

ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΓΕΩΡΓΙΑΣ

ΤΥΠΟΙ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΚΑΙ
ΣΥΓΧΡΟΝΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ
ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΟΥΣ

ΑΘΗΝΑ 1989

ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΓΕΩΡΓΙΑΣ

**ΤΥΠΟΙ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΚΑΙ
ΣΥΓΧΡΟΝΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ
ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΟΥΣ**

ΜΕΡΟΣ Ι

ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

ΜΕΡΟΣ ΙΙ

ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΒΑΡΟΥΣ

ΜΕΡΟΣ ΙΙΙ

- ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ – ΔΟΚΟΙ
- ΤΑ ΚΑΜΠΥΛΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ
- ΤΑ ΧΩΜΑΤΙΝΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ
- ΤΑ ΕΡΓΑ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

Δημητρίου Κ. Κωτούλα

Καθηγητή Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης

Έκδοση ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΓΕΩΡΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ

ΤΥΠΟΙ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΚΑΙ
ΣΥΓΧΡΟΝΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ
ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΟΥΣ

ΜΕΡΟΣ Ι

ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Δημητρίου Κ. Κωτούλα

Καθηγητή Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης

ΑΘΗΝΑ 1989

Π Ρ Ο Λ Ο Γ Ο Σ

Στο προκείμενο έργο πραγματεύονται οι τύποι των φραγμάτων και οι σύγχρονοι τρόποι διαστασιολόγησης και κατασκευής τους. Πρόκειται για τα πορίσματα ενός ερευνητικού έργου, που εκτελέστηκε μετά από την 155743/12.6.84 απόφαση του Υπουργού Γεωργίας με επιστημονικό υπεύθυνο τον Δ/ντή του Εργαστηρίου Διευθέτησης Ορεινών Υδάτων του Α.Π.Θ. καθηγητή Δημήτριος Κ. Κωτούλα. Ανάδοχος του ερευνητικού έργου υπήρξε το Αριστοτέλειο Παν/μιο Θεσσαλονίκης (Επιτροπή Ερευνών) και φορέας έρευνας το Εργαστήριο Διευθέτησης Ορεινών Υδάτων στο Πανεπιστήμιο αυτό.

Σύμφωνα με την παραπάνω υπουργική απόφαση (παράρτημα ΙΙ) στη προκείμενη έκθεση πραγματεύονται τα εξής:

- οι δυνάμεις, που ασκούνται στα φράγματα
 - τα ευθύγραμμα φράγματα βάρους (από σκυρόδεμα και λιθόδεμα, λίθινα με σιμεντοκονία, ξηρολίθινα, χωμάτινα, από σπλισμένο σκυρόδεμα, από προκατασκευασμένα υλικά, από συρματόπλεκτα κιβώτια)
 - τα ευθύγραμμα φράγματα, που λειτουργούν μερικά ή ολικά ως δοκοί
 - τα καμπύλα φράγματα και
 - τα έργα προστασίας των φραγμάτων (προφράγματα, υδρολεκάνες, κουτοστρώσεις, περυγυότοιχοι, αρμού κλπ).
- Δεν περιγράφονται οι υπόλοιποι τύποι φραγμάτων, που έχουν αναπτυχθεί και εφαρμόζονται σήμερα στην πράξη, όπως τα αντηριδωτά φράγματα, τα γωνιώδη φράγματα ή τύπου L, τα φράγματα πλάκες, τα λιθόρριπτα φράγματα, τα φράγματα με διάκενα, τα σιδηρά φράγματα, κλπ.

Λόγω του όγκου του το κείμενο διαμορφώθηκε σε τρία αυτοτελή μέρη ως εξής:

Μ έ ρ ο ς Ι: φόρτιση και ευστάθεια των φραγμάτων

Μέρος II: τα φράγματα βάρους

Μέρος III: τα φράγματα δοκού, τα καμπύλα φράγματα, τα χωματοφράγματα και τα έργα προστασίας.

Η πραγμάτευση των φραγμάτων που ακολουθεί, αναφέρεται σε χαμηλές φραγματικές κατασκευές (συνολικό ύψος φράγματος μικρότερο των 30 m), που λειτουργούν τόσο ως εκχειλιστές, όσο και ως ταμιευτήρες. Το ενδιαφέρον όμως επικεντρώνεται κυρίως στους εκχειλιστές, που αφορούν άμεσα τις διευθετήσεις ορεινών υδάτων.

Από το περιεχόμενο της έκθεσης προκύπτει, ότι για τη διαστασιολόγηση και την ίδρυση σύγχρονων φραγματικών κατασκευών απαιτούνται καλές γνώσεις σχετικά με το σκυρόδεμα -ιδίως το οπλισμένο- την αντοχή των υλικών, τις θεμελιώσεις, τη στατική των κατασκευών, την εδαφομηχανική, την υδραυλική, την υδρολογία και την υδρογεωλογία. Συνιστάται να γίνει επιμόρφωση, όσων θα ασχοληθούν με τα αντικείμενα αυτά, καθώς και κατάλληλη αναπροσαρμογή των προγραμμάτων εκπαίδευσης στο Πανεπιστήμιο.

Η διεξαγωγή της έρευνας υπήρξε δυσχερής και επίπονη. Απαιτήθηκε να μελετηθεί ένας μεγάλος όγκος βιβλιογραφίας, που αναφέρεται στα υψηλά φράγματα -μικρογραφία αυτών αποτελούν οι χαμηλές φραγματικές κατασκευές- η ειδική βιβλιογραφία για τους εκχειλιστές σε ποταμούς και χειμάρρους, καθώς και οι διάφοροι κανονισμοί και οδηγίες, ακόμη και οι εγκύκλιοι εφαρμογής στην πράξη, που ισχύουν στα διάφορα κράτη, τα οποία πρωτοπορούν σήμερα σε τέτοιες κατασκευές.

Διαπιστώθηκε, ότι οι φραγματικοί τύποι που χρησιμοποιούνται και οι μέθοδοι διαστασιολόγησής τους, που εφαρμόζονται σήμερα, αποκλείουν συχνά μεταξύ των διαφόρων χωρών ή δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις μας, σ'ότι αφορά το πώς πρέπει να ιδρύονται τέτοια έργα γενικά και ιδίως στη χώρα μας. Αυτό μου έδωσε την ευκαιρία να αναπτύξω σε αρκετά θέματα νέες μεθόδους,

που αντιμετωπίζουν πρωτοποριακά το πρόβλημα της διαστασιολόγησης και της κατασκευής χαμηλών φραγμάτων.

Εύχομαι, το Έργο αυτό να δώσει το έναυσμα για να ξεκινήσει μιá καινούργια εποχή, σ'ότι αφορά την ορεινή υδρονομική δράση στην πατρίδα μας.

Θεσσαλονίκη, Ιανουάριος 1987

καθηγητής ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΚΩΤΟΥΛΑΣ

Διευθυντής του Εργαστηρίου
Διευθέτησης Ορεινών Υδάτων
του Α.Π.Θ.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ Π Ε Ρ Ι Ε Χ Ο Μ Ε Ν Ω Ν

	<u>Σελίδα</u>
Ε ι σ α γ ω γ ή	8
ΜΕΡΟΣ Ι	
Φόρτιση και ευστάθεια των φραγμάτων	
<u>Κεφάλαιο 1</u> : Δυνάμεις, τάσεις και στατική θεω- ρηση των φραγμάτων.....	13
1.1. Δυνάμεις.....	13
1.1.1. Οι δυνάμεις γενικά.....	13
1.1.2. Η σύνθεση και η ανάλυση των δυνάμεων..	15
1.2. Τάσεις και αντοχή των υλικών.....	15
1.2.1. Καταπόνηση, παραμόρφωση.....	15
1.2.2. Η έννοια της τάσης.....	17
1.3. Η στατική θεώρηση των φραγμάτων.....	19
<u>Κεφάλαιο 2</u> : Οι δυνάμεις, που δρουν στα φράγματα.	
2.1. Τα φράγματα και οι δυνάμεις, που τα επηρε- άζουν.....	23
2.2. Εξωτερικές δυνάμεις.....	24
2.2.1. Δυνάμεις από το νερό.....	24
2.2.1.1. Είδη των υδατογενών δυνάμεων.....	24
2.2.1.2. Οριζόντια υδροστατική δύναμη.....	25
2.2.1.3. Οριζόντια υδροδυναμική δύναμη.....	39
2.2.1.4. Ανοδική υδροστατική δύναμη στα θεμέλια.....	43
2.2.1.5. Υδροστατικό φορτίο ή κατακόρυφη υδροστατική δύναμη.....	47
2.2.1.6. Οριζόντια δύναμη πάγων.....	50
2.2.1.7. Οριζόντια δύναμη κυματισμού.....	51
2.2.2. Δυνάμεις από το έδαφος.....	54

2.2.2.1. Είδη γεωθήσεων.....	54
2.2.2.2. Υπολογισμός της οριζόντιας ώθησης γαιών.....	55
2.2.2.3. Επιλογή του συντελεστή γεώθησης K	62
2.2.2.4. Η οριζόντια ώθηση από προσχώσεις σε ταμιευτήρες.....	71
2.2.2.5. Η οριζόντια ώθηση από προσχώσεις σε εκχειλιστές.....	73
2.2.2.6. Υπολογισμός της κατακόρυφης ώθησης γαιών ή του γεωφορτίου.....	86
2.2.3. Δυνάμεις από το έδαφος και το νερό....	87
2.2.3.1. Συνολική δύναμη από ώθηση προσχώσεων και πίεση νερού.....	87
2.2.3.1.1. Γεώθηση και κορεσμός με νερό σε προσχώσεις φραγμάτων.....	87
2.2.3.1.2. Γεώθηση προσχώσεων και υδροστατική πίεση.....	88
2.2.3.1.3. Το μέγεθος της συνολικής δύναμης από ώθηση φραγματικών προσχώσεων και πίεση νερού.....	89
2.2.3.1.4. Σύγκριση της απλής και της αναμετακινούμενης γεώθησης με την υδροστατική δύναμη.....	91
2.2.3.2. Υδραυλική θραύση του γεωυλικού....	94
2.2.3.2.1. Υδραυλική θραύση του γεωυποθέματος στο θεμέλιο χώρο.....	94
2.2.3.2.2. Υδραυλική θραύση του γεωυλικού στο σώμα των υδατοδιαπερατών φραγμάτων.....	97
2.2.3.3. Ώθηση από χειμαρρική λάβα.....	102
2.2.4. Δυνάμεις από την αντίδραση του γεωυποθέματος.....	107

2.2.4.1. Η δύναμη αντίστασης ή αντιστήριξης των πρανών.....	107
2.2.4.2. Η φέρουσα ικανότητα και η επιτρεπόμενη φόρτιση του γεωυποθέματος..	112
2.2.4.3. Η παραμόρφωση του χώρου ταμίευσης ή πρόσχωσης.....	117
2.2.5. Δυνάμεις από σεισμούς.....	118
2.3. Εσωτερικές δυνάμεις.....	124
2.3.1. Το βάρος του φράγματος.....	124
2.3.2. Η αντοχή του κορμού του φράγματος σε τάσεις.....	130
2.3.3. Δυνάμεις από το νερό στο εσωτερικό του φράγματος.....	135
2.3.3.1. Υδροστατική δύναμη από το νερό στους πόρους του φραγματικού τοίχου.....	135
2.3.3.2. Υδροστατική δύναμη από το νερό στους αρμούς και στις ρωγμές του φράγματος.....	135
2.3.4. Δυνάμεις στο εσωτερικό του φράγματος από θερμικές επιδράσεις.....	138
2.3.5. Δυνάμεις στο εσωτερικό του φράγματος από συστολές πήξης, έρπυσης και διόγκωσης του σκυροδέματος.....	139
2.3.6. Εσωτερικές δυνάμεις στα γεωφράγματα και ισορροπία των πρανών τους.....	140
Κεφάλαιο 3: Φόρτιση, ευστάθεια, στατικές κατηγορίες φραγμάτων.....	146
3.1. Συνέπειες από τη δράση των δυνάμεων στα φράγματα.....	146
3.2. Η φόρτιση των φραγμάτων.....	151
3.2.1. Περιπτώσεις φόρτισης.....	151

3.2.2. Συνθήκες φόρτισης.....	160
3.3. Η ευστάθεια των φραγμάτων.....	163
3.3.1. Τα φράγματα και η ευστάθειά τους.....	163
3.3.2. Οι συνθήκες ευστάθειας των φραγμάτων..	166
3.3.2.1. Συνθήκη 1η: της ανατροπής.....	166
3.3.2.2. Συνθήκη 2η: του εφελκυσμού.....	168
3.3.2.3. Συνθήκη 3η: της ολίσθησης.....	169
3.3.2.4. Συνθήκη 4η: της βύθισης (καθίζη- σης).....	172
3.3.2.5. Συνθήκη 5η: της άνωσης.....	175
3.3.2.6. Συνθήκη 6η: της διάτμησης.....	176
3.3.2.7. Συνθήκη 7η: της πρηνικής κατάρρευ- σης.....	176
Σ ύ μ β ο λ α.....	178

Ε Ι Σ Α Γ Ω Γ Η

Τα φράγματα είναι κτίσματα (τοίχοι), που κατασκευάζονται στις κοίτες των φυσικών ρευμάτων και υπερυψώνουν τη στάθμη του νερού. Καταλαμβάνουν όλο το πλάτος της κοίτης, ο δε άξονάς τους διατάσσεται κάθετα προς τη διεύθυνση ροής.

Με την κατασκευή των φραγμάτων επιδιώκονται διάφοροι σκοποί, μεταξύ των οποίων οι σπουδαιότεροι είναι οι εξής:

- η αποθήκευση του νερού της απορροής (φράγματα-ταμιευτήρες) για την ικανοποίηση αναγκών ύδρευσης, άρδευσης, παραγωγής υδροηλεκτρικής ενέργειας, ακόμη και αναψυχής
- η ρύθμιση της απορροής του νερού και ιδίως των πλημμυρικών αιχμών (ρυθμιστικά φράγματα)
- η διευθέτηση της κοίτης των φυσικών ρευμάτων (ποταμών, χειμάρρων) και των τεχνητών, ανοικτών αγωγών (φράγματα-εκχειλιστές) και
- ο συνδυασμός των παραπάνω.

Ανάλογα με το ύψος τους τα φράγματα διακρίνονται σε υψηλά και χαμηλά. Ως διαχωριστικό όριο μεταξύ των δύο αυτών κατηγοριών θεωρείται το κατασκευαστικό ύψος των 30 m. Κατασκευές με μεγαλύτερο ύψος προκαλούν κατά κανόνα θλιπτικές τάσεις στο υλικό κατασκευής και στο υποκείμενο έδαφος, που υπερβαίνουν την αντοχή αυτή σε θλίψη, γι' αυτό και επηρεάζουν τις διαστάσεις και τη μορφή της διατομής τους.

Αντικείμενο του παρόντος ερευνητικού έργου αποτελούν τα χαμηλά φράγματα, τα οποία ανάλογα με το κατασκευαστικό ύψος τους διακρίνονται σε τρεις

κατηγορίες ως εξής:

- μικρά φράγματα : $H_S < 6,0 \text{ m}$
- συνήθη φράγματα : $H_S = 6,0 \div 12,0 \text{ m}$
- μεγάλα φράγματα : $H_S > 12,0 \div 15,0 \text{ m}$

Τα μεγάλα φράγματα λειτουργούν κατά κανόνα ως ταμιευτήρες· συνεπώς δεν υπερπηδούνται από τα νερά. Συνήθως διαθέτουν έναν παραπυθμένιο εκκενωτή, που λειτουργεί μόνο σε ειδικές περιπτώσεις π.χ. καθαρισμός, έκτακτες ανάγκες, κλπ. Η ρύθμιση της στάθμης του νερού στο χώρο της δεξαμενής και η απομάκρυνση των πλημμυρικών νερών, όπου αυτό είναι αναγκαίο, γίνεται με κατάλληλους υπερχειλιστές, που κατασκευάζονται έξω από τον κορμό του φράγματος.

Τα συνήθη και τα μικρά φράγματα αποσκοπούν κατά κανόνα στη σταθεροποίηση κοιτών και στη συγκράτηση φερτών υλών, γι' αυτό και λειτουργούν ως εκχειλιστές. Τα νερά του ρεύματος υπερπηδούν τη φραγματική κατασκευή διαμέσου ενός κατάλληλου διάρρου.

Από στατική άποψη τα χαμηλά φράγματα λειτουργούν, όπως και τα υψηλά. Η επίδραση όμως μερικών από τις δρώσες δυνάμεις σ' αυτά είναι πολύ περιορισμένη, ώστε να μπορεί να παραληφθεί, γεγονός που απλοποιεί το στατικό έλεγχο και διευκολύνει τους υπολογισμούς.

Ανάλογα με τη συνεκτικότητα του σώματός τους τα χαμηλά φράγματα διακρίνονται σε:

- συμπαγή, όταν τα υλικά δομής δημιουργούν στερεό σώμα. Τέτοια είναι τα φράγματα από σκυρόδεμα (οπλισμένο ή μη), από λιθοδομή κλπ., τα οποία υπόκεινται στη νομοτέλεια της στατικής και
- χαλαρά, όταν τα υλικά δομής τους δημιουργούν ευμετάβλητο σώμα. Τέτοια είναι τα γεωφράγματα, τα

οποία υπόκεινται κυρίως στη νομοτέλεια της εδαφομηχανικής.

Τα συμπαγή φράγματα ανάλογα με τη δομή τους διακρίνονται σε:

- ολόσωμα, όταν τα υλικά δομής δημιουργούν ένα ενιαίο σώμα από άποψη δομής και στατικής συμπεριφοράς σ' όλο το φραγματικό χώρο και
- λυτά, όταν αποτελούνται από διάφορα επιμέρους τμήματα, που έχουν μεν αυτοτέλεια στη στατική συμπεριφορά τους, σχηματίζουν όμως ένα ενιαίο στατικό σύνολο και υπηρετούν ένα κοινό στατικό σκοπό.

Όλα τα φράγματα για να ευσταθούν, πρέπει να μπορούν να εξουδετερώνουν τις δυνάμεις, που δέχονται κατά τη φόρτισή τους.

Στα συμπαγή φράγματα η στατική λειτουργία συνίσταται στην εξουδετέρωση των εξωτερικών δυνάμεων. Αυτό μπορεί να γίνει ως εξής:

- με το βάρος του φράγματος
- με τη μεταβίβαση των εξωτερικών δυνάμεων διαμέσου του κορμού του φράγματος στα πρανή και την εξουδετέρωσή τους εκεί από την αντίσταση του γεωυποθέματος, και
- με συνδυασμό των δύο παραπάνω στατικών συστημάτων.

Στα χαλαρά φράγματα η στατική λειτουργία αποσκοπεί στην εξουδετέρωση κυρίως των εσωτερικών δυνάμεων. Αυτό πετυχαίνεται με την κατάλληλη διαμόρφωση του κορμού του φράγματος.

Με βάση τα παραπάνω διακρίνονται οι ακόλουθες στατικές κατηγορίες φραγμάτων:

- 1) φράγματα βάρους ή αντιστήριξης: είναι συμπαγείς, ολόσωμες ή λυτές κατασκευές, ευθύγραμμες ή και γωνιώδεις (σε κάτοψη), που χρησιμοποιούν το βά-

ρος τους για την εξουδετέρωση των εξωτερικών δυνάμεων. Κατασκευάζονται από σκυρόδεμα (οπλισμένο ή μη), από λιθοδομή (με ή χωρίς κονίαμα) από προκατασκευασμένα υλικά, από ξύλα, από σίδερα, καθώς και από μικτά υλικά, όπως ξύλα και λίθοι κλπ.

2) Φράγματα - δοκοί ή πλάκες: πρόκειται για συμπαγείς ολόσωμες κατασκευές από σκυρόδεμα (με ή χωρίς οπλισμό), που μεταβιβάζουν με το σώμα τους τις εξωτερικές δυνάμεις στα πρανή. Διακρίνονται σε δοκούς και σε πλάκες.

3) Καμπύλα φράγματα: είναι συμπαγείς, ολόσωμες κατασκευές με οριζόντια καμπυλότητα, που κατασκευάζονται από σκυρόδεμα ή και λιθοδομή με κονίαμα, οι οποίες μεταβιβάζουν τις εξωτερικές δυνάμεις στα βραχώδη πρανή.

4) Θολωτά φράγματα: πρόκειται για συμπαγείς ολόσωμες ή λυτές ευθύγραμμες (σε κάτοψη) κατασκευές. Χαρακτηρίζονται από κατακόρυφη καμπυλότητα στα θεμέλιά τους, που κατασκευάζεται από σκυρόδεμα, από λιθοδομή ή και από ξηρολιθοδομή, η οποία μεταβιβάζει τις κατακόρυφες δυνάμεις στα βραχώδη πρανή.

5) Αντηριδιωτά φράγματα ή φράγματα μικτά βάρους και μεταβίβασης των πιέσεων: είναι συμπαγείς, λυτές, ευθύγραμμες ή και γωνιώδεις (σε κάτοψη) κατασκευές από σκυρόδεμα με ή χωρίς οπλισμό. Αποτελούνται από δοκούς ή πλάκες ή και από καμπύλες επιφάνειες, που μεταφέρουν τις εξωτερικές δυνάμεις σε αντηρίδες (βάθρα), όπου και εξουδετερώνονται με την παρουσία τους ή και με τη πρόσθετη βοήθεια των κατακόρυφων φορτίων και του οπλισμού.

6) Φράγματα μικτά βάρους-καμπυλότητας: πρόκειται για καμπύλες κατασκευές (βλ. αριθμ. 3), οι οποίες εξουδετερώνουν τις εξωτερικές δυνάμεις εν-

μέρει με το βάρος τους και εν μέρει με τη μεταβίβασή τους στα πρανή.

7) Γωνιώδη φράγματα ή τύπου L: πρόκειται για ολόσωμα, συμπαγή, ευθύγραμμα φράγματα με διατομή σχήματος L, τα οποία ευσταθούν με το βάρος, που δέχεται το οριζόντιο τμήμα τους από το υπερκείμενο υδάτινο φορτίο ή το γεωφορτίο των προσχώσεων.

8) Γεώδη φράγματα ή γεωφράγματα: είναι χαλαρές, ευθύγραμμες (σε κάτοψη) κατασκευές από εδαφικά συστατικά (χωμάτινα φράγματα) ή από χάλυκες και λίθους (λιθόρριπτα φράγματα), που εξουδετερώνουν τις εσωτερικές δυνάμεις τους (ενδοφραγματική ροή νερού, θλίση πρανών) με κατάλληλη διαμόρφωση και συγκρότηση της διατομής τους.

9) Ειδικά φράγματα: πρόκειται για ειδικές, κατά κανόνα λυτές κατασκευές, που υπηρετούν διάφορους ειδικούς σκοπούς. Τέτοια είναι π.χ.

= τα φράγματα διαλογικής συγκράτησης των φερτών υλών

= τα φράγματα δημιουργίας εκκενώσιμων δεξαμενών απόθεσης υλικών

= τα φράγματα απάλυνσης των πλημμυρικών αιχμών

= τα φράγματα στράγγισης γεωμαζών ή αποθέσεων

= τα φράγματα αντίστασης σε πλάγιες δυνάμεις (θλισθαίνοντα πρανή)

= τα φράγματα ελέγχου χειμαρρολάβας

= τα φράγματα ράμπες και κασκάδες

= τα συνδυασμένα φράγματα κλπ.

τα οποία χαρακτηρίζονται από στατικές ιδιαιτερότητες.

Σύμφωνα με την 155743/12.6.84 απόφαση του Υπουργού Γεωργίας, απ'όλες τις παραπάνω κατηγορίες φραγμάτων πραγματεύονται στη συνέχεια μόνο τα φράγματα βάρους, τα φράγματα δοκοί, τα καμπύλα φράγματα και τα χωματοφράγματα.

Μ Ε Ρ Ο Σ Ι

ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο 1

Δυνάμεις, τάσεις και στατική θεώρηση των φραγμάτων

1.1. ΔΥΝΑΜΕΙΣ

1.1.1. ΟΙ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΓΕΝΙΚΑ

Τα φράγματα αποτελούν τεχνητά σώματα, τα οποία παραλαμβάνουν και εξουδετερώνουν δυνάμεις, που ασκούν επάνω τους τα νερά, καθώς και οι γαίες, που τα περιβάλλουν.

Οι δυνάμεις που δρούν, και οι αντιστάσεις που αναπτύσσονται στο χώρο των φραγμάτων, υπόκεινται στο γνωστό στατικό ορισμό, ότι "δύναμη είναι κάθε φυσικό μέγεθος, ικανό να ισορροπήσει μυϊκή δύναμη ή βάρος" (Νιτσιώτας, 1976) και εκφράζονται με τη σχέση:

$$\text{δύναμη (K)} = \text{μάζα (m)} \times \text{επιτάχυνση (γ)}$$

Στο τεχνικό μετρικό σύστημα οι μονάδες της δύναμης είναι:

$$P \text{ (Pond)}, Kp: (\text{Kilopond}) = 10^3 P, Mp (1 \text{ megapond}) = 10^6 P$$

Επί τεχνικές εφαρμογές όμως επικράτησαν ως μονάδες μέτρησης της δύναμης το χιλιόγραμμα (kg) και ο τόνος (t), παρόλο που θεωρείται, ότι προκαλούν σύγχυση με τις μονάδες μέτρησης της μάζας. Στη συνέχεια θα γίνεται χρήση των μονάδων αυτών.

Από την παραπάνω εξίσωση προκύπτουν και οι εξής μονάδες δύναμης:

$$\text{Dyn} = 1 \text{cm} \cdot \text{gr} \cdot \text{s}^{-2} \text{ (1gr μάζας, που δέχεται επιτάχυνση } 1 \text{cm/s}^2 \text{)}$$

$N(\text{Newton}) = 1 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^{-2} = 100.000 \text{ dyn}$ (1 kg μάζας, που δέχεται επιτάχυνση 1 m/s^2)

$K_p = 9,80655 \text{ N}$ (1 kg μάζας, που δέχεται κανονική επιτάχυνση $9,80655 \text{ m/s}^2$).

Σε αντίθεση με τα βαθμιδωτά ή κλιμακωτά φυσικά μεγέθη (χρόνος, θερμοκρασία, μάζα, ενέργεια) οι δυνάμεις ως διευθυνόμενα μεγέθη καθορίζονται πλήρως από τα εξής χαρακτηριστικά:

- το μέτρο ή την ένταση ή το μέγεθος της δύναμης (απόλυτη τιμή)
- τη θέση της γραμμής ενέργειας, δηλαδή το σημείο εφαρμογής της
- τη διεύθυνση, δηλαδή την ευθεία γραμμή, που διέρχεται από το σημείο εφαρμογής σχηματίζοντας ορισμένη γωνία (καλείται και φορέας) και
- τη φορά, κατά την οποία διανύεται ο φορέας (διεύθυνση). Αυτή αποδίδεται με πρόσημα (\pm) στο μέτρο. Μπορεί όμως να εκφρασθεί και από το μέγεθος της γωνίας διεύθυνσης. Συχνά αποδίδεται με βέλος, αφού καθορισθεί η φορά, που θεωρείται θετική ή αρνητική.

Επειδή τα παραπάνω στοιχεία καθορίζουν τα διανύσματα, τα διευθυνόμενα μεγέθη αποκαλούνται και διανυσματικά. Συνεπώς μπορούν να παρασταθούν από διανύσματα με τη χρήση κλίμακας. Η αρχή του διανύσματος ταυτίζεται με το σημείο εφαρμογής του διευθυνόμενου μεγέθους, το δε μέγεθος του διανύσματος ισούται με το μέτρο του. Η αντιστοιχία της μονάδας μήκους του διανύσματος προς τη μονάδα του διευθυνόμενου μεγέθους εκφράζει την κλίμακα και συμβολίζεται στο σχέδιο ως $1 \text{ cm} = a \cdot \text{kg}$ π.χ. $1 \text{ cm} = 1000 \text{ kg}$ ή $1 \text{ cm} = 2 \text{ t}$.

1.1.2. Η ΣΥΝΘΕΣΗ ΚΑΙ Η ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Οι δυνάμεις που δρουν στα φράγματα, εμφανίζονται ως συνεπίπεδοι. Συνεπώς η σύνθεση και ανάλυσή τους γίνεται κατά τα γνωστά από τη στερεοστατική (Kohli 1955, Στεργιάδης 1968 και 1984, Szabo 1975, Νιτσιώτας 1976, Wagner και Erlhof 1985) με τη βοήθεια της αναλυτικής ή της γραφοστατικής μεθόδου.

Η αναλυτική είναι καθαρά υπολογιστική μέθοδος και χαρακτηρίζεται από ταχύτητα στον υπολογισμό και απρόβλεψη στο αποτέλεσμα. Η γραφοστατική ή γραφική μέθοδος στηρίζεται στο ότι οι δυνάμεις ως διανυσματικά μεγέθη μπορούν να παρασταθούν γραφικά με ορισμένη κλίμακα. Η ανάλυση και η σύνθεση των δυνάμεων γίνεται με τη βοήθεια του δυναμοπολύγωνου και του θροισνοπολύγωνου. Η μέθοδος παρέχει μεγάλη παραστατικότητα, πράγμα που επιτρέπει την ταχύτερη αναγνώριση και τον εντοπισμό ενδεχομένων σφαλμάτων.

Οι δύο μέθοδοι αλληλοσυμπληρώνονται ως προς τα πλεονεκτήματά τους. Κατά τα τελευταία χρόνια όμως χρησιμοποιείται σχεδόν αποκλειστικά ο αναλυτικός έλεγχος της ευστάθειας, του οποίου η διεξαγωγή επιταχύνεται πολύ με τη χρησιμοποίηση ηλεκτρονικών υπολογιστών.

1.2. ΤΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΗ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

1.2.1. ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ, ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ

Η ιδιότητα που έχουν τα σώματα, να τείνουν να αναλάβουν την αρχική τους μορφή ή τον αρχικό όγκο τους, αφού υποστούν την παροδική ενέργεια εξωτερικών φορτίων, ονομάζεται ελαστικότητα. Αντίθετα ως

πλαστικότητα χαρακτηρίζεται η ιδιότητα των σωμάτων να υφίστανται μόνιμες παραμορφώσεις υπό την ενέργεια εξωτερικών δυνάμεων.

Ένα σώμα χαρακτηρίζεται ως τελείως ελαστικό, εάν μετά την αποφόρτιση επανέρχεται ακριβώς στο αρχικό σχήμα και τον αρχικό όγκο του. Το ίδιο σώμα θεωρείται ως πλαστικό, εάν μετά την αποφόρτισή του διατηρεί ένα μόνιμο μετασχηματισμό, την μόνιμη παραμόρφωση.

Οι εξωτερικές δυνάμεις που δρούν επί των σωμάτων, τείνουν να τα παραμορφώσουν ή να τα θραύσουν. Συνήθως ισορροπούν με τις εσωτερικές δυνάμεις (μοριακές δυνάμεις του υλικού), οπότε διαμορφώνεται μια ορισμένη κατάσταση εσωτερικής έντασης, που χαρακτηρίζεται ως καταπόνηση. Οι σπουδαιότερες καταπονήσεις στις οποίες υποβάλλονται τα υλικά των κατασκευών, είναι ο εφελκυσμός (διάσπαση από δύο αντίθετες δυνάμεις), η θλίψη (σύνθλιψη από δύο αντίθετες δυνάμεις) ή κάμψη (δύναμη κάθετη προς τον άξονα του σώματος), ο λυγισμός (κάμψη από δύναμη παράλληλη προς τον άξονα του σώματος), η διάτμηση (αποκοπή κατά την έννοια μιας διατομής), η στρέψη (περιστροφή από ζεύγος δυνάμεων με επίπεδο, που είναι κάθετο στον άξονα της ράβδου), η κρούση (βίαια ενέργεια δύναμης σε σώμα) και η σύνθετη καταπόνηση.

Τα διάφορα υλικά, που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές των φραγμάτων, επιτρέπουν ορισμένες παραμορφώσεις και κατεπέκταση μπορούν να δεχθούν αντίστοιχα ορισμένα μέγιστα φορτία. Ο υπολογισμός του επιτρεπτού μέγιστου φορτίου σε κάθε περίπτωση στηρίζεται στη σύγκριση μεταξύ των τάσεων, που δημιουργούνται τα διάφορα φορτία στο εσωτερικό του σώματος -υπολογίζονται με τον στατικό έλεγχο- και της αντοχής το

αντίστοιχου υλικού. Ο έλεγχος προϋποθέτει, ότι τα υλικά που εξετάζονται, είναι ομοιογενή και ισότροπα, δηλαδή έχουν τις ίδιες φυσικές ιδιότητες σε όλα τα σημεία τους και τα αυτά χαρακτηριστικά ελαστικότητας προς όλες τις κατευθύνσεις.

1.2.2. Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΤΑΣΗΣ

Τάση ή ανηγμένη δύναμη (σ ή τ) ονομάζεται η τιμή της δύναμης K , που αναλογεί στη μονάδα της επιφάνειας, πάνω στην οποία αυτή ενεργεί με ομοιόμορφη διανομή. Το μέγεθος της αποδίδεται από τη σχέση:

$$\sigma = \tau = \frac{K}{F}$$

όπου K : η δύναμη (το φορτίο), που ασκείται

F : το εμβαδό της επιφάνειας, στην οποία δρά η δύναμη (το φορτίο) ομοιόμορφα διανεμημένη.

