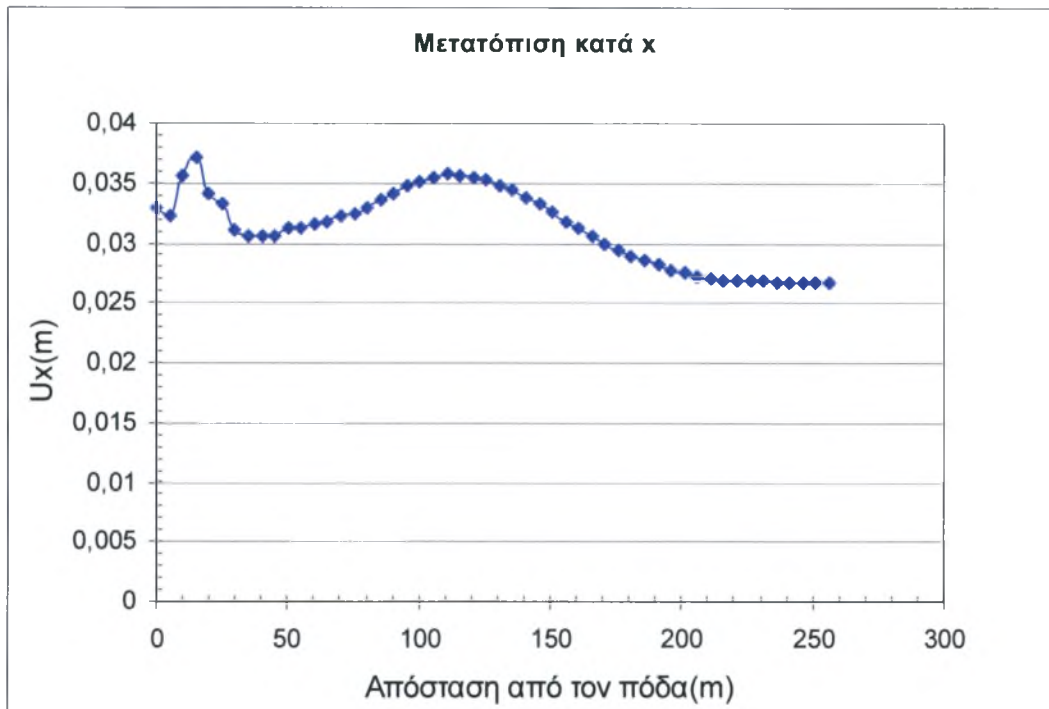
Σχήμα 5.27: Μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση  $X$  μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B}=1$ .



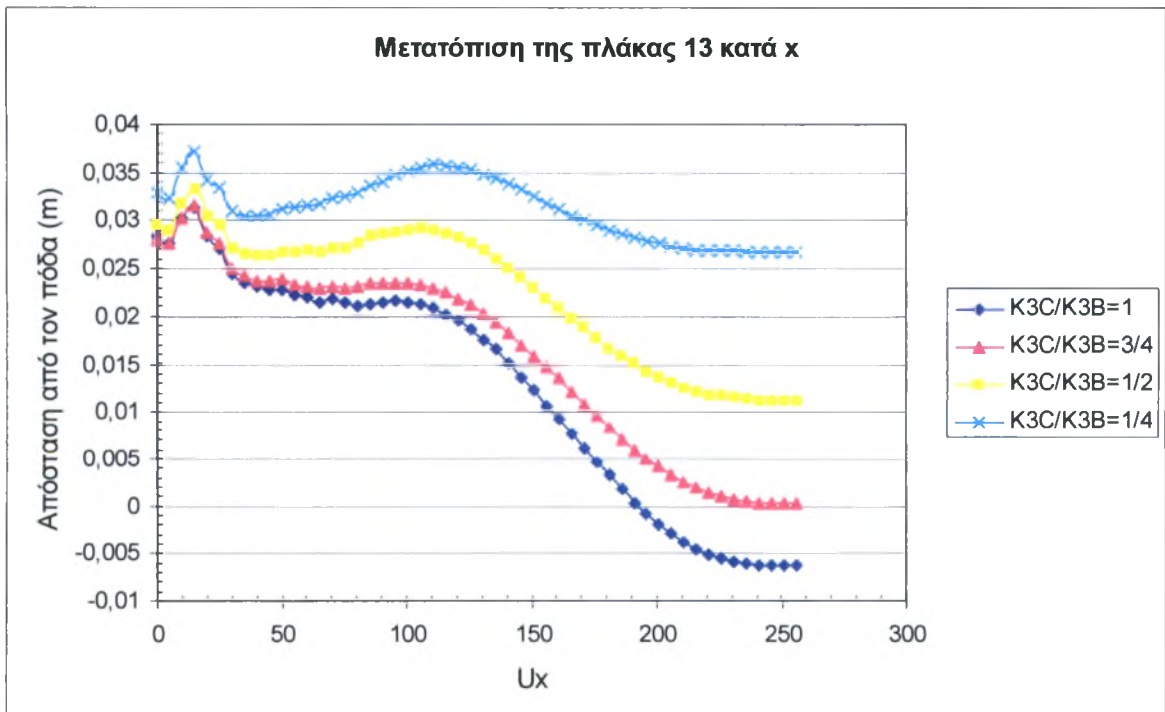
Σχήμα 5.28: Μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση X μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 3/4$ .



Σχήμα 5.29: Μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση X μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/2$ .



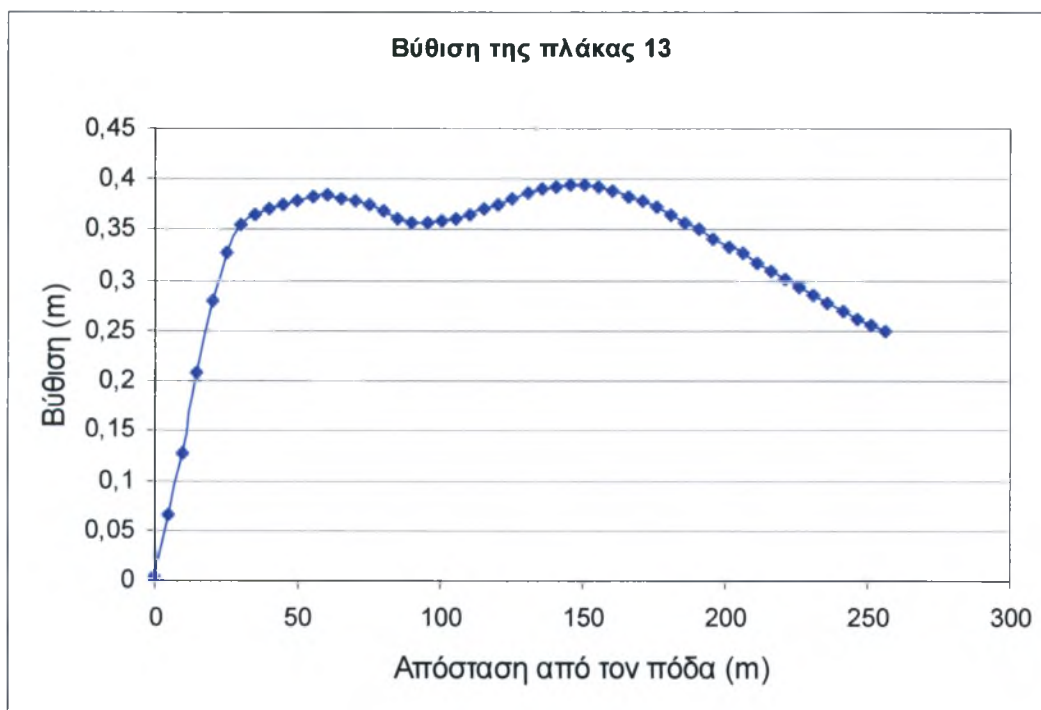
Σχήμα 5.30: Μετατόπιση της πλάκας στην κατεύθυνση X μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/4$ .



Σχήμα 5.31 : Σύγκριση των μετατοπίσεων κατά X κατά μήκος της πλάκας 13 μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για λόγους  $K_{3C}/K_{3B}$  από 1 έως 1/4.

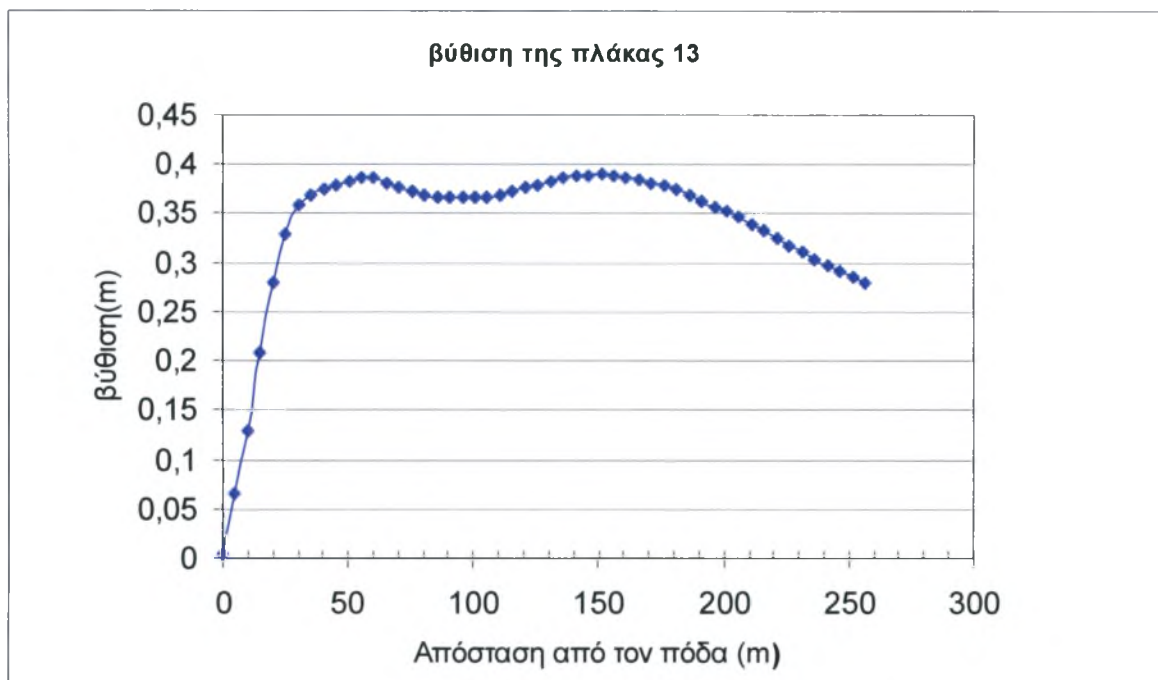
Στα Σχήματα 5.32 – 5.36 παρουσιάζεται η κατανομή της βύθισης κατά μήκος της πλάκας 13 για τη μέγιστη πλήρωση της λεκάνης στα 773m. Η μέγιστη βύθιση είναι για όλες τις αναλύσεις περίπου 39 - 40 cm και διατηρείται περίπου ομοιόμορφη σε μια απόσταση από 50m έως 150m από τον πόδα. Με την μείωση του μέτρου ελαστικότητας κατάντη, διαφοροποιείται σημαντικά η βύθιση στην κορυφή της πλάκας 13, συγκεκριμένα αυξάνει κατά 10 cm για την πιο παραμορφώσιμη λιθορριπή κατάντη σε σύγκριση με την περίπτωση της πιο δύσκαμπτης.

Επιπλέον, για την περίπτωση της πιο παραμορφώσιμης λιθορριπής κατάντη παρατηρείται ότι η βύθιση στην κορυφή προσεγγίζει την μέγιστη τιμή. Η βύθιση στον πόδα είναι 0, ενώ στην περιοχή πάνω από τον πόδα αυξάνει ραγδαία και φθάνει σχεδόν τη μέγιστη τιμή της στα πρώτα 25 m.