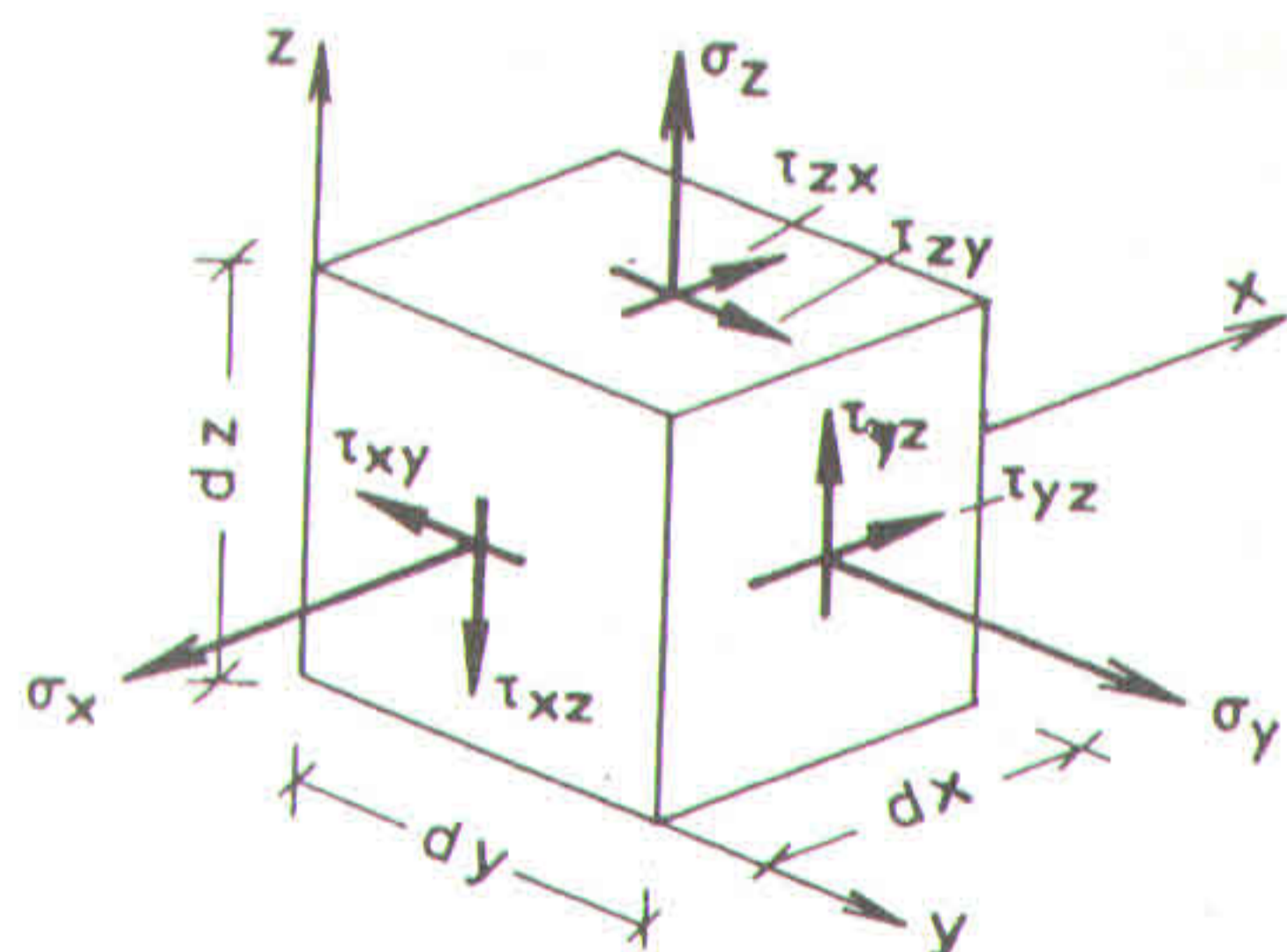
Οι τάσεις παριστάνονται -όπως και οι δυνάμεις- με βέλη, που έχουν ορισμένο σημείο εφαρμογής (το κέντρο βάρους του θεωρούμενου στοιχείου της επιφάνειας), ορισμένη φορά και ορισμένο μήκος, το οποίο εκφράζει με δεδομένη κλίμακα τη ένταση της τάσης.

Η κατανομή των τάσεων στο εσωτερικό των σωμάτων εξετάζεται ως προς διάφορες διατομές χρήσιμες από στατική ή κατασκευαστική άποψη και οι τιμές τους συγκρίνονται προς τις τιμές αντοχής των υλικών.

Οι τάσεις διακρίνονται ανάλογα με τη διάταξη τους προς την επιφάνεια αναφοράς ως εξής (σχήμα 1.1):

= ορθή ή κάθετη τάση σ , η οποία ενεργεί κάθετα προς την επιφάνεια αναφοράς. Επειδή στην περίπτωση αυτή η τάση προκαλεί μόνο εφελκυσμό ή θλίψη διακρίνεται σε ορθή τάση εφελκυσμού σ_e ή σ_z (πρόσημα +) και

σε ορθή τάση θλίψης σ_θ ή σ_d (πρόσημα -). Χαρακτηρίζεται με τον δείκτη του άξονα των συντεταγμένων, στη διεύθυνση του οποίου ενεργεί (π.χ. $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$)



Σχήμα 1.1. Διάκριση των τάσεων ως προς την επιφάνεια αναφοράς τους.

= εφαπτομενική ή εγκάρσια τάση τ , η οποία ενεργεί στην επιφάνεια αναφοράς. θεωρείται ως θετική (πρόσημα +) ή όχι (πρόσημα -), ανάλογα με το αν κατευθύνεται προς τη θετική ή την αρνητική πλευρά του συστήματος των συντεταγμένων. Χαρακτηρίζεται από δύο δείκτες. Πρώτος είναι ο δείκτης της αντίστοιχης ορθής τάσης (άξονας, προς τον οποίο δρα η ορθή τάση) και δεύτερος ο δείκτης του άξονα των συντεταγμένων, προς τον οποίο δρα αυτή π.χ. $\tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{zx}$ κ.λ.π.

Οι μονάδες μέτρησης των τάσεων είναι παράγωγοι, δηλαδή προκύπτουν από τον συνδυασμό των μονάδων, που χρησιμοποιούνται για τις δυνάμεις και τις επιφάνειες. Στο τεχνικό σύστημα συνήθως χρησιμοποιούνται οι μονάδες kg/cm^2 και t/m^2 .

1.3. Η ΕΣΤΑΤΙΚΗ ΘΕΩΡΗΣΗ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Ο τρόπος, με τον οποίο ελέγχεται η ευστάθεια των φραγμάτων εξαρτάται από το εάν αυτά κατασκευάζονται ως συμπαγή ή ως γεώδη.

Στα συμπαγή φράγματα ο προσδιορισμός των συνεπειών, που προκαλούνται στο εσωτερικό του τοίχου και στο υποκείμενο γεωλογικό υπόθεμα από τη δράση των δυνάμεων, γίνεται σύμφωνα με τις αρχές και τις μεθόδους της στατικής (Νιτσιώτας, 1976), η οποία ερευνά την ισορροπία των φυσικών σωμάτων σε συνδυασμό και με την αντοχή των υλικών τους, όσο και του γεωλογικού υποθέματος. Κατά τη στερεοστατική θεώρηση το φράγμα αντιμετωπίζεται ως "απόλυτα στερεό" σώμα. Η ειδική βιβλιογραφία για τα υψηλά φράγματα δέχεται την άποψη αυτή, επειδή πιστεύει, ότι οι μεταβολές, που υφίστανται οι τοίχοι των φραγμάτων γενικά και ιδίως των φραγμάτων βάρους, λόγω της δράσης των δυνάμεων είναι πρακτικά ασήμαντες και ότι οι μεταβολές στο υποκείμενο υπόθεμα, το οποίο κατά κανόνα επιλέγεται βραχώδες, είναι αμελητέες (Böss 1975, Behnitter 1966, Giesecke 1982, κ.α). Το φράγμα θεωρείται, ότι επικάθεται σε στερεό υπόθεμα και εξουδετερώνει τις δυνάμεις που δέχεται, με το βάρος του ή με τη μεταφορά τους στα εκατέρωθεν πρανή. Η θεμελίωση της κατασκευής καθώς και οι εκατέρωθεν στηρίξεις ή πακτώσεις στα πρανή θεωρείται, ότι δεν επηρεάζουν τη στατική του κατάσταση. Έτσι το πρόβλημα των τάσεων, που αναπτύσσονται στο εσωτερικό του τοίχου ή μεταξύ τοίχου και υποθέματος, και των μεταβολών που αυτές προκαλούν, γίνεται επίπεδο και αναφέρεται σε επιφάνεια, που εκφράζεται από τη διατομή του φράγματος. Συνεπώς το συμπαγές φράγμα λειτουργεί

στατικά ως ενιαίο σώμα. Μπορεί όμως να θεωρηθεί, ότι αποτελείται και από επιμέρους αυτοτελή τμήματα μικρού πλάτους ή μήκους, οπότε καθένα από αυτά ελέγχεται από στατική άποψη ανεξάρτητα από τα υπόλοιπα. Γίνεται δεκτό, ότι η κατανομή των τάσεων στην επιφάνεια της διατομής των φραγμάτων είναι γραμμική, ότι οι παραμορφώσεις είναι ανάλογες των τάσεων (νόμος του Hook) και ότι κατά την παραμόρφωσή τους οι διατομές παραμένουν επίπεδες (νόμος του Bernoulli). Συνεπώς γίνεται δεκτό, ότι η κατανομή των ορθών τάσεων στο εσωτερικό των φραγμάτων ακολουθεί τον γνωστό κανόνα του τραπεζίου.

Η στερεοστατική θεώρηση όμως δεν εκφράζει πλήρως τις πραγματικές στατικές συνθήκες, που δημιουργούνται στα φράγματα. Η τριπλή στήριξη ή πάκτωση τους (στην κοίτη και στα εκατέρωθεν πρανή) και η παραμόρφωση του εδάφους τόσο στα θεμέλια - από το βάρος της κατασκευής - όσο και στα πρανή - από το μεγάλο φορτίο του νερού στο χώρο του ταμιευτήρα - προσδίνει στα φράγματα, ιδίως στα καμπύλα, μια ελαστική συμπεριφορά, που μόνο με τη θεωρία της ελαστικότητας μπορεί να εκφραστεί. Για το λόγο αυτό ο στατικός έλεγχος των υψηλών, καμπύλων φραγμάτων και ιδίως εκείνων με "κυματοειδή" διατομή γίνεται με τη βοήθεια της ελαστοστατικής. Επίσης κατά τα τελευταία χρόνια άρχισε να χρησιμοποιείται η ελαστοστατική και στα υψηλά φράγματα βάρους.

Σήμερα επικρατεί η τάση να αναπτυχθεί η θεωρία όλων των φορέων με κοινή αφετηρία τη θεωρία της ελαστικότητας αντί της αντοχής των υλικών και της στερεοστατικής. Συνεπώς στο μέλλον η ελαστοστατική θεώρηση των φραγμάτων θα κερδίζει συνεχώς έδαφος. Αν όμως η στερεοστατική θεωρείται, ότι δεν αποδίδει ε-

πληρώς την πραγματική στατική κατάσταση των φραγμάτων, ούτε η θεωρία της ελαστικότητας μπορεί να ανταποκριθεί απόλυτα στην απαίτηση αυτή. Αποτελεί μιά πρώτη πολύ καλή προσέγγιση (Νιτσιώτας, 1978). Παράλληλα, όμως απαιτεί πολύπλοκους υπολογισμούς, χωρίς τα αποτελέσματα να διαφοροποιούνται ιδιαίτερα από εκείνα του στερεοστατικού υπολογισμού.

Τα χαμηλά, συμπαγή φράγματα υπόκεινται στην ίδια νομοτέλεια και στις ίδιες στατικές αρχές, που ισχύουν και για τα υψηλά φράγματα. Επειδή όμως αποτελούν "μικρογραφίες" των υψηλών φραγμάτων, ελαχιστοποιείται η δράση πολλών παραγόντων, που επηρεάζουν τη στατική συμπεριφορά τους, κι έτσι απλοποιείται ο στατικός μηχανισμός. Λόγω της ιδιαίτερης υδραυλικής αποστολής τους (π.χ. δρούνως εκχειλιστές, προσχώνονται από φερτά υλικά, δέχονται πλευρικές ωθήσεις από τα πρανή και κρουστικές δυνάμεις από τη ροή του νερού και τις φερτές ύλες, ιδίως τις λάβες κλπ.) υπόκειται στην επίδραση και άλλων στατικών παραγόντων, που διαφοροποιούν εν μέρει, χωρίς όμως και να μεταβάλλουν το στατικό μηχανισμό τους, ο οποίος παραμένει πάντοτε μικρογραφία εκείνου των μεγάλων φραγμάτων. Για όλους αυτούς τους λόγους η στατική συμπεριφορά των χαμηλών φραγμάτων εξακολουθεί να ελέγχεται σήμερα στο μεγαλύτερο μέρος της με βάση τη θεωρία της στερεοστατικής, η οποία γίνεται δεκτό, ότι εκφράζει ικανοποιητικά τις στατικές συνθήκες τους.

Η στατική πραγμάτευση των χαμηλών, συμπαγών φραγμάτων, που ακολουθεί στα επόμενα κεφάλαια, στηρίζεται κυρίως στη στερεοστατική, της οποίας οι βασικές αρχές αναλύονται στη συνέχεια. Όπου όμως είναι αναγκαίο, γίνεται αναφορά και στην ελαστοστατική.

Στην περίπτωση των γεωφραγμάτων το στατικό

πρόβλημα μετασχηματίζεται σε υδραυλικό και εδαφομηχανικό. Δεν απαιτείται έλεγχος των εξωτερικών δυνάμεων, που δρουν στο χώρο τους, αλλά καταβάλλεται προσπάθεια να ελεγχθούν οι εσωτερικές δυνάμεις, που δημιουργούνται από τα νερά, τα οποία διεισδύουν στη γεωμάζα και ερευνάται κατά πόσο ευσταθούν τα γεωπρανή κάτω από τις δεδομένες συνθήκες κάθε κατασκευής. Οι ίδιες αρχές ακολουθούνται σε γενικές γραμμές και στην περίπτωση των χαμηλών γεωφραγμάτων, τα οποία θεωρούνται μικρογραφία των υψηλών.

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο 2

Οι δυνάμεις, που δρουν στα φράγματα

§. 1. ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΚΑΙ ΟΙ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΠΟΥ ΤΑ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ

Κάθε φράγμα δέχεται δυνάμεις από τον περιβάλλοντα χώρο του και αναπτύσσει δυνάμεις - τις αντιστάσεις - που οφείλονται στην ύπαρξή του ως σώματες. Συνεπώς, ισορροπεί, εφόσον οι δυνάμεις που δέχεται, εξουδετερώνονται από τις αντιστάσεις του.

Οι δυνάμεις, που δρουν στα φράγματα, διακρίνονται σε εσωτερικές και σε εξωτερικές ανάλογα με το αν αναπτύσσονται στο εσωτερικό ή στα εξωτερικά μέρη της τοιχοποιίας του.

Οι σπουδαιότερες από τις εξωτερικές δυνάμεις προέρχονται από το νερό και είναι: οι υδροστατικές και υδροδυναμικές πιέσεις και οι υποπιέσεις στη τοιχοποιία του φράγματος, καθώς και στους πόρους και τους αρμούς της, τα φορτία των υδρομαζών, που επιβάθονται στις κεκλιμένες και στις οριζόντιες επιφάνειες της κατασκευής και οι πιέσεις από πάγους και χιματισμούς. Ο γεωχώρος ασκεί επίσης στα φράγματα δυνάμεις. Στη κατηγορία αυτή περιλαμβάνεται η ώθηση των γεωμαζών και η κρούση, που ασκείται σ' αυτά από τις χειμαρρολάβες. Οι σπουδαιότερες από τις εσωτερικές δυνάμεις των φραγμάτων οφείλονται στο βάρος της κατασκευής και στις συστοδιαστολές της τοιχοποιίας λόγω μεταβολής των θερμοκρασιών.

Για τον έλεγχο της ευστάθειας ενός φράγματος

απαιτείται να γνωρίζουμε κάθε μια από τις παραπάνω δυνάμεις σ'ότι αφορά το μέτρο, το σημείο εφαρμογής τη διευθέτηση και τη φορά της. Οι δυνάμεις διακρίνονται σε οριζόντιες και κατακόρυφες. Στην περίπτωση, που ακολουθούν άλλη κατεύθυνση, παίρνονται υπόψη οι οριζόντιες και κατακόρυφες συνιστώσες τους, στις οποίες αυτές μπορούν να αναλυθούν.

Στη συνέχεια γίνεται περιγραφή όλων των δυνάμεων και των αντιστάσεων, που μπορούν να δημιουργηθούν στις διάφορες κατηγορίες των χαμηλών φραγμάτων. Από αυτές πρέπει να παίρνονται υπόψη μόνο εκείνες, που έχουν σημασία από στατική άποψη για κάθε συγκεκριμένη περίπτωση φράγματος.

2.2. ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

2.2.1. ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΑΠΟ ΤΟ ΝΕΡΟ

2.2.1.1. Είδη των υδατογενών δυνάμεων

Επικράτησε να διακρίνονται δύο είδη υδατογενών δυνάμεων ανάλογα με τη φορά, προς την οποία αυτές δρουν:

- οι κατακόρυφες με φορά προς τα κάτω, οι οποίες χαρακτηρίζονται ως φορτία και κατά τους υπολογισμούς συναθροίζονται με τα άλλα φορτία, όπως το βάρος των φραγμάτων κλπ. και
- οι οριζόντιες, όσο και οι κατακόρυφες με φορά προς τα άνω (ανώσεις), οι οποίες χαρακτηρίζονται ως δυνάμεις.

Κατά την πραγμάτευση του κεφαλαίου αυτού, σε κάθε περίπτωση γίνεται χρήση του ανάλογου χαρακτηρισμού. Από στατική άποψη, οι υδατογενείς δυνάμεις, που δρουν στα φράγματα, πραγματεύονται ως επίπεδο πρό-

βλήμα. Στη περίπτωση αυτή εξετάζεται υποθετικό τμήμα του φράγματος με μοναδικό πάχος ($b=1m$), οπότε τα ευθέως των επιφανειών των υδατογενών δυνάμεων, ο όγκος τους και κατεπέκταση και το βάρος τους ($\gamma_w=1t/m^3$) εμφορίζονται με τον ίδιο αριθμό. Κατά τα τελευταία χρόνια όμως οι υδατογενείς δυνάμεις στα φράγματα, ειδικά στα χειμαρρικά φράγματα, πραγματεύονται από στατική άποψη και ως χωρικό πρόβλημα, οπότε προκύπτει η ανάγκη να υπολογιστεί η συνολική υδρογενής δύναμη.

Στη συνέχεια δίνεται ο τρόπος υπολογισμού της υδατογενούς δύναμης και στις δύο αυτές περιπτώσεις.

2.2.1.2. Οριζόντια υδροστατική δύναμη

Όταν το νερό ηρεμεί, σε κάθε σημείο του χώρου του ασκείται υδροστατική πίεση (σχήμα 2.1):

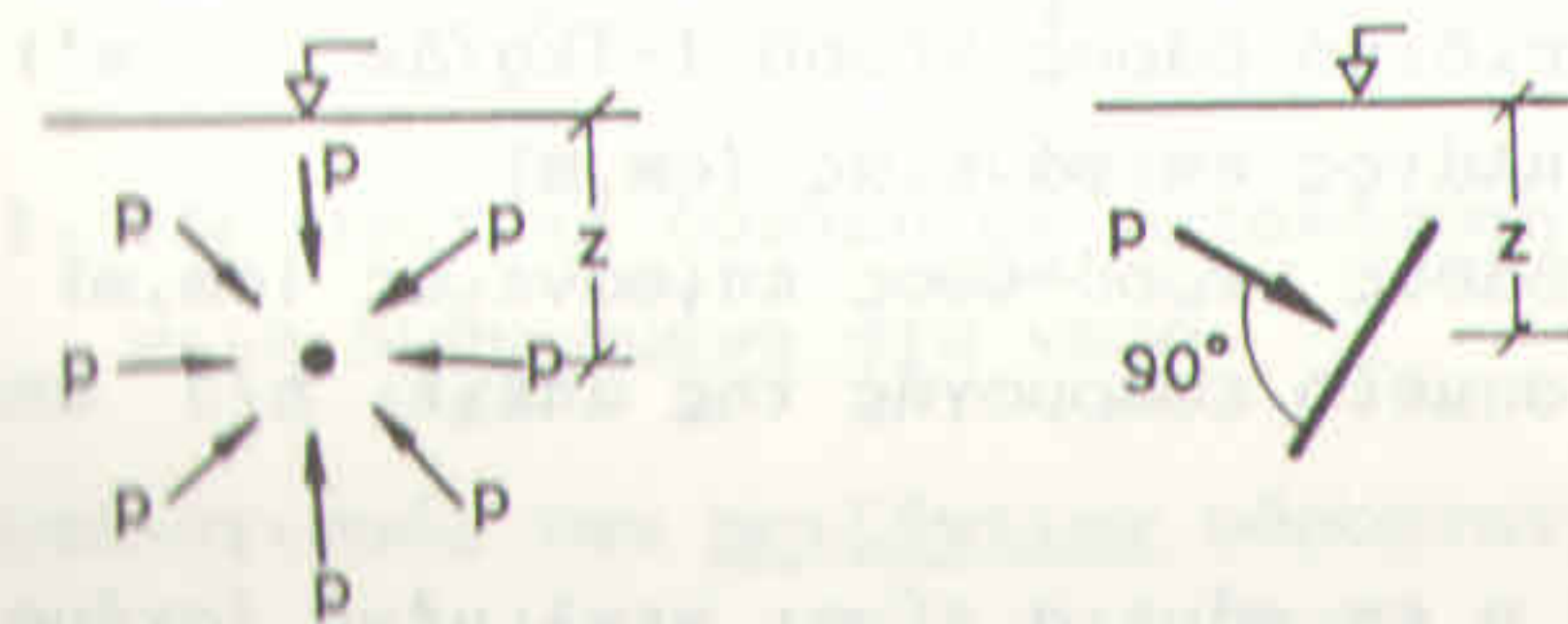
$$p = \gamma_w \cdot z$$

όπου p η υδροστατική πίεση (kg/cm^2 , t/m^2)

γ_w ειδικό βάρος νερού (κατά κανόνα $\gamma_w=1,0$ kg/dm^3 ή t/m^3)

z η κατακόρυφη απόσταση του σημείου αναφοράς από τη στάθμη του νερού (m)

Το μέτρο της υδροστατικής πίεσης παραμένει σταθερό προς όλες τις κατευθύνσεις, η διεύθυνσή της είναι πάντοτε κάθετα προς την επιφάνεια, στην οποία

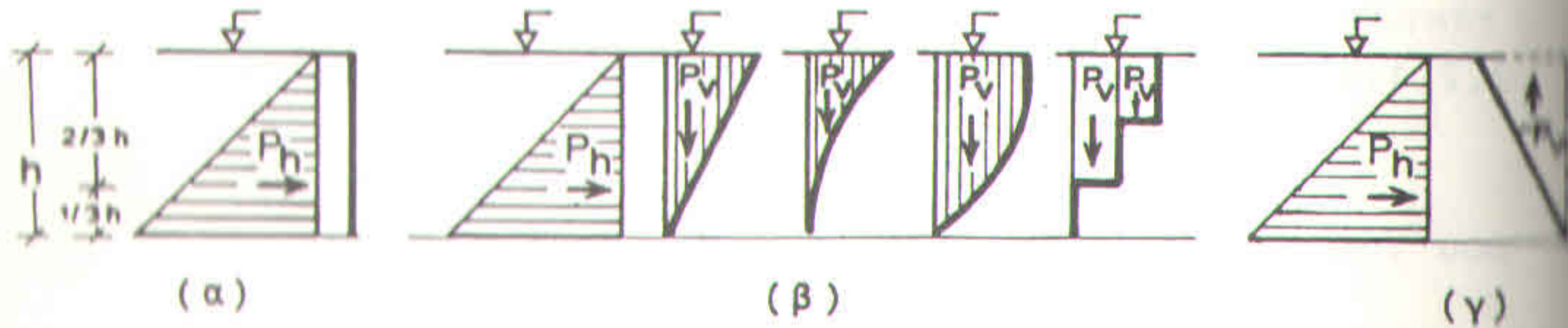


Σχήμα 2.1. Υδροστατική δύναμη σε σημείο υδάτινης μάζας

ασκείται, και η φορά της κατευθύνεται προς την επιφάνεια αυτή. Η κατανομή της υδροστατικής πίεσης είναι πάντοτε γραμμική.

Το σύνολο των υδροστατικών πιέσεων, που ασκούνται σε μια επιφάνεια, αποτελούν την υδροστατική δύναμη P . Το μέγεθός της ορίζεται από τις διαστάσεις της επιφάνειας και τη θέση της στο χώρο ως εξής:

Σε κατακόρυφη επιφάνεια με ύψος h τόσο όσο το βάθος του νερού, ασκούνται οριζόντιες, υδροστατικές πιέσεις p , των οποίων η κατανομή (σχήμα 2.2α) αποδίδεται με κατακόρυφο, ισοσκελές, ορθογώνιο τρίγωνο.



Σχήμα 2.2. Οριζόντιες και κατακόρυφες υδροστατικές δυνάμεις σε κατακόρυφη και σε κεκλιμένη (β, γ) επιφάνεια.

Συνεπώς το μέτρο της υδροστατικής δύναμης P_h που δέχεται η επιφάνεια είναι:

$$P_h = \gamma_w \cdot b \cdot \frac{h^2}{2} \quad \text{ή} \quad P_h = b \cdot \frac{h^2}{2}$$

- όπου P_h : υδροστατική δύναμη (kg, t)
- γ_w : ειδικό βάρος νερού (=1kg/dm³, t/m³)
- b : πλάτος επιφάνειας (cm, m)
- h : βάθος νερού=ύψος επιφάνειας (cm, m)

το δε σημείο εφαρμογής της απέχει $h/3$ από το έδαφος.

Εάν η επιφάνεια είναι κεκλιμένη (σχήμα 2.2βγ),

οποιαδήποτε μορφή και αν έχει αυτή, δέχεται εκτός από την παραπάνω οριζόντια, υδροστατική δύναμη P_h και πρόσθετο κατακόρυφο φορτίο P_v που εξαρτάται από τη θέση της στο χώρο και από τη γεωμετρική της μορφή⁽¹⁾. Έτσι η συνολική υδροστατική δύναμη, που δέχεται η επιφάνεια, αποδίδεται από τη συνισταμένη P των δύο παραπάνω δυνάμεων P_h και P_v . Σε όλες τις περιπτώσεις οι οριζόντιες υδροστατικές δυνάμεις P_h ασκούνται στο κέντρο των αντίστοιχων τριγώνων και συνεπώς δρουν σε απόσταση $2h/3$ από την υδάτινη στάθμη ή $h/3$ από το έδαφος, ενώ οι κατακόρυφες P_v δρουν στο κέντρο βάρους της αντίστοιχης επιφάνειας.

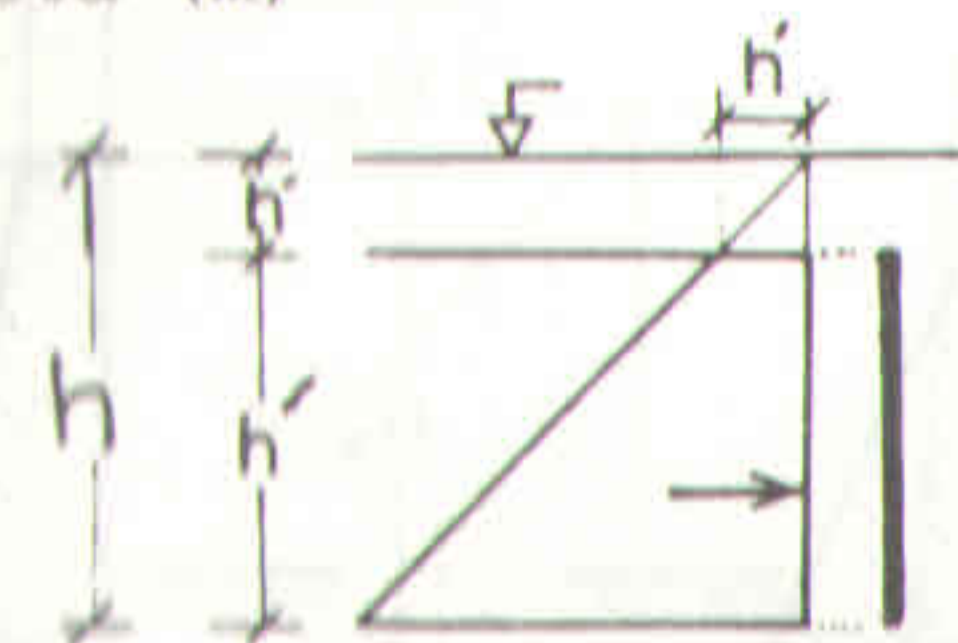
Εάν η επιφάνεια, που δέχεται την υδροστατική δύναμη, βρίσκεται χαμηλότερα από τη στάθμη του νερού, τότε το μέτρο της P_h αποδίδεται από το αντίστοιχο τραπέζιο (αντί του τριγώνου) και είναι (σχήμα 2.3):

$$P_h = \gamma_w \cdot b \cdot \left(\frac{h+h'}{2}\right) \cdot h \quad \text{ή} \quad P_h = \gamma_w \cdot b \cdot \left(\frac{h'+2h''}{2}\right) \cdot h$$

και για $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$

$$P_h = b \cdot \frac{h^2+h \cdot h'}{2} \quad \text{ή} \quad P_h = \gamma_w \cdot b \cdot \frac{h'^2+2 \cdot h \cdot h''}{2}$$

όπου h' : ύψος στήλης νερού πάνω την πιεζόμενη επιφάνεια (m)



Σχήμα 2.3. Υδροστατική δύναμη σε κατακόρυφη επιφάνεια βυθμισμένη στο νερό

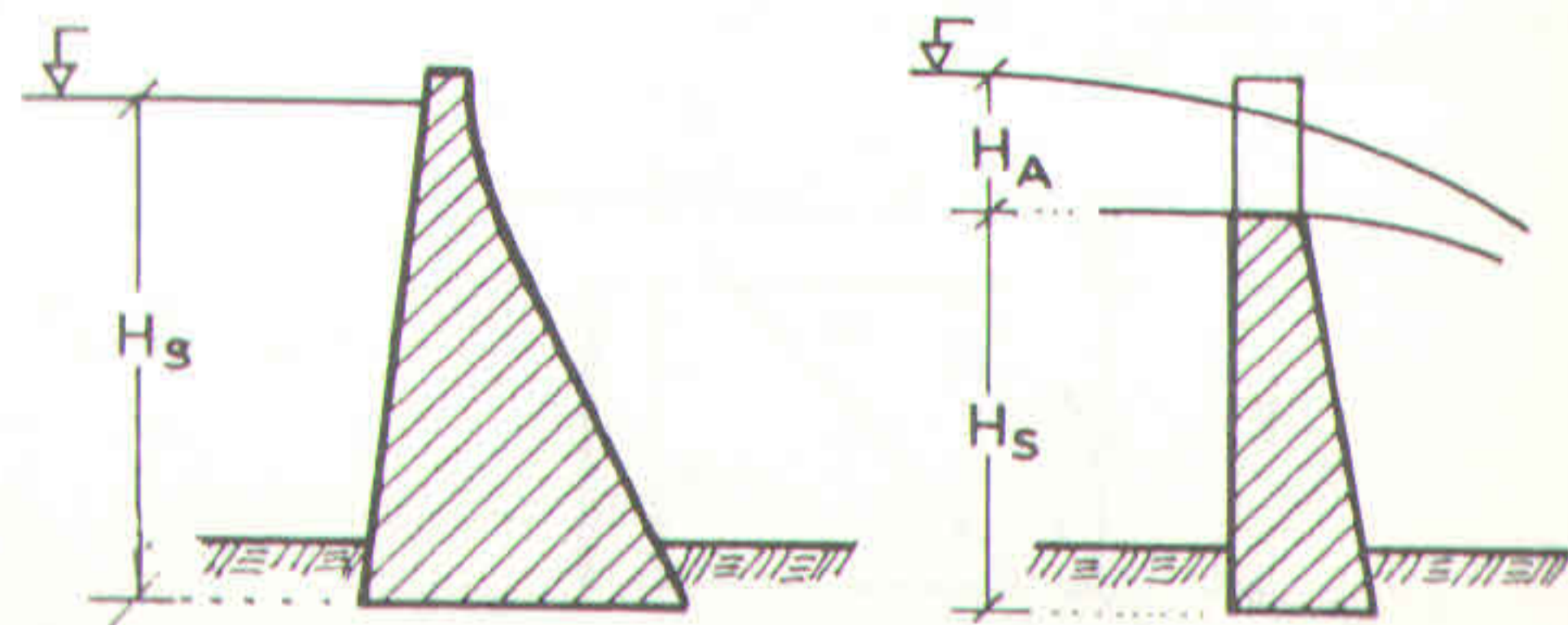
ο υπολογισμός των οριζόντιων υδροστατικών δυνάμεων.