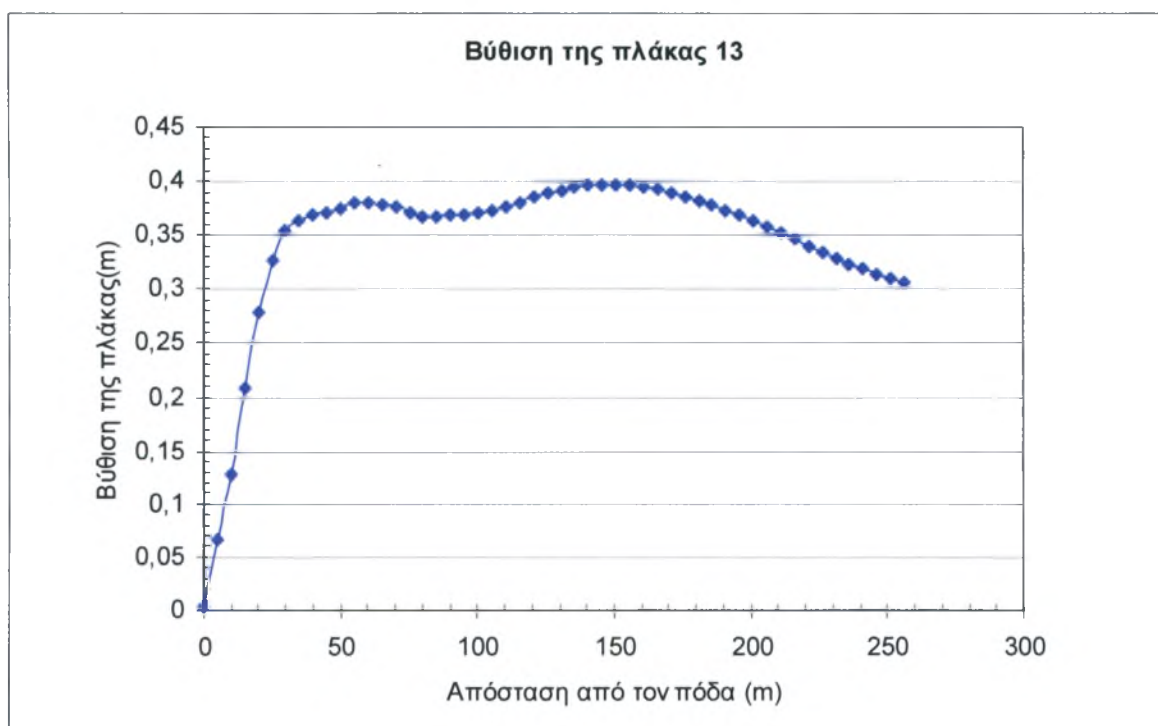


Σχήμα 5.32 : Βύθιση της πλάκας ως προς την απόσταση από τον πόδα για διάφορα στάδια φόρτισης μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1$ .

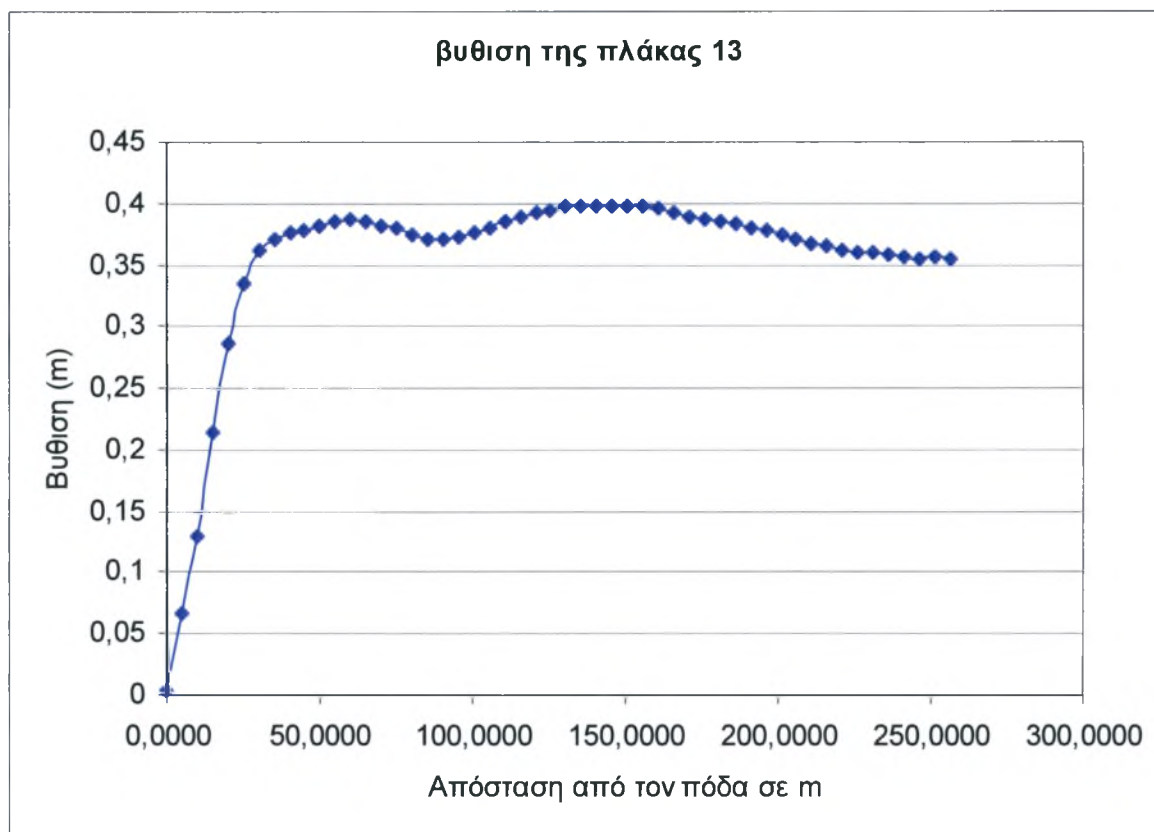




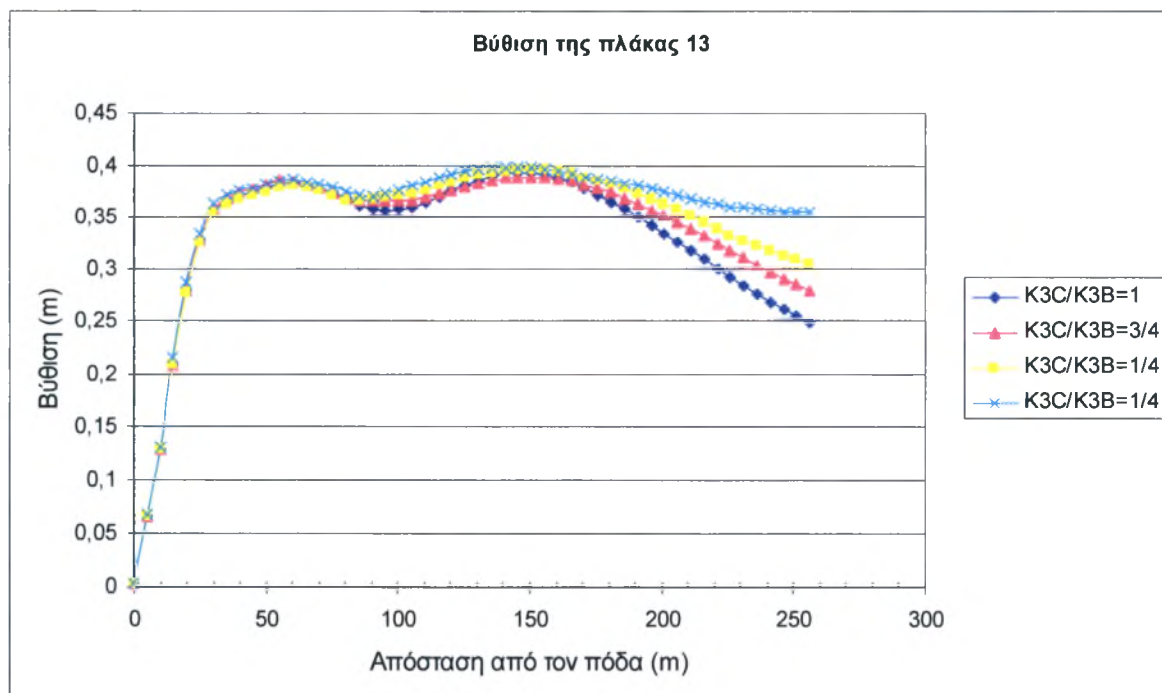
Σχήμα 5.33 : Βύθιση της πλάκας ως προς την απόσταση από τον πόδα για διάφορα στάδια φόρτισης μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για  $K_{3C}/K_{3B} = 3/4$ .



Σχήμα 5.34 : Βύθιση της πλάκας ως προς την απόσταση από τον πόδα για διάφορα στάδια φόρτισης μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/2$ .



Σχήμα 5.35 : Βύθιση της πλάκας ως προς την απόσταση από τον πόδα για διάφορα στάδια φόρτισης μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/4$ .

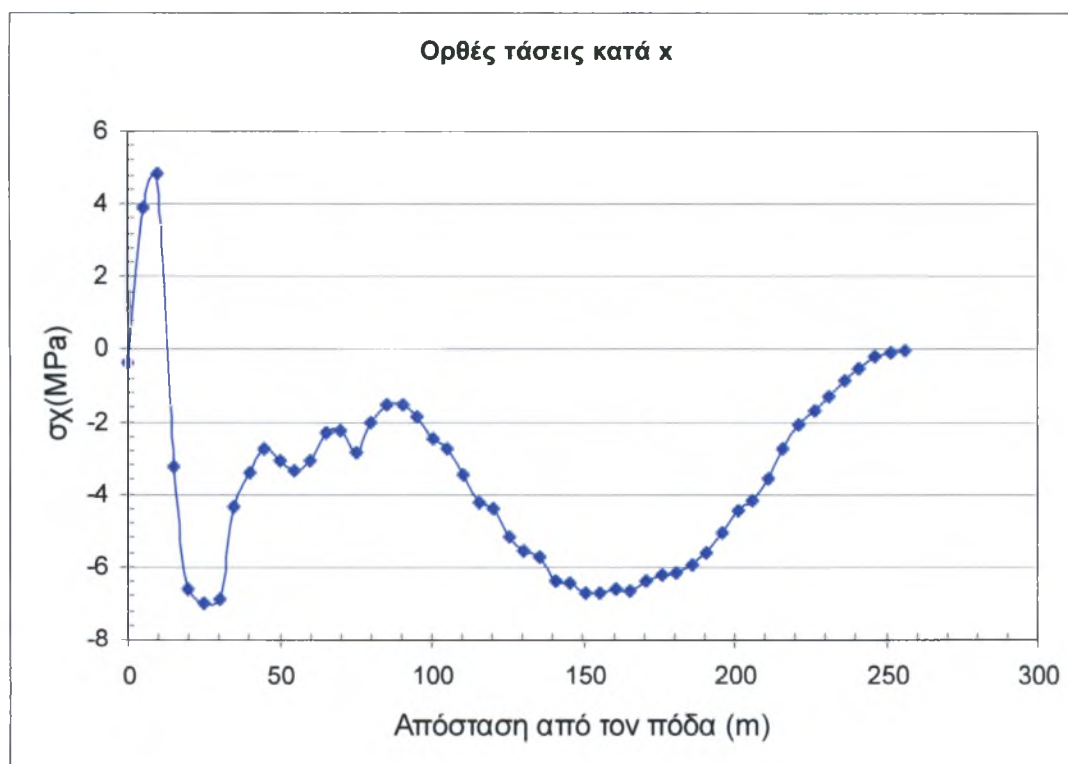


Σχήμα 5.36 : Σύγκριση της βύθισης της πλάκας κατά μήκος της πλάκας 13 μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για διάφορες τιμές του λόγου  $K_{3C}/K_{3B}$ .