(1) Σε επιφάνειες με αρνητική κλίση (σχ.2.2γ) το P_v έχει ανοδική φορά, άρα είναι $-P_v$

νάμεων στα φράγματα γίνεται με βάση τις παραπάνω αρχές. Η πιεζόμενη επιφάνεια, δηλαδή το μέρος του μετώπου του φράγματος, που δέχεται την υδροστατική πίεση, καθορίζεται από την υψηλότερη στάθμη νερού που γίνεται δεκτό, ότι μπορεί να εμφανισθεί σ'αυτά και από το βαθύτερο σημείο του θεμελίου τοίχου τους μέσα στο έδαφος. Μη υπολογισμός της υδροστατικής πίεσης για το τμήμα του φράγματος, που βρίσκεται μέσα στο έδαφος, θεωρώντας, ότι αυτό δέχεται μόνο ώθηση γαιών, δεν γίνεται δεκτός στη βιβλιογραφία όσο και στη διεθνή πρακτική.

Συνεπώς, εάν το φράγμα δεν υπερχειλίζει (ταμιευτήρες), ο υπολογισμός της P γίνεται ως προς το συνολικό ύψος του φραγματικού σώματος H_s , ενώ εάν υπερχειλίζει (εκχειλιστές), προσαυξάνεται το ύψος και κατά το ύψος του διάρρου H_A , οπότε ο υπολογισμός γίνεται για $H_s + H_A$ (σχήμα 2.4.).

Στα φράγματα που υπερχειλίζουν, υδροστατική δύναμη ασκείται εκτός από το ανάντες και στο κατάντες μέτωπό τους από τα νερά, που ρέουν προς τα κατάντη.



Σχήμα 2.4. Φραγματικές επιφάνειες, που δέχονται υδροστατικές δυνάμεις

Γ. Υπολογισμός της υδροστατικής δύναμης σε ταμιευτήρες

Ο υπολογισμός της υδροστατικής δύναμης στην περίπτωση αυτή γίνεται ως εξής:

α) Αναλυτικός υπολογισμός

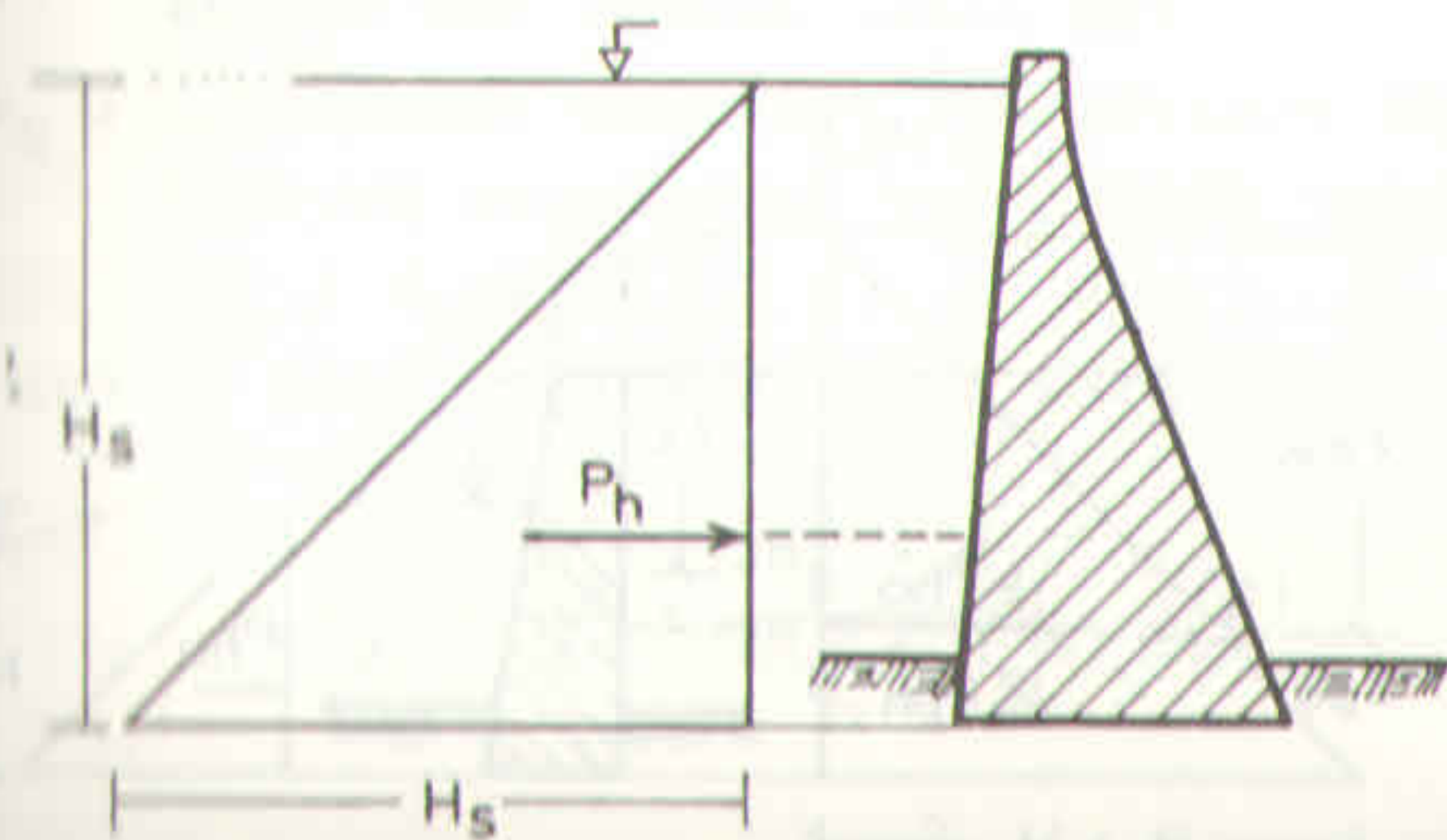
Το μέτρο της οριζόντιας υδροστατικής δύναμης P_h δίνεται από το εμβαδό του τριγώνου κατανομής των πιέσεων για το συνολικό ύψος του φράγματος H_s και για πλάτος επιφάνεια $b = 1m$ ως εξής (σχήμα 2.5.):

$$P_h = \frac{H_s^2}{2} (t)$$

Το σημείο εφαρμογής της δύναμης στην πιεζόμενη επιφάνεια βρίσκεται σε ύψος $H_s/3$ από τα θεμέλια του φράγματος ή σε βάθος $2H_s/3$ από τη στάθμη του νερού, η δε διεύθυνσή της είναι οριζόντια και η φορά της προς την επιφάνεια.

β) Γραφοστατικός υπολογισμός

Η υδροστατική δύναμη σχεδιάζεται με συγκεκριμένη κλίμακα ως ισοσκελές, ορθογώνιο τρίγωνο με πλευρές ίσες με H_s (σχήμα 2.5.), το εμβαδό του οποίου (επί το πλάτος της επιφάνειας, που είναι $b = 1m$) απο-



Σχήμα 2.5. Υπολογισμός της υδροστατικής δύναμης σε ταμιευτήρα

δίδει το μέτρο της P_h . Το σημείο εφαρμογής της παρέχεται από το κέντρο βάρους του τριγώνου των πιέσεων, το οποίο προσδιορίζεται κατά τα γνωστά με βάση το σημείο τομής των διαμέσων από τις δυο πλευρές του. Η διεύθυνση της P_h είναι παράλληλη προς τον οριζόντιο άξονα και η φορά της κατευθύνεται προς την επιφάνεια πίεσης.

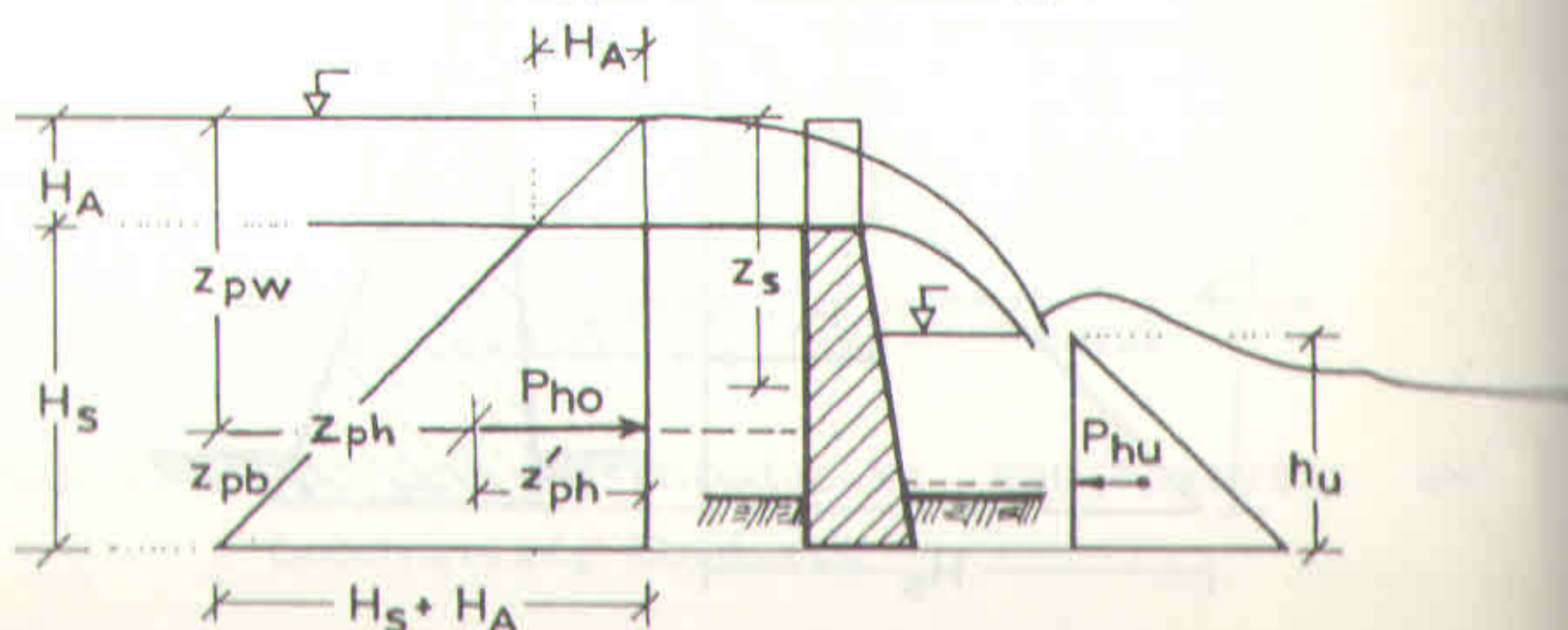
II. Υπολογισμός της υδροστατικής δύναμης σε εκχειλιστές

Ο υπολογισμός της υδροστατικής δύναμης στο ανάντες και στο κάτωτες μέτωπο του εκχειλιστή γίνεται ως εξής:

α) Α ν α λ υ τ ι κ ό ς υ π ο λ ο γ ι σ μ ό ς :

Το μέτρο της οριζόντιας υδροστατικής δύναμης P_{ho} στο ανάντες μέτωπο δίνεται από το τραπέζιο κατανομής των υδροστατικών πιέσεων για ύψος φράγματος H_s , ύψος διάρρου H_A και πλάτος επιφάνειας $b=1m$ (σχήμα 2.6.):

$$P_{ho} = \left[\frac{(H_s + H_A) + H_A}{2} \right] \cdot H_s \quad (t)$$



Σχήμα 2.6. Υπολογισμός των υδροστατικών δυνάμεων σε εκχειλιστές

Το αντίστοιχο μέτρο της υδροστατικής δύναμης P_{hu} στα κάτωτες του φράγματος δίνεται από το τρίγωνο κατανομής των πιέσεων, που δημιουργείται για ύψος h_u εξόχμενης επιφάνειας του κορμού από το θεμέλιό του και πλάτος επιφάνειας $b = 1m$ και είναι:

$$P_{hu} = \frac{h^2}{2} \quad (t)$$

Ευνήθως θεωρείται, ότι $h_u = H_f + H_A$, οπότε ισχύει:

$$P_{hu} = \frac{(H_A + H_f)^2}{2}$$

Το σημείο εφαρμογής της δύναμης P_{ho} βρίσκεται στο κέντρο βάρους της επιφάνειας ως εξής:

α) Σε τραπέζιο:

το κέντρο του τραπέζιου απέχει:

από την ελεύθερη στάθμη του νερού κατά:

$$z_{pw} = \frac{H_s^2}{12z_s} + z_s \quad (m)$$

όπου z_{pw} κατακόρυφη απόσταση του κέντρου του τραπέζιου από στάθμη νερού (m)

z_s κατακόρυφη απόσταση του κέντρου της εξόχμενης επιφάνειας από στάθμη νερού (m)

$$(z_s = H_A + H_s / 2)$$

από τη βάση της επιφάνειας κατά:

$$z_{pb} = \frac{H_s}{3} \cdot \frac{3H_A + H_s}{2H_A + H_s} \quad (m)$$

$$z_{pb} = (H_s + H_A) - \left(\frac{H_s^2}{12z_s} + z_s \right) \quad (m)$$

όπου z_{pb} : κατακόρυφη απόσταση του κέντρου βάρους του τραπεζίου από τη βάση του

- από το άνω άκρο της βάσης του τραπεζίου:

$$z'_{ph} = \frac{2}{3}(H_S + H_A) - \frac{(H_A)^2}{3[(H_S + H_A) + H_A]} \quad (m)$$

- από το κάτω άκρο της βάσης του τραπεζίου:

$$z_{ph} = \frac{H_A^2 + (H_S + H_A)^2 + H_A \cdot (H_S + H_A)}{3[(H_S + H_A) + H_A]} \quad (m)$$

όπου z_{ph} : οριζόντια απόσταση του κέντρου βάρους του τραπεζίου από το κάτω άκρο της βάσης του (m).

β) Σε τρίγωνο:

Το κέντρο βάρους της δύναμης P_{hu} βρίσκεται στο κέντρο του τριγώνου, δηλαδή σε απόσταση $h_u/3$ από τη βάση του ή $2h_u/3$ από τη στάθμη του νερού στα κατάντη.

Η διεύθυνση και των δύο δυνάμεων P_{ho} , P_{hu} είναι οριζόντια, η φορά τους όμως είναι αντίθετη, αφού κατευθύνονται πάντοτε προς την επιφάνεια.

β) Γ ρ α φ ο σ τ α τ ι κ ό ς υ π ο λ ο γ ι σ μ ό ς

Σχεδιάζεται υπό κλίμακα (σχήμα 2.6):

- το τραπέζιο της υδροστατικής δύναμης P_{ho} με κάτω βάση $H_S + H_A$ και άνω βάση H_A (η σχεδίαση υποβοηθείται από το ορθογώνιο ισοσκελές τρίγωνο με πλευρά $H_S + H_A$ και

- το ορθογώνιο, ισοσκελές τρίγωνο των υδροστατικών πιέσεων P_{hu} με πλευρά h_u όπου $(h_u = H_A + H_S)$

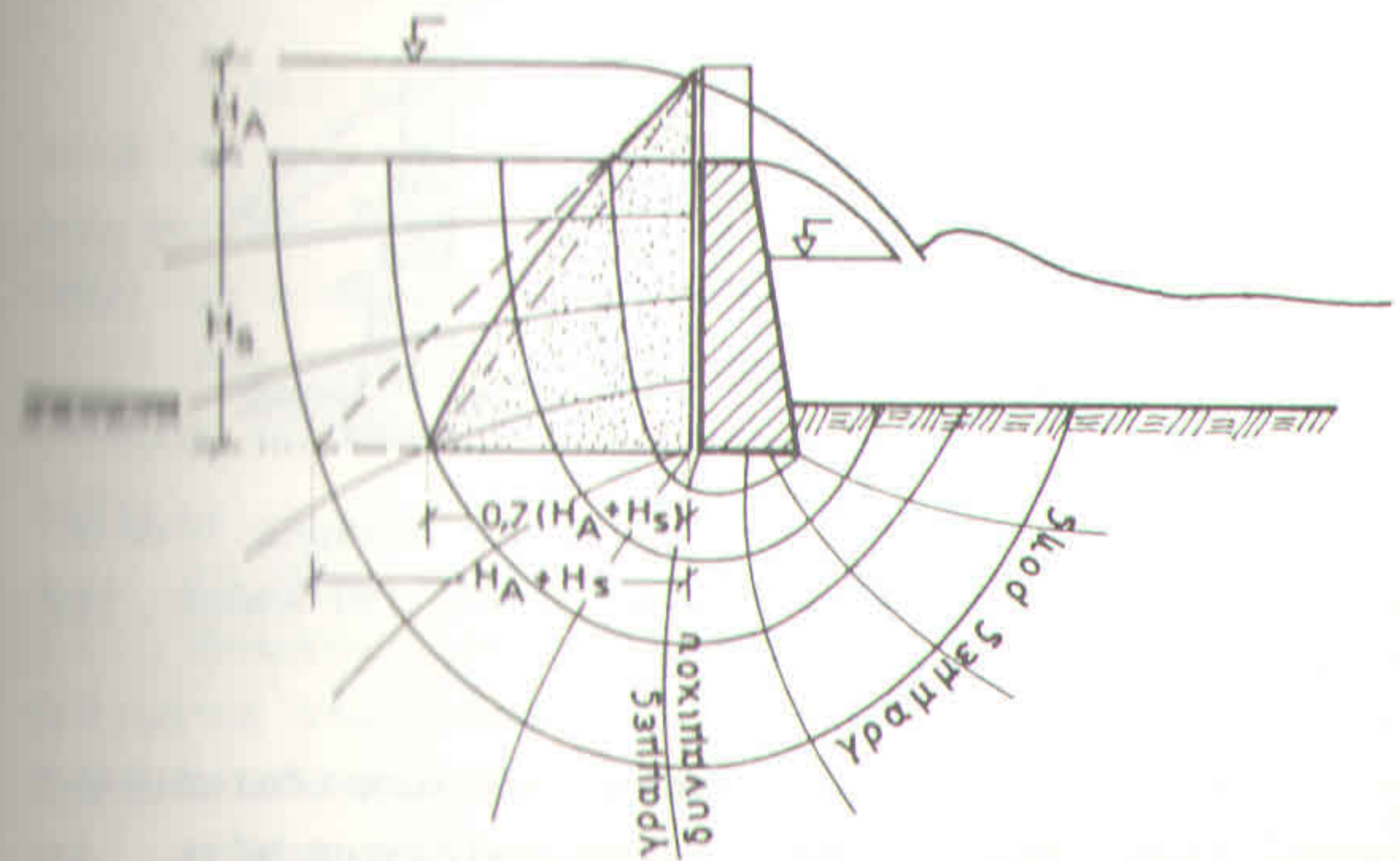
Το μέτρο των δυνάμεων P_{ho} και P_{hu} αποδίδεται από τα εμβαδά του τραπεζίου και του τριγώνου αντίστοιχα για πλάτος επιφάνειας και στα δύο $b = 1$ m.

Το σημείο εφαρμογής των δυνάμεων βρίσκεται στα κέντρα βάρους των δύο σχημάτων, τα οποία προσδιορίζονται κατά τα γνωστά.

Η διεύθυνσή τους παίρνεται παράλληλη προς τον οριζόντιο άξονα και η φορά τους αντίθετη ($+P_{ho}$, $-P_{hu}$).

Παρατηρήσεις:

Σε περίπτωση, που το φράγμα θεμελιώνεται σε υδατοδιαπερατό γεωθπόθεμα, η συσσώρευση νερού στα κατάντη του δημιουργεί υπόγεια ροή προς τα κατάντη, η οποία προκαλεί μείωση της υδροστατικής πίεσης, που ασκείται στο φράγμα. Το σχήμα 2.7. δείχνει την υπολογιζόμενη και την πραγματική κατανομή των υδρο-

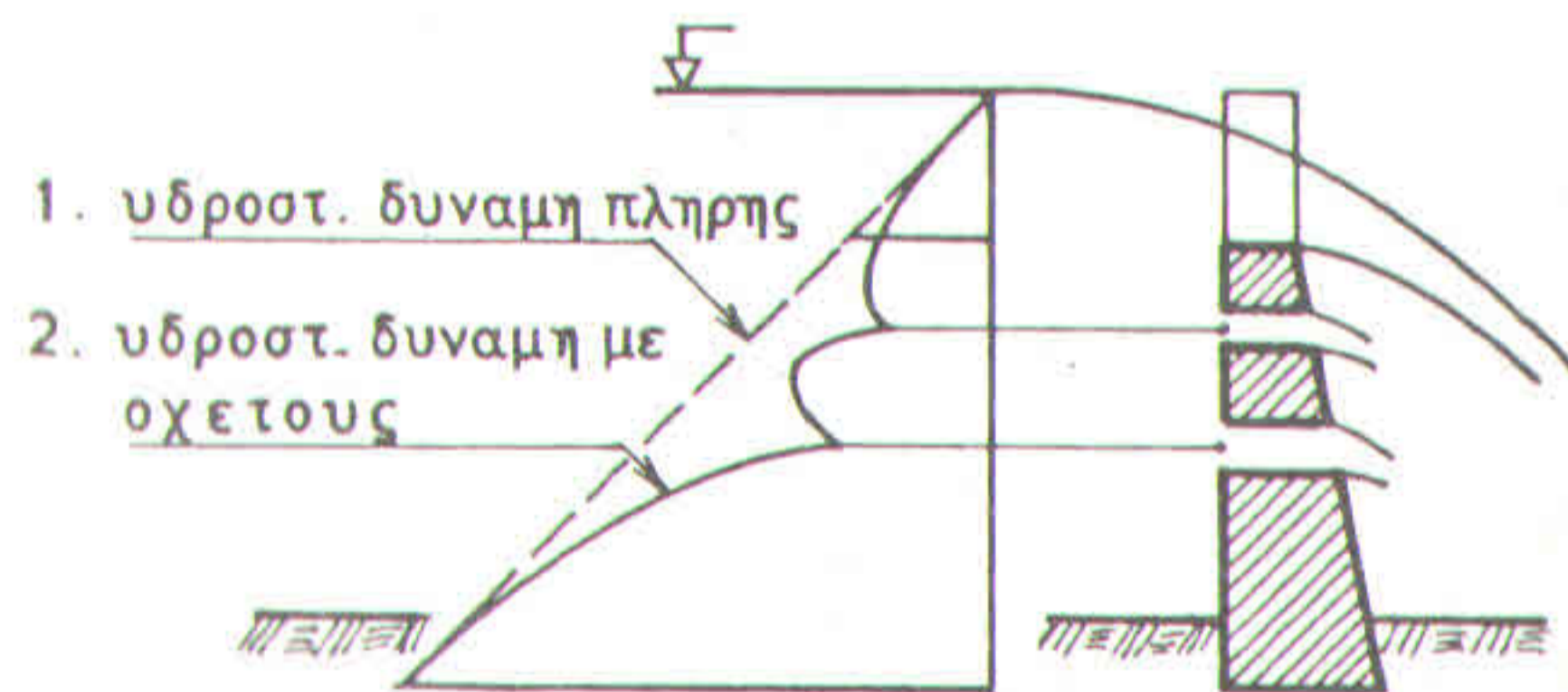


Σχήμα 2.7. Μείωση της οριζόντιας υδροστατικής δύναμης λόγω υπόγεια ροής και υδατοδιαπερατότητας του γεωθποθέματος

στατικών πιέσεων, που ασκούνται σε τέτοια περίπτωση καθώς και τις αντίστοιχες σ' αυτές υδροστατικές δυνάμεις. Η πραγματική υδροστατική δύναμη αντιστοιχεί τότε στα 0,7 της υπολογιζόμενης με βάση το τρίγωνο των πιέσεων

επίσης, εάν τα φράγματα κατασκευάζονται με τοίχο υδατοδιαπερατό λόγω ύπαρξης οπών (υδατοχετοί), σχι-

σιμών (ξύλινα φράγματα) ή συνδυασμού τους (φράγματα ξηρολίθινα ή και από συρματοπλεκτα κιβώτια), η υδροστατική πίεση από τα ανάντη εξουδετερώνεται στις θέσεις της εγκοπής ή των σχισμών -όχι όμως και στο σύνολο της επιφάνειας πίεσης - και έτσι μειώνεται ανάλογα η ασκούμενη υδροστατική δύναμη. Το σχήμα 2.8. δείχνει τη μείωση, που προκαλείται σε τέτοια περίπτωση:



Σχήμα 2.8. Μείωση της υδροστατικής δύναμης λόγω μεγάλων οπών, σχισμών κλπ. στο κορμό του φράγματος.

- εάν υπάρχει συνδυασμένη επίδραση υδατοδιαπερατού γεωυποθέματος και τοίχου φράγματος τότε το αποτέλεσμα δίνεται στο σχήμα 2.9.



Σχήμα 2.9. Μείωση της υδροστατικής δύναμης σε τοίχο φράγματος από συνδυασμένη επίδραση υδατοδιαπερατού γεωυποθέματος και μεγάλων σχισμών, οπών κλπ

σε παραπάνω μειώσεις της υδροστατικής πίεσης δεν παίρνονται υπόψη στην πράξη κατά τον έλεγχο της ευστάθειας των φραγμάτων, επειδή πάντα υπάρχει ο κίνδυνος της έμφραξης των οπών και διακένων που τις δημιουργούν, αλλά και για λόγους αύξησης της ασφάλειας των κατασκευών.

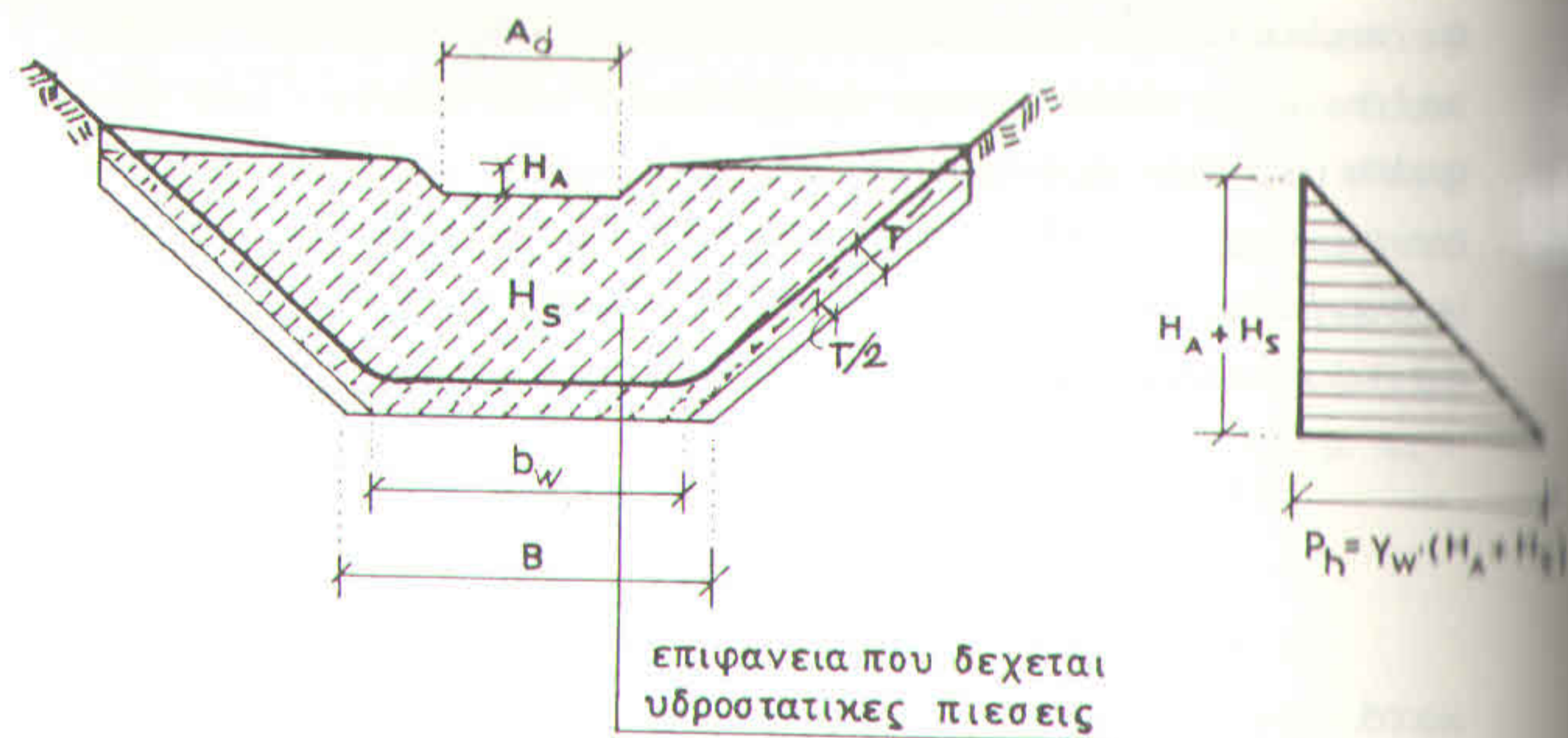
III. Υπολογισμός της συνολικής υδροστατικής δύναμης σε φράγμα, που υπερχειλίζει.

Η περίπτωση αυτή εξετάζεται στη βιβλιογραφία κατά τον έλεγχο της ευστάθειας χειμαρρικών φραγμάτων, που δρουν ως δοκοί και πλάκες, οπότε μεταφέρον τις πιέσεις που δέχονται, στα πρανή.

Για τον υπολογισμό της συνολικής υδροστατικής δύναμης παίρνονται υπόψη σύμφωνα με το σχήμα 2.10 τα εξής:

- = το ύψος της πιεζόμενης επιφάνειας είναι $H_A + H_S$
- = θεωρείται, ότι στις πλευρικές θεμελιώσεις του φράγματος στα πρανή η υδροστατική πίεση δρά σε βάθος ίσο με το μισό του βάθους θεμελίωσης ($T/2$)
- = η μέση κλίση πρανών στη περίπτωση, που ιδρύονται φράγματα - δοκοί ή πλάκες, γίνεται δεκτό (ASF, 1973) , ότι αποδίδεται από τη γενική σχέση 3:4^{1/2} 40. Τα δεδομένα, που προκύπτουν με βάση τη κλίση αυτή θεωρείται, ότι εκφράζουν και εκείνα για τις συνήθεις κλίσεις, που εμφανίζονται στη πράξη, οι οποίες κυμαίνονται συνήθως από 2:1 έως 1:2
- = η μέγιστη υδροστατική πίεση, που ασκείται σε επιφάνεια του φράγματος με μοναδικό πλάτος είναι:

$$P_H = \gamma_w \cdot (H_S + H_A) = 1,0 \cdot (H_S + H_A) \quad (t/m^2)$$



Σχήμα 2.10. Επιφάνεια του φράγματος στο ανάντες μέτωπό του, που δέχεται υδροστατικές πιέσεις και διάγραμμα της φόρτισής της

Επίσης χρησιμοποιούνται τα επόμενα σύμβολα:

- A_d : άνοιγμα της στέψης του φράγματος (m)
- B : άνοιγμα της βάσης του φράγματος (m)
- b_w : άνοιγμα της βάσης στο τραπέζιο της υδροστατικής πίεσης (m)
- L : ολικό άνοιγμα του φράγματος (στο ύψος των πτερυγίων) (m)
- R : ακτίνα καμπυλότητας του φράγματος (m)
- β : επίκεντρη γωνία του φράγματος, που αντιστοιχεί στο άνοιγμά του L ($^\circ$)
- β^+ : επίκεντρη γωνία, που αντιστοιχεί στα άκρα της βάσης του φράγματος ($^\circ$)
- β^{++} : επίκεντρη γωνία, που αντιστοιχεί στη στέψη του φράγματος ($^\circ$).

Με βάση τα παραπάνω η συνολική υδροστατική δύναμη, που δέχεται το φράγμα στην επιφάνεια του ανάντη με-

τώπου του υπολογίζεται αναλυτικά ως εξής: (γράφοστατική υπολογισμός δεν δίνεται στη βιβλιογραφία):

1. Επίπεδες επιφάνειες (σχήμα 2.11.):

Το μέτρο της ασκούμενης συνολικής υδροστατικής δύναμης στην ανάντη επιφάνεια ευθύγραμμου φράγματος είναι:

στο κεντρικό τμήμα του φράγματος (μέσα στα όρια της b_w):

$$P_{h1} = \frac{1}{2} \cdot b_w \cdot (H_S + H_A)^2 - \frac{1}{2} A_d \cdot H_A^2 \quad (t)$$

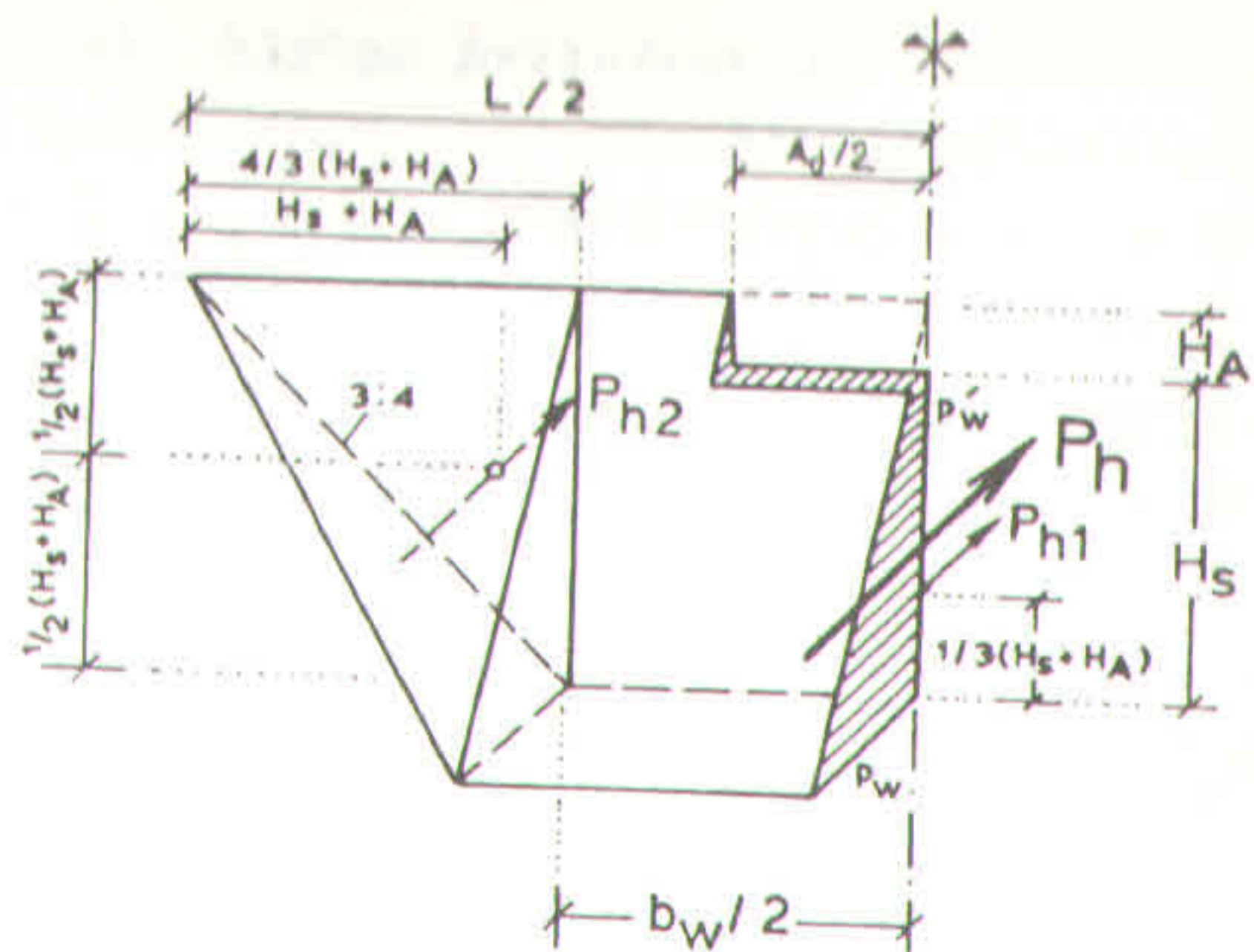
σε καθένα από τα δύο πλευρικά τμήματα του φράγματος (περιοχές πτερυγίων εκτός της b_w):

$$P_{h2} = \frac{2}{9} (H_S + H_A)^3 \quad (t)$$

Η P_{h2} μπορεί να προσδιορισθεί και ως εξής: διαιρείται το πλευρικό τμήμα σε λωρίδες. Στο μέσο της κάθε λωρίδας προσδιορίζεται η υδροστατική δύναμη, που ασκείται, η οποία και πολλαπλασιάζεται επί την επιφάνειά της. Το μέγεθος της P_{h2} αποδίδεται από το άθροισμα των υδροστατικών δυνάμεων σ' όλες τις λωρίδες. Όσο περισσότερες οι λωρίδες, τόσο ακριβέστερος ο υπολογισμός

στο σύνολο της ανάντη επίπεδης επιφάνειας του φράγματος:

$$P_{hol} = P_{h1} + 2P_{h2} \quad (t)$$



Σχήμα 2.11. Υδροστατικές δυνάμεις στο κέντρικό και στα πλευρικά τμήματα του φράγματος

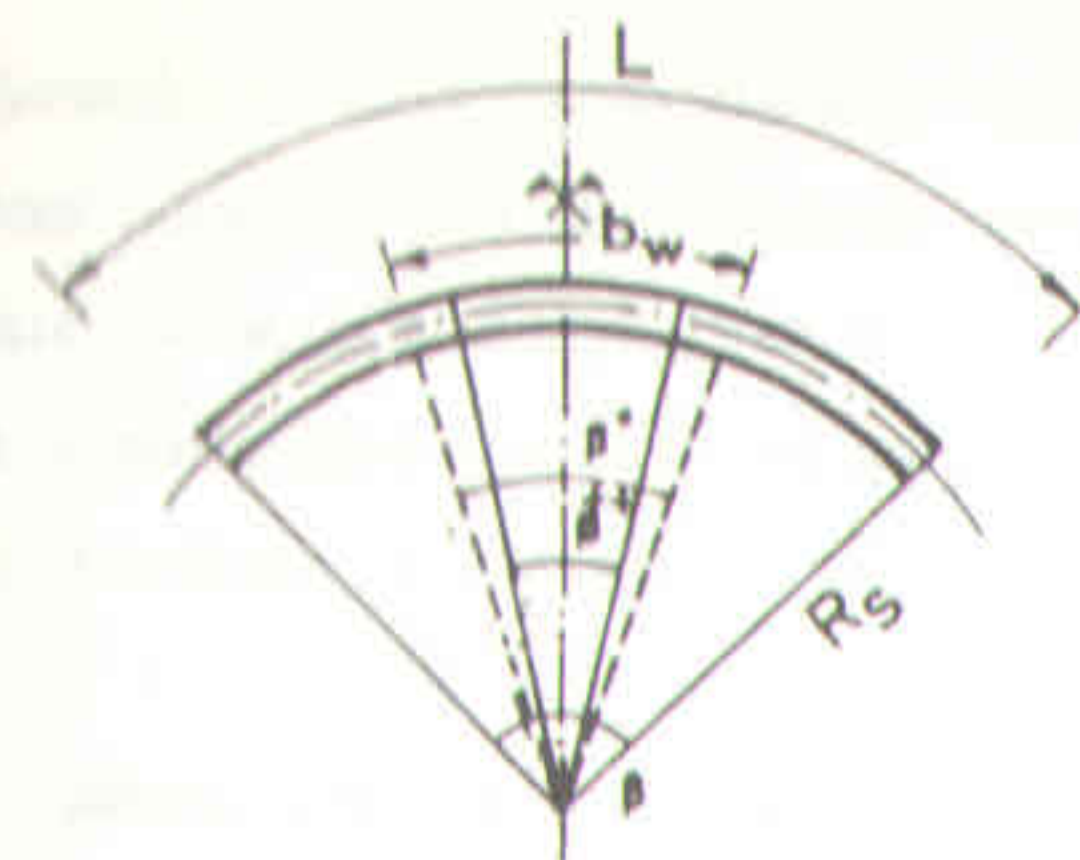
Το σημείο εφαρμογής της P_{h1} βρίσκεται (σε κάτοψη) στη θέση $b_w/2$ και σε ύψος πάνω από αυτή, που αντιστοιχεί σε $-1/3(H_s + H_A)$. Το αντίστοιχο σημείο της P_{h2} βρίσκεται (σε κάτοψη) σε απόσταση $H_s + H_A$ από το ακραίο πέρασ της επιφάνειας των υδροστατικών πιέσεων στα πρηνή και σε ύψος $1/2(H_s + H_A)$. Η διεύθυνση και των δύο δυνάμεων είναι κάθετη προς την επιφάνεια δράσης τους και η φορά τους προς τη διεύθυνση ροής του νερού.

2. Καμπύλες επιφάνειες (σχήμα 2.12)

Το μέτρο της ασκούμενης συνολικής υδροστατικής δύναμης στην ανάντη επιφάνεια καμπύλου φράγματος είναι:

- στο κεντρικό τμήμα του φράγματος (μέσα στα όρια της b_w):

$$P_{h1} = R \cdot (H_s + H_A)^2 \cdot \eta \mu \frac{\beta^+}{2} - R \cdot H_A^2 \cdot \eta \mu \frac{\beta^{++}}{2} \quad (t)$$



Σχήμα 2.12. Υδροστατική δύναμη σε καμπύλο φράγμα

στο καθένα από τα δύο πλευρικά τμήματα του φράγματος (περιοχές πτερυγίων εκτός της b_w):

$$P_{h2} = \frac{1}{6} \cdot R \cdot (H_s + H_A)^2 \cdot (\eta \mu \frac{\beta}{2} - \eta \mu \frac{\beta^+}{2}) \quad (t)$$

στο σύνολο της καμπύλης επιφάνειας στο άναντη μέτωπο του φράγματος:

$$P_{hol} = P_{h1} + 2P_{h2} \quad (t)$$

Για το σημείο εφαρμογής, τη διεύθυνση και τη φορά των παραπάνω δυνάμεων ισχύει, ότι και προηγουμένως.

2.2.1.3. Οριζόντια υδροδυναμική δύναμη

Η ροή του νερού ασκεί υδροδυναμικές επιδράσεις στα τοιχώματα των κατασκευών, με τα οποία έρχεται σε επαφή. Τέτοιες δυνάμεις αναπτύσσονται στη στέψη των εκκελιστών, όσο και γύρω από τους υδατοχετούς τους, παθώς και στη περιοχή των εκκενωτών πυθμένα και των άλλων αγωγών, που διασχίζουν το κορμό των ταμιευτήρων.

Οι υδροδυναμικές δυνάμεις, που δημιουργούνται στις περιπτώσεις αυτές, καθορίζονται, εάν προσδιορι-

σθεί η κατανομή των υδροδυναμικών πιέσεων. Αυτό μπορεί να γίνει με την παραδοχή επίπεδου πεδίου δυναμικής ροής, οπότε οι γραμμές ροής και δυναμικού προσδιορίζονται με τη θεωρία δυναμικού, με αριθμητικές μεθόδους, με αναλογικά μοντέλα ή και με γραφική κατασκευή του δυναμικού δικτύου.

Για δεδομένο δυναμικό δίκτυο ροής οι πιέσεις κατά μήκος μιας στερεάς επιφάνειας δίνονται με τη βοήθεια της εξίσωσης του Bernoulli:

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma_w} + z = H \text{ ή } \frac{p}{\gamma_w} = H - \frac{v^2}{2g} - z$$

οπότε έχουμε:

$$\frac{p}{\gamma_w} = H - \frac{\left(\frac{q}{m_n \cdot \Delta_n}\right)^2}{2g} - z \quad (m)$$

όπου z : ύψος θέσης της επιφάνειας (m)

p/γ_w: υδροστατικό ύψος (m)

H : ύψος ενέργειας (m)

m_n : αριθμός σωλήνων ροής (μεταξύ δύο γραμμών ροής)

q : παροχή (m³/s m)

Δ_n : πάχος σωλήνα ροής (m)

g : επιτάχυνση της βαρύτητας (m/s²).

Στην περίπτωση, που το φράγμα δρα ως εκχειλιστής, το τμήμα της κατασκευής του γύρω από τη στέψη δέχεται σημαντική υδροδυναμική επίδραση (κρουστική δύναμη) από την κινούμενη υδατομάζα δια μέσου του διάρρου. Οι υδροδυναμικές επιδράσεις, που ασκούνται στους υδατοχετούς είναι περιορισμένες, γι' αυτό και

δεν προσμετρούνται. Πάντως γίνεται δεκτό, ότι η υδροδυναμική επίδραση του νερού στη στέψη εξαντλείται σε βάθος 1,0 m από αυτή.

Ο προσδιορισμός της δυναμικής (κρουστικής) επίδρασης του νερού με τη θεωρία δυναμικού είναι δύσκολη. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται συχνά ομοιώματα σε εργαστήρια, όπου γίνεται άμεση μέτρηση των πιέσεων και αναγωγή τους σε φυσικές διαστάσεις. Στη πράξη πάντως και για απλές κατασκευές ο υπολογισμός της υδροδυναμικής επίδρασης του νερού - όπου αυτή προσυπολογίζεται κατά το στατικό έλεγχο - γίνεται, σύμφωνα με τη σχετική βιβλιογραφία, ως εξής:

Β) Α ν α λ υ τ ι κ ό ς υ π ο λ ο γ ι σ μ ό ς: Το μέγεθος της κρουστικής δύναμης του νερού θεωρείται, ότι επαφάζεται με τη βοήθεια του ύψους της ταχύτητας ροής του $v^2/2g$ και ότι παρέχεται από την εξίσωση:

$$P_d = 1,19 \cdot F \cdot \gamma_w \cdot \frac{v^2}{2g} \text{ ή } P_d = 1,19 \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (t)$$

όπου P_d : υδροδυναμική δύναμη (t)

F : επιφάνεια πρόσκρουσης του νερού (m²), F = b · h = 1m · 1m = 1m²

γ_w : ειδικό βάρος νερού (γ = 1t/m³)

g : επιτάχυνση της βαρύτητας (g=9,81≈10m/sec)

q : ειδική παροχή νερού πριν την κατασκευή του φράγματος (m³/s)

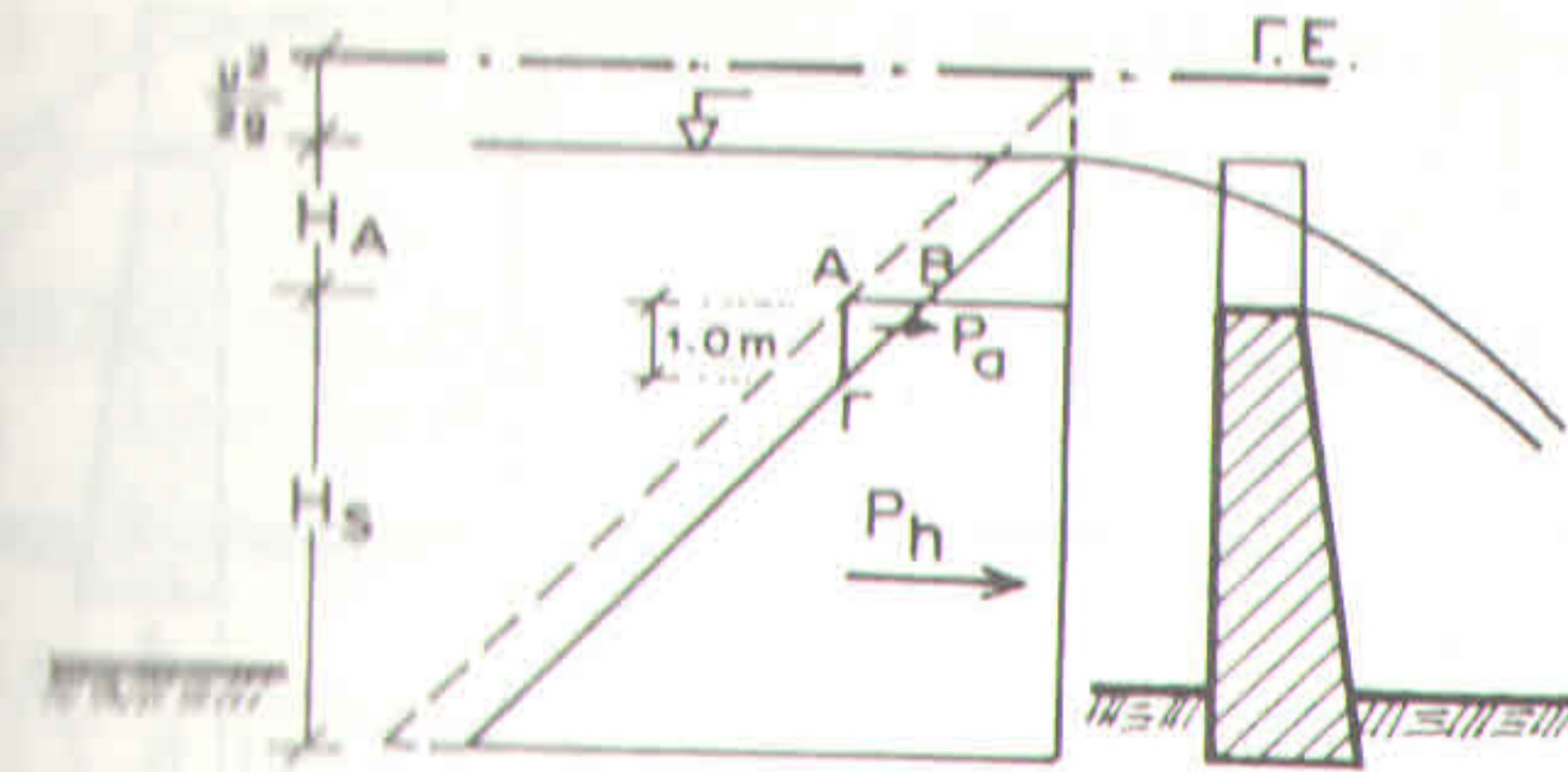
v : μέση ταχύτητα ροής του νερού στο διάρρο, (m/s).

Η υδροδυναμική πίεση θεωρείται, ότι μηδενίζεται σε βάθος 1,0 m και ότι έχει γραμμική κατανομή στην επιφάνεια (με b=1,0m) της τοιχοποιίας του εκχειλιστή. Έτσι η ασκούμενη δύναμη αποδίδεται (βλέπε συνέχεια) με το βάρος ενός αντιστραμμένου υδροδυναμικού τρι-

γώνου πιέσεων, το οποίο έχει τη βάση του στο ύψος της στέψης και τη κορυφή του σε βάθος 1m από αυτή. Συνεπώς το σημείο εφαρμογής της δύναμης βρίσκεται σε βάθος 0,33m από τη στέψη, η διευθέτησή της είναι παράλληλη με τη ροή - άρα οριζόντια - και η φορά της ακολουθεί τη ροή.

β) Γ ρ α φ ο σ τ α τ ι κ ό ς υ π ο λ ο γ ι σ μ ό ς
 Η δυναμική επίδραση του νερού στο φράγμα (μέχρι βάθος 1,0m από τη στέψη του) υπολογίζεται με τη βοήθεια του τοπικού τριγώνου πιέσεων, που προκύπτει από το μετασχηματισμό της υδροδυναμικής πίεσης σε υδροστατική ως εξής:

Εάν το νερό δεν έρρεε στη στέψη του φράγματος, η στάθμη του στη θέση αυτή θα έφθανε στο ύψος της γραμμής ενέργειάς του (σχήμα 2.13). Η κατανομή της υδροστατικής πίεσης θα δινόταν τότε από το αντίστοιχο τρίγωνο πιέσεων, η δε υδροστατική δύναμη θα υπολογιζόταν από το βάρος του ανάλογου τραπεζίου. Λόγω όμως της ροής του νερού η κατανομή της υδροστατικής πίεσης αποδίδεται πλέον από το τρίγωνο των πιέσεων, που έχει ως αφετηρία τη στάθμη του ρέοντος νερού, η δε υδροστατική δύναμη εκφράζεται από το βάρος του αντίστοιχου τραπεζίου. Συνεπώς στο ύψος της στέψης η υδροδυναμική πίεση εκφράζεται από την οριζόντια διαφορά μεταξύ των δύο παραπάνω τραπεζίων, ενώ σε βάθος 1,0m από τη στέψη η υδροδυναμική πίεση μηδενίζεται. Το τρίγωνο ABΓ (σχήμα 2.13.), που σχηματίζεται στο ύψος της στέψης ως διαφορά μεταξύ των δύο τραπεζίων πίεσης - μέχρι βάθος 1m απ'αυτή - εκφράζει την κρουστική επίδραση του νερού, δηλαδή την υδροδυναμική δύναμη. Άρα το μέτρο της δύναμης αυτής δίνεται από το βάρος του τριγώνου, το σημείο εφαρμο-

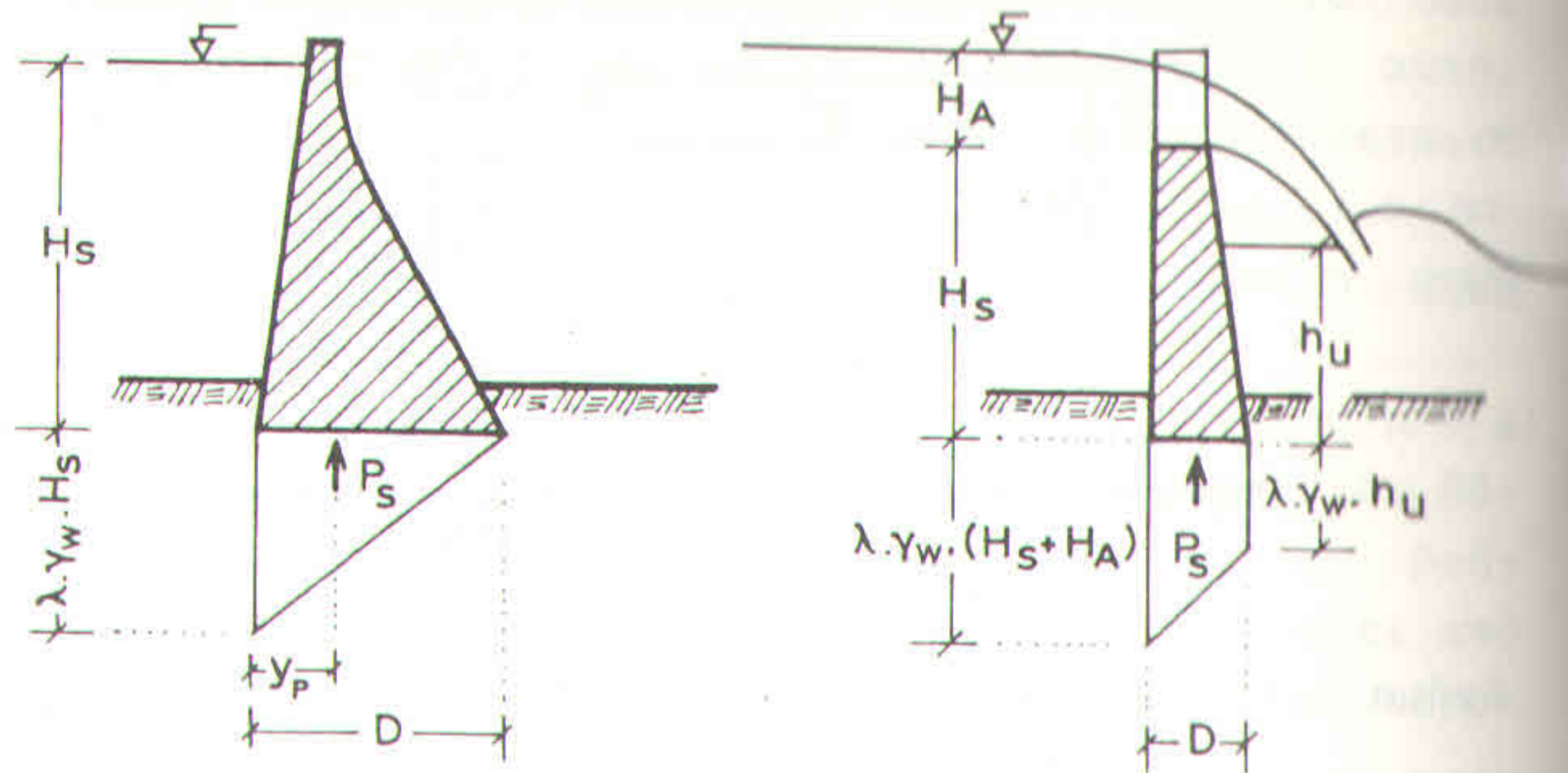


Σχήμα 2.13. Γραφοστατικός υπολογισμός υδροδυναμικής δύναμης σε φράγμα, που δρα ως εκχειλιστής

της, το οποίο καθορίζεται από το κέντρο του τριγώνου, βρίσκεται σε βάθος 0,33m από τη στέψη, η διεύθυνσή της είναι οριζόντια και η φορά της προς την κατεύθυνση ροής.

2.2.1.4. Ανοδική υδροστατική δύναμη στα θεμέλια

Η μάζα του νερού, που συγκεντρώνεται στα ανάμεσα των φραγμάτων, διεισδύει στο γεωλογικό υπόθεμα, και προκαλεί υδατοστατικές υποπιέσεις στα θεμέλια τους, με μέγεθος ανάλογο προς το ύψος της υδάτινης μελέτης, που σχηματίζεται από τη συσσώρευση του νερού εκεί (σχήμα 2.14.). Η ανοδική υδροστατική δύναμη, που δημιουργείται με τον τρόπο αυτό, τείνει να υπερυψώσει το φράγμα πάνω από το θεμέλιο χώρο. Το μέτρο της εξαρτάται από την κατανομή των υποπιέσεων στη θεμέλια επιφάνεια, η οποία καθορίζεται από το πορώδες, τη διαπερατότητα, τη σχιστότητα και τη συχνοποίηση του γεωβλικού, καθώς και από την ύπαρξη ροής στα κατάντη του φράγματος.



Σχήμα 2.14. Υδροστατικές υποπίεσεις (ανώσεις) σε φράγματα, που δρουν ως ταμιευτήρες και ως εκχειλιστές

Δεν έχει ακόμη διευκρινισθεί κατά πόσο οι υποπίεσεις ασκούνται σ'ολόκληρη τη θεμέλια επιφάνεια ή μόνο στο μέρος αυτής, που καταλαμβάνεται από το πορώδες. Ως περισσότερο πιθανό θεωρείται το δεύτερο. Με βάση τη παραδοχή αυτή, η υδροστατική υποπίεση που διαμορφώνεται, προκύπτει από την αντίστοιχη πλήρη υδροστατική πίεση μετά από πολλαπλασιασμό της με ένα συντελεστή απομείωσης λ , που εξαρτάται από το πορώδες του γεωυποθέματος. Έτσι η ασκούμενη υδροστατική υποπίεση (άνωση) σε κάθε σημείο της θεμέλιας επιφάνειας είναι:

$$p_s = \lambda \cdot \gamma_w \cdot z \quad \text{ή} \quad p_s = \lambda \cdot z \quad (\text{t/m}^2)$$

εφόσον $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$.

Για υψηλούς ταμιευτήρες $H_s > 80\text{m}$ οι γερμανικοί

παρατηρημαί επιβάλλουν $\lambda = 1$. Στις περισσότερες χώρες όμως γίνεται δεκτό, ότι ο συντελεστής λ παίρνει σε τέτοια φράγματα τις εξής τιμές:

Θυγράτωση θεμελίων:	τιμή λ :
= λατά πετρώματα	1
= βράχος	0,75-0,85

Έτσι π.χ. στον ελβετικό ταμιευτήρα βάρους Grand Di-sarpe 285 m λήφθηκε $\lambda = 0,85$. Για φράγματα μέσου ύψους και μικρότερα ($H_s < 80\text{m}$), γίνονται δεκτές στη βιβλιογραφία τιμές $\lambda = 0,3 \div 0,4$. Σε χειμαρρικά φράγματα με $H_s < 6\text{m}$ και πολλούς υδατοχετούς γίνονται δεκτές τιμές μέχρι και $\lambda = 0,20 \div 0,30$. Η ακριβής επιλογή της τιμής του λ μέσα στα παραπάνω όρια εναπόκειται στην ελεύθερη κρίση του μελετητή. Πάντως σε αρκετές χώρες παραλείπεται εντελώς ο υπολογισμός της υποπίεσης. Τέλος η κατανομή της υποπίεσης στο χώρο κατά μήκος του θεμελίου θεωρείται γραμμική.

Α) Α ν α λ υ τ ι κ ό ς υ π ο λ ο γ ι σ μ ό ς :

Εάν το φράγμα δρα ως ταμιευτήρας, η υδροστατική υποπίεση στο κάτω άκρο της βάσης του είναι μηδενική (σχήμα 2.14.), οπότε η κατανομή των υποπίεσεων σ'αυτή αποδίδεται με ορθογώνιο τρίγωνο. Το μέγεθος της υδροστατικής δύναμης από τις υποπίεσεις P_s ή A γίνεται στην περίπτωση αυτή από το βάρος του αντίστοιχου τριγώνου και είναι:

$$P_s = \frac{1}{2} \lambda \cdot \gamma_w \cdot H_s \cdot D \cdot b \quad \text{ή} \quad P_s = \frac{1}{2} \lambda \cdot H_s \cdot D \quad (\text{t})$$

όπου λ ο συντελεστής απομείωσης της υδροστατικής πίεσης λόγω πορώδους

γ_w ειδικό βάρος νερού ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$)

H_s : βάθος νερού ανάντη του φράγματος (m)

D : πάχος βάσης του φράγματος (m)

b : πλάτος θεμελίας επιφάνειας ($b=1,0m$),

Το σημείο εφαρμογής της P_s (A) βρίσκεται σε απόσταση $D/3$ από το ανάντες μέτωπο του φράγματος, η διεύθυνσή της είναι κατακόρυφη και η φορά της προς τα άνω.

Εάν το φράγμα δρα ως εκχειλιστής, δημιουργείται κατά κανόνα ανάλογη υδροστατική υποπίεση και στο κατάντες άκρο της βάσης του, το δε νερό παρουσιάζει ροή κατά μήκος του θεμέλιου. Στην περίπτωση αυτή η κατανομή της υποπίεσης αποδίδεται με τραπέζιο. Τότε το μέτρο της υπολογίζεται από το βάρος του τραπέζιου ως εξής:

$$P_s = \frac{\lambda \cdot \gamma_w \cdot b \cdot D}{2} \cdot (H_s + H_A + h_u)$$

ή

$$P_s = \frac{\lambda \cdot D}{2} \cdot (H_s + H_A + h_u) \quad (t)$$

όπου λ, γ, h, b : όπως και παραπάνω

h_u : βάθος νερού στα κατάντη του φράγματος (m). Το μέγεθός του θεωρείται, ότι συγκροτείται από το βάθος θεμελίωσης (H_f) και από την επικείμενη σ' αυτό ποσότητα νερού με βάθος H_A , δηλαδή $h_u = H_f + H_A$

Το σημείο εφαρμογής της βρίσκεται κατά μήκος της D στη θεμελία επιφάνεια του φράγματος σε απόσταση από το κάταντες μέτωπο:

$$y_p = \frac{D}{3} \cdot \frac{(H_f + H_A) + 2(H_s + H_A)}{(H_f + H_A) + (H_s + H_A)} \quad (m)$$

η δε διεύθυνσή της είναι κατακόρυφη και η φορά της προς τα άνω.

Η βραχυστατικός υπολογισμός

Ο υπολογισμός της υδροστατικής άνωσης P_s ή A είναι απευθείας ταμειωτήρες όσο και στους εκχειλιστές μπορεί να γίνει και γραφοστατικά με τον ίδιο τρόπο, που υπολογίζεται και η υδροστατική δύναμη σ' αυτούς. Παρατήρηση : όταν δημιουργείται υπόγεια ροή νερού κατά μήκος της θεμελίωσης του φράγματος αυξάνεται το μέγεθος της υδροστατικής πίεσης στο κάταντες μέτωπο και μειώνεται στο ανάντες μέτωπο. Τέτοια περίπτωση δημιουργείται ιδίως σε εκχειλιστές, όταν θεμελιώνονται σε γεώδες υπόβαθρο ή σε κινητό πυθμένα διαπερατό στο νερό. Αντίθετα τα μεγάλα φράγματα, που λειτουργούν ως ταμειωτήρες, επειδή θεμελιώνονται κατά κανόνα σε βραχώδεις θέσεις, είναι εξασφαλισμένα κατά του κινδύνου αυτού. Πάντως η προσαύξηση (ή μείωση) αυτή της υδροστατικής πίεσης δεν παίρνεται υπ όψη στη πράξη κατά τον υπολογισμό της δύναμης άνωσης. Συνιστάται όμως, να εκτιμάται ιδιαίτερα ο κίνδυνος από την υπόγεια ροή, να παρασυρθούν τα λεπτά συστατικά του γεωυποθέματος, οπότε προκαλείται υπόγεια διάβρωση ή σπηλαιώση του γεωθλικού, που οδηγεί σε υδραυλική θραύση του εδάφους κι έτσι σε καθίζηση της κατασκευής και σε ρήξη της τοιχοποιίας της (βλέπε κεφ. 2.2.3.2.).

Ε.2.1.5. Υδροστατικό φορτίο ή κατακόρυφη υδροστατική δύναμη

Ε' όλες τις επιφάνειες του φράγματος, που δεν είναι διαταγμένες κατακόρυφα μέσα στο νερό, ασκούνται εντός από τις οριζόντιες και κατακόρυφες υδροστατικές πιέσεις, που δημιουργούν κατακόρυφες υδροστατικές δυνάμεις, τα λεγόμενα υδροστατικά φορτία (P_v).