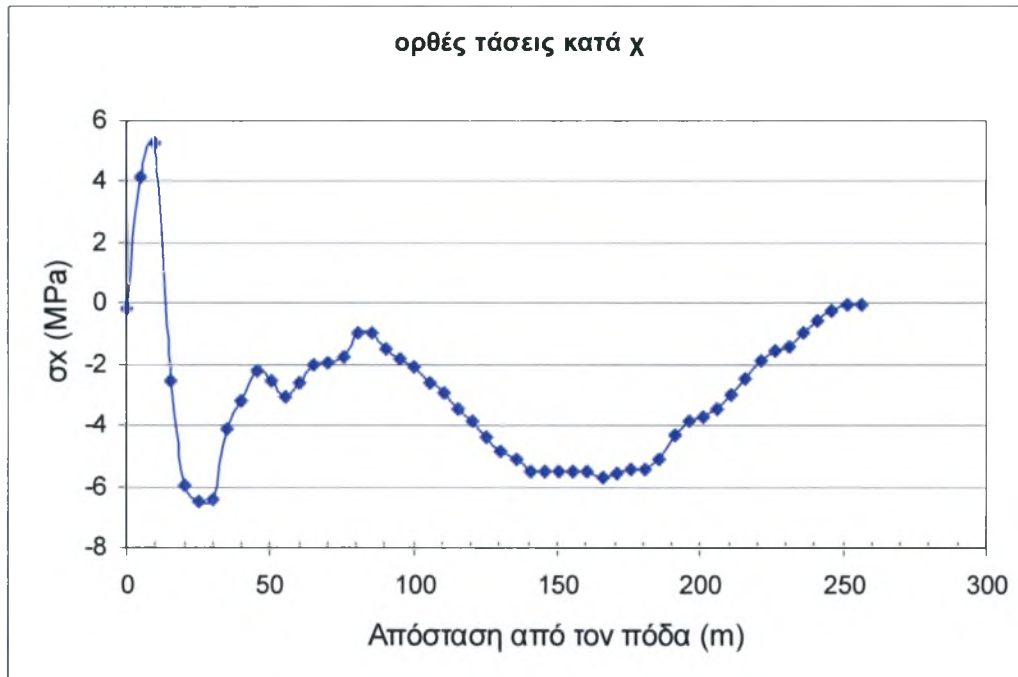
## ΤΑΣΕΙΣ:

Στα Σχήματα 5.37-5.41 φαίνονται οι ορθές τάσεις που αναπτύσσονται κατά τη διεύθυνση X κατά μήκος της επιφάνειας της πλάκας 13. Η μέγιστη εφελκυστική τάση παρουσιάζεται στα πρώτα 10 m από τον πόδα και κυμαίνεται μεταξύ 5 και 6.7 MPa. Μέγιστες θλιπτικές τάσεις αναπτύσσονται περίπου στα 25 m και 150 m περίπου 6 MPa. Παρατηρείται ότι καθώς μειώνεται η δυσκαμψία της κατάντη λιθορριπής αυξάνουν ελαφρά οι εφελκυστικές τάσεις κοντά στον πόδα και μειώνονται οι θλιπτικές τάσεις στο υπόλοιπο τμήμα της.

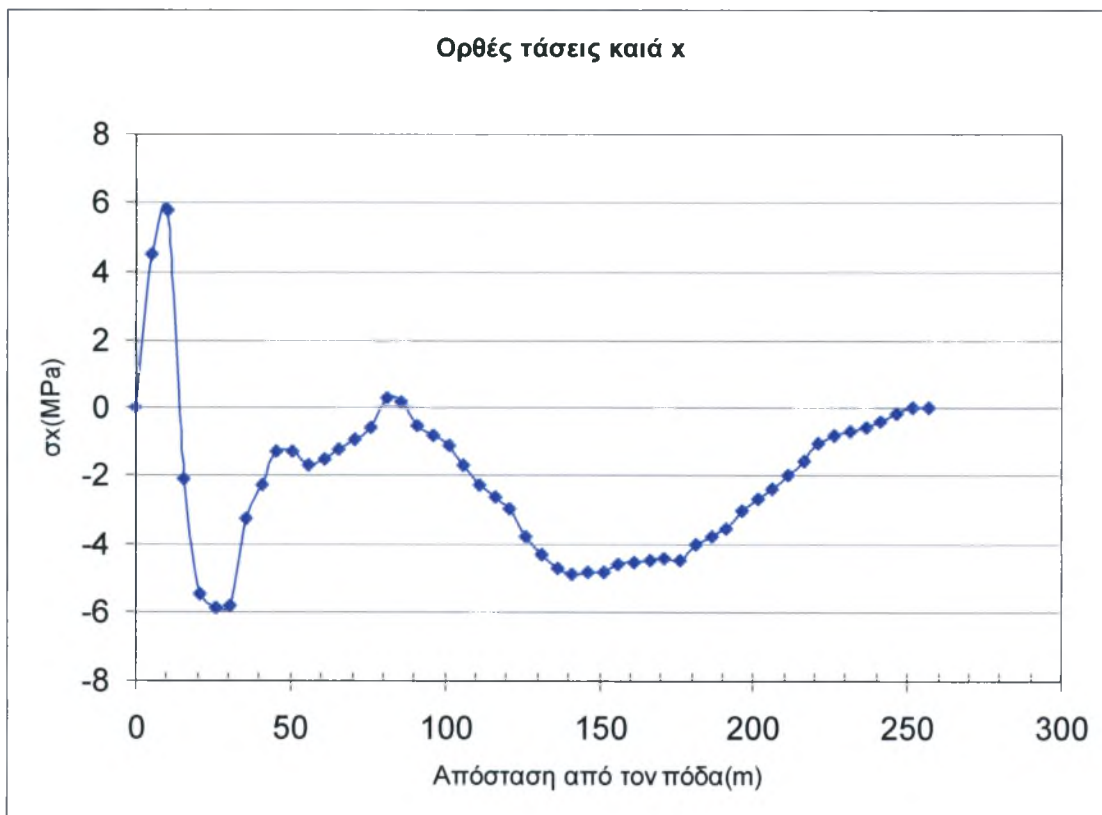
Η κατανομή των  $\sigma_x$  αρχίζει να διαφοροποιείται σημαντικά πάνω από τα 50 m από τον πόδα. Η μέγιστη διαφορά τάσεων ανάλογα με τη δυσκαμψία συμβαίνει σε απόσταση 180 m από τον πόδα και είναι ίση με 3.5 MPa. Στην κορυφή της πλάκας οι τάσεις κατά τον άξονα X συγκλίνουν για όλες τις περιπτώσεις. Όπως παρατηρήθηκε και συνολικά στην πλάκα, και στην πλάκα 13 η μεγαλύτερη παραμορφωσιμότητα στην κατάντη λιθορριπή προκάλεσε μικρότερες θλιπτικές τάσεις.



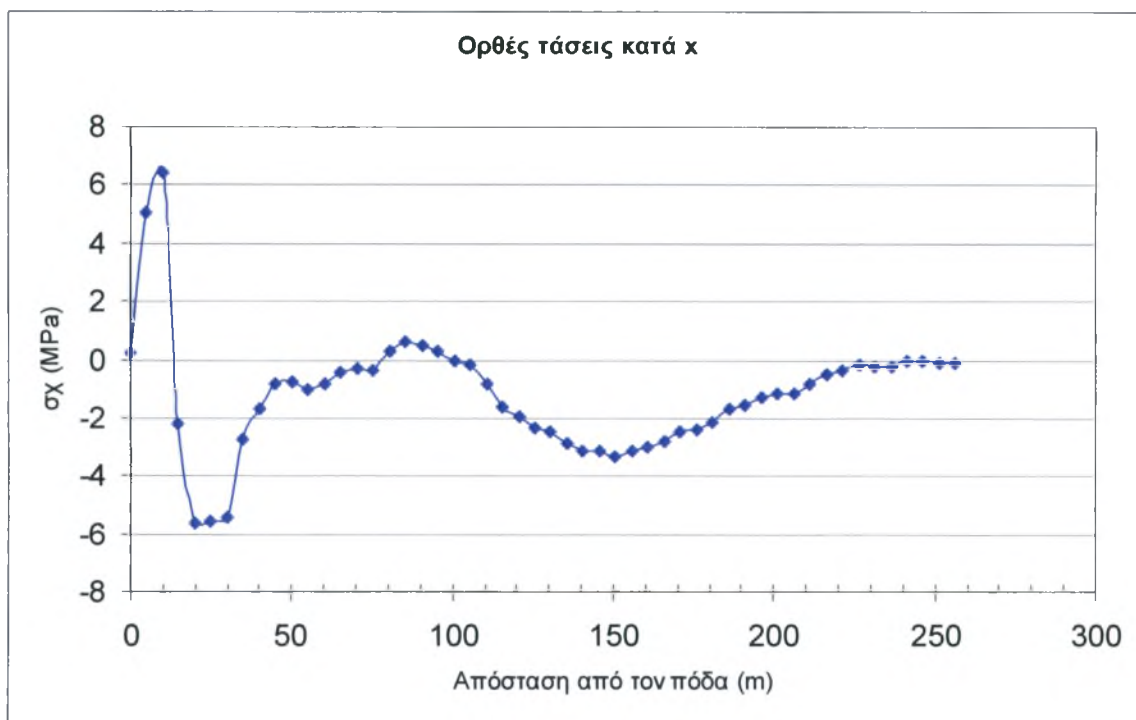
Σχήμα 5.37: Ορθές τάσεις στην κατεύθυνση X της πλάκας ως προς την απόσταση από τον πόδα για διάφορα στάδια φόρτισης μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1$ .



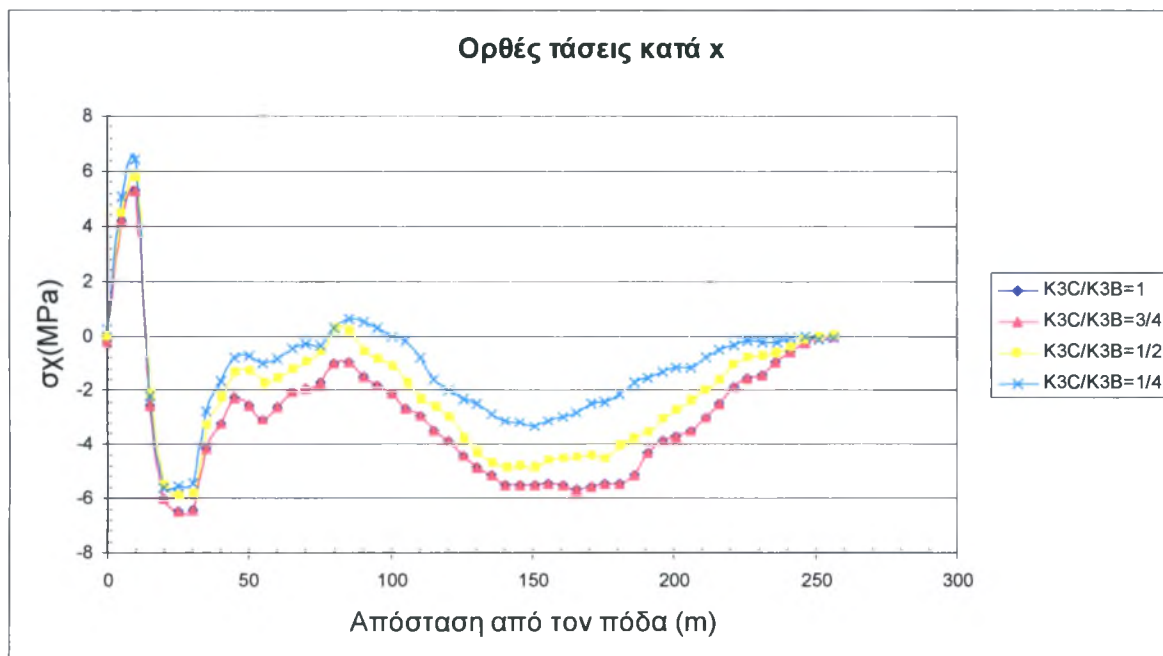
Σχήμα 5.38 : Ορθές τάσεις στην κατεύθυνση X της πλάκας ως προς την απόσταση από τον πόδα για διάφορα στάδια φόρτισης μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για  $K_{3C}/K_{3B} = 3/4$ .



Σχήμα 5.39 : Ορθές τάσεις στην κατεύθυνση X της πλάκας ως προς την απόσταση από τον πόδα για διάφορα στάδια φόρτισης μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/2$ .