Κάθε υδροστατικό φορτίο εκφράζεται με το βάρος της υδάτινης στήλης, που επικάθεται στην φραγματική επιφάνεια υποδοχής (σχήμα 1.15.). Συνεπώς το μέτρο του αποδίδεται ως:

$$P_v = \gamma_w \cdot F \cdot b \quad (t)$$

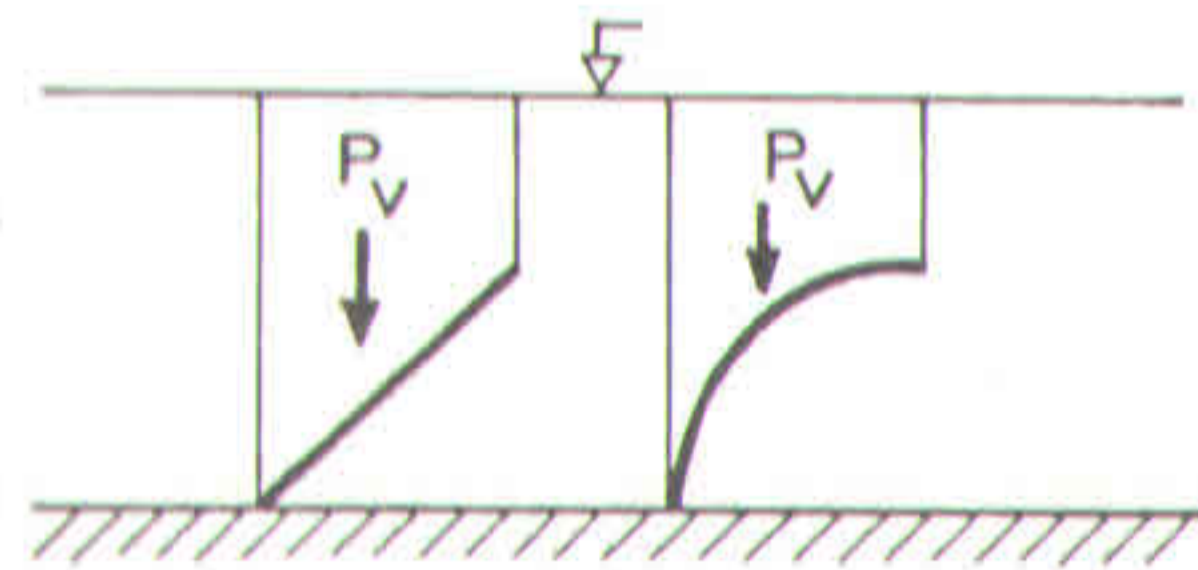
όπου γ_w : ειδικό βάρος νερού ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$)

F : εμβαδόν επιφάνειας υδάτινης στήλης, που υπέρκειται της επιφάνειας (m^2)

b : πλάτος διατομής φράγματος

ή, εφόσον η επιφάνεια έχει μοναδικό πλάτος ($b = 1,0 \text{ m}$) και ειδικό βάρος ($\gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3$):

$$P_v = F$$



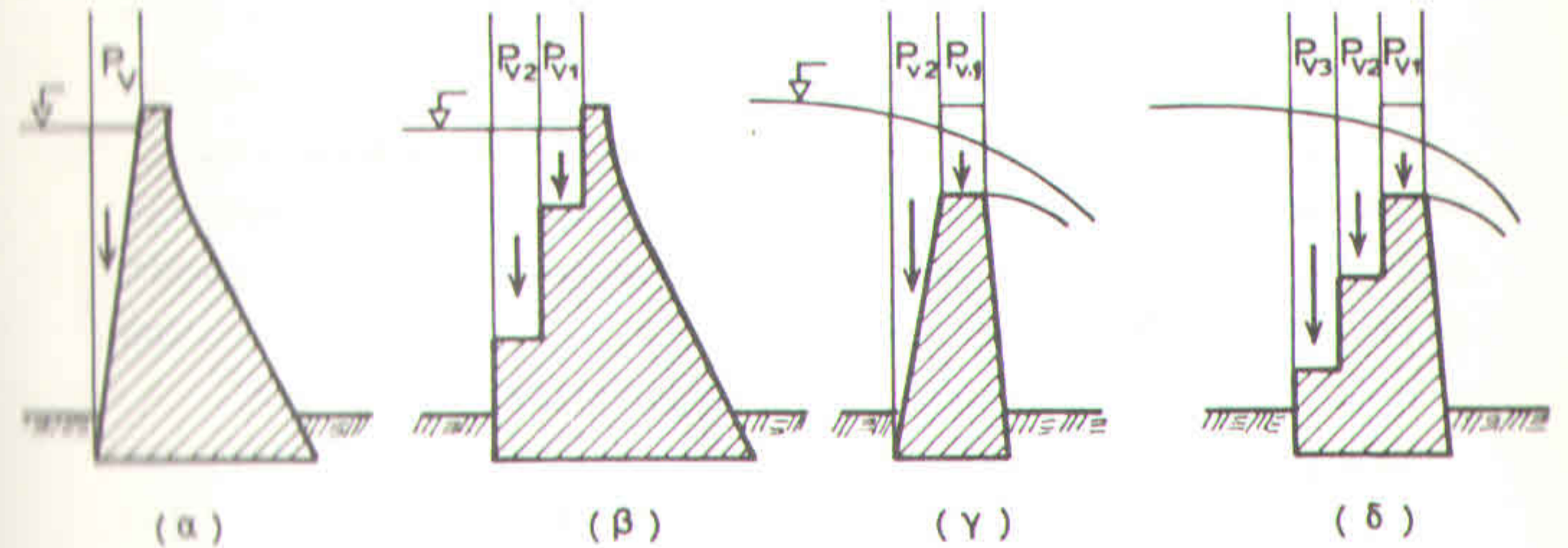
Σχήμα 2.15. Υδροστατικό φορτίο σε κεκλιμένη και σε καμπύλη επιφάνεια

Το σημείο εφαρμογής του P_v βρίσκεται στο κέντρο της επιφάνειας της υδάτινης στήλης, η οποία στην πράξη έχει κατά κανόνα γεωμετρικό σχήμα, όπως π.χ. τριγώνου, τραπεζίου, ορθογωνίου κλπ., η διεύθυνσή του είναι κατακόρυφη και η φορά του προς τα κάτω. Συνεπώς ο υπολογισμός του φορτίου τόσο αναλυτικά, όσο και γραφοστατικά είναι απλός και γίνεται σύμφωνα με όσα έχουν εκτεθεί.

Τα υδάτινα φορτία, που δημιουργούνται κατά κανόνα στα χαμηλά φράγματα, είναι τα εξής (σχήμα 2.15):

- ανάντη φορτία: δημιουργούνται, όταν το ανάντες μέτωπο είναι κεκλιμένο ή βαθμιδωτό. Στους ταμιευτή-

ρες το υδάτινο φορτίο που σχηματίζεται, δρα ενιαία σ'όλο το ανάντες μέτωπο (κεκλιμένη επιφάνεια, σχήμα 2.16α) και έχει τη μορφή αντεστραμένου ορθογωνίου τριγώνου ή τη μορφή πολλών ορθογωνίων, που δρουν αυτελώς στα επιμέρους τμήματα του μετώπου (βαθμιδωτή



Σχήμα 2.16. Περιπτώσεις υδάτινων φορτίων, που δημιουργούνται κατά κανόνα στα χαμηλά φράγματα

επιφάνεια, σχήμα 2.16β). Στους εκχειλιστές η επιφάνεια του υδάτινου φορτίου, του οποίου η στάθμη βρίσκεται υψηλότερα από τη στέψη του φράγματος, παίρνει την όψη αντίστοιχα ενός τραπέζιου ή πολλών ορθογώνιων (σχήμα 2.16γ,δ)

= φορτίο στέψης: πρόκειται για την υδάτινη στήλη, που επικάθεται στη στέψη των εκχειλιστών κατά τη ροή νερού δια του διάρρου. Η επιφάνειά της θεωρείται, ότι έχει τη μορφή ορθογωνικού σχήματος με βάση, όσο το πλάτος της στέψης

= κατάντη φορτία: δημιουργούνται στους εκχειλιστές από τα νερά, που πιέζουν το κάτω τμήμα στο κεκλιμένο κάταντες μέτωπό τους. Ασκούνται στην επιφάνεια του μετώπου, που ορίζεται από τη κατάντη στάθμη

του νερού μέχρι και τα θεμέλια του φράγματος και έχουν μορφή αντεστραμένου ορθογωνίου τριγώνου.

Ο καθορισμός των υδροστατικών φορτίων, που δρουν σε κάθε περίπτωση γίνεται ανάλογα με τη μορφή και το είδος του εκάστοτε φράγματος.

2.2.1.6. Οριζόντια δύναμη πάγων

Λόγω της πήξης του επιφανειακού στρώματος του νερού κατά τον χειμώνα ασκούνται στα φράγματα πρόσθετες δυνάμεις, που οφείλονται στη διαστολή του υδάτινου όγκου (σχήμα 2.17).



Σχήμα 2.17. Παγοδύναμη σε ταμιευτήρες και εκχειλιστές.

Το μέτρο της ασκούμενης παγοδύναμης P_E δεν μπορεί να υπερβεί τους 30t (για πάχος στρώματος 1 m) και τους 22t για πάχος 0,75m. Η συνήθης τιμή του είναι 10t/m (δηλ. για πάχος στρώματος 1m). Κατά τους γερμανικούς κανονισμούς οι τιμές των παγοδυνάμεων, που πρέπει να παίρνονται υπόψη είναι:

α. για φράγματα - ταμιευτήρες $5 \div 15 \text{ t/m}^2$

β. για σιδηρές κατασκευές στα φράγματα:

- παχύ παγόστρωμα: 3 t/m^2 για βάθος 3m

- μέτριο " : 2 t/m^2 " " 2m

Συνεπώς το μέτρο της P_E εκτιμάται με βάση τα παρα-

πάνω, η διεύθυνσή της θεωρείται οριζόντια, η φορά της είναι προς το φράγμα και το σημείο επαφμογής της βρίσκεται στο μέσο του πάχους του παγοστρώματος το οποίο γίνεται αποδεκτό σε κάθε περίπτωση. Συνήθως θεωρείται, ότι αυτό ισούται με ολόκληρο (1,0 m) ή το ήμισυ (0,5 m) του πάχους της στέψης. Συνεπώς το παγόστρωμα δρα μόνο μέχρι το ύψος της στέψης.

Παγοστρώματα δημιουργούνται όχι μόνο στα ακίνητα νερά των ταμιευτήρων, αλλά - σπανιότερα - και στην περίπτωση των εκχειλιστών, όπου τα νερά ρέουν.

Στις περισσότερες χώρες προσυπολογίζεται η παγοπίεση κατά το στατικό έλεγχο των φραγμάτων. Μεταξύ αυτών χαρακτηριστικά αναφέρεται η Ιταλία, χώρα μεσογειακή και η Σουηδία, χώρα βορειοευρωπαϊκή. Αντίθετα στην Ελβετία η παγοδύναμη δεν προσμετράται.

Συχνά επιχειρείται να μειωθεί ή να εξουδετερωθεί η παγοδύναμη είτε με την θέρμανση του φραγματικού σώματος, ιδίως σε πολύ μεγάλες κατασκευές, είτε με την καμπυλωτή διαμόρφωση της στέψης, οπότε το παγόστρωμα κατά το σχηματισμό του ολισθαίνει σε αυτή, ανασηκώνεται και υπερπηδά τη στέψη. Στα χαμηλά φράγματα συνιστάται να προσμετράται η παγοδύναμη κατά τον στατικό υπολογισμό μόνο σε μεγάλα υψόμετρα.

2.2.1.7. Οριζόντια δύναμη κυματισμού

Κατά μήκος του μεγαλύτερου άξονα της υδατοδεξαμενής των φραγμάτων ⁽¹⁾ αναπτύσσεται κυματισμός,

(1) Τα χειμαρρικά φράγματα σχηματίζουν υδατοδεξαμενές στα ανάντη τους ευθύς μετά τη κατασκευή και πριν από τη πρόσχωσή τους.

εφόσον υπάρχει ευνοϊκή πνοή ισχυρού ανέμου. Αυτός προσκρούει στο κορμό του φράγματος και προκαλεί κυματικές δυνάμεις P_w , που ασκούνται στο τμήμα του ανάντη φραγματικού μετώπου πάνω από τη στάθμη ηρεμίας του νερού.

Το ύψος του κυματισμού για δεδομένη ταχύτητα ανέμου παρέχεται από την εξίσωση:

$$h_w = 0,76 + 0,032 \sqrt{v_L \cdot L_B} - 0,26 \cdot \sqrt{L_B} \quad (m)$$

όπου h_w : ύψος κυμάτων (m)

v_L : ταχύτητα ανέμου (km/h)

L_B : μήκος ταμιευτήρα στο ύψος της στάθμης του νερού κατά την διεύθυνση του ανέμου (km).

Ο τύπος συνιστάται να χρησιμοποιείται μέχρι ταχύτητα ανέμου 100 km/h. Για τα μεγάλα φράγματα, όπου $L_B > 30$ km, απλοποιείται η παραπάνω εξίσωση ως εξής:

$$h_w = 0,032 \sqrt{v \cdot L_B} \quad (m)$$

Το μέτρο της κυματικής πίεσης p_w μπορεί να υπολογισθεί κατά τα γνωστά από τη θαλάσσια υδραυλική. Κατά κανόνα όμως χρησιμοποιούνται εμπειρικές εξισώσεις, που στηρίζονται στο ύψος h_w των κυμάτων. Η μέγιστη τιμή του p_w δίνεται από την εξίσωση:

$$P_{w,max} = 2,4 \cdot \gamma_w \cdot h_w \quad \text{ή} \quad p_{w,max} = 2,4 \cdot h_w \quad (t/m^2)$$

η δε μέση τιμή του αντιστοιχεί περίπου σε $\frac{2}{3} \cdot P_{w,max}$. Επίσης χρησιμοποιείται και η σχέση, που δίνει τη μέγιστη τιμή της κυματικής δύναμης P_w :

$$P_{w,max} = 2 \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 = 2 \cdot h_w^2 \quad (t/m)$$

Για πρακτικούς λόγους θεωρείται, ότι η κυματική πίεση κατανέμεται ομοιόμορφα στην επιφάνεια του φράγματος, που δέχεται τον κυματισμό, δηλαδή στην επιφάνεια, που αντιστοιχεί στο ύψος του κύματος. Γίνεται δηλ. δεκτό, ότι το κύμα αναπτύσσει το ύψος του κατά το μισό πάνω και κατά το άλλο μισό κάτω από τη στάθμη του νερού. Συνεπώς το μέτρο της κυματικής δύναμης P_w δίνεται από τη σχέση:

$$P_w = p_w \cdot h_w$$

Η διεύθυνση της P_w είναι οριζόντια, η φορά της προς το φράγμα το δε σημείο εφαρμογής της βρίσκεται στο μέσο του χώρου δράσης των κυμάτων, δηλαδή στη στάθμη ηρεμίας της δεξαμενής. Με βάση τα παραπάνω είναι εύκολος ο γραφοστατικός και αναλυτικός υπολογισμός της P_w σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν.

Κυματική δύναμη δέχονται κυρίως οι ταμιευτήρες, στους οποίους πρέπει να προβλέπεται και επαρκής υπερύψωση της στέψης τους πάνω από τη μέγιστη υδατοστάθμη, ώστε το φράγμα να μη υπερπηδάται από το κυματισμό. Στους εκχειλιστές ο κυματισμός υπερπηδάει τη στέψη λόγω της ροής του νερού από το διάρρο. Συνεπώς εξουδετερώνεται η δράση του στο κέντρο του φράγματος. Εξακολουθεί όμως να ασκείται στα πλευρικά πτερύγιά του.

Στους υψηλούς ταμιευτήρες η κυματική επίδραση είναι μεν σημαντική, εξακολουθεί όμως να παραμένει μικρή ως προς την υδροστατική επίδραση του νερού. Στα χαμηλά φράγματα το ύψος του κυματισμού περιορίζεται λόγω του μικρού μήκους της υδατοδεξαμενής, κι έτσι ελαττώνεται και η κρουστική του επίδραση. Ιδίως στους εκχειλιστές η δράση του εντοπίζεται μόνο στο χώρο των πτερυγίων. Συνεπώς οι κυμα-

τικές δυνάμεις αποκτούν στατική σημασία κυρίως στους υψηλούς ταμιευτήρες, οι οποίοι δημιουργούν στα ανάντη τους υδατοδεξαμενές μεγάλου μήκους.

2.2.2. ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΑΠΟ ΤΟ ΕΔΑΦΟΣ

2.2.2.1. Είδη γεωωθήσεων

Ως ωθήσεις των γαιών ή γεωωθήσεις χαρακτηρίζονται οι πλευρικές επιδράσεις, που ασκούν τα γεωυλικά στα τεχνικά έργα λόγω του βάρους τους και των επικείμενων φορτίων.

Το μέγεθος των γεωωθήσεων εξαρτάται από τον τρόπο, με τον οποίο μπορεί να μετακινηθεί η τεχνική κατασκευή σε σχέση με το γεωυλικό. Έτσι διακρίνονται τα εξής είδη γεωωθήσεων:

α) Η ενεργός ώθηση γαιών E_a (σχήμα 2.18α, β):

Είναι η δύναμη, που ασκεί το γεωυλικό στο τεχνικό έργο. Δημιουργείται, όταν κάτω από την επίδραση του υλικού η τεχνική κατασκευή τείνει να μετακινηθεί προς τα κατάντη με στροφή ή ολίσθηση, οπότε το έδαφος τείνει να παρακολουθήσει τον τοίχο στη μετακίνησή του. Η τιμή της E_a είναι η ελάχιστη δυνατή για γεωωθήσεις.

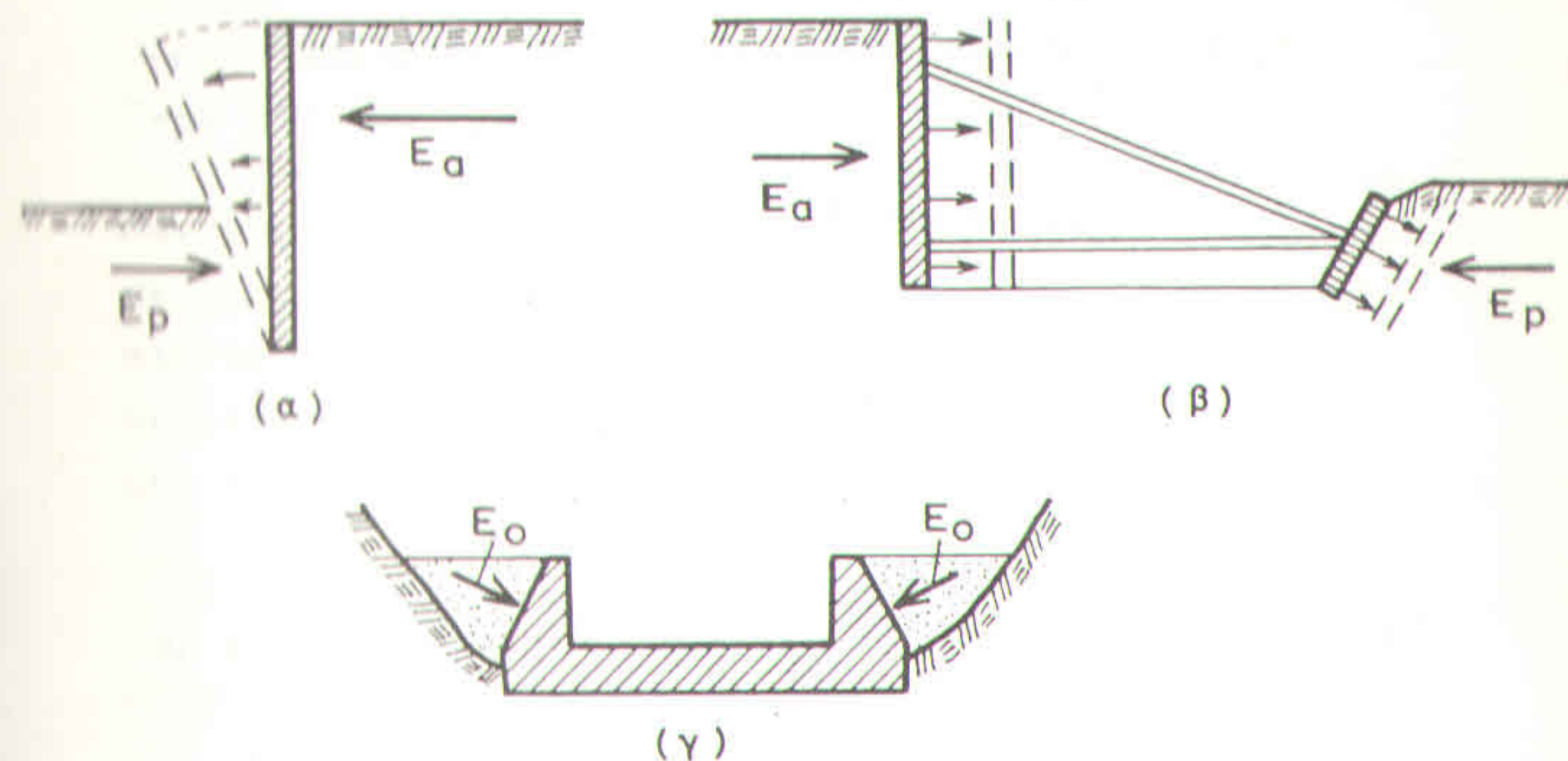
β) Η παθητική ώθηση γαιών E_p (σχήμα 2.18α, β):

Είναι η αντίσταση του γεωυλικού στη δύναμη, που ασκεί σ' αυτό το τεχνικό έργο. Η E_p δίνει τη μέγιστη δυνατή τιμή για γεωωθήσεις. Συνεπώς η E_p ενεργεί πάντοτε αντίθετα προς την E_a και ισχύει $E_p > E_a$.

γ) Η ήρεμη ώθηση γαιών E_o (σχήμα 2.18γ):

Είναι η δύναμη, που ασκείται από γεωυλικό σε τεχνική κατασκευή, η οποία είναι ακίνητα τοποθετημένη στον περιβάλλοντα χώρο, όπως π.χ. τα έργα, που

κατασκευάζονται εντός του εδάφους και εκείνα, που θεμελιώνονται σε βραχώδες υπόθεμα.



Σχήμα 2.18. Ενεργός (α), παθητική (β), και ήρεμη (γ) γεωώθηση

2.2.2.2. Υπολογισμός της οριζόντιας ώθησης γαιών

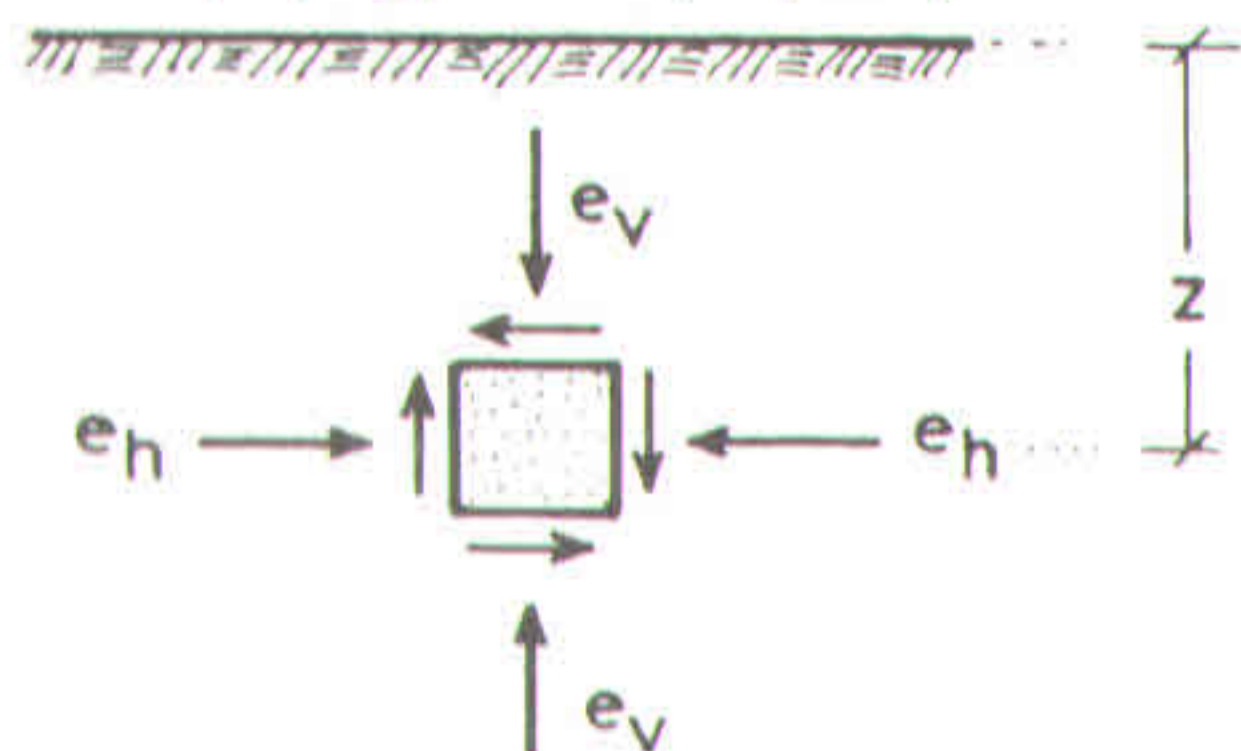
Το μέγεθος της γεωπίεσης e , που ασκούν τα γεωυλικά, υπολογίζεται με τρόπο ανάλογο προς εκείνο της υδροστατικής πίεσης ως εξής:

Έστω στοιχείο του χώρου σε εδαφικό υλικό χωρίς συνοχή και σε βάθος z από την επιφάνεια του εδάφους (σχήμα 2.19.).

Το μέγεθος της κατακόρυφης γεωπίεσης e , που δέχεται το στοιχείο αυτό, ισούται με το βάρος της υπερκείμενης γεωμάζας και είναι:

$$e_v = \gamma_e \cdot z$$

- όπου e_v : κατακόρυφη γεωπίεση (kg/m^2 ή t/m^2)
- z : κατακόρυφη απόσταση του στοιχείου από την επιφάνεια (m)
- γ_e : φαινόμενο ειδικό βάρος της γεωμάζας (έδαφος + νερό + αέρας) σε ξηρή ή σε υγρή κατάσταση (kg/cm^3 ή t/m^3).



Σχήμα 2.19. Πιέσεις, που δέχεται στοιχείο σε χώρο με γεωυλικά χωρίς συνοχή

Τα γεωυλικά, σε αντίθεση με το νερό, χαρακτηρίζονται από μια σημαντική εσωτερική τριβή. Γι' αυτό οι οριζόντιες γεωπιέσεις e_h που δημιουργούν, είναι μικρότερες ως προς τις αντίστοιχες κατακόρυφες e_v (δηλαδή $e_h < e_v$) κατά το συντελεστή γεωώθησης K_E ή K . Συνεπώς ισχύει:

$$e_h = K_E \cdot e_v$$

ή

$$e_h = K_E \cdot \gamma_e \cdot z \quad (kg/cm^2, t/m^2)$$

Η κατακόρυφη κατανομή της γεωπίεσης είναι σύμφωνα με τη σχέση αυτή γραμμική, όπως και εκείνη της υδροστατικής πίεσης. Όμως το τρίγωνο των πιέσεων που δημιουργείται, είναι μεν ορθογώνιο, όχι όμως και ισοσκελές, όπως στην υδροστατική πίεση, λόγω της ύπαρξης του K_E .

Το συντελεστής K ή K_E παίρνει διάφορες τιμές

ανάλογα με το είδος της γεωπίεσης. Γι' αυτό διακρίνουμε συντελεστές για:

- ενεργό γεωπίεση ή γεωώθηση K_a
- παθητική " " " K_p
- ήρεμη " " " K_o

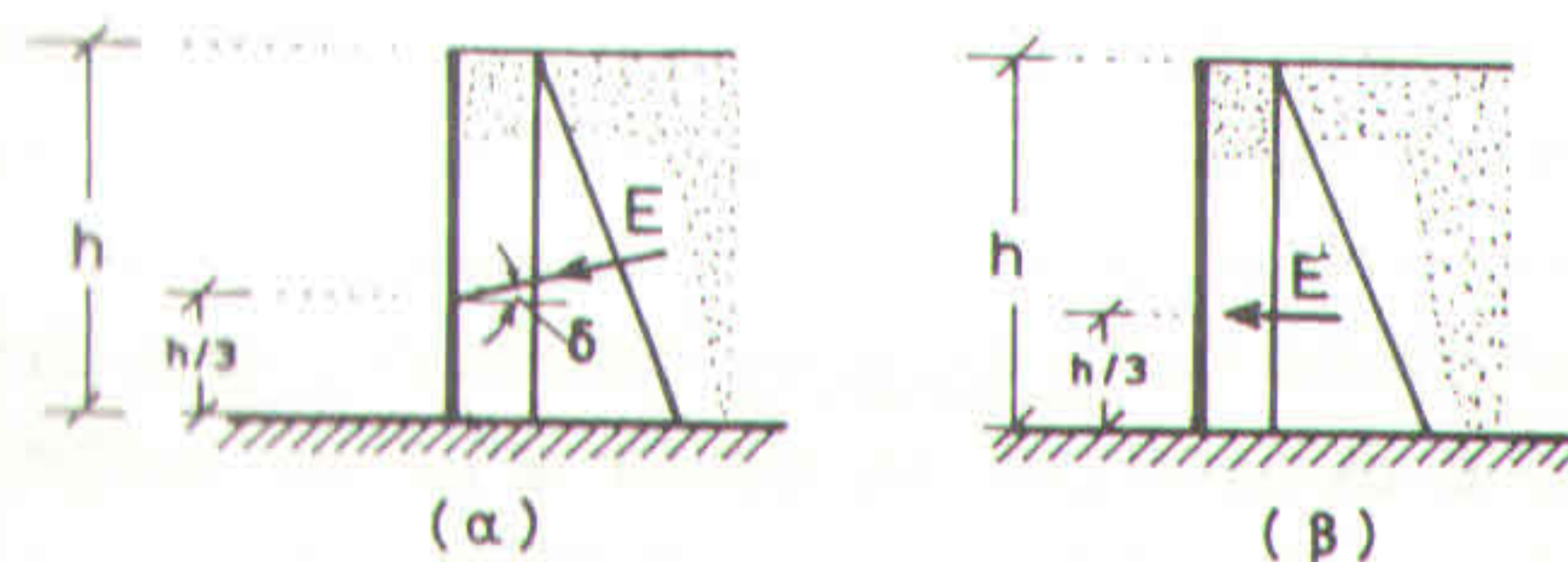
Το μέτρο της ώθησης των γαιών E , δηλαδή της δύναμης από το σύνολο των γεωπιέσεων, που ασκούνται σε κατακόρυφη επιφάνεια με ύψος h και με μοναδιαίο πλάτος (1 m), δίνεται από το βάρος του γεωυλικού, που περιλαμβάνεται στο παραπάνω ορθογώνιο τρίγωνο κατανομής των πιέσεων, και είναι:

$$E = K_E \cdot \gamma_e \cdot \frac{h^2}{2} \quad \text{ή} \quad E = \frac{1}{2} \cdot e_{hmax} \cdot h \quad (kg, t)$$

όπου E : ώθηση των γαιών (kg, t)

K_E : συντελεστής γεωώθησης K_a, K_p, K_o αντίστοιχα

h : ύψος επιφάνειας της τεχνικής κατασκευής (m)



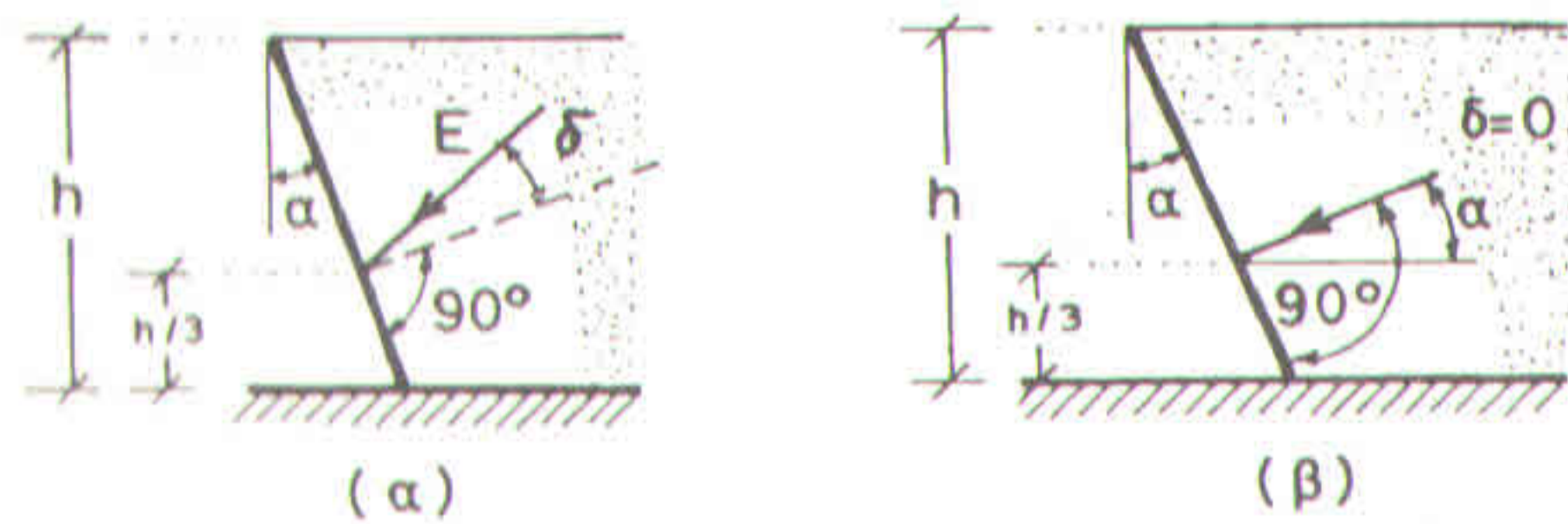
Σχήμα 2.20. Ώθηση γαιών σε κατακόρυφη, τραχειά (α), και ομαλή ή διαβρεγμένη (β) επιφάνεια

Η διεύθυνση της δύναμης E εξαρτάται από την τραχύτητα του τοίχου, από τον διαποτισμό του υλικού και από την κατά χώρο διάταξη της επιφάνειας, που δέχεται την επίδρασή της, ως εξής:

- σε τραχειά επιφάνεια τοίχου, επειδή δημιουργούνται τριβές μεταξύ αυτής και του υλικού, η E σχηματίζεται ως προς την κάθετο στην επιφάνεια τη γωνία

δ , η οποία αποτελεί και τη γωνία τριβής του υλικού με την επιφάνεια της κατασκευής (σχήμα 2.20α)

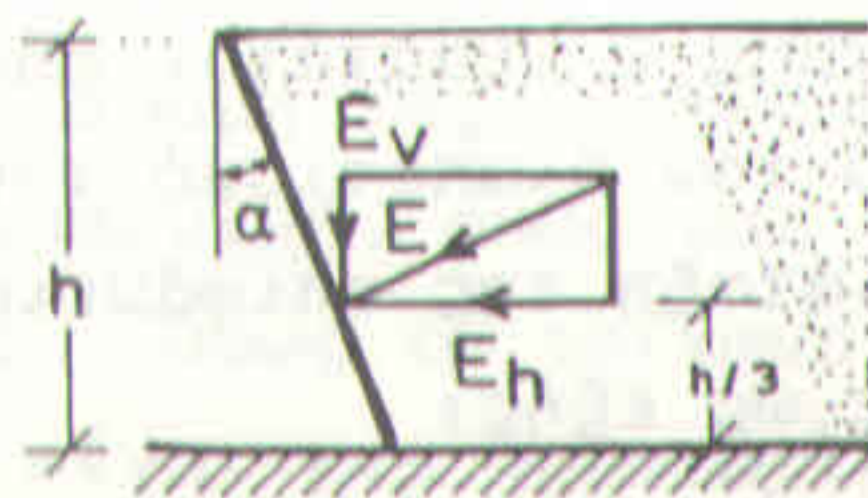
- σε λεία επιφάνεια τοίχου ή σε περίπτωση, που τα γεωυλικά είναι κορεσμένα με νερό δεν δημιουργείται τριβή μεταξύ τους, συνεπώς $\delta=0$, οπότε η E ασκείται κάθετα προς την επιφάνεια (σχήμα 2.20β).



Σχήμα 2.21. Ώθηση γαιών σε κεκλιμένη επιφάνεια

Στην περίπτωση των φραγματικών προσχώσεων, που μας ενδιαφέρουν εδώ, τα υλικά είναι κατά κανόνα έντονα διαποτισμένα με νερό, οπότε η E ασκείται πάντοτε κάθετα προς τον τοίχο ($\delta=0$). Συνεπώς σε κατακόρυφη επιφάνεια φράγματος η γεωώθηση E δρά οριζόντια. Αντίθετα σε κεκλιμένη επιφάνεια φράγματος (Σχ. 2.21β) η E σχηματίζει τη γωνία α με το οριζόντιο επίπεδο (α : γωνία κλίσης της επιφάνειας).

Όταν η γεωώθηση E δεν είναι οριζόντια, αναλύεται (σχήμα 2.22) σε δύο συνιστώσες: μια οριζόντια



Σχήμα 2.22. Ανάλυση της E σε E_h και E_v

E_h , με οριζόντιο συντελεστή γεωώθησης K_h , η οποία αποτελεί και τη δύναμη, που μας ενδιαφέρει εδώ, και μια κατακόρυφη E_v , με κατακόρυφο συντελεστή γεωώθησης K_v , για την οποία ο λόγος στη συνέχεια. Το μέτρο της μέγιστης, οριζόντιας γεωπίεσης e_{hmax} στη βάση του φράγματος, που βοηθάει στη χάραξη του τριγώνου των πιέσεων, όσο και εκείνο της αντίστοιχης, οριζόντιας, γεωώθητικής δύναμης E_h που δημιουργείται, παρέχονται πάλι από τις αντίστοιχες γνωστές σχέσεις:

$$e_{hmax} = K_h \cdot \gamma_e \cdot h$$

και

$$E_h = K_h \cdot \gamma_e \cdot \frac{h^2}{2} \quad \text{ή} \quad E_h = \frac{1}{2} \cdot e_{hmax} \cdot h$$

όπου K_h : οριζόντιος συντελεστής γεωώθησης. Το μέτρο της ολικής (μη οριζόντιας) γεωώθησης E , που ασκείται, υπολογίζεται με βάση την E_h ως εξής:

$$E = \frac{1}{\sin(\delta-\alpha)} \cdot E_h$$

ενώ το μέτρο του ολικού συντελεστή γεωώθησης K , που αντιστοιχεί στην E , υπολογίζεται από τη σχέση:

$$K = \frac{1}{\sin(\delta-\alpha)} \cdot K_h$$

Το σημείο εφαρμογής όλων των γεωωθήσεων E, E_h, E_v βρίσκεται σε όλες τις περιπτώσεις σε βάθος $(h/3)$ από την κορυφή της επιφάνειας (σχήματα 2.20, 2.21, 2.22). Σε περίπτωση, που το γεωυλικό είναι συνεκτικό, το μέτρο της ώθησης των γαιών μεταβάλλεται ως προς εκείνο, που υπολογίζεται από τους παραπάνω τύπους, κατά ποσό ανάλογο προς το μέγεθος της συνοχής c του υλικού ως εξής:

ενεργός ώθηση:

παθητική ώθηση:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot h^2 \cdot K_a - 2c \cdot h \cdot K_a^{\frac{1}{2}} \quad E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot h^2 \cdot K_p + 2c \cdot h \cdot K_p^{\frac{1}{2}}$$

όπου c : η συνοχή του γεωυλικού (t/m^2), της οποίας το μέγεθος παρέχεται από τον επόμενο πίνακα 2.1 για τα σπουδαιότερα από τα συνήθη συνεκτικά υλικά.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.1

Τιμές της συνοχής c σε διάφορα υλικά
(Czerny, 1971)

Γεωυλικό	Συνοχή c (t/m^2)
Άργιλλος	2,0 ÷ 2,5
Μάργα φερτών υλών	2,5
Πηλός ημίσκληρος	1,0
Βαρύ, αργιλλούχο έδαφος	1,0 ÷ 1,5
Τύρφη	0,5 ÷ 1,0

Η κλασσική τριγωνική κατανομή της ενεργού ώθησης των γαιών (E_a), που αναπτύχθηκε παραπάνω - σε αυτή στηρίζονται οι γνωστές θεωρίες των Coulomb και Rankine για την γεώθηση - προϋποθέτει, ότι οι τεχνικές κατασκευές, όπως π.χ. οι τοίχοι αντιστήριξης, έχουν την τάση να κινηθούν με περιστροφή γύρω από τον πόδα τους. Η κίνηση αυτή όμως δεν μπορεί να εκδηλωθεί σε κατασκευές με πλευρική στήριξη. Σε τέτοια περίπτωση, που εμφανίζεται - υπό προϋποθέσεις - στα χειμαρρικά φράγματα και χαρακτηρίζεται ως αναμετακινούμενη γεώθηση (E_{aa}), δεν δημιουργείται τριγωνική κατανομή, αλλά κατανομή των γεωπιέσεων κατά Terzaghi (σχήμα 2.23). Αυτή παρουσιάζει τραπεζοειδή

κατανομή με μορφή ισοσκελούς τραπεζίου, του οποίου η άνω βάση απέχει $0,2 h$ τόσο από την επιφάνεια του εδάφους, όσο και από τη βάση της τεχνικής κατασκευής. Το μέτρο της γεωπίεσης e_{max} , που διαμορφώνεται κατά το ύψος του τραπεζίου είναι:

$$e_{max} = 0,8 \cdot \gamma_e \cdot h \cdot K_a$$

Το μέτρο της E_{aa} (E_{aah}), η οποία ασκείται σε επιφάνεια ύψους h (προϋποτίθεται μοναδιαίο πλάτος $b=1m$), δίνεται από το εμβαδό του τραπεζίου:

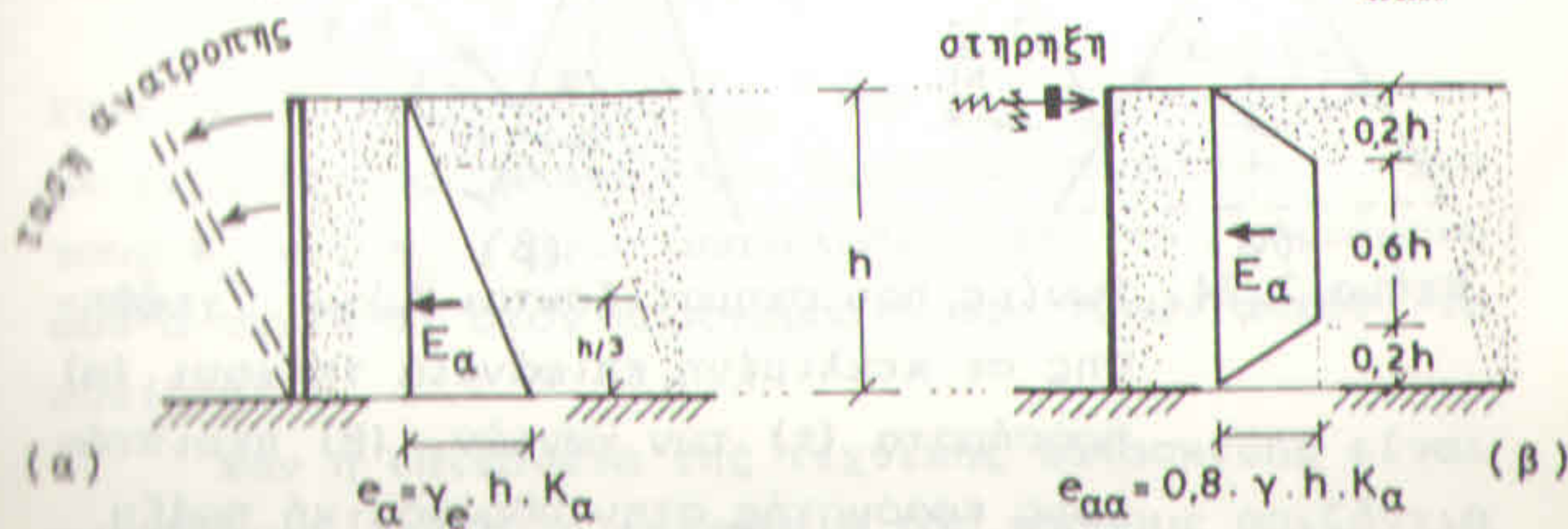
$$E_{aa} = 0,64 \cdot \gamma_e \cdot h^2 \cdot K_a$$

ή, για να υπάρχει μέτρο σύγκρισης προς την τριγωνική κατανομή της γεωπίεσης:

$$E_{aa} = 1,28 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot h^2 \cdot K_a \right)$$

Ευνεπώς η E_{aa} είναι κατά 1,28 φορές μεγαλύτερη της E_a .

Το σημείο εφαρμογής της E_{aa} βρίσκεται σε ύψος $h/2$, η διεύθυνση δράσης της είναι κάθετη προς την επιφάνεια και η φορά της προς την επιφάνεια. Εάν η επιφάνεια της κατασκευής είναι κεκλιμένη, τα παραπάνω ισχύουν για την οριζόντια συνιστώσα της E_{aah} .



Σχήμα 2.23. Γεώθηση με τριγωνική (α) και με τραπεζοειδή (β) διαμόρφωση κατανομής

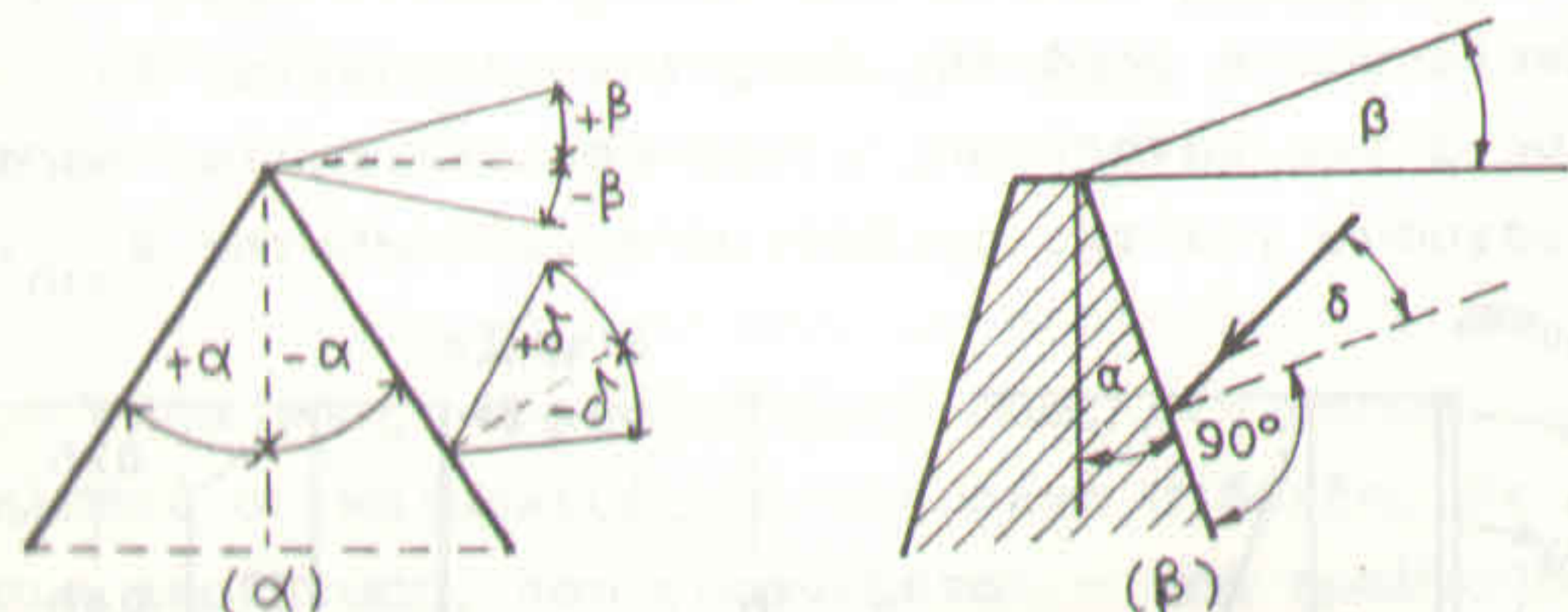
Σύγκριση μεταξύ τριγωνικής και τραπεζοειδούς κατανομής της ενεργού γεώθησης δίνει τα εξής:

μέθοδος υπολογισμού:	Τριγωνική κατανομή Coulomb/Rankine	τραπεζοειδής κατανομή Terzaghi
μέτρο της ενεργού γεώθησης :	$E_{ah} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot h^2 \cdot K_{ah}$	$E_{aah} = 1,28 \cdot (\frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot h^2 \cdot K_{ah})$
σημείο εφαρμογής :	$\frac{1}{3} \cdot h$	$\frac{1}{2} \cdot h$
ποσοστό αναλογίας :	100 %	128 %

Ο συντελεστής K_{ah} , εφόσον χρησιμεύει στον υπολογισμό της οριζόντιας συνιστώσας E_{ah} όσο και της E_{aah} , προσδιορίζεται - και στις δύο περιπτώσεις - με τον ίδιο τρόπο. Εάν όμως ενδιαφέρει η συνολική E_a ή η E_{av} , τότε γίνεται χρήση του ανάλογου συντελεστή.

2.2.2.3. Επιλογή του συντελεστή γεώθησης K

Για την γενική περίπτωση τοίχου με τραχιά και κεκλιμένη επιφάνεια (σχήμα 2.24), ο συντελεστής γεώθησης δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις:



Σχήμα 2.24. Γωνίες, που σχηματίζονται λόγω γεώθησης σε κεκλιμένη επιφάνεια τοίχου: (α) προσήματα (\pm) των γωνιών, (β) περιπτώσεις εφαρμογής στην υδρονομική πράξη

για ενεργό ώθηση γαιών E_a :

$$K_a = \frac{\sin^2(\varphi + \alpha)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\delta - \alpha) \cdot \left[1 + \left(\frac{\eta \mu(\varphi + \delta) \cdot \eta \mu(\varphi - \beta)}{\sin(\delta - \alpha) \cdot \sin(\alpha + \beta)} \right)^2 \right]}$$

για παθητική ώθηση γαιών E_p :

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi - \alpha)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\delta - \alpha) \cdot \left[1 - \left(\frac{\eta \mu(\varphi - \delta) \cdot \eta \mu(\varphi + \beta)}{\sin(\delta - \alpha) \cdot \sin(\alpha + \beta)} \right)^2 \right]}$$

όπου φ : γωνία εσωτερικής τριβής του γεωυλικού ($^\circ$)
 α : γωνία κλίσης επιφάνειας κατασκευής ($^\circ$)
 δ : γωνία μεταξύ της E και της κάθετης προς την επιφάνεια στο σημείο εφαρμογής της. Εκφράζει τη γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και γεωυλικού. Για λεία επιφάνεια τοίχου ή για έντονα διαβρεγμένα υλικά $\delta=0$.

β : γωνία κλίσης της επιφάνειας του εδάφους ($^\circ$)
 Οι γωνίες α, β, δ είναι προσημασμένες όπως προκύπτει από το σχ.2.24α. Εδώ θα μας απασχολήσει η περίπτωση που οι γωνίες έχουν θετικό πρόσημο (σχ. 2.24β). Οι παραπάνω τύποι δίνουν τον "κεκλιμένο" συντελεστή K ή K_E , δηλαδή εκείνο, που αντιστοιχεί σε κεκλιμένη γεώθηση E. Ο συντελεστής αυτός μπορεί να αναλυθεί σε έναν "οριζόντιο" K_h και έναν "κατακόρυφο" K_v με βάση τη σχέση:

$$K_a = \frac{K_{ah}}{\sin(\delta - \alpha)}$$

Ευνεπώς οι συντελεστές K_{ah} και K_{ph} προσδιορίζονται με τους ίδιους τύπους, που δίνονται παραπάνω για τους K_a και K_p , αφού απαλειφθεί από το γινόμενο $\sin^2 \alpha \cdot \sin(\delta - \alpha)$ στον παρονομαστή των τύπων αυτών το $\sin(\delta - \alpha)$.

Εάν η επιφάνεια της τεχνικής κατασκευής είναι κατακόρυφη ($\alpha=0$), η επιφάνεια του εδάφους οριζόντια ($\beta=0$) και το τοίχωμα λείο ή τα γεωυλικά έντονα διαβρεγμένα ($\delta=0$), οι παραπάνω τύποι απλοποιούνται ως εξής:

ενεργός ώθηση

παθητική ώθηση

ήρεμη ώθηση

$$K_{\alpha} = \epsilon \phi^2 \left(45^{\circ} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_p = \epsilon \phi^2 \left(45^{\circ} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_o = 1 - \eta \mu \phi$$

όπου ϕ : γωνία εσωτερική τριβής.

Ειδικά για την ήρεμη γεώθηση σε περίπτωση που $\beta \neq 0$, ισχύει:

$$K_o(\beta \neq 0) = \frac{K_{\alpha}(\beta \neq 0)}{K_{\alpha}(\beta = 0)} \cdot K_o(\beta = 0)$$

Στην περίπτωση αυτή ταυτίζεται ο γενικός συντελεστής K_{α} με τον οριζόντιο K_{ah} ($K_{\alpha} = K_{ah}$) και, συνεπώς, η E_{α} με την E_{ah} ($E_{\alpha} = E_{ah}$).

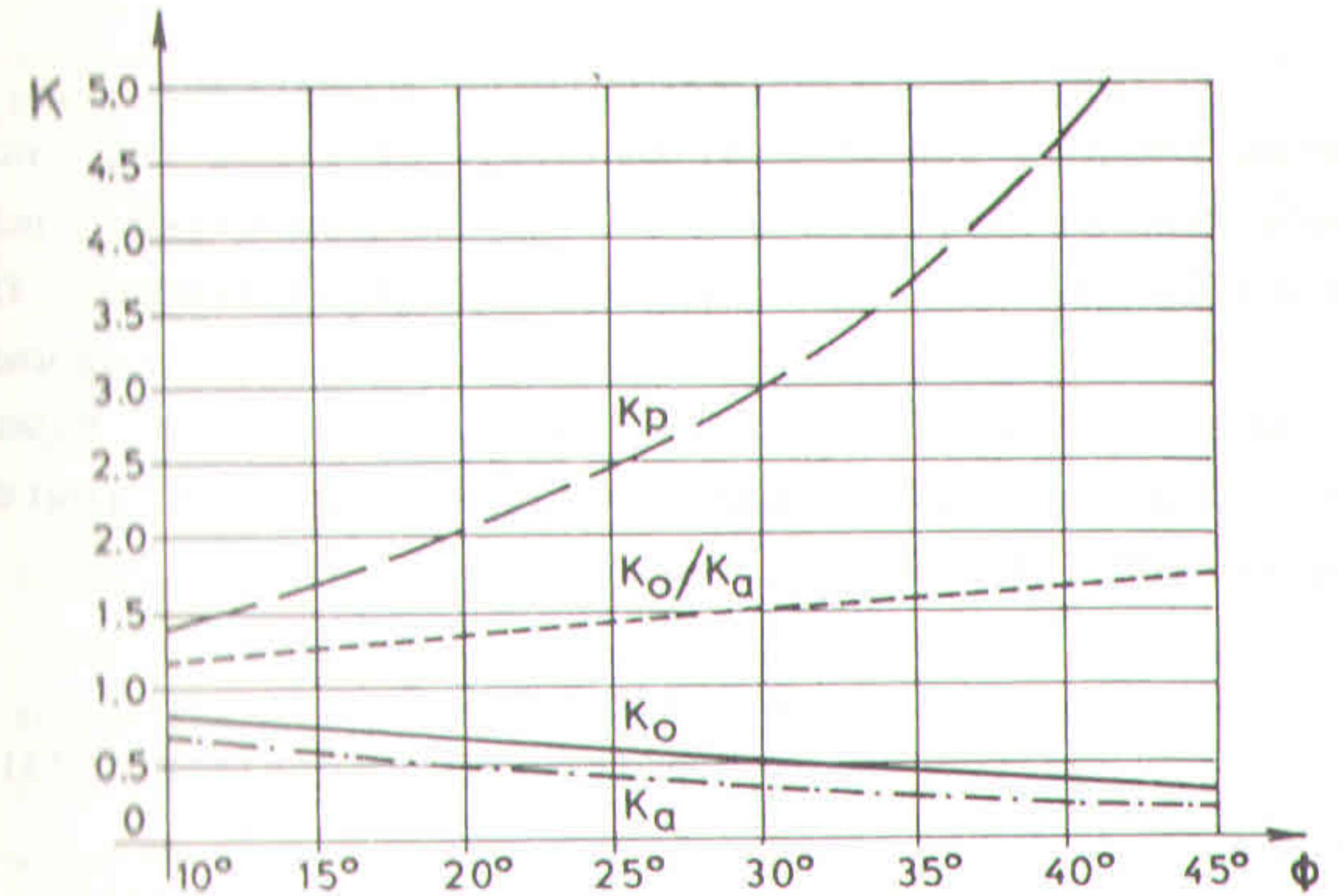
Για την παραπάνω περίπτωση $\alpha = 0, \beta = 0, \delta = 0$, τα μεγέθη των συντελεστών K_{α}, K_p και K_o δίνονται στον επόμενο πίνακα 2.2. για διάφορες τιμές του ϕ , που απαιτούνται συνήθως στην πράξη.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.2

Τιμές των συντελεστών K_{α}, K_p, K_o
(Czerny, 1971)

Γωνία τριβής του υλικού ϕ	$K_{\alpha} = \epsilon \phi^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$	$K_o = 1 - \eta \mu \phi$	$K_p = \epsilon \phi^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$
10	0,704	0,826	1,42
15	0,598	0,741	1,70
20	0,490	0,658	2,04
25	0,406	0,577	2,46
30	0,333	0,500	3,00
35	0,271	0,426	3,69
40	0,217	0,357	4,60
45	0,172	0,293	5,83

Η σχέση μεταξύ των συντελεστών K_{α}, K_p, K_o , που εκφράζει ταυτόχρονα και τη σχέση μεταξύ των μεγεθών E_{α}, E_p, E_o δίνεται στο σχήμα 2.25.



Σχήμα 2.25. Σχέση μεταξύ K_{α}, K_p και K_o για διάφορες τιμές ϕ (Czerny 1971)

Από αυτό προκύπτει, ότι ισχύει:

$$K_{\alpha} < K_o < K_p$$

και ότι για $\phi = 30^{\circ}$ η σχέση μεταξύ των συντελεστών αυτών είναι:

$$K_o = 1,5 \cdot K_{\alpha}$$

και

$$K_p = 9 \cdot K_{\alpha}$$

Στην πράξη χρησιμοποιούνται οι εξής τιμές για τις γωνίες α και δ :

- οι τιμές του α κυμαίνονται μεταξύ 0° και ϕ
- για το δ παίρνονται οι τιμές:

• για E_α : $\delta = + \frac{2}{3} \varphi$

• για E_p : $\delta = - \frac{1}{m} \cdot \frac{1}{2} \varphi$

όπου $m = 1,5$ (συντελεστής ασφάλειας).

Στον επόμενο πίνακα 2.3. δίνονται οι τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής φ για τα διάφορα υλικά, που σχετίζονται με τις αποθέσεις πίσω από φράγματα. Οι τιμές του φαινόμενου ειδικού βάρους γ_e των διαφόρων γεωυλικών παρέχονται στον πίνακα 2.4., ενώ ο πίνακας 2.5. παρέχει τα χαρακτηριστικά διαφόρων γεωτεχνικών συστατικών.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.3

Τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής (ASF, 1973)

Είδος γεωυλικού	Γωνία εσωτερικής τριβής φ (°)	
	έδαφος σε κανονική κατάσταση	έδαφος σε κάθυγρη κατάσταση
Άργιλλος, πηλός (πλαστικά)	20 - 25	18
Ιλλιώδης άμμος	30 - 35	25
Χονδρή άμμος έως χάλυκες	35 - 40	25 - 38
Χάλυκες, λίθοι	38 - 45	25 - 30

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.4

Φαινόμενα ειδικά βάρη διαφόρων υλικών
(Ειμόπουλος, 1970: κανονισμός μελετών τεχνικών έργων)

Είδος γεωυλικού	Ειδικό βάρος (kg/cm ³)
Άργιλλος ή πηλός στεγνός	1600
Άργιλλος διαβρεγμένη	2300
Άμμος στεγνή λεπτόκοκκη	1400 - 1650
Άμμος στεγνή χονδρόκοκκη	1400 - 1500
Άμμος υγρή λεπτόκοκκη ή χονδρόκοκκη	1850 - 2050
Συντρίμματα (λίθων) γωνιώδη, στεγνά	1800
Συντρίμματα λίθων στογγυλεμένα στεγνά	1800
Αμμοχάλικο κίσηρης με φυσική σύνθεση	600 - 900
Σκωρία άνθρακος	700 - 1000
Σκύρα εν γένει στεγνά	1500 - 1900
Σκύρα εν γένει υγρά	1900 - 2100
Χώματα εν γένει (εκτός αργίλων), στεγνά (1400 ± 1800 kg/cm ³)	1600
Χώματα εν γένει (εκτός αργίλων) με την εδαφική υγρασία (5% νερό)(1600±2000 kg/cm ³)	1800
Χώματα εν γένει (εκτός αργίλων) έντονα διαποτισμένα (1700±2300 kg/cm ³)	2000
Ελαφρό κηπόχωμα (χούμος), στεγνό	1400
Ελαφρό κηπόχωμα (χούμος), υγρό	1700
Ψηφίδες ή άμμος πολύ χονδρή στεγνή	1700
Ψηφίδες ή άμμος πολύ χονδρή βρεγμένη	2000

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.5.

Γνωρίσματα διαφόρων γεωτεχνικών συστατικών
(Arbeitsgruppe Wildbach und Hangverbau 1985)

Ευθεί- (εις BSCS)	Γεωτεχνικός χαρακτηρισμός του υποθέματος	Μέση κοκκομετρική σύνθεση (mm)				Όρια		Δεί- κτης ελα- στι- κότη- τας I _p	Ειδικό βάρος γ	Περικ. σε νερό %	Πορώδες %	Αντοχή σε διάτρωση			Συντελεστής διατρεπτότητας k
		0,075,002	0,002,0,06	0,06,2,0	2,0,60,0	νόσο- τητας W _L	ελαστι- κότητας W _p					γωνία εσωτ. τριβής φ	Γυνοχή c	τάση κόρων u	
		%	%	%	%	%	%					(u)			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
GW	Καθαροί χάλυ- κες (με καλή σύνθεση)	0	2	26	72	-	-	-	2,00 ±0,25	5 ± 3	30 ± 6	40 ± 5	0		10 ⁺¹ ÷ 10 ⁻²
GP	Καθαροί χάλυ- κες (με κακή σύνθεση)	μέσες τιμές ίδιες με GW				-	-	-	1,90 ±0,30	3 ± 2	32 ± 8	38 ± 6	0		10 ⁺¹ ÷ 10 ⁻²
GM	Ιλιώδεις χάλυ- κες (με λίγα λεπτά υλικά)	2	8	30	60	17	13	4	2,10 ±0,25	8 ± 5	28 ± 8	36 ± 4	0		10 ⁻³ ÷ 10 ⁻⁶
GC	Αργιλλώδεις χάλυ- κες (με λίγα λεπτά υλικά)	3	9	23	65	25	15	10	2,05 ±0,20	11 ± 6	32 ± 8	34 ± 4	0	*)	10 ⁻⁶ ÷ 10 ⁻⁸
GM-ME	Ιλιώδεις χάλυ- κες (με πολλά λεπτά υλικά)	4	20	33	43	14	11	3	2,15 ±0,25	14 ± 9	30 ± 10	35 ± 5	0		10 ⁻³ ÷ 10 ⁻⁶
GM-GC	Ιλιώδεις έ- ως αργιλλώ- δεις χάλυ- κες	6	22	30	42	19	13	6	2,15 ±0,20	11 ± 4	28 ± 7	33 ± 3	0,20 ±0,20	*)	10 ⁻⁶ ÷ 10 ⁻⁸

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.5. συνέχεια

GC-GE	Αργιλλώδεις χάλυ- κες (με πολλά λεπτά υλικά)	8	23	26	41	26	15	11	2,10 ± 0,20	14 ± 6	30 ± 7	35 ± 4	0,3 ± 0,3	*)	10 ⁻⁶ ÷ 10 ⁻⁸
GC-GE	Αργιλλώδεις χάλυ- κες (με λεπτά υλικά μεγάλης περιεκτικότητας)	10	23	29	38	57	23	34	1,95 ± 0,20	20 ± 10	40 ± 10	28 ± 4	0,4 ± 0,4	*)	10 ⁻⁶ ÷ 10 ⁻⁸
GW	Καθαρή άμμος (με καλή σύν- θεση)	0	2	76	22	-	-	-	1,95 ± 0,20	43 ± 10	36 ± 10	38 ± 5	0		10 ⁰ ÷ 10 ⁻³
GP	Καθαρή άμμος (με κακή σύν- θεση)	μέσες τιμές ίδιες με SW				-	-	-	1,85 ± 0,25	11 ± 9	38 ± 10	36 ± 6	0		10 ⁰ ÷ 10 ⁻³
GM	Ιλιώδης άμμος (με λίγα λε- πτά υλικά)	2	9	75	14	26	22	4	2,00 ± 0,25	17 ± 7	37 ± 10	34 ± 3	0		10 ⁻³ ÷ 10 ⁻⁶
SC	Αργιλλώδης άμ- μος (με λίγα λεπτά υλικά)	5	7	76	12	25	15	10	1,95 ± 0,20	20 ± 10	40 ± 10	32 ± 4	0	*)	10 ⁻⁶ ÷ 10 ⁻⁸
GM-ME	Ιλιώδης άμμος (με πολλά λε- πτά υλικά)	4	28	60	8	15	12	3	2,00 ± 0,20	20 ± 9	38 ± 9	34 ± 3	0		10 ⁻³ ÷ 10 ⁻⁶
GM-GC	Ιλιώδης έ- ως αργιλλώδης άμμος	9	32	45	14	19	13	6	2,10 ± 0,20	15 ± 8	32 ± 10	31 ± 3	0,5 ± 0,5	*)	10 ⁻⁶ ÷ 10 ⁻⁸
SC-GE	Αργιλλώδης άμ- μος (με πολλά λεπτά υλικά)	9	30	43	10	25	15	10	2,05 ± 0,20	19 ± 10	36 ± 11	28 ± 4	0,5 ± 0,5	*)	10 ⁻⁶ ÷ 10 ⁻⁸
SC-GE	Αργιλλώδης άμ- μος (με λεπτά υλικά μεγάλης ελαστικότητας)	12	31	54	3	57	23	34	1,85 ± 0,20	35 ± 15	49 ± 10	27 ± 3	1,0 ± 1,0	*)	10 ⁻⁶ ÷ 10 ⁻⁸

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.5. (συνέχεια)