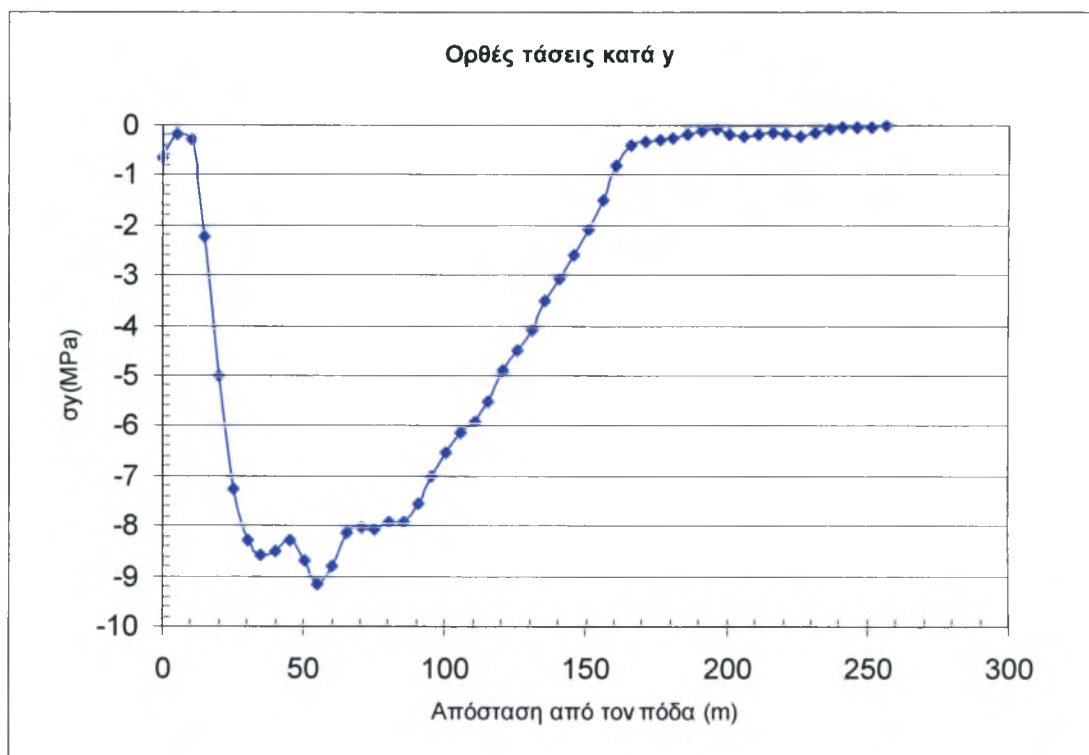
Σχήμα 5.40 : Ορθές τάσεις στην κατεύθυνση X της πλάκας ως προς την απόσταση από τον πόδα για διάφορα στάδια φόρτισης μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/4$ .



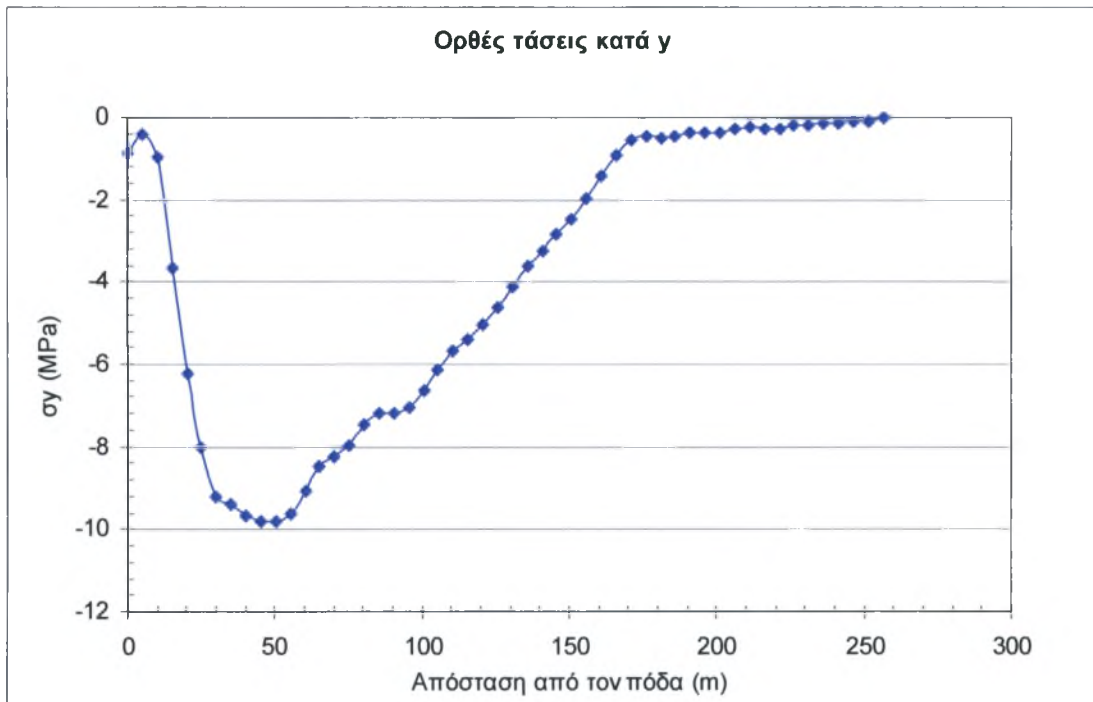
Σχήμα 5.41 : Συγκεντρωτικό διάγραμμα: Ορθές τάσεις στην κατεύθυνση X κατά μήκος της πλάκας 13 μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για όλους τους λόγους  $K_{3C}/K_{3B}$ .



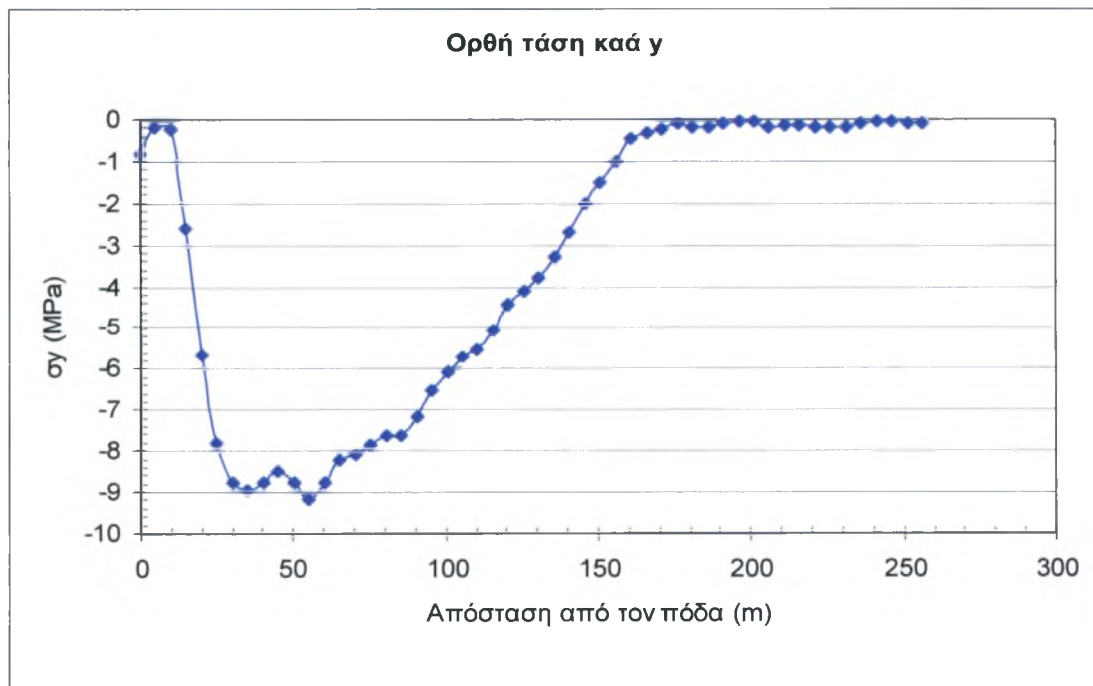
Στα Σχήματα 5.42-5.46 φαίνονται οι ορθές τάσεις που αναπτύσσονται κατά τη διεύθυνση Y κατά μήκος της επιφάνειας της πλάκας 13. Όλη πλάκα 13 θλίβεται. Δεν διαπιστώνεται κάποια αξιολογή επίδραση της δυσκαμψίας στις τάσεις κατά τον άξονα Y. Η μέγιστη τιμή της  $\sigma_y$  σημειώνεται περίπου στα 50 m από τον πόδα και είναι ίση με 10 MPa για την περίπτωση  $K_{3B}/K_{3C} = 1/4$ . Η  $\sigma_y$  αυξάνει απότομα στα πρώτα 50 m της πλάκας, ενώ στα τελευταία 90 m η τιμή της είναι σχεδόν μηδενική.



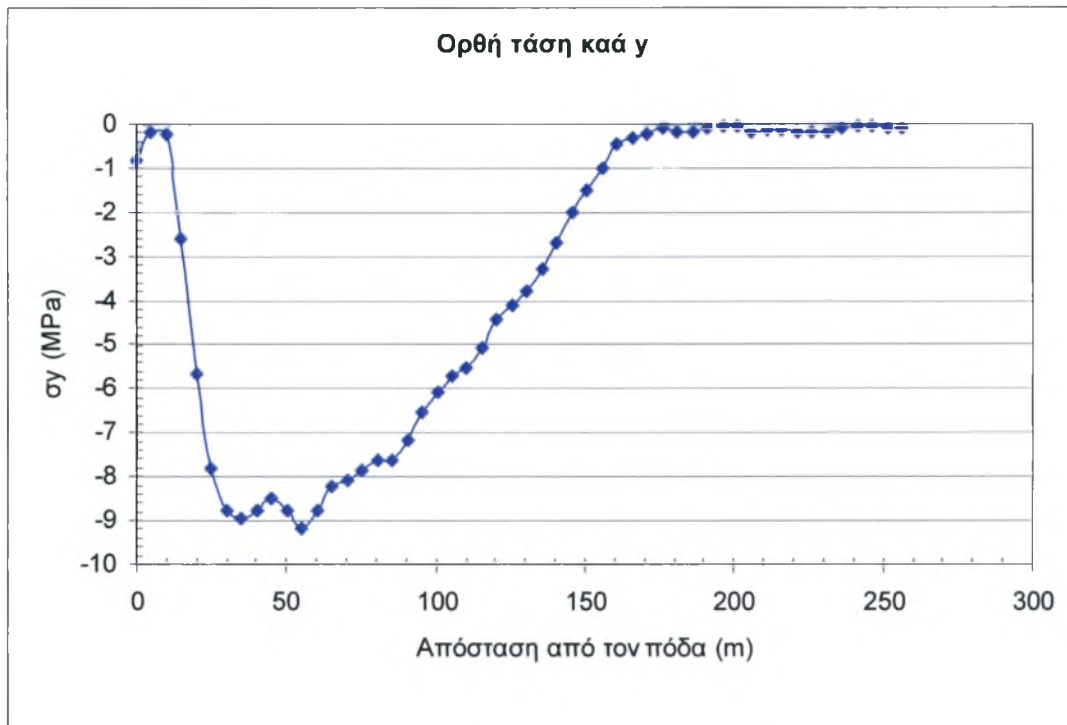
Σχήμα 5.42 : Ορθές τάσεις στην κατεύθυνση Y της πλάκας ως προς την απόσταση από τον πόδα για διάφορα στάδια φόρτισης μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1$ .