ΜΕ	Ιλύς	6	64	29	1	30	25	4	1,30 ± 0,25	32 ± 21	47 ± 15	33 ± 4	0	*)	$10^{-3} \div 10^{-6}$
CL-ME	Ιλύς έως αργιλλώδης ιλύς	12	58	26	4	20	14	6	2,10 ± 0,15	19 ± 7	35 ± 8	30 ± 4	1,5 ± 1,0	*)	$10^{-5} \div 10^{-8}$
CL	Αργιλλώδης ιλύς	20	61	16	3	33	17	16	2,00 ± 0,15	25 ± 10	41 ± 8	27 ± 4	2,0 ± 1,0	**)	$10^{-5} \div 10^{-8}$
CH	Άργιλλος	22	59	10	1	64	25	39	1,75 ± 0,15	47 ± 24	56 ± 9	22 ± 4	2,5 ± 1,0	**)	$10^{-6} \div 10^{-8}$
OL	Αργιλλώδης ιλύς (με οργανικές προσμίξεις)	8	70	21	1	42	29	13	1,70 ± 0,15	48 ± 13	57 ± 8	25 ± 4	1,0 ± 0,5	*)	$10^{-4} \div 10^{-6}$
OH	Άργιλλος (με οργανικές προσμίξεις)	12	70	17	1	71	40	31	1,55 ± 0,15	68 ± 22	66 ± 8	22 ± 4	1,0 ± 0,5	**)	$10^{-6} \div 10^{-8}$
MH	Ειδικές ιλύες π.χ. θαλάσσια άσβεστος	10	65	25	0	68	33	30	1,55 ± 0,15	73 ± 20	67 ± 7	24 ± 6	0,5 ± 0,5	*)	$10^{-4} \div 10^{-6}$

Μέσο ειδικό βάρος των στερεών συστατικών όλων των ειδών εδάφους:

$$\gamma_B = 2 \frac{t}{m^3}$$

Επίδραση των τάσεων του νερού του κορώδους στην αντοχή σε διάτμηση:

*) μικρή

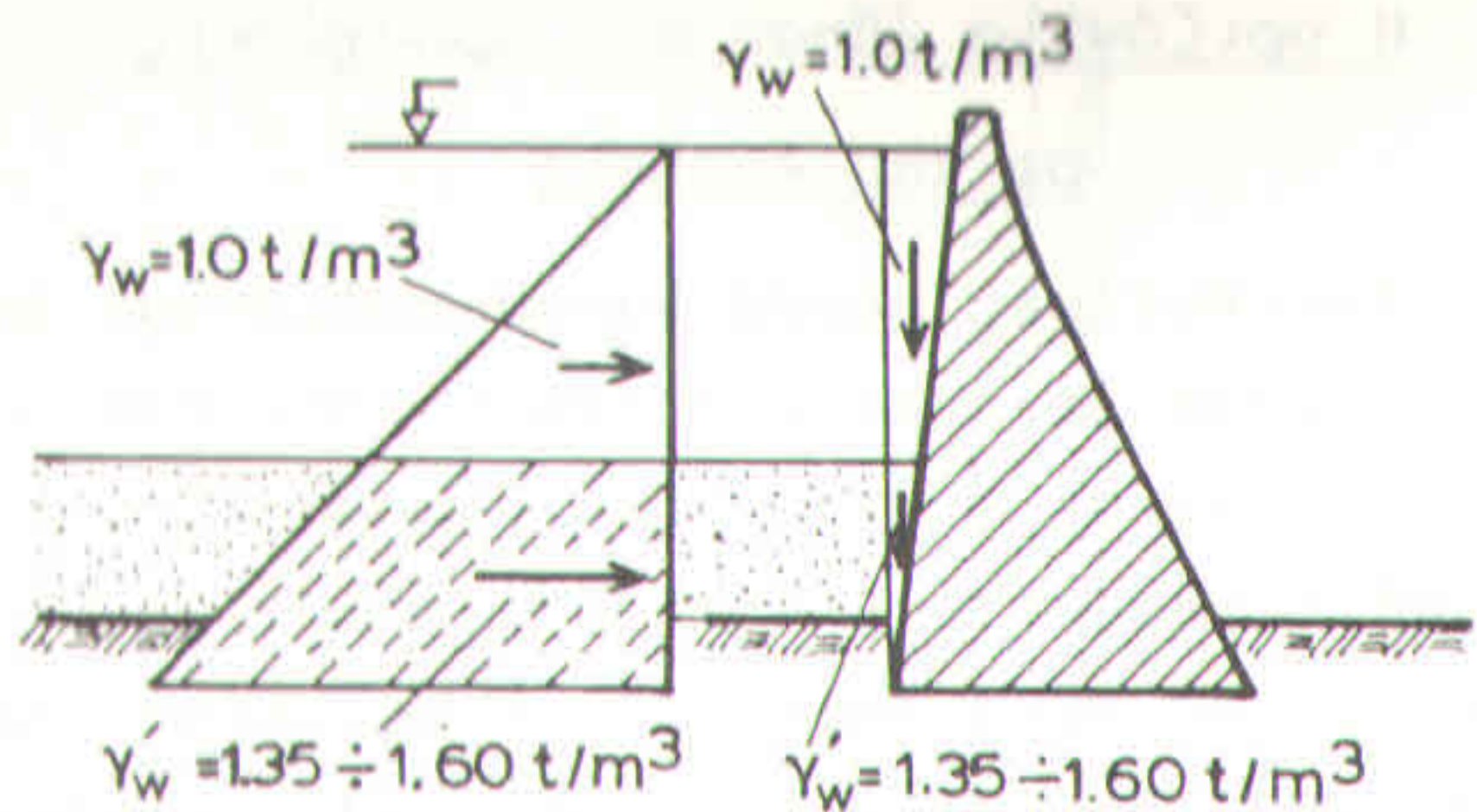
***) μεγάλη

2.2.2.4. Η οριζόντια ώθηση από προσχώσεις σε ταμιευτήρες

Οι ταμιευτήρες νερού κατασκευάζονται κατά κανόνα σε ρεύματα με περιορισμένη ή ελάχιστη μεταφορά φερτών υλών και σε θέσεις, που εξασφαλίζουν μεγάλη ταμιευτική δυνατότητα. Γι' αυτό η πρόσχωση, που δημιουργείται στο χώρο ταμίευσής τους, είναι περιορισμένη και αποτελείται κατά κανόνα από λεπτόκοκκα υλικά (αιωρούλικά), τα οποία διαχέονται στον πυθμένα της δεξαμενής από τοπικά ρεύματα νερού και συγκεντρώνονται στη βάση του ανάντη μετώπου του φράγματος. Έτσι σχηματίζονται μέσα στο νερό στρώματα από αποθέσεις περιορισμένου πάχους ως προς το συνολικό ύψος της κατασκευής.

Η στατική σημασία της πρόσχωσης αυτής, της οποίας το μέγεθος κυμαίνεται μεταξύ E_{α} και E_{θ} θεωρείται περιορισμένη, γι' αυτό και η γεωώθηση, που αναμένεται ότι θα προκληθεί, δεν παίρνεται υπόψη κατά τους στατικούς υπολογισμούς. Αλλά και στην περίπτωση, που προβλέπεται, ότι το πάχος των αποθέσεων θα είναι σημαντικό υπολογίζεται κατά τον στατικό έλεγχο των φραγμάτων αντί της οριζόντιας ώθησης, η οριζόντια υδροστατική δύναμη P , επειδή θεωρείται, ότι η συνολική δύναμη, που διαμορφώνεται από την E και την υδροστατική ποροπίεση ισούται με την P (βλ. συνέχεια Κεφ. 2.2.3.1.3).

Κατά τον έλεγχο της ευστάθειας των μεγάλων φραγμάτων χρησιμοποιείται μερικές φορές στην πράξη και η εξής διαδικασία για τον προσδιορισμό των δυνάμεων, που δέχεται το άνω μέτωπο των ταμιευτήρων, από την ώθηση των προσχώσεων (σχήμα 2.26).



Σχήμα 2.26. Υπολογισμός της γεώθησης σε φράγμα ταμίευσης νερού

Καταρχή υπολογίζεται (αναλυτικά) ή σχεδιάζεται (γραφοστατικά) το τρίγωνο των υδροστατικών πιέσεων, που θα δημιουργηθεί και καθορίζεται το ύψος των αναμενόμενων προσχώσεων με βάση τα φυσικά δεδομένα του ρεύματος (σχήμα 2.26). Η οριζόντια συνιστώσα της γεώθησης γίνεται δεκτό, ότι καθορίζεται από το βάρος εκείνου του τμήματος από το τρίγωνο των υδροστατικών πιέσεων, το οποίο αντιστοιχεί στο ύψος του φράγματος, που αναμένεται να προσχωθεί. Το μέτρο της προσδιορίζεται από το εμβαδό του παραπάνω τμήματος, (τραπέζιο), το οποίο πολλαπλασιάζεται με αυξημένο ειδικό βάρος $\gamma'_w = 1,35 \div 1,60 \text{ t/m}^3$. Η διεύθυνσή της είναι οριζόντια και η φορά της προς τον τοίχο της κατασκευής. Το σημείο εφαρμογής της καθορίζεται από το κέντρο του τραπέζιου, που δημιουργείται. Για το υπόλοιπο (άνω) μέρος του τριγώνου το ειδ. βάρος του νερού θεωρείται $\gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3$. Ο υπολογισμός προχωρεί γραφοστατικά και αναλυτικά κατά τα γνωστά (βλ. κεφ. υδροστατ. πίεσης νερού).

2.2.2.5. Η οριζόντια ώθηση από προσχώσεις σε εκχειλιστές

Στους εκχειλιστές, οι οποίοι κατασκευάζονται κατά τη διεύθυνση ποταμών και χειμάρρων, η ώθηση των γαιών ασκείται μετά την πρόσχωσή τους.

Ο υπολογισμός της γεώθησης των φραγμάτων αυτών γίνεται ανάλογα με τον τρόπο πρόσχωσής τους. Επειδή οι προσχώσεις προωθούνται κατά κανόνα με αργό ρυθμό, ο δε διαποτισμός της μάζας τους είναι πλήρης, χρησιμοποιείται η θεωρία Rankine/Culmann.

Οι συνθήκες γεώθησης, που δημιουργούνται στα φράγματα με φυσική ή τεχνητή πρόσχωση, είναι, σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, οι εξής:

- = υλικά προσχώσεων διαποτισμένα με νερό ($\delta=0$)
- = ύπαρξη υδροστατικού φορτίου από τη ροή νερού στην επιφάνεια των προσχώσεων (καθοριστικό είναι το μέγεθος της Q_{max})
- = κλίση επιφάνειας πρόσχωσης κατά κανόνα μικρή ($\beta \approx 0$), μέγιστη τιμή $\beta = \varphi$ υλικού.

Με βάση τις παραπάνω προϋποθέσεις το είδος, συνεισώς και το μέγεθος της γεώθησης εξαρτώνται στη συνέχεια από το πως τείνει να κινηθεί το φράγμα. Διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις:

α) θεμελίωση σε απόλυτα στερεά, βραχώδη διατομή:

Στην περίπτωση αυτή, που εμφανίζεται σπανιότερα στην πράξη, υποτίθεται, ότι το φράγμα παραμένει ακίνητο στη θέση ίδρυσής του, γι' αυτό ο υπολογισμός γίνεται με βάση την ήρεμη γεώθηση. Η εμπειρική σχέση μεταξύ K_0 και φ , που προέκυψε από νεώτερες έρευνες:

$$K_0 = 1 - \eta \mu \varphi$$

δίνει για τις συνήθεις τιμές της γωνίας φ στην πράξη⁽¹⁾ τις ακόλουθες τιμές διακύμανσης του K_o :

για $\varphi = 37^\circ$ $K_o \approx 0,4$

$\varphi = 20^\circ$ $K_o \approx 0,7$

οι δε γεωωθήσεις, που υπολογίζονται με βάση τις τιμές αυτές, είναι οι μεγαλύτερες δυνατές για τις συγκεκριμένες φραγματικές συνθήκες.

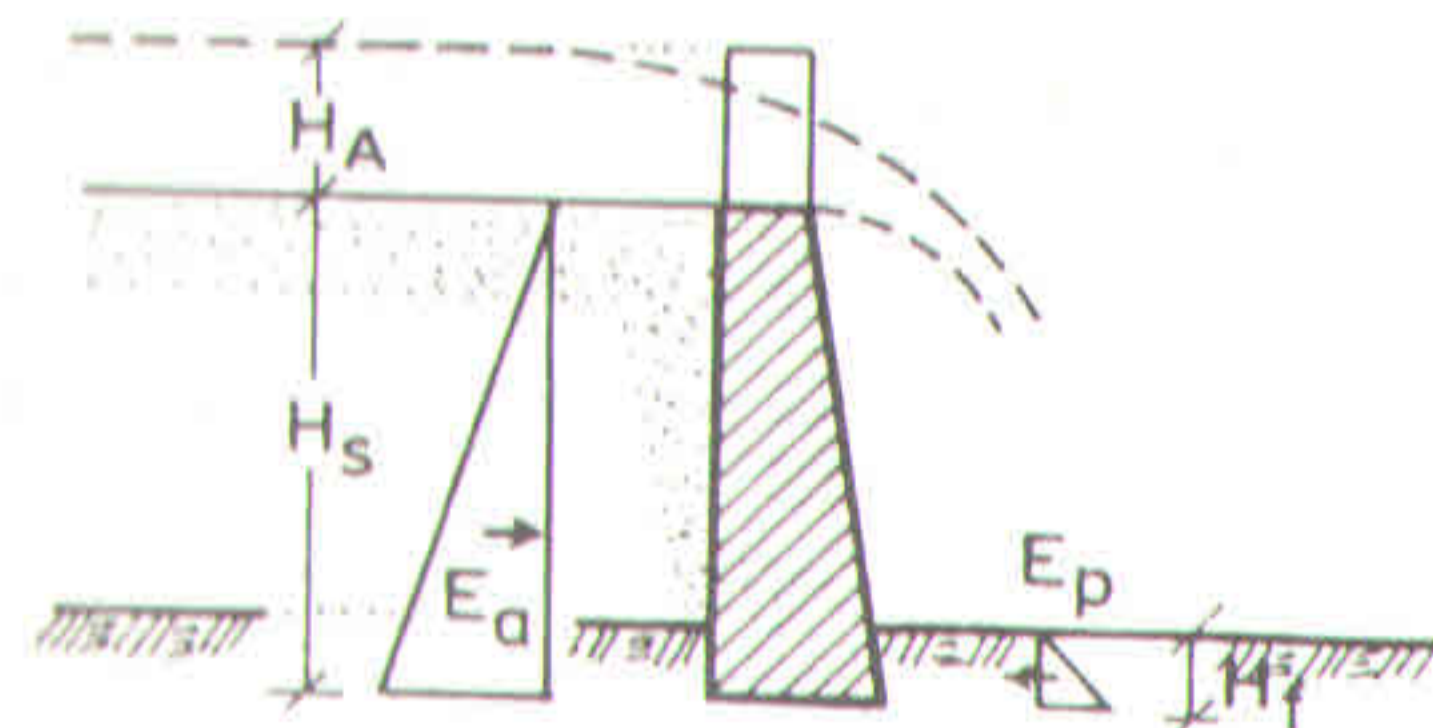
β) Θεμελίωση σε όχι απόλυτα στερεά διατομή:

Τέτοιες είναι οι ημιβραχώδεις διατομές, οι διατομές με ημίσκληρα και μαλακά πετρώματα (μάργες, κροκαλοπαγή, κλπ) και εκείνες με κινητούς πυθμένες. Είναι η συνήθης περίπτωση, που απαντάται στην πράξη. Γίνεται δεκτό, ότι σε τέτοιες θέσεις το φράγμα τείνει να κινηθεί προς τα κατάντη κάτω από την επίδραση των προσχώσεων. Το μέγεθος της μετακίνησης, που εκτιμάται σε 1 ‰ του συνολικού ύψους του, δημιουργεί ενεργό γεωώθηση.

γ) Στερέωση (πάκτωση) στα πρανή:

Το φράγμα θεωρείται στερεωμένο (πακτωμένο) στα πρανή, όταν τα πτερύγιά του θεμελιώνονται επαρκώς σε θέσεις πρανών από σκληρό βράχο, ή όταν το ύψος του είναι σημαντικό ως προς το πλάτος της διατομής, τα δε πτερύγια του θεμελιώνονται αρκετά βαθειά σε ημιβραχούς ή μαλακά πετρώματα (μάργες, κροκαλώδη κλπ). Λόγω της θεμελίωσης του όμως σε κινητό πυθμένα ή σε μαλακά πετρώματα, το φράγμα δεν μπορεί να θεωρηθεί ως απόλυτα αμετακίνητο στη βάση του, αφού η πρόσχωση που σχηματίζεται, ασκεί σ'αυτήν ενεργό ώθηση.

Όταν το φράγμα μετά τη θεμελίωσή του προσχωθεί από τα υλικά του ρεύματος, υφίσταται την επίδραση δυο αντίθετων μεταξύ τους γεωωθήσεων, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.27: στο άναντες μέτωπό



Σχήμα 2.27. Γεωωθήσεις E_a και E_p που ασκούνται σε φράγμα - εκχειλιστή

του υφίσταται τη δράση της ενεργού ώθησης E_a κάτω από την επίδραση των προσχώσεων και λόγω της θεμελίωσης (στερέωσης) του μέσα στο έδαφος, ενώ στο κάταντες μέτωπό του δρα η παθητική ώθηση E_p - μόνο όμως κατά το βάθος θεμελίωσης - λόγω της συμπίεσης του εδάφους εκεί. Συνήθως ο υπολογισμός της E_p παραλείπεται κατά τον στατικό υπολογισμό, οπότε αυξάνεται η ασφάλεια της κατασκευής. Πάντως ο υπολογισμός τόσο της E_a όσο και της E_p γίνεται πρακτικά με τον ίδιο τρόπο, γι'αυτό και στη συνέχεια η πραγμάτευση θα γίνει μόνο ως προς την E_a .

Με βάση τις συνθήκες γεωώθησης ($\beta=0, \delta=0$), το μέγεθος του συντελεστή K_a δίνεται από τη σχέση:

$$K_a = \epsilon \varphi^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

Η γωνία φ εκτιμάται από τον επόμενο πίνακα 2.6.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.6.
Τιμές του συντελεστή K_α ή K_{ah}

Γωνία δ ($^\circ$)	Συντελεστής K_α ή K_{ah}		
	$\varphi = 20^\circ$	$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 40^\circ$
0	0,490	0,333	0,217
10	0,440	0,304	0,201
20	0,401	0,279	0,187

Για τη συνήθη περίπτωση $\varphi=37^\circ$ η τιμή του συντελεστή είναι:

$$K_\alpha = 0,248$$

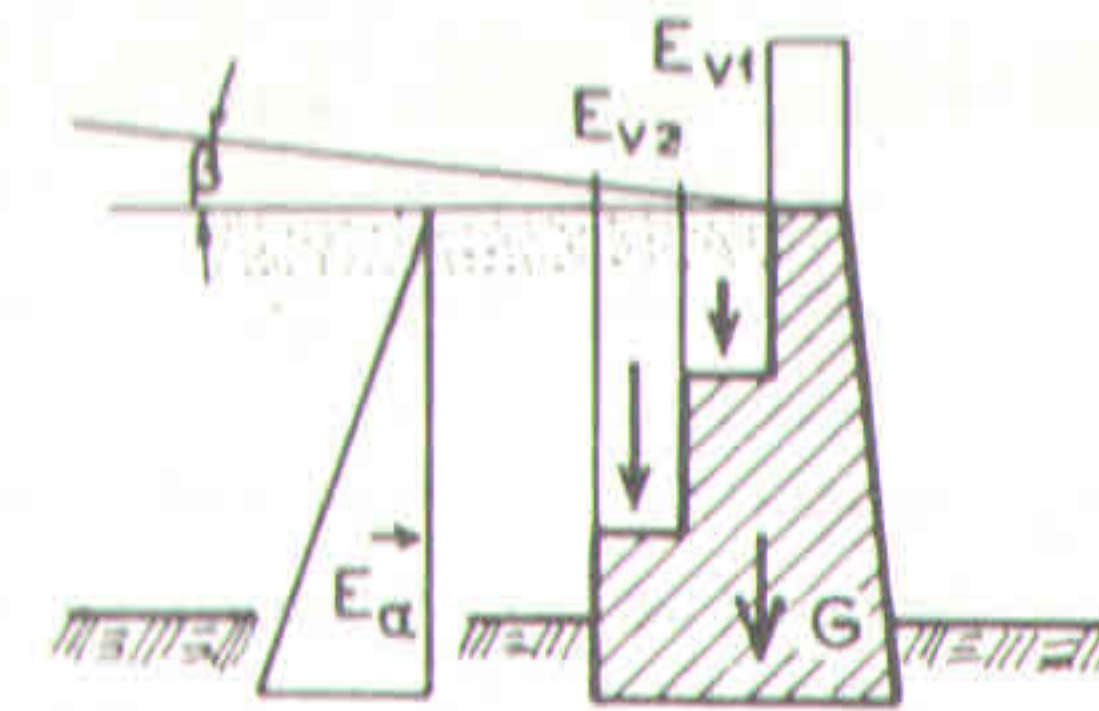
Όταν η επιφάνεια ώθησης είναι κεκλιμένη ($\alpha \neq 0$), η E αναλύεται στην οριζόντια γεωώθηση E_h και το κατακόρυφο φορτίο της E_v . Αυτό ισχύει για οποιαδήποτε μορφή κεκλιμένης επιφάνειας (επίπεδη, καμπύλη, κλπ). Το E_v συναθροίζεται στο στατικό σύστημα ως κατακόρυφη δύναμη.

Στις βαθμιδωτές επιφάνειες με εναλλασσόμενα οριζόντια και κατακόρυφα τμήματα, ο υπολογισμός της οριζόντιας γεωώθησης για όλα τα κατακόρυφα τμήματα που σχηματίζουν την κατακόρυφη επιφάνεια, γίνεται, όπως και ο αντίστοιχος της υδροστατικής πίεσης (σχ. 2.28).

Τα γεωυλικά, που βρίσκονται πάνω από κάθε οριζόντιο τμήμα, αποτελούν φορτία, που αυξάνουν το βάρος του φράγματος.

Στη συνέχεια δίνονται οι τρόποι, με τους οποίους γίνεται ο αναλυτικός και γραφοστατικός υπολογι-

σμός της ώθησης για τα διάφορα είδη γεωώθησης.



Εικόνα 2.28. Κατακόρυφα γεωφορτία και οριζόντια γεωώθηση σε φράγμα με βαθμιδωτό ανάντες μέτωπο

Τρόπος Ι: Υπολογισμός της γεωώθησης E με βάση την τριγωνική κατανομή της γεωπίεσης

α) Συνθήκες:

- = υλικά πρόσχωσης χωρίς συνοχή ($c=0$) και κορεσμένα από νερό ($\delta=0$)
- = ύπαρξη υδροστατικού φορτίου p λόγω ροής νερού
- = κλίση επιφάνειας πρόσχωσης μικρή, κατά κανόνα πρακτικά οριζόντια, μέγιστη τιμή της: $\beta=\varphi$ υλικού

β) Αναλυτικός υπολογισμός:

Το μέτρο της ενεργού, της ήρεμης και της παθητικής γεωώθησης για κατακόρυφο ανάντες (E_a, E_o, E_p) ή το μέτρο της οριζόντιας συνιστώσας όλων αυτών για κεκλιμένο ανάντες μέτωπο (E_{ah}, E_{oh}, E_{ph}) με μοναδιακό πλάτος, χωρίς υδροστατικό φορτίο p δίνεται από τη σχέση:

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot H_s^2 \cdot K \quad (t)$$

όπου K ο ανάλογος συντελεστής K_α, K_o, K_p ή K_{ah}, K_{oh}, K_{ph} , η δε τιμή της αντίστοιχης μέγιστης γεωπίεσης στη βάση του τοίχου του φράγματος παρέχεται ως εξής:

$$e_{\max} = \gamma_e \cdot H_s \cdot K \quad (t/m^2)$$

οπότε ο παραπάνω τύπος παίρνει και τη μορφή:

$$E = \frac{1}{2} \cdot H_s \cdot e_{\max} \quad (t)$$

Το ειδ. βάρος γ_e προσδιορίζεται από τον πίνακα 2.4., το ύψος H_s είναι δεδομένο με βάση την κατασκευή, ο δε συντελεστής K , ο οποίος συνήθως παίρνεται για ενεργό γεωπίεση (K_α), προσδιορίζεται σύμφωνα με τα προηγούμενα. Κατά κανόνα χρησιμοποιείται εξαρχής ο κατάλληλος K_h . Θα πρέπει όμως να προσυπολογίζεται και το φορτίο, που προκαλείται από τη ροή του νερού (ιδίως από τη Q_{\max}), κυρίως στα μικρά φράγματα, όπου η αναλογία του υδατοφορτίου ως προς τη γεωώθηση είναι σημαντική. Η ασκούμενη υδροστατική πίεση από την Q_{\max} , η οποία είναι:

$$p = \gamma_w \cdot H_A \quad (t/m^2)$$

όπου H_A : το βάθος του διάρρου του φράγματος (m)
 δρα σ'όλο το ύψος του φράγματος με την ίδια ένταση, γι'αυτό εκτός από την γεωώθηση δημιουργεί και μια πρόσθετη υδροστατική δύναμη:

$$P_k = p \cdot H_s \cdot K \quad (t)$$

Συνεπώς με τον συνυπολογισμό και αυτής ο παραπάνω τύπος γίνεται:

$$E = (H_s \cdot p + \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot H_s^2) \cdot K \quad \text{ή} \quad E = (H_s \cdot H_A + \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot H_s^2) \cdot K \quad (t)$$

αφού $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$.

Το σημείο εφαρμογής της γεωώθησης βρίσκεται ως εξής:

= εάν δεν υπάρχει πρόσθετο φορτίο, η κατανομή των γεωπιέσεων είναι τριγωνική και η E εφαρμόζεται σε απόσταση $H_s/3$ από τη βάση του φράγματος

= εάν υπάρχει πρόσθετο φορτίο, τότε η κατανομή των πιέσεων είναι τραπεζοειδής και η E εφαρμόζεται, για $\alpha \neq 0$ (κεκλιμένο άνωτες) σε ύψος:

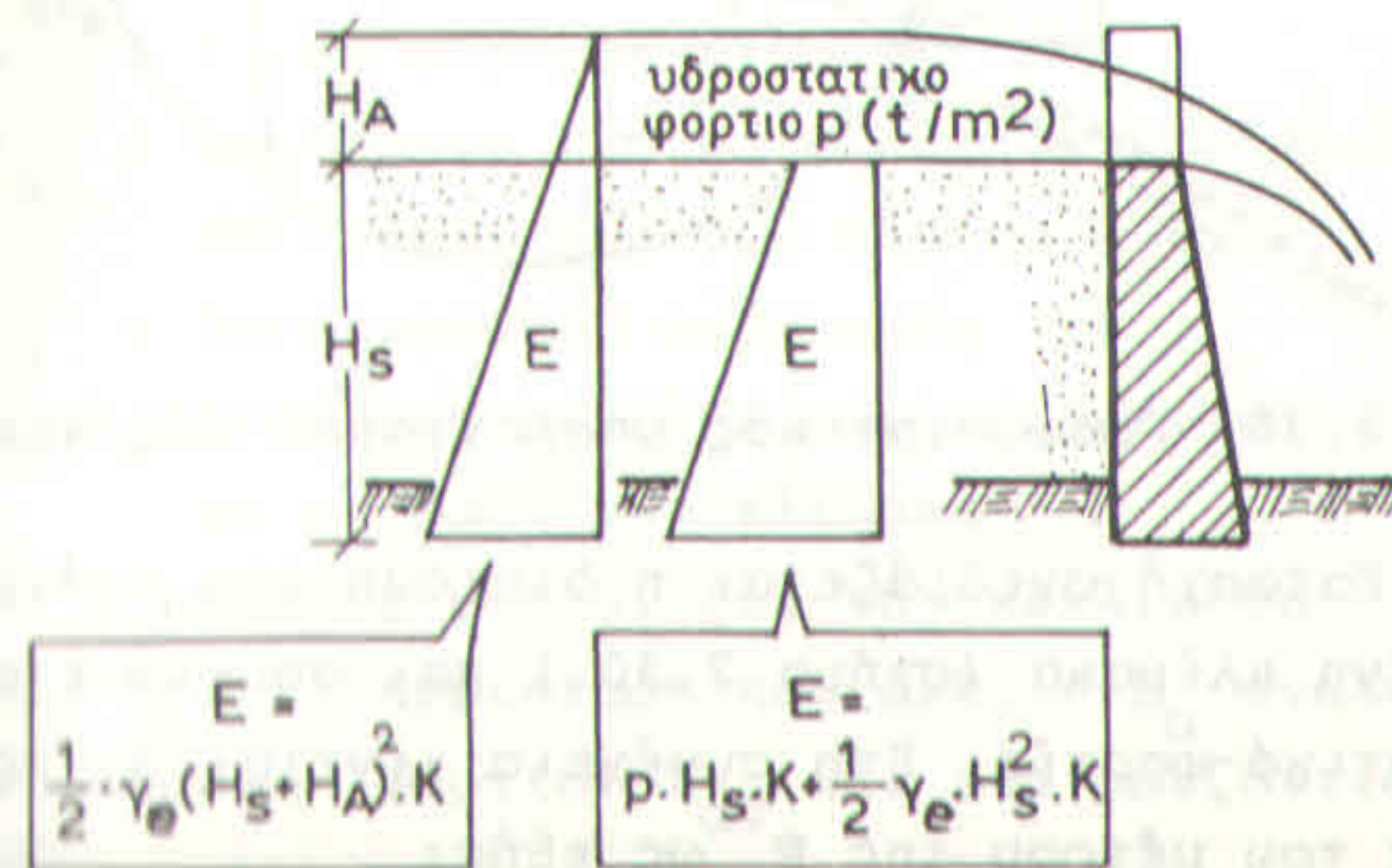
$$z_p = \frac{H_s}{3} \cdot \frac{3p + \gamma_e \cdot H_s}{2p + \gamma_e \cdot H_s}$$

από τα θεμέλια της κατασκευής.

Η διεύθυνση της E είναι οριζόντια και η φορά της προς το φράγμα.

Για τον προσδιορισμό του μέτρου της γεωώθησης E χρησιμοποιείται συχνά στην πράξη ο απλοποιημένος ελβετικός τύπος (σχήμα 2.29):

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot (H_s + H_A)^2 \cdot K$$

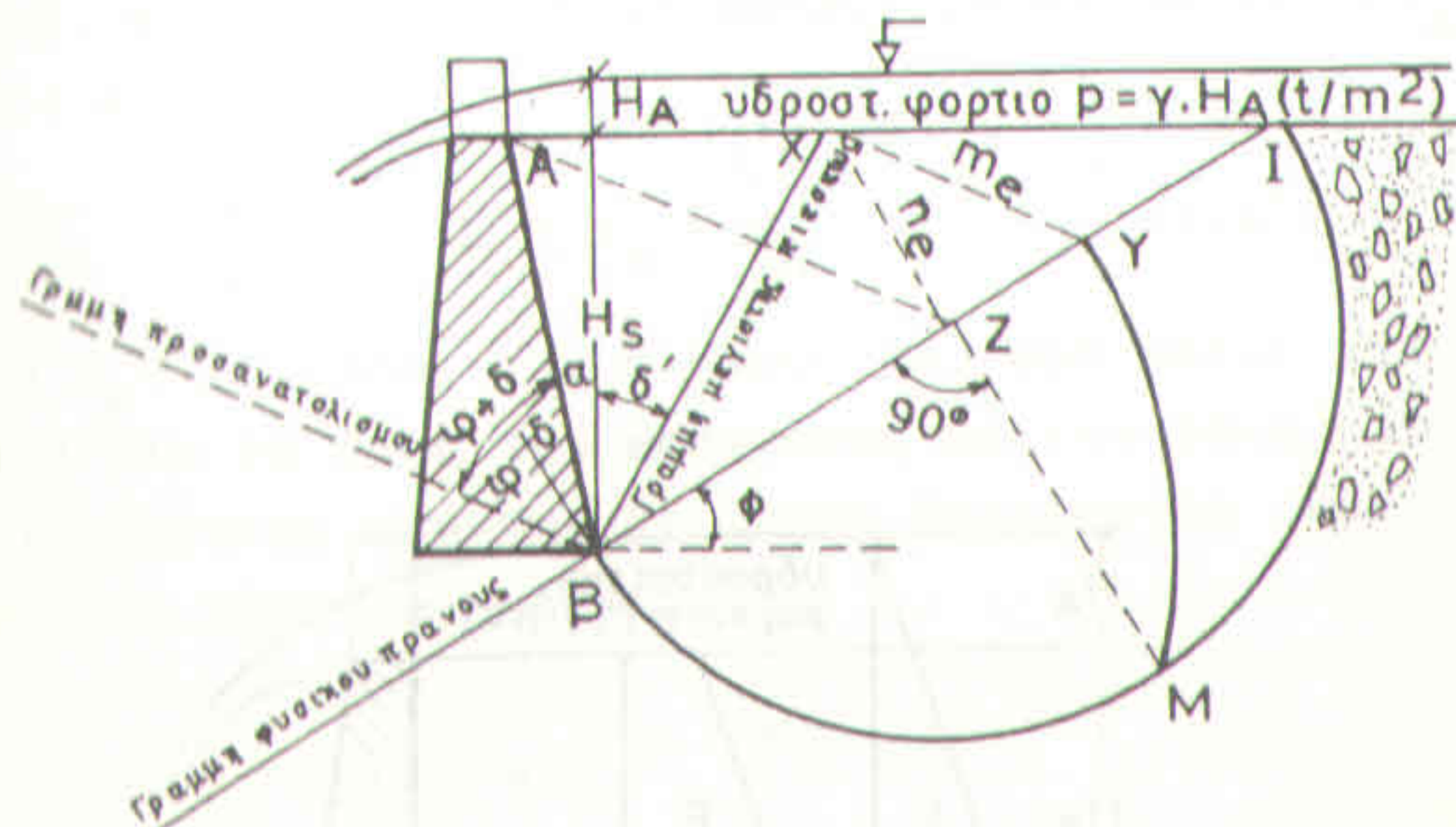


Σχήμα 2.29. Γεωώθηση με υδροστατικό φορτίο σε εκχειλιστή (υπολογισμός με τον κανονικό τρόπο και με την ελβετική μέθοδο)

ο οποίος παραλείπει μεν τον αυτοτελή υπολογισμό του υδροστατικού φορτίου, αντ' αυτού όμως υπολογίζει το τρίγωνο των γεωθήσεων από τη στάθμη του νερού και όχι από την επιφάνεια του εδάφους. Στη περίπτωση αυτή το σημείο εφαρμογής της E βρίσκεται στο κέντρο του τριγώνου $(H_s + H_A)/3$, η διεύθυνσή της είναι οριζόντια και η φορά της προς το φράγμα.