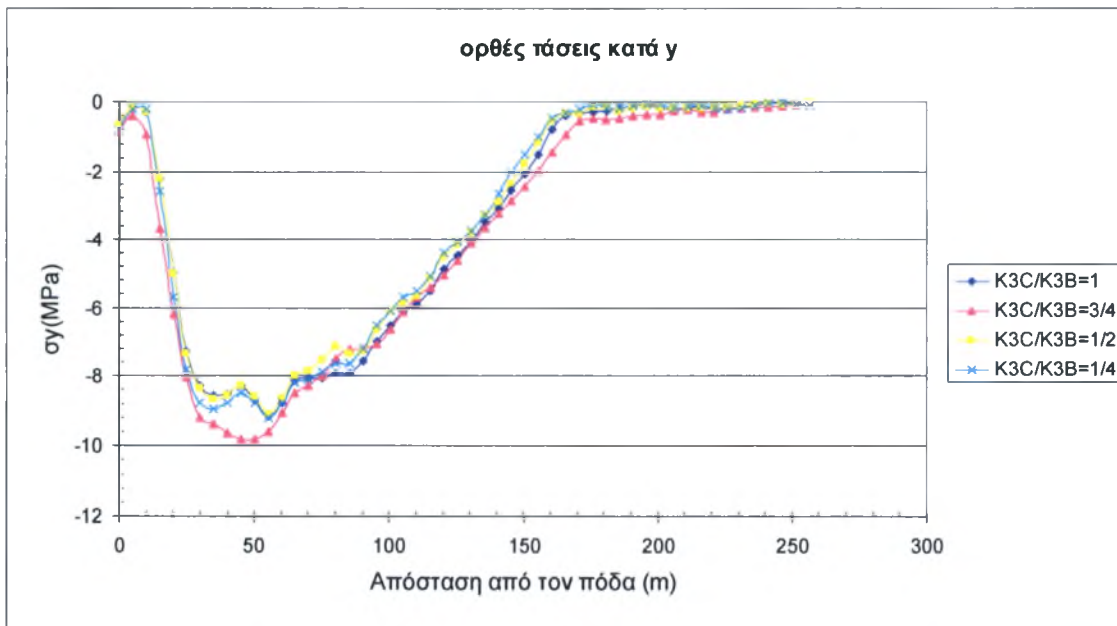
Σχήμα 5.43 : Ορθές τάσεις στην κατεύθυνσηΥ της πλάκας ως προς την απόσταση από τον πόδα για διάφορα στάδια φόρτισης μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για  $K_{3C}/K_{3B} = 3/4$ .



Σχήμα 5.44: Ορθές τάσεις στην κατεύθυνσηΥ της πλάκας ως προς την απόσταση από τον πόδα για διάφορα στάδια φόρτισης μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/2$ .



Σχήμα 5.45 : Ορθές τάσεις στην κατεύθυνση  $Y$  της πλάκας ως προς την απόσταση από τον πόδα για διάφορα στάδια φόρτισης μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773 m για  $K_{3C}/K_{3B} = 1/4$ .



Σχήμα 5.46 : Συγκεντρωτικό διάγραμμα: Ορθές τάσεις στην κατεύθυνση  $Y$  κατά μήκος της πλάκας 13 μετά την πλήρωση της λεκάνης στη στάθμη 773m για όλους τους λόγους  $K_{3C}/K_{3B}$ .

## Συμπεράσματα

Όπως προκύπτει από όλα τα διαγράμματα των παραμορφώσεων που αναπτύχθηκαν στην πλάκα κατά την φάση της μέγιστης πλήρωσης, η μεταβολή της δυσκαμψίας του κατάντη τμήματος της λιθορριπής, ουσιαστικά επηρεάζει μόνο το ανώτερο τμήμα της πλάκας και είναι σημαντική για σχετικά μικρές τιμές της δυσκαμψίας ( $K_{3C}/K_{3B} \leq 1/2$ ).

Η κυριότερη συνέπεια της μικρότερης δυσκαμψίας κατάντη είναι η αύξηση της βύθισης (κατά 10 cm στη δυσμενέστερη περίπτωση) στην κορυφή της πλάκας. Το πρόβλημα αυτό θα πρέπει να αποφευχθεί γιατί στο παρελθόν η αυξημένη αυτή βύθιση της κορυφής κατέληξε σε ρηγμάτωση του ανώτερου τμήματος της πλάκας (π.χ. φράγμα Aguamilra). Επιπλέον, σημαντικά μεγαλύτερο μέρος της πλάκας εφελκύεται για πιο παραμορφώσιμη λιθορριπή κατάντη και απαιτείται περισσότερη ενίσχυση στο κατώτερο τμήμα της πλάκας σ' αυτές τις περιπτώσεις.

Λαμβάνοντας υπόψη αυτές τις αναλύσεις, συνάγεται το συμπέρασμα ότι για το κατάντη τμήμα του επιχώματος η βέλτιστη σχέση δυσκαμψίας μεταξύ των δύο ζωνών του φράγματος είναι  $K_{3C} = 3/4K_{3B}$ . Τέτοια λιθορριπή (λίγο μόνο πιο παραμορφώσιμη από αυτή που χρησιμοποιείται στο ανάντη τμήμα) εξασφαλίζει οικονομία<sup>1</sup> με ελάχιστη αύξηση των παραμορφώσεων της πλάκας.

---

<sup>1</sup> Η χρήση ίδιου μέτρου ελαστικότητας και στα κατάντη επιβάλλει πολύ καλή διαβάθμιση και συμπίκνωση σε όλο το σώμα του επιχώματος και επομένως μεγαλύτερη δαπάνη.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Όπως είναι γνωστό, η ασφάλεια του φράγματος έγκειται στην αποτροπή της εισροής του νερού στο ανάχωμα. Η εισροή νερού σε ένα CFRD μπορεί να προέλθει από ρήγματα στην πλάκα ή από το άνοιγμα των αρμών. Σύμφωνα με τα περιστατικά των CFRDs που αναλύθηκαν συνηθέστερη αιτία ρηγμάτωσης της πλάκας είναι οι μεγάλες παραμορφώσεις της λιθορριπής και η μη ευνοϊκή μορφολογία της θεμελίωσης της πλίνθου. Η εξασφάλιση συνεπώς μεγαλύτερης αξιοπιστίας των CFRDs επικεντρώνεται στην εξάλειψη αυτών των δύο παραγόντων.

Ο κυριότερος κατασκευαστικός στόχος σε ένα CFRD είναι ο περιορισμός των παραμορφώσεων του αναχώματος, ούτως ώστε να περιοριστούν οι παραμορφώσεις της πλάκας και οι μετακινήσεις των αρμών. Η συμπεριφορά του φράγματος εξαρτάται από την δυσκαμψία της λιθορριπής, τη μορφολογία της κοιλάδας και το έδαφος θεμελίωσης του φράγματος και λιγότερο από τα χαρακτηριστικά και τις κατασκευαστικές παραμέτρους της πλάκας. Η ικανοποιητική δυσκαμψία της λιθορριπής είναι αποτέλεσμα συνδυασμού πολλών παραμέτρων, με σημαντικότερους την επαρκή συμπύκνωση, την καλή κοκκομετρία του υλικού, το μέγεθος των κόκκων και λιγότερο της αντοχής και το είδος του βράχου προέλευσης.

Από τις δύο ζώνες του φράγματος, η δυσκαμψία της κατάντη ζώνης έχει μεγαλύτερη επίδραση στην βύθιση της πλάκας, κυρίως στο ανώτερο τμήμα της λιθορριπής. Αποδεικνύεται ότι για λιθορριπή κατάντη με  $K_{\text{ΚΑΤΑΝΤΗ}}=3/4K_{\text{ΑΝΑΝΤΗ}}$  η επιδείνωση της συμπεριφοράς της πλάκας σε σχέση με τη χρήση λιθορριπής εξίσου δύσκαμπτης με την ανάντη ζώνη είναι ελάχιστη.

Πολύ σημαντική επίδραση στην απόδοση του φράγματος έχουν επίσης η σωστή αλληλουχία των φάσεων κατασκευής του αναχώματος και της πλάκας, η επιμελής κατασκευή της πλάκας, η κατάλληλη προετοιμασία και ενίσχυση του εδάφους θεμελίωσης. Η καλή λειτουργία της πλάκας προϋποθέτει την τήρηση όλων των κατασκευαστικών προδιαγραφών, την επιπλέον ενίσχυση στα κρίσιμα σημεία της (δηλ. στον πόδα και στην περιοχή που ενώνεται με το τοιχίο στέψης) και την λήψη ειδικών προστατευτικών μέτρων σε περίπτωση που η πλάκα φέρει περιμετρική προεξέχουσα δοκό σκυροδέματος. Η προετοιμασία του εδάφους γίνεται με εκσκαφές, εξομάλυνση και ενίσχυση του σε περίπτωση που παρουσιάζει μικρή αντοχή.

Η πιο κρίσιμη φάση για την πλάκα είναι 1<sup>η</sup> πλήρωση της λεκάνης. Όπως υποδεικνύουν οι καταγραφές κατά τη διάρκεια της 1<sup>ης</sup> πλήρωσης και μάλιστα κατά το τελευταίο στάδιο, καταγράφηκαν οι περισσότερες ρωγμές. Ένα μικρό ποσοστό διαρροής είναι αναμενόμενο και δεν αποτελεί πρόβλημα στο φράγμα καθώς το νερό απομακρύνεται εύκολα από την ανάντη ζώνη. Για τον περιορισμό της εισροής προτείνονται διάφορα εξυγιαντικά έργα με συνηθέστερο την κατασκευή ενός μικρού αναχώματος πάνω από την πλάκα στην περιοχή του πόδα.

Πολύ χρήσιμο εργαλείο για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς των φραγμάτων είναι η προσομοίωσή τους με χρήση πεπερασμένων στοιχείων. Όταν δεν υπάρχουν καταγραφές από τη λειτουργία του φράγματος, οι παράμετροι λαμβάνονται με βάση παραμέτρους σε παρόμοια φράγματα. Για φράγματα σε στενές κοιλάδες, η σύγχρονη 3D προσομοίωση με τη χρήση μη γραμμικών μοντέλων παρέχει ρεαλιστική



προσέγγιση της συμπεριφοράς των CFRDs, ενώ οι 2Δ αναλύσεις οδηγούν σε σημαντικά σφάλματα.

Η συνεχής ενόργανη παρακολούθηση της συμπεριφοράς του φράγματος είναι επιπλέον απαραίτητη για τη λήψη των απαραίτητων μέτρων υποστήριξης και ενίσχυσης των τμημάτων του φράγματος όταν το απαιτήσουν οι ενδείξεις. Για το λόγο αυτό θα πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την τοποθέτηση ήδη από τη φάση κατασκευής των απαραίτητων οργάνων στις κατάλληλες θέσεις στο σώμα του λιθόρριπτου επιχώματος και στην πλάκα. Η σύγκριση των καταγραφών με τις εκτιμώμενες από τις αναλύσεις τιμές βοηθά πολύ στη βελτίωση των μεθόδων ανάλυσης με στόχο τη βελτιστοποίηση των κατασκευαστικών τεχνικών.

Η τεχνολογία των CFRDs εξελίσσεται συνεχώς και κάθε φράγμα που κατασκευάζεται παρέχει τεχνογνωσία που θα πρέπει να αξιοποιείται άμεσα στα επόμενα φράγματα . Τα κατασκευαστικά σφάλματα του παρελθόντος δεν θα πρέπει να επαναλαμβάνονται ούτως ώστε σταδιακά να εξαλειφθεί κάθε παράγοντας που θέτει σε κίνδυνο την πλάκα.

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 1**

## Η επίδραση της πλήρωσης της δεξαμενής σε ένα λιθορριπτο φράγμα

Για τα περισσότερα φράγματα, η περίοδος πλήρωσης ( $t_f$ ) είναι η πιο κρίσιμη, γιατί τότε σημειώνονται μεγάλες μετατοπίσεις στο φράγμα και είναι πολύ πιθανό σε αυτή τη φάση να ρηγματωθεί η πλάκα.

Η φόρτιση/αποφόρτιση του φράγματος έχει τεράστια επίδραση στη δυσκαμψία της λιθορριπής για δύο λόγους:

- Το μέτρο ελαστικότητας κατά την αποφόρτιση λαμβάνει πολύ μεγαλύτερη τιμή, από εκείνο στη φόρτιση.
- Το μέτρο ελαστικότητας κατά την φόρτιση  $E$  μειώνεται ανάλογα με το λόγο  $\sigma_1/\sigma_3$  ενώ κατά τη αποφόρτιση δεν εξαρτάται από τον λόγο αυτό.

Οι Nobari et al (1972), επικεντρώθηκαν στην κρίσιμη αυτή περίοδο για το φράγμα και απέδωσαν τις περίπλοκες παραμορφώσεις που υφίσταται η λιθορριπή κατά την πλήρωση σε δύο κύρια αίτια:

- Στο αυξανόμενο υδραυλικό φορτίο που παραλαμβάνει η λιθορριπή
- Στην αύξηση της συμπίεστικότητας της λιθορριπής σε περίπτωση εισροής κατά τη διάρκεια της πλήρωσης.

Οι μελετητές καταλήγουν ότι κατά την πλήρωση η αύξηση αυτή της συμπίεστικότητας των κόκκων λόγω της εισροής διέπει τη συμπεριφορά της λιθορριπής, γιατί σ' αυτή τη φάση η θλίψη λόγω πλήρωσης είναι πολύ έντονη και επιφέρει μετατοπίσεις στα ανάντη. (Ozkuzukiran, 2005).

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 2**

## Εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας της λιθορριπής:

Το μέτρο ελαστικότητας της λιθορριπής, διαφοροποιείται για τις δύο κύριες φάσεις του φράγματος (κατασκευής και πλήρωσης). Παρακάτω χρησιμοποιούνται οι εξής συμβολισμοί:

- rc: κατά τη διάρκεια της κατασκευής
- roc: κατά το πέρας της κατασκευής
- rf: κατά την φόρτιση (πλήρωση του φράγματος)
- ur: κατά την αποφόρτιση (άδειασμα του φράγματος)

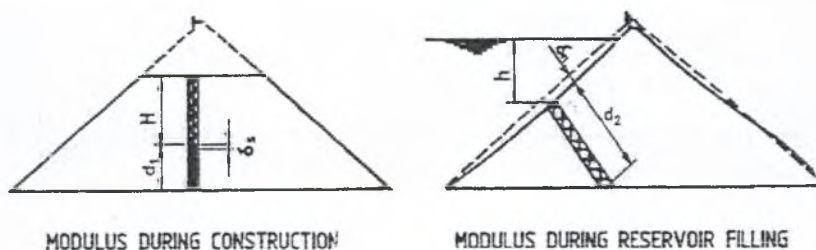
### -Η έννοια του ψευδομέτρου:

Το μέτρο ελαστικότητας  $E_{rc}$  κατά τη διάρκεια και το πέρας της κατασκευής και το  $E_{rf}$  κατά την πλήρωση της λεκάνης υπολογίζονται με ανάδρομη ανάλυση από παρατηρηθείσες καθιζήσεις στη λιθορριπή κατά την κατασκευή (με αισθητήρες μετακινήσεων που είναι τοποθετημένοι στους αρμούς), από τη βύθιση της πλάκας που παρατηρήθηκε στην πρώτη πλήρωση. Διαφορετικά, υπολογίζεται προσεγγιστικά από το μέσο  $E$  για το κάτω μισό της λιθορριπής και την κεντρική ζώνη του φράγματος. Οι Fitzpatrick et al. (1974) μέσω της απλοποιημένης διαδικασίας που φαίνεται στο Σχ.Π2.1, και για γραμμική σχέση τάσης-παραμόρφωσης πρότειναν τους παρακάτω τύπους για τον υπολογισμό των μέτρων ελαστικότητας με ανάδρομη ανάλυση:

$$E_{rc} = \gamma H d_1 / \delta_s \quad (\text{Π2-1})$$

$$E_{rf} = H d_2 / \delta_\eta \quad (\text{Π2-2})$$

Όπου  $E_{rc}$  και  $E_{rf}$  σε MPa,  $\gamma$  = ειδικό βάρος της λιθορριπής σε  $\text{KN/m}^3$ ,  $\delta_s$  = η καθίζηση της στρώσης πάχους  $d_1$  εξαιτίας της κατασκευής μιας επιπλέον στρώσης πάχους  $H$  πάνω από αυτήν,  $\delta_\eta$  = η βύθιση της πλάκας σε βάθος  $h$  από τη στάθμη πλήρωσης ( $d$  έχει κατεύθυνση προς την πλάκα). Οι σχέσεις αυτές δεν λαμβάνουν υπόψη την μεταβολή των τάσεων εξαιτίας της μορφολογίας της κοιλάδας (arching). Το  $E_{rf}$  δεν είναι ένα πραγματικό μέτρο ελαστικότητας και χρησιμοποιείται μόνο βοηθητικά στον υπολογισμό των παραμορφώσεων της ανάντη πλάκας.



Σχ.Π2.1: Απλοποιημένη μέθοδος υπολογισμού των μέτρων ελαστικότητας κατά τη διάρκεια της κατασκευής και κατά τη διάρκεια της πλήρωσης (Nobari et al, 1972).



Έπειτα από πολλά χρόνια, οι Hunter και Fell (2003) ανέπτυξαν μια νέα εμπειρική μέθοδο για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας της λιθορριπής κατά τη διάρκεια της κατασκευής και κατά τη διάρκεια της 1<sup>ης</sup> πλήρωσης με βάση δεδομένα από τις μετρήσεις

Για τον προσδιορισμό του τέμνοντος μέτρου ελαστικότητας  $E_{rc}$  οι Hunter & Fell πρότειναν τα ακόλουθα βήματα:

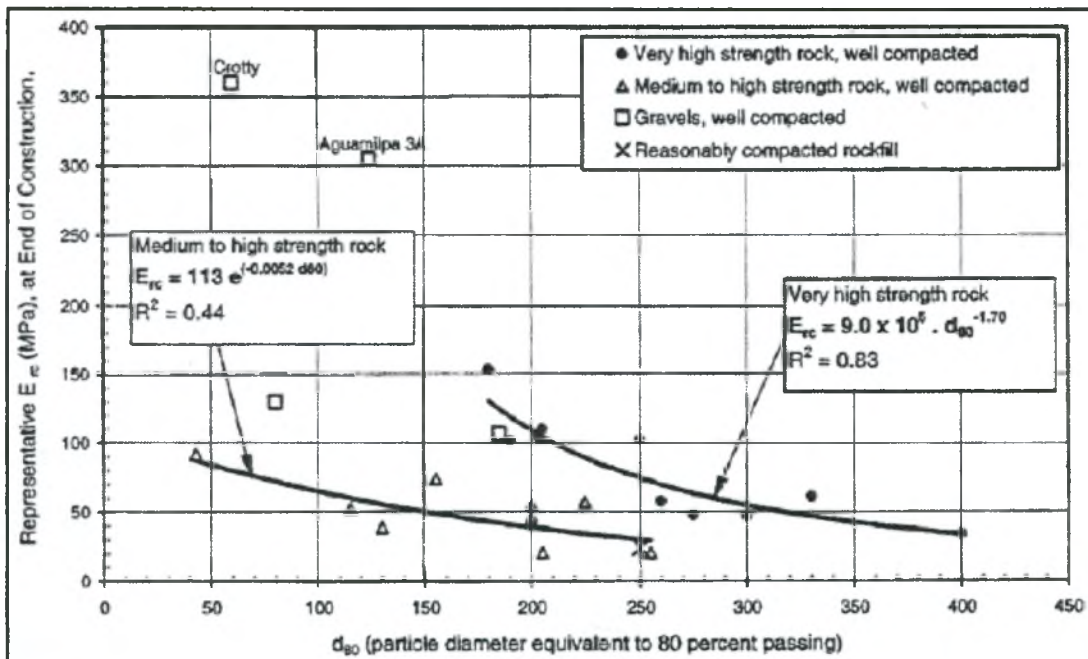
- a) Καθορισμός ενός προσεγγιστικού μέτρου ελαστικότητας από το δείκτη  $D_{80}$  και την αντοχή ανεμπόδιστης θλίψης του βράχου που χρησιμοποιήθηκε ως λιθορριπή με βάση το διάγραμμα του Σχ. Π2.2.
- b) Για τη ζώνη 3B, ή άλλες ζώνες με πιο παχιές στρώσεις, για την εκτίμηση του  $E_{rc}$  από το σχήμα Σχ. Π2.2 χρειάζεται ο πολλαπλασιασμός του  $E_{RC}$  με ένα διορθωτικό συντελεστή 0.5 που αντιστοιχεί σε στρώσεις πάχους 2 m, 4-6 περάσματα από στρωτήρα 10 tn χωρίς προσθήκη νερού και αντίστοιχα διορθωτικό συντελεστή 0.75 για στρώσεις 1.5-1.6 m, 4-6 περάσματα από στρωτήρα 10 tn αλλά με προσθήκη νερού. Οι συντελεστές αυτοί προέκυψαν από το λόγο  $E_{RC (ANANTH)}/E_{RC (KATANTH)}$  για 6 διαφορετικές περιπτώσεις κοιλάδας που εξετάστηκαν με την ίδια λιθορριπή.
- c) Για να ληφθεί υπόψη η μη γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων της λιθορριπής στον υπολογισμό του  $E_{RC}$  :
  - Για πολύ υψηλής αντοχής λιθορριπές επιβάλλεται διόρθωση  $\pm 7.5\%$  /200 kPa στο  $E_{RC}$  όπως υπολογίζεται από το Σχ. Π2.2 υπό κατακόρυφη τάση 1400kPa. Ο συντελεστής διόρθωσης θα πρέπει να είναι θετικός για φθίνουσες τάσεις (δηλ. το  $E_{RC}$  υποεκτιμάται από το γραμμικό-ελαστικό μοντέλο) και αρνητικός για αύξουσες τάσεις (δηλ. το  $E_{RC}$  υπερεκτιμάται από το γραμμικό-ελαστικό μοντέλο). Τα κατακόρυφα φορτία που μπορούν να επιβληθούν στη λιθορριπή κυμαίνονται μεταξύ των 400-1600 kPa.
  - Για μέτριας προς υψηλής αντοχής λιθορριπές επιβάλλεται διόρθωση  $\pm 6\%$  ανά 200 kPa στο  $E_{RC}$  όπως υπολογίζεται από το Σχ. Π2.2 υπό κατακόρυφη τάση 800 kPa. Τα κατακόρυφα φορτία που μπορούν να επιβληθούν στη λιθορριπή κυμαίνονται μεταξύ των 400-1600 kPa.
- (d) Για μέτριας αντοχής λιθορριπές πολλαπλασιάζουμε το μέτρο ελαστικότητας που αντιστοιχεί σε υψηλής αντοχής βράχο με συντελεστή 0.7.
- (e) Το επαπτόμενο μέτρο ελαστικότητας προκύπτει από το τέμνον έπειτα από διόρθωση ανάλογα με το μέγεθος των τάσεων.

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ στον εμπειρικό υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας:

-Στον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας δε θα πρέπει να αμεληθεί η αλληλοσυσχέτιση του συντελεστή ομοιομορφίας  $C_u$  με το  $D_{80}$  (Fell et al, 2005).

- Αφενός, ένας αποσαθρωμένος βράχος έχει μικρότερη αντοχή από έναν υγιή βράχο, πράγμα που οδηγεί σε μειωμένο τέμνον μέτρο ελαστικότητας. Όμως στο ότι οι κόκκοι του αποσαθρωμένου βράχου είναι θρυμματισμένοι (μειωμένο μέγεθος κόκκου) συντελεί σε μείωση του  $D_{80}$  και αυτό επιφέρει κάποια αύξηση στο μέτρο ελαστικότητας. Η λιθορριπή εξαιτίας του θρυμματισμού γίνεται πιο συμπαγής (περιορίζονται τα κενά) κι αυτό έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση τελικώς του μέτρου ελαστικότητας ( Fell et al, 2005).

-Η  $E_{RC}$  που υπολογίζεται εμπειρικά είναι πιο αντιπροσωπευτική για το κέντρο του φράγματος (Ozkuzukiran,2005).



Σχ. Π2.2: Αντιπροσωπευτικό τέμνον μέτρο ελαστικότητας συμπακνωμένης λιθορριπής κατά το πέρας της κατασκευής Hunter&Fell το (2003)

Για τον προσδιορισμό του  $E_{rc}$ , οι Hunter&Fell το (2003) διαπίστωσαν ότι ο λόγος  $E_{rc}/E_{rc}$  συνδέεται με το ύψος του φράγματος και την ανάντη κλίση, και κατέληξαν στο διάγραμμα του Σχήμα Π2.3.

Η μεγαλύτερη δυσκαμψία της λιθορριπής μετά την 1<sup>η</sup> πλήρωση, οφείλεται στη μείωση της αποκλίνουσας τάσης, που δημιουργεί συνθήκες «αποφόρτισης».

Οι Hunter&Fell αναφέρονται σε συμπτυκνωμένη λιθορριπή από βραχώδες υλικό, (όχι από χαλίκι):

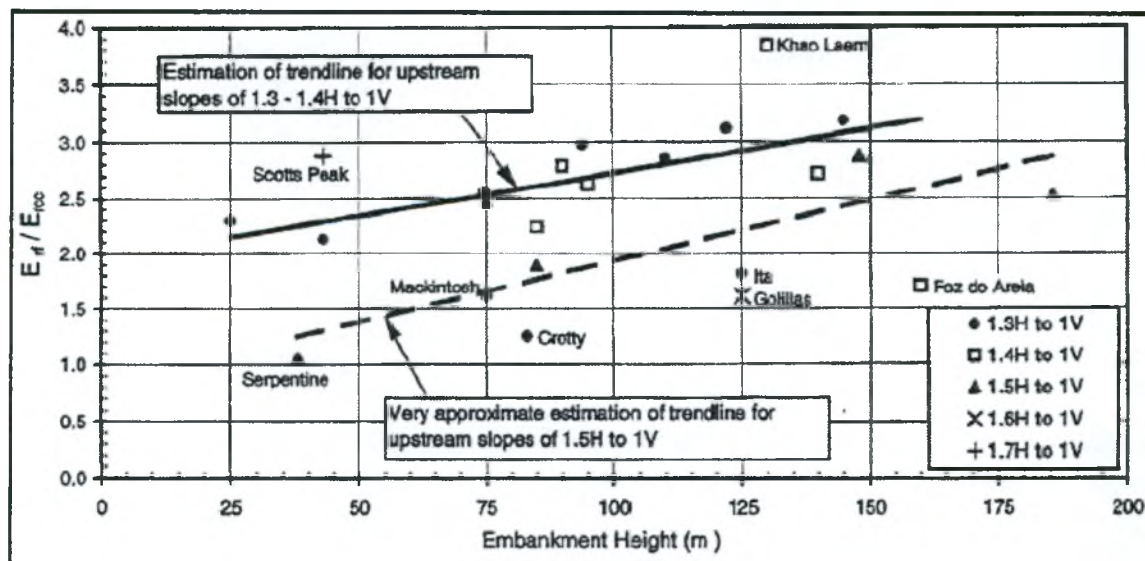
a) Η εκτίμηση του λόγου  $E_{rf}/E_{rc}$  συναρτήσει του ύψους του φράγματος και της ανάντη κλίσης γίνεται με βάση το διάγραμμα του Σχ. Π2.3 και λαμβάνεται υπόψη και η μορφολογία της κοιλάδας. Το  $E_{rc}$  υπολογίζεται από το Σχ. Π2.2 με προσαρμογή της κατακόρυφης τάσης ούτως ώστε να αντιπροσωπεύονται οι τάσεις του κάτω μισού τμήματος της λιθορριπής.

b) Δεν απαιτείται διόρθωση των τιμών του  $E_{rc}$  του Σχ. Π2.3 λόγω αφίδωσης. Τα  $E_{rc}$  και  $E_{rf}$  επηρεάζονται εξίσου και ο λόγος  $E_{rf}/E_{rc}$  μένει αμετάβλητος.

c) Η τιμή του  $E_{rf}$  υπολογίζεται απλά από το λόγο  $E_{rf}/E_{rc}$  με πολλαπλασιασμό με το προσαρμοσμένο  $E_{rc}$  που υπολογίστηκε από το Σχ. Π2.3 (επιβάλλεται και διόρθωση λόγω αφίδωσης)

-Το διάγραμμα Σχ. Π2.3 αποκλίνει αρκετά για περιπτώσεις σύνθετης διάταξης ζωνών με έντονες διακυμάνσεις του μέτρου ελαστικότητας και μεγάλη επιρροή της μορφολογίας της κοιλάδας. Για παράδειγμα, η καμπύλη 1.5H:1V είναι πολύ προσεγγιστική με βάση πολύ λίγα παραδείγματα.

-Η εμπειρική τιμή για το  $E_{rf}$  μπορεί να θεωρηθεί ως ενδεικτική για πάνω από το 60% του ανάντη πρανούς και στην κορυφή ενώ για την περιοχή του πόδα δεν είναι αντιπροσωπευτική (Johannesson & Toblang, 2007).



Σχήμα Π2.3: Αντιπροσωπευτικό τέμνον μέτρο ελαστικότητας συμπτυκνωμένης λιθορριπής κατά το πέρας της κατασκευής (Fitzpatrick et al, 1985).

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 3**



Πίνακας Π3.1 (Fitzpatrick et al, 1985)

Table 15.6. Summary of embankment and rockfill properties for CFRD (Hunter, 2003; Hunter and Fell, 2002).

Dam name	Embankment dimensions		Material parameters/properties of rockfill						Rockfill moduli				
	Height, H (m)	L/H	Rockfill source <sup>1)</sup>	Strength <sup>2)</sup> classification UCS (MPa)	C <sub>u</sub>	d <sub>max</sub> (mm)	% finer 19 mm	Dry density (t/m <sup>3</sup> )	Void ratio, e	Layer thickness (m)	Placement	E <sub>av</sub> (MPa), average	E <sub>st</sub> (MPa)
Zone 3A rockfill													
Aguamilpa	185.5	2.6	Alluvium	(Very high)	85	600	34	2.22	0.18	0.6	4 p 10 t SDVR, in moist condition	305 (290 to 330)	770
Crotty	83	2.9	Gravels (Pleistocene)	(Very high)	70	200	48	2.54	0.20	0.6	8-12 p 6-10 t SDVR, watered	375 (113 to 636)	470
Gollias	125	0.9	Gravels	(Very high)	125	350	40	2.135	0.24	0.6	4 p 10 t SDVR, water added	155 (145 to 165), arching likely	250
Salvajuna	148	2.4	Gravels	(Very high)	9.2	400	32	2.24	0.25	0.6	4 p 10 t SDVR, water added	205 (175 to 260), arching likely	500
Alto Anchicaya	140	1.9	Hornfels	(Very high)	18	600	22	2.28	0.294	0.6	4 p 10 t SDVR, 20% water	138 (100 to 170) likely arching	375 (@30 to 40% height)
Bastyan	75	5.7	Rhyolite, SW to FR	(Very high)	42	600	25	2.20	0.23	1.0	8 p (10 t ?) SDVR, 20% water	130 (120 to 140)	290
Cethana	110	1.9	Quartzite	(Very high)	23	900	21	2.07	0.27	0.9	4 p 10 t SDVR, 15% water	160 (120 to 210), arching likely	300
Chengbong	74.6	4.4	Tuff lava	UCS = 80 Very high	10.4	1000	-	2.06	0.277	1.0	6 p 10 t SDVR, 25% water	43	110
Foz Do Arica	160	5.2	Basalt (max 25% basaltic breccia)	UCS = 235 Very high	6	600	10	2.12	0.33	0.8 (38 to 56)	4 p 10 t SDVR, 25% water	47	80 (65 to 92)
Ita	125	7.0	Basalt	(Very high)	11	700	12	2.179	0.308	0.8	6 p 9 t SDVR, 10% water	48	87 (83 to 91)
Kangaroo Creek	60	3.0	Schist	UCS = 2.5 Medium to high	310	600	44	2.34	0.201	0.9 to 1.8	4 p 10 t SDVR, 100% water	-	140



Khao Laem	130	7.7	Limestone	UGS < 190 (Very high)	-	900	-	-	-	1.0	4 p 10t SDVR, 15% water	59 (43 to 79)	130 to 240
Kotmale	90	6.2	Charnockitic/ Gneissic	(High to very high)	-	700	-	2.20	-	1.0	lower in 70 m 4 p 15t SDVR, 30% water	61 (47 to 87)	145 (135 to 155)
Little Para	53	4.2	Dolomitic Siltstone	UCS = 8-14 Medium	110	1000	35	2.15	0.223	1.0	4 p 9t SDVR, no water	21.5 (19.5 to 23.5)	-
Mackintosh	75	6.2	Greywacke, some slate	UCS = 45 High	52	1000	38	2.20	0.24	1.0	lower half 8 p 10t SDVR, 10% water	45 (35 to 60)	63
Mangrove Creek	80	4.8	Fresh siltstone & sandstone	UCS = 45-64 High	310	400	27	2.24	0.18	0.45 to 0.6	4 p 10t SDVR, 7.5% water	55 to 60	-
Murchison	94	2.1	Rhyolite (SW to FR)	UCS = 148 Very high	19	600	22	2.27	0.234	1.0	8 p 10t SDVR, 20% water	190 (170 to 205)	560 (485 to 640)
Reece	122	3.1	Dolerite	UCS = 80-370 Very high	10	1000	11	2.287	0.29	1.0	4 p 10t SDVR, 5 to 10% water	86 (57 to 115) (175 to 205)	190
Scotts Peak	43	24.8	argillite	UCS = 22 Medium	380	914	38	2.095	0.266	0.915	4-6 p 10t SDVR, no water	20.5 (18.5 to 23.5)	59 (Zone 3A) 420 (Zone 2B)
Segredo	145	5.0	Basalt (<5% basaltic breccia)	UCS = 235 Very high	7.4	-	-	2.13	0.37	0.8	6 p 9t SDVR, 2.5% water	55 (arching likely)	175
Serpentine	38	3.5	Ripped quartz schist	(Medium to high)	210	152	69	2.10	0.262	0.6 to 0.9	4 p 9t SDVR, not sure if water added	92 (46 to 142)	97 (94 to 100)
Shiroro	125	4.5	Branite	(Very high)	32	500	22	2.226	0.20	1.0	6 p 15t SDVR, water added	66 (61 to 71)	-
Tianshengqiao-1	178	6.6	Limestone, SW to FR	UCS = 70-90 Very high	15 to 20	800	-	2.19	0.23	0.8	15% water 6 p 16t SDVR, 20% water	49 (40 to 57)	-
Tullabardine	25	8.6	Greywacke, some slate	UCS = 45 High	28	400	30.5	2.22	0.23	0.9 to 1.0	4 p 10t SDVR, >10% water	74	170
White Spur	43	3.4	Tuff - SW to FR	(High to very high ?)	-	1000	-	2.30	0.18 to 0.25	1.0	(4 p 10t ?) SDVR, >10% water	180 (160 to 200)	340
Winneke	85	12.4	SW to FR Siltstone	UCS = 66 High	33	800	28	2.07	0.302	0.9	4-6 p 10t SDVR, 15% water	55 (50 to 59)	104

(Continued)

Table 15.6. Summary of embankment and rockfill properties for CFRD (Hunter, 2003; Hunter and Fell, 2002).

Dam name	Embankment dimensions		Material parameters/properties of rockfill										Rockfill moduli	
	Height, H (m)	L/H	Rockfill source <sup>1</sup>	Strength <sup>2</sup> UCS (MPa)	C <sub>u</sub>	d <sub>max</sub> (mm)	% finer 19 mm	Dry density (t/m <sup>3</sup> )	Void ratio, e	Layer thickness (m)	Placement	E <sub>av</sub> (MPa), average	E <sub>rf</sub> (MPa)	
Zone 3A Rockfill (Continued)														
Xibeikou	95	2.3	Limestone - FR	UCS = 240 Very High (High to very high ?)	-	600	-	2.18	0.284	0.8	8 p 12 t SDVR, 25 to 50% water	80	260	
Xingo	140	6.1	Granite gneiss		18	650	4 to 33	2.15	0.28	1.0	4 p 10 t SDVR, 15% water	34 (30 to 39)	76 (73 to 80)	
Zone 3B Rockfill														
Mangrove Creek (Zone 3B)	80	4.8	Weathered to fresh siltstone & sandstone	UCS = 26-64 High	330	450	32	2.06 t/m <sup>3</sup>	0.26	0.45	4 p 10 t SDVR, dry of OMC	46 (36 to 56)	-	
Salvajina (Zone 3B)	148	2.4	Weak sandstone and siltstone	(Medium ?)	45	600	32	2.26	0.21	0.9	6 p 10 t SDVR, water added	62 (likely arching)	-	
Tianshengquao-1 (Zone 3B)	178	6.6	Mudstone	UCS = 16-20 Medium	40	600	20 to 35	2.23	0.21	0.8	6 p 16 t SDVR, 20% water	37 (32 to 42)	-	
Fur Do Arcia (Zone 3B)	160	5.2	Mix basalt & basaltic breccia	UCS = 235 High to very high	14.2	-	-	1.98	0.27	0.8 for 1D 1.6 for 1C	4 p 10 t SDVR, 2.5% water	32 (29 to 38)	-	
Agnanilpa (Zone 3B)	185.5	2.6	Igneous breccia	UCS = 180 Very high	22	700	-	-	-	1.2	4 p 10 t SDVR	36 (2.5 to 4.5)	-	
Ita (Zone 3B)	125	7.0	Breccia and Basalt	(High to very high)	13.3	750	15	2.066	(0.33 to 0.39)	1.6	4 p 9 t SDVR, no water	24 (14 to 46)	-	
Khao Lach (Zone 3B)	130	7.7	Limestone	UCS < 190 Very high	-	1500	-	-	-	2.0	4 p 10 t SDVR, 1.5% water	30	-	
Segredo (Zone 3B)	145	5.0	Basalt (<5% basaltic breccial)	UCS = 235 High to very high	10.2	-	-	2.01 t/m <sup>3</sup>	0.43	1D - 0.8 1C - 1.6	4 p 9 t SDVR, no water	28 (2.5 to 3.3), likely arching	-	

Xingo (Zone 3B)	140	6.1	Sound and weathered granite gneiss	(Medium to very high?)	80	750	15 to 60	2.1	0.31	2	6 p 10 t SDVR, no water	13 (12 to 14)	-
Dumped Rockfill													
Courtright	97	2.8	Granite	(Very high)	(<7)	1750	-	1.8	0.47	8 to 52	Dumped and well sluiced	-	-
El-Infiernillo (Zone 3B)	148	2.3	Diorite & silicified conglomerate	UCS = 125 Very high	13	600	22	1.85	0.47	0.6 to 1.0	4 p D8 dozer, no water	39 (27 to 48)	-
Lower Bear No. 1	75	3.9	Granodiorite	UCS = 100-140 Very high	8 to 10	2000 to 3000	low	-	-	max 65	Dumped and well sluiced	-	21
Lower Bear No. 2	46	5.7	Granodiorite	UCS = 100-140 Very high	8 to 10	2000 to 3000	low	-	-	max 36.5	Dumped and well sluiced	-	40
Wishon	90	11.3	Granite	(Very high)	(<7)	1500 to 2000	-	1.80	0.47	8 to 52 (variable)	Dumped and well sluiced	-	-
Dix River	84	3.7	Limestone & Shale (?)	(Very high)	low	-	-	-	-	21	Dumped and well sluiced	-	-
Salt Springs	100	4.0	granite	UCS = 100-130 Very high	low (<10)	2000 to 3000	low	(1.88)	0.41	5 to 52	Dumped and poorly sluiced	-	20
Cogswell	85.3	2.1	Granitic Gneiss	UCS = 45 High	7	1300	5	2.05	0.37	7.6 (46 m max)	Dumped dry (no water)	-	44
El-Infiernillo (Zone 3C)	148	2.3	Diorite & silicified conglomerate	UCS = 125 Very high	<13	>600	-	1.76	0.54	2.0 to 2.5	Dumped and spread, no water	22 (17 to 27)	-

Legend:

- H = dam height
- L = crest length
- C<sub>u</sub> = uniformity coefficient (d<sub>60</sub>/d<sub>10</sub>)
- d<sub>max</sub> = average maximum particle size
- E<sub>d</sub> = deformation modulus during first filling

E<sub>sc</sub> = secant modulus during construction (average)  
 4 p 10 t SDVR = 4 passes of 10 tonne smooth drum  
 vibrating roller  
 \*1 FR = fresh, SW = slightly weathered  
 \*2 rock strength classification to AS 1726-1993

(...) in strength classification, Cu, dry density and  
 void ratio columns indicate estimation  
 % water = % by volume  
 - indicates unknown



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ABAQUS (2007), Standard Analysis Users' Manual, Version 6.7, Hibbit, Karlsson, and Sorenson, Inc., Pawtucket, Rhode Island.
2. Marulanda A., Amaya F., Ramirez C.A. (1985)
3. ANCOLD (Australian National Committee on Large Dams), (1991), Guidelines on Concrete-Faced Rockfill Dams.
4. Cooke, J., B., 1984. "Progress in Rockfill Dams", (18<sup>th</sup> Terzaghi Lecture). J. Geotech. Engrg., ASCE, 110, 10, 1381-1414.
5. Barton, N., and Kjaernsli, B., 1981. "Shear Strength of Rockfill", J. Geotech. Engrg., ASCE, 107, GT7, 873-891.
6. Clough, G. W., (1984). Users' Manual for Program SOILSTRUCT, Virginia Polyethnic Institute and State University, Blackburg, Virginia.
7. Cooke, J., B., and Sherard, J.L., 1987. Concrete-Face Rockfill Dam: II. Design", J. Geotech. Engrg., ASCE, 113,10,1113-1132.
8. Cooke , J.B. and Sherard, J.L., 1985, Concrete Faced Rockfill Dams-Design, Construction and Performance ASCE Geotechnical Symposium, ASCE publication, Detroit.
9. Cooke, J.B., (1991), The concrete-faced rockfill dam, Water Power & Dam Construction, 11-14.
10. Chan Q & Zhang L.M., 2005. "Three dimensional analysis of water infiltration into the Gouhou rockfill dam using saturated-unsaturated seepage theory." Published on the NRC Research Press Web site at <http://cgi.nrc.ca> on 6 April 2006.
11. Dakoulas, P. (2007), «Messochora CFR Dam: Slab and Dam Performance During Reservoir Filling Based on 3D Nonlinear Analysis», Research Report for the Public Power Corporation, University of Thessaly, Volos, Greece.
12. Dakoulas, P., Thanopoulos, Y., and Anastassopoulos, K (2008), "Nonlinear 3D simulation of CFR dam construction and reservoir filling", International Journal of Hydropower and Dams, Issue 2, 95-101.
13. Duncan J. M. , Byrne, P., Wong, K. S., and Babry P., 1980. "Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses", Report No: UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley.
14. Duncan, J.M., and Chang, C.Y., 1970. "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil", J.of Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 96, SM5, 1629-1653.
15. Ebeling R. M., Peters, R. F. and Clough G. (1992). User's guide for the increment construction soil-structure interaction program SOILSTRUCT, Waterways Experiment Station, US Corps of Engineers, Technical Report ITL-90-6, 1992.

16. Fell R., Mac Gregor P., Stapledon, D. & Bell , G. (2005). "Geotechnical engineering of dams" A.A.BALKEMA PUBLISHERS
17. Foster M., Fell R., Spannagle M. "The statistics of embankment dam failures and accidents" Canadian Geotechnics J.Vol.37, 2000.
18. P. Marquez Filho, Interteches Consultores Associados, Brazil N. L. de S. Pinto, Consulting Engineer, Brazil. "CFRD dam characteristics learned from experience" Hydropower&Dams, Issue One, 2005.
19. Fitzpatrick M. D., Cole B. A., Kinstler F. L. and Knoop B. P.,1985. "Design of Concrete-Faced Rockfill Dams", Proc. of the Symp. "Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance", ASCE, 410-434.
20. HEC, 1988
21. Hunter G., and Fell R.,2003. "Rockfill Modulus and Settlement of Concrete Face Rockfill Dams", J. Geotech. Geoenv. Engrg., ASCE, 129, 10, 909-917.
22. Janbu N.,1963. "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests", Proc. of the European Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg., Germany, vol.4, 19-25.
23. JIA Jinsheng, HAO Jutao, LI Xinyu, MA Fengling. "Introduction to a fundamental research on 200m high CFRD in China, China Institute of Water Resources and Hydropower Research (IWHR)
24. Johannesson P.. "Assessing the performance of high CFRDs: rockfill properties creep", Palmi Associates, USA. Hydropower&Dams, Issue Five, 2007.
25. Johannesson P., Toblang S.. "Lessons learned from Mohale" International Water Power&Dam Construction, August 2007.
26. Kondner, R.L.,1963. "Hyperbolic Stress-Strain Response. Cohesive Soils", J.of Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 89, SMI, 115-143.
27. Kulhawy, F. H., and Duncan, J.M., 1972. Stresses and Movements in Oroville Dam", J.of Soil Mech.and Found. Div., ASCE,98,SM7, 653-665.
28. Leps, T.M.,1970."Review of Shearing Strength of Rockfill", J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 96, SM4, 1159-1170.
29. Marachi, N.D. Chan, C.K., and Seed, H.B.,1972. "Evaluation of Properties of Rockfill Materials", J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 98, SMI, 95-114.
30. Marsal, R.J.,1967. "Large Scale Testing of Rockfill Materials", J. of Soil Mech. And Found.Div., ASCE, 93, SM2, 27-43.
31. Massiera M., Szostak-Chrzanowski A., Vautour J., Hammamji Y.. "Deformations of CFRDs, resting on soil foundations" TECHNICAL SCIENCES, Abbrev : Techn. Sc.,No 8 , Y.2005



32. Materon, B. et al (2003), Building Plans (Campos Novos Hydroelectric Project), Water Power& Dam Construction (22-25)
33. Mendez F., and A.Perez. (2007) “The behaviour of a very high CFRD under first reservoir filling”, Constructora Internacional de Infraestructura (CIISA), Mexico, Hydropower&Dams, Issue Two.
34. Nobari, E. S., and Duncan, J. M.,1972. “Movements in Dams due to Reservoir Filling”, ASCE: Specialty Conf. On Performance On Earth and Earth Supported Structures,” ASCE, 797-815.
35. OZKUZUKIRAN R. S., 2005. “Settlement behaviour of Concrete Faced Rockfill Dams” A thesis submitted to the graduate school of natural and applied sciences of Middle East Technical University
36. Pinto N. L. de S, (2001), Questions to Ponder on designing very high CFRDs, Hydropower & Dams, Vol.8, Issue 5.
37. Ren & Tan(eds), Martin Wieland, Quingwen Ren &John S. Y. Tan, 2004. “New developments in Dam engineering-Wieland”, Taylor & Francis Group, London, ISBN 04 1536 240 7
38. Schanz, T., Vermeer, P.A., and Bonnier, P.G., 1999.“The Hardening Soil Model: Formulation and Verification“, Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 Years of Plaxis, Balkema, Rotterdam.
39. Varadarajan A., Sharma, K. G., Venkatachalam, K., and Gupta, A. K., 2003. “Testing and Modeling Two Rockfill Materials”, J. Geotech. Geoenv. Engrg., ASCE, 129,3,206-218.
40. Velasquez A. J D &Saint Villegas Lesso. “Behaviour analysis” (Electricity Federal Comission, Mexico) [www.waterpowermagazine.com](http://www.waterpowermagazine.com) September 2007.
41. Θανόπουλος Ι., (2002), Σημειώσεις του μαθήματος “Φράγματα- Χωμάτινες κατασκευές”, Πανεπιστημιακές εκδόσεις Θεσσαλίας.
42. Ντακούλας, Π., Θανόπουλος, Γ. και Κ. Αναστασόπουλος , 2008. “Μη γραμμική 3-Δ προσομοίωση της σταδιακής και πλήρωσης του Φράγματος της Μεσοχώρας”, Πρώτο Πανελλήνιο Συνέδριο Φραγμάτων, Λάρισα, 2008.



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ  
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000091611