γ) Γραφοστατικός υπολογισμός:

Ο γραφοστατικός υπολογισμός της γεώθησης γίνεται με τη μέθοδο του Roncelet και δίνει το μέτρο, τη διεύθυνση και το σημείο εφαρμογής της ολικής ενεργού γεωπίεσης E_α (όχι της οριζόντιας συνισταμένης της), η οποία μπορεί να αναλυθεί στη συνέχεια σε E_{ah} και E_{av} . Η σειρά των εργασιών είναι η εξής:



Σχήμα 2.30. Γραφοστατικός υπολογισμός της γεώθησης

Καταρχή σχεδιάζεται η διατομή του φράγματος με ορισμένη κλίμακα (σχήμα 2.30.) και σημειώνεται το υδροστατικό φορτίο. Στη συνέχεια γίνεται ο προσδιορισμός του μέτρου της E_α ως εξής:

1. Από το σημείο B χαράσσεται ως προς την οριζόντια η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ και φέρεται η σχετική ευθεία BI.

2. Από το σημείο B χαράσσεται ως προς το πιεζόμενο μέτωπο του φράγματος BA η γραμμή προσανατολισμού υπό γωνία $\phi + \delta$.

3. Με κέντρο το μέσο του BI χαράσσεται ημιπεριφέρεια.

4. Από το σημείο A άγεται η AZ παράλληλη προς τη γραμμή προσανατολισμού.

5. Από το Z φέρεται η ZM ως κάθετος προς την BI.

6. Με κέντρο το B και ακτίνα τη BM γράφεται περιφέρεια, που τέμνει τη BI στο σημείο Y, από το οποίο άγεται η YX = m_e παράλληλη προς την AZ.

7. Τέλος από το σημείο X φέρεται κάθετος προς την BI, της οποίας το μέγεθος παριστάνεται με n_e . Η ευθεία BX δίνει τη γραμμή του επίπεδου ολίσθησης για τη μέγιστη γεώθηση στη συγκεκριμένη περίπτωση. Το μέτρο της συνολικής, ενεργού γεώθησης δίνεται από τη σχέση:

$$E = (p + \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot H_s) \cdot \frac{n_e \cdot m_e}{H_s}$$

όπου p : η υπερφόρτωση (t/m^2)

γ_e : φαινόμενο ειδικό βάρος υλικών (t/m^3), που παίρνεται από τον πίνακα 2.4.

H_s : ύψος μετώπου φράγματος (m)

m_e, n_e : γραμμικά μεγέθη, που μετρούνται στο σχήμα με βάση την κλίμακα.

Πυνηπώς η μέθοδος υπολογίζει την κεκλιμένη ενεργό γεώθηση E_α . Σε περίπτωση που $\alpha \neq 0$, η E_α αναλύεται σε μια κατακόρυφη (φορτίο) E_{av} και μια οριζόντια E_{ah} συνιστώσα.

Για τον καθορισμό του σημείου εφαρμογής της γεώθησης E_α γίνεται καταρχή ο εξής μετασχηματισμός

στον παραπάνω τύπο:

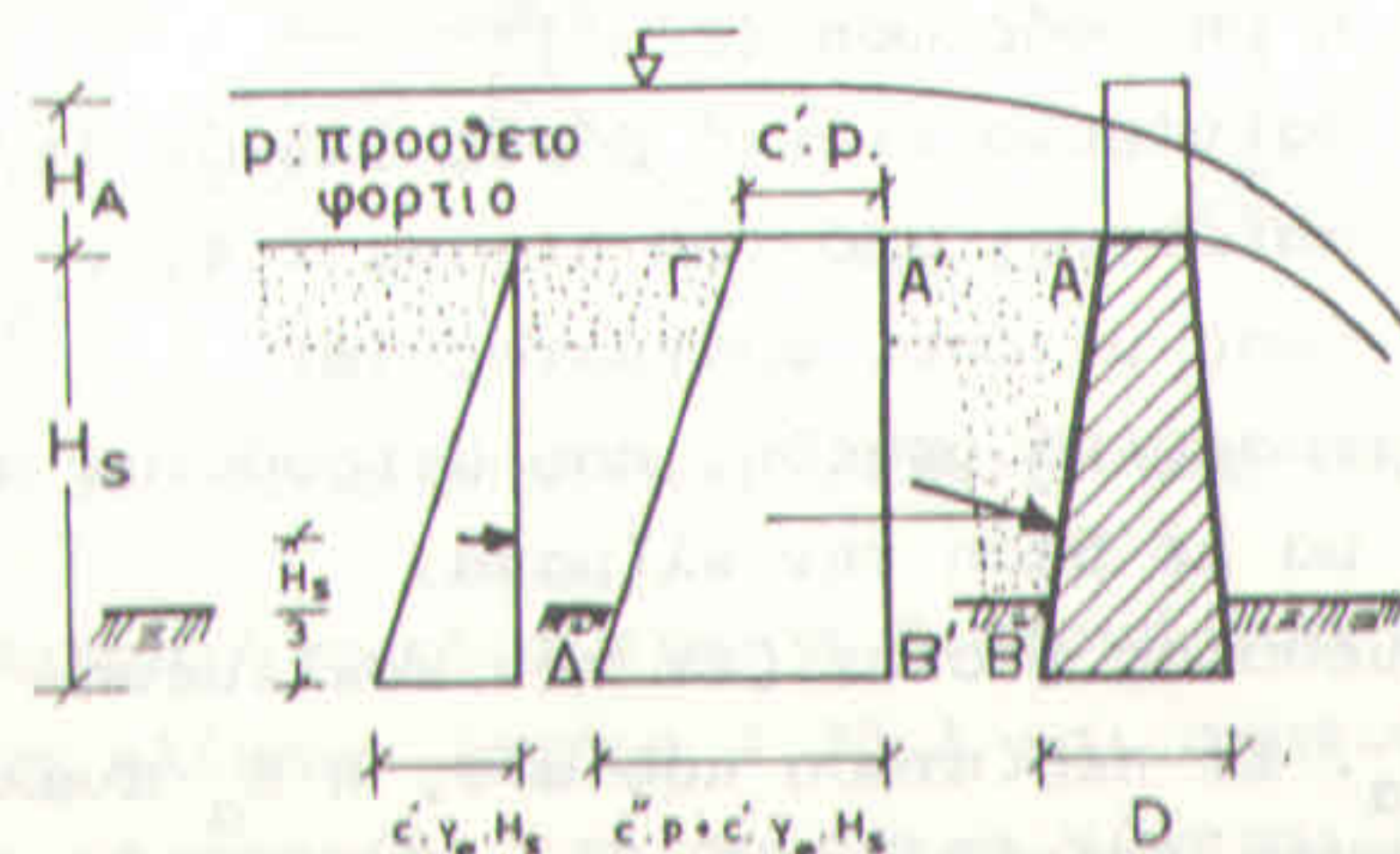
Εάν τεθεί:
$$\frac{n_e \cdot m_e}{H_s} = c'$$

όπου c' : συντελεστής

τότε:
$$E_\alpha = (p + \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot H_s) \cdot c' \cdot H_s$$

οπότε:
$$E_\alpha = c' \cdot p \cdot H_s + \frac{1}{2} \cdot c' \cdot \gamma_e \cdot H_s^2$$

Επί κατακόρυφου παίρνεται τμήμα Α'Β' ίσο με το ύψος του φράγματος (σχήμα 2.31.). Στο σημείο Α' χαράσσεται οριζόντια ευθεία Α'Γ = $c' \cdot p$ και στο Β' αντίστοιχα οριζόντια ευθεία Β'Δ = $c' \cdot p + c' \cdot \gamma_e \cdot H_s$. Το εμβαδό του τραπεζίου Α'Β'ΔΓ, που σχηματίζεται για μοναδιαίο πλάτος κατασκευής (1 m) παρέχει το μέτρο της E_α και δίνει την κατανομή των γεωπιέσεων e_a στα διάφορα ύψη του φράγματος. Το σημείο εφαρμογής της E_α καθορίζεται από το κέντρο του τραπεζίου, που προσδιορίζεται κατά τα γνωστά.



Σχήμα 2.31. Γραφοστατικός καθορισμός του σημείου εφαρμογής της γεωώθησης

Εάν δεν ασκείται πρόσθετο φορτίο p , ο γραφοστατικός υπολογισμός παραμένει ο ίδιος, το μέγεθος όμως της E_α προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$E_\alpha = \frac{1}{2} \cdot n_e \cdot m_e \cdot \gamma_e = \frac{1}{2} \cdot c' \cdot \gamma_e \cdot H_s^2$$

όπου m_e, n_e, c' όπως παραπάνω. Το σημείο εφαρμογής της καθορίζεται από το κέντρο του τριγώνου, που σχηματίζεται - αντί του τραπεζίου - με βάση $c' \cdot \gamma_e \cdot H_s$ και ύψος H_S και συνεπώς βρίσκεται σε απόσταση $H_S/3$ από τη βάση του φράγματος.

Ε'όλως τις περιπτώσεις η γεωώθηση E_α που υπολογίζεται, ασκείται κάθετα προς την επιφάνεια του ανάντη μετώπου του φράγματος, εκτός εάν $\delta \neq 0$, οπότε η E_α ασκείται υπό γωνία δ ως προς την κάθετο στην επιφάνεια. Όταν η επιφάνεια του φράγματος είναι κεκλιμένη ($\alpha \neq 0$), αυτή αναλύεται σε ένα κατακόρυφο φορτίο $E_{\alpha v}$ και σε μια οριζόντια γεωώθηση $E_{\alpha h}$ κατά τα γνωστά.

Τρόπος II: Υπολογισμός της αναμετακινούμενης γεωώθησης $E_{\alpha\alpha}$ με τραπεζοειδή κατανομή

α) Συνθήκες:

- = υλικά πρόσχωσης χωρίς συνοχή ($c=0$)
- = χωρίς ή με υδροστατικό φορτίο p λόγω ροής νερού.
- = κλίση επιφάνειας πρόσχωσης μικρή, κατά κανόνα πρακτικά οριζόντια, μέγιστη τιμή της $\beta = \varphi$ υλικού.

β) Αναλυτικός υπολογισμός:

Το μέτρο της αναμετακινούμενης γεωώθησης $E_{\alpha\alpha}$, $E_{\alpha\alpha h}$ χωρίς υδροστατικό φορτίο δίνεται κατά τον Terzaghi από την εξής σχέση:

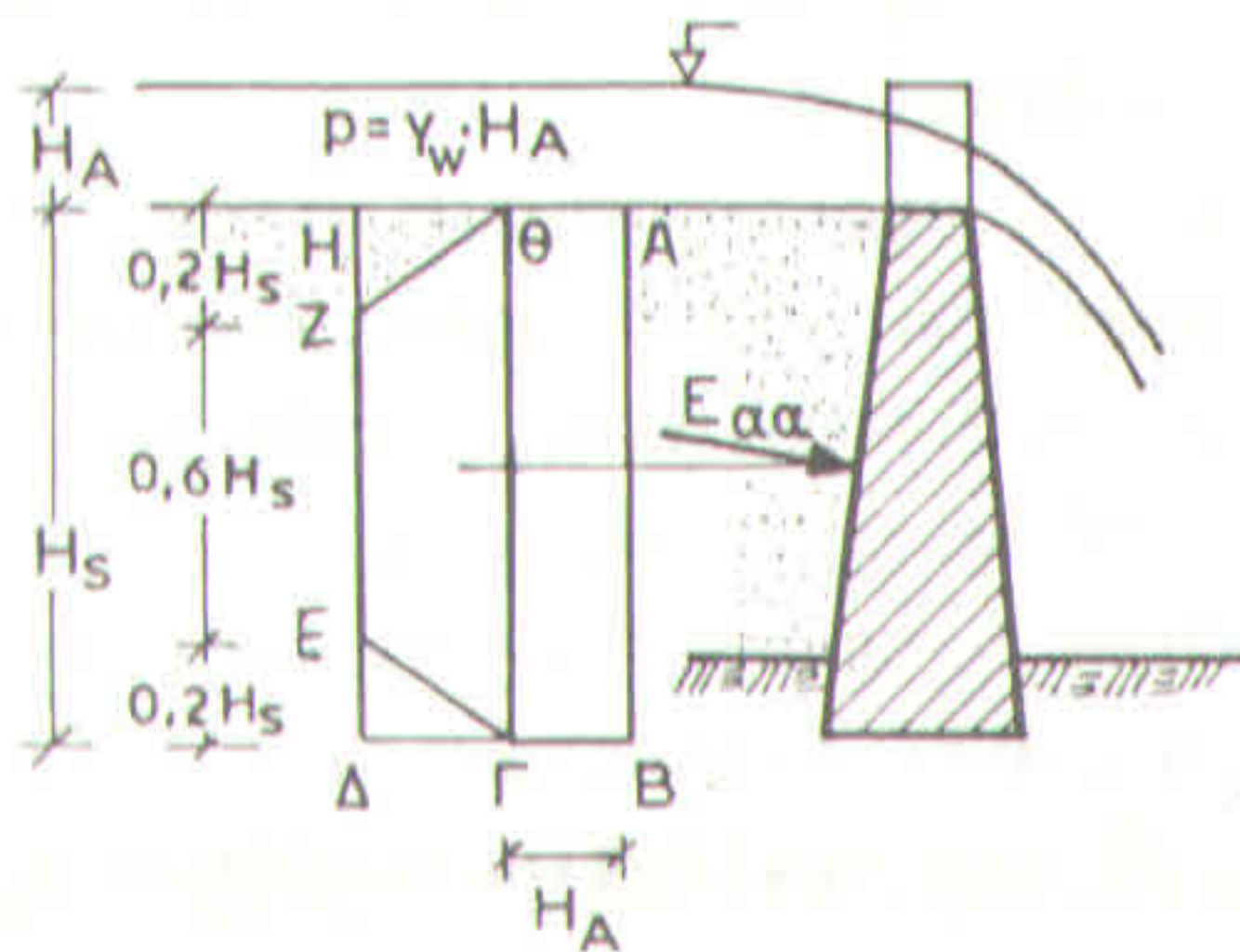
$$E_{\alpha\alpha} (E_{\alpha\alpha h}) = 0,64 \cdot \gamma_e \cdot H_s^2 \cdot K_\alpha$$

όπου γ_e : φαινόμενο ειδ. βάρος υλικών (t/m^3), βλ. πίνακα 2.4.

H_s : ύψος φράγματος (m)

K_α : συντελεστής ενεργού γεώθησης, που υπολογίζεται είτε ως $K_{\alpha h}$, οπότε έχουμε το $E_{\alpha h}$, είτε ως K_α , οπότε παίρνουμε το $E_{\alpha\alpha}$.

Στην περίπτωση, που υπάρχει πρόσθετο υδροστατικό φορτίο $p = \gamma_w \cdot H_A$ λόγω ροής νερού (Q_{max}), του οποίου η συνολική επίδραση στο μέτωπο του φράγματος γίνεται



Σχήμα 2.32. Γραφοστατικός υπολογισμός της $E_{\alpha\alpha}$

$P_k = p \cdot H_s \cdot K_\alpha$, ο παραπάνω τύπος παίρνει την ακόλουθη μορφή:

$$E_{\alpha\alpha} = (p \cdot H_s + 0,64 \gamma_e \cdot H_s^2) \cdot K$$

Το σημείο εφαρμογής της γεώθησης $E_{\alpha\alpha}$ βρίσκεται σε ύψος $H_s/2$ από τα θεμέλια του φράγματος. Για τον ακριβή καθορισμό του κέντρου βάρους του εξάπλευρου των πιέσεων, που δημιουργείται στην περίπτωση αυτή - εκεί δρώ η $E_{\alpha\alpha}$ - εργαζόμαστε ως εξής: (σχήμα 2.32):

Τα μεγέθη των επιφανειών ABΓθ και θΓΕΖ δε-

ωθούνται ως βάρη, που δρουν κατακόρυφα. Γίνεται η σύνθεσή τους και στο σημείο, στο οποίο η γραμμή της R τέμνει την οριζόντια ευθεία, που διέρχεται σε ύψος $h = H_s/2$, βρίσκεται το κέντρο βάρους του σχήματος.

Η διεύθυνση της $E_{\alpha\alpha}$ είναι οριζόντια σε κατακόρυφη πιεζόμενη επιφάνεια (ενώ σε κεκλιμένη επιφάνεια σχηματίζει τη γωνία δ) και η φορά της προς τον τοίχο του φράγματος.

β) Γραφοστατικός υπολογισμός:

Δεν έχει αναπτυχθεί προς το παρόν γραφοστατικός τρόπος υπολογισμού της γεώθησης με τη μέθοδο του Tertaghi. Μπορεί όμως να ακολουθηθεί η εξής γραφοστατική διαδικασία (σχήμα 2.32.):

Καταρχή σχεδιάζεται υπό κλίμακα η διατομή του φράγματος και επί κατακόρυφης ευθείας παραπλεύρως του παίρνεται τμήμα AB, όσο το ύψος του.

1. Χαράσσονται οι ευθείες $\overline{A\theta} = \overline{B\Gamma} = p \cdot H_s \cdot K_\alpha$ και $\overline{\theta\eta} = \overline{\Gamma\Delta} = 0,8 \cdot \gamma_e \cdot H_s \cdot K_\alpha$.

2. Προσδιορίζονται τα σημεία Z και E με βάση ότι η $\overline{H\bar{Z}} = \overline{E\Delta} = 0,2 H_s$.

3. Σχεδιάζεται το εξάπλευρο ABΓΕΖθ, το οποίο δίνει και την κατανομή των γεωπιέσεων στην επιφάνεια

Το εμβαδό του εξάπλευρου δίνει το μέτρο της γεώθησης $E_{\alpha\alpha}$ (εφόσον χρησιμοποιήθηκε ο K_α) ή της $E_{\alpha ah}$ (εάν έγινε χρήση του $K_{\alpha h}$). Το σημείο εφαρμογής της $E_{\alpha\alpha}$ διέρχεται σε ύψος $H_s/2$ από τη βάση του φράγματος (κέντρο του εξάπλευρου). Ο ακριβής καθορισμός του κέντρου γίνεται, όπως και στην αναλυτική μέθοδο, μετά από γραφοστατική σύνθεση των επιφανειών του ορθογώνιου και του τραπεζίου. Η διεύθυνση της $E_{\alpha\alpha}$ είναι κάθετη προς την επιφάνεια ($\delta=0$) ή σχηματίζει τη θ με αυτή, γίνεται δε οριζόντια, εφόσον χρησιμοποιείται ο $K_{\alpha h}$. Η φορά της είναι προς το φράγμα.

Εάν δε υπάρχει πρόσθετο φορτίο p , ο υπολογι-

σμός ακολουθεί την ίδια διαδικασία, μόνο που δεν παίρνεται υπόψη στους τύπους ο παράγοντας $\rho \cdot H_s \cdot K_\alpha$ και παραλείπονται κατά το σχεδιάσμα τα τμήματα $\overline{A\theta}$ και $\overline{B\Gamma}$.

2.2.2.6 Υπολογισμός της κατακόρυφης ώθησης γαιών ή του γεωφορτίου

Στους ταμειυτήρες ο προσδιορισμός της κατακόρυφης συνιστώσας της γεωώθησης, δηλ. του γεωωθητικού φορτίου, γίνεται όπως και ο αντίστοιχος της οριζόντιας συνιστώσας της (σχήμα 2.26). Η επιφάνεια του υδροστατικού φορτίου διαχωρίζεται, με βάση τη πρόσχωση που αναμένεται ότι θα δημιουργηθεί, σε άνω τμήμα με σχήμα τραπεζίου, όπου ασκείται μόνο υδροστατικό φορτίο, και σε κάτω τμήμα με σχήμα τριγώνου, όπου ασκούνται ταυτόχρονα υδροστατικό και γεωωθητικό φορτίο. Για το λόγο αυτό κατά τον υπολογισμό του βάρους του τριγώνου χρησιμοποιείται αυξημένο ειδικό βάρος $\gamma'_w = (1,35 \div 1,60) \text{ t/m}^3$. Το σημείο εφαρμογής του φορτίου διέρχεται από το κέντρο του τριγώνου.

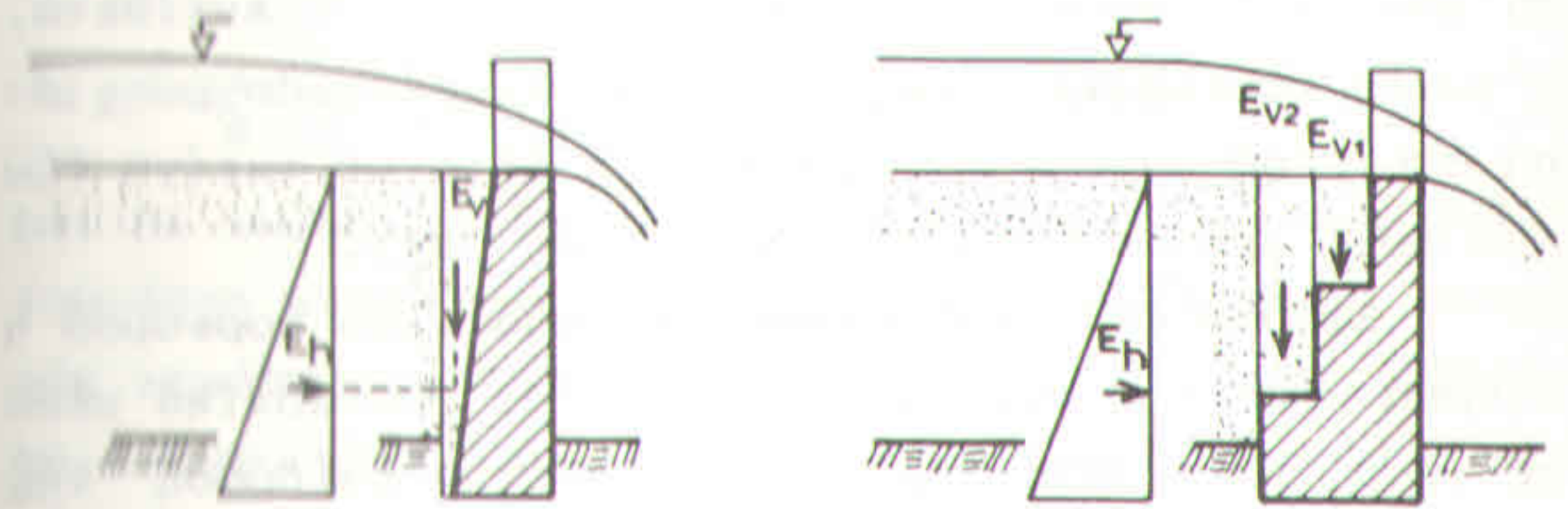
Στους εκχειλιστές ο προσδιορισμός του γεωφορτίου γίνεται ως εξής:

Όταν το ανάντες μέτωπο του φράγματος είναι κεκλιμένο ($\alpha \neq 0$) ή, όταν η δύναμη ώθησης E ασκείται υπό γωνία προς αυτό ($\delta \neq 0$), τότε η E αναλύεται σε μια οριζόντια E_h συνιστώσα και σε μια κατακόρυφη E_v , η οποία αποτελεί το φορτίο (σχήμα 2.33). Το μέτρο της κατακόρυφης συνιστώσας E_v δίνεται από αναλυτική άποψη σε συνάρτηση με την E_h ως εξής:

$$E_v = E_h \cdot \epsilon\phi(\alpha - \delta)$$

Γραφοστατικό ο υπολογισμός του γεωφορτίου γίνεται,

όπως και του υδροστατικού φορτίου. Η διεύθυνση της E_v είναι κατακόρυφη και η φορά της προς τα κάτω, το δε σημείο εφαρμογής της στην κεκλιμένη επιφάνεια συμπίπτει με εκείνο της E_h .



Εικόνα 2.33. Το γεωφορτίο σε εκχειλιστές

Όταν το ανάντες μέτωπο είναι βαθμιδωτό, τότε το μέτρο του κατακόρυφου φορτίου δίνεται από τα εμβαδά των ορθογωνίων (για $\beta=0$) ή των τραπεζίων (για $\beta \neq 0$), το δε σημείο εφαρμογής είναι το κέντρο βάρους κάθε ορθογωνίου ή τραπεζίου αντίστοιχα.

Ο υπολογισμός του κατακόρυφου φορτίου E_v παραμένει ο ίδιος τόσο για τριγωνική, όσο και για τραπεζοειδή (Terzaghi) κατανομή της γεωπίεσης.

2.2.3. ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΑΠΟ ΤΟ ΕΛΑΦΟΣ ΚΑΙ ΤΟ ΝΕΡΟ

2.2.3.1. Συνολική δύναμη από ώθηση προσχώσεων και πίεση του νερού

2.2.3.1.1. Γεωώθηση και κορεσμός με νερό σε προσχώσεις φραγμάτων

Σε φραγματικές προσχώσεις, των οποίων η επιφάνεια δεν έχει στεγανοποιηθεί εντελώς από τα αιωρήματα, τα υλικά βρίσκονται σε κατάσταση πλήρους διαποτισμού λόγω της συνεχούς ύπαρξης νερού (ταμειυτή-

ρες) ή της ροής (χειμαρρικά φράγματα). Στην περίπτωση αυτή το φαινόμενο ειδικό βάρος της πρόσχωσης αυξάνεται σημαντικά, επειδή δεν αντιστοιχεί πλέον σε συνήθη υγρασιακή κατάσταση (γ_e), αλλά σε κατάσταση υδατικού κορεσμού (γ_{eg}). Αντίθετα, η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ του υλικού πρόσχωσης μέσα στο νερό παραμένει πρακτικά η ίδια με εκείνη έξω από αυτό (μείωσή της το πολύ μέχρι 10%).

Εφόσον στην κατάσταση του υδατικού κορεσμού η στερεά φάση της πρόσχωσης βρίσκεται ουσιαστικά μέσα σε νερό, κάθε τεμάχιό της δέχεται την επίδραση της άνωσης. Συνεπώς η συνολική πίεση, που ασκείται στη φραγματική επιφάνεια από τις υδατοκορεσμένες προσχώσεις μπορεί να αναλυθεί στις επιμέρους πιέσεις, που ασκούν οι δύο φάσεις τους. Αυτές είναι:

- η υδροστατική πίεση, που ασκείται μόνο από την υγρή φάση με ειδικό βάρος νερού γ_w και
- η μειωμένη γεωπίεση, που ασκείται από την εμβαπτισμένη στο νερό στερεά φάση (πρόσχωση με μειωμένο ειδικό βάρος κατά την άνωση:

$$\gamma'_e = \gamma_{eg} - \gamma_w$$

2.2.3.1.2. Γεώθηση προσχώσεων και υδροστατική πίεση

Οι φραγματικές προσχώσεις χαρακτηρίζονται από τα εξής (ASF, 1973):

- n_p : πόρώδες υλικού (όγκος πόρων/συνολικός όγκος) $\approx 30\%$
- w : υδατοπεριεκτικότητα σε συνήθη υγρή (όχι κορεσμένη κατάσταση (=βάρος νερού/ξηρό βάρος υλικών) = 7%

γ_s : πραγματικό ειδικό βάρος υλικών = 2,67 t/m³

γ_w : ειδικό βάρος νερού = 1,0 t/m³

γ'_e : φαιν.ειδ.βάρος γεωυλικού υπό το νερό = 1,17 t/m³.
 Στο χώρο της πρόσχωσης δημιουργείται κατά κανόνα υπάγεια ροή νερού, της οποίας οι γραμμές ροής έχουν μέση κλίση $i \approx 0,2$. Έτσι το φαινόμενο ειδικό βάρος των προσχώσεων υπό άνωση προσαυξάνεται και γίνεται:

$$\gamma''_e = \gamma'_e + i \cdot \gamma_w = 1,3 \div 1,4 \quad (\text{t/m}^3)$$

Εάν δε ληφθεί υπόψη, όπως αναφέρθηκε, ότι για $\phi=37^\circ$ (συνήθης περίπτωση) είναι $K_a = 0,248$, τότε η ενεργός γεώθηση υπολογιζόμενη με τη βοήθεια του απλοποιημένου ελβετικού τύπου παίρνει την ακόλουθη τιμή:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma''_e \cdot (H_s + H_A)^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,248 \cdot 1,3 \cdot (H_s + H_A)^2$$

ή

$$E_a = 0,32 \left[\frac{1}{2} (H_s + H_A)^2 \right]$$

Συνεπώς η ενεργός γεώθηση $\approx 30\%$ της υδροστατικής πίεσης.

2.2.3.1.3. Το μέγεθος της συνολικής δύναμης από ώθηση φραγματικών προσχώσεων και πίεση νερού

Έχει αποδειχθεί (ASF, 1973), ότι η συνολική δύναμη, που δέχεται η φραγματική επιφάνεια από τις υδατοκορεσμένες προσχώσεις, αντιστοιχεί -υπό κανονικές συνθήκες- σε πλήρη υδροστατική δύναμη P (φράγμα πλήρες νερού). Εφόσον δε ισχύει σύμφωνα με όσα εκτέθηκαν, ότι:

$$E_a = 30\% \cdot P$$

όπου E_{α} : η ενεργός γεωώθηση υπό άνωση σε προσχωμένο φράγμα και για πλήρως κορεσμένο υλικό (t)

P : η υδροστατική δύναμη, εάν το φράγμα συγκρατεί μόνο νερό (t)

έπεται, ότι η συνολική δύναμη, που δέχεται η φραγματική επιφάνεια, διαμορφώνεται ως εξής:

συνολική υδροστατική δύναμη:	=	ενεργός γεωώθηση:	+	πραγματική υδροστ. δύναμη:
$1,0 \left[\frac{1}{2} \cdot (H_S + H_A)^2 \right]$		$-0,3 \left[\frac{1}{2} \cdot (H_S + H_A)^2 \right]$		$0,7 \left[\frac{1}{2} \cdot (H + H_A)^2 \right]$

Συνεπώς η πραγματική υδροστατική δύναμη περιορίζεται μόνο στο σύνολο των υδροστατικών πιέσεων, που δρουν μέσω του πορώδους στην φραγματική επιφάνεια.

Από τα παραπάνω προκύπτουν τα εξής:

1. Τα χειμαρρικά φράγματα μετά την πλήρη πρόσχωσή τους και πριν από τη στεγανοποίηση της επιφάνειας πρόσχωσης από τα αιωρούλικά δέχονται δύναμη ίση με την υδροστατική.

2. Μετά τη στεγανοποίηση της πρόσχωσης όμως τα φράγματα δέχονται μικρότερη συνολική δύναμη. Αυτή αποτελείται από την υδροστατική δύναμη, που ασκείται στα πτερύγιά τους και από τη γεωώθηση, που προκαλούν οι προσχώσεις στο υπόλοιπο φράγμα (κορμός). Η E_{α} , που ασκείται στον κορμό του φράγματος, υπολογίζεται τότε για φαινόμενο ειδικό βάρος υγρών υλικών πρόσχωσης $\gamma_e = 2,0 \text{ t/m}^3$ και για $\phi = 37^\circ$ και $K_{\alpha} = 0,248$ ως εξής:

$$E_{\alpha} = \frac{1}{2} \cdot K_{\alpha} \cdot \gamma_e \cdot (H_S + H_A)^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,248 \cdot 2,0 \cdot (H_S + H_A)^2$$

οπότε

$$E_{\alpha} = 0,5 \cdot \frac{1}{2} (H_S + H_A)^2$$

δηλαδή στη περίπτωση αυτή η ενεργός γεωώθηση αντιστοιχεί στα 50% της πλήρους υδροστατικής δύναμης.

3. Συνολική δύναμη μεγαλύτερη της υδροστατικής ασκείται στα φράγματα, όταν η πρόσχωση δεν έχει στεγανοποιηθεί, είναι πλήρως συμπυκνωμένη και δεν παρουσιάζει υπόγεια ροή. Στην περίπτωση αυτή συνυφάζονται η υδροστατική δύναμη και η γεωώθηση, οπότε για $\phi = 37^\circ$ (συνήθης περίπτωση) προκύπτει:

$$P + E_{\alpha} = 1,3 \left[\frac{1}{2} \cdot (H + H_A)^2 \right]$$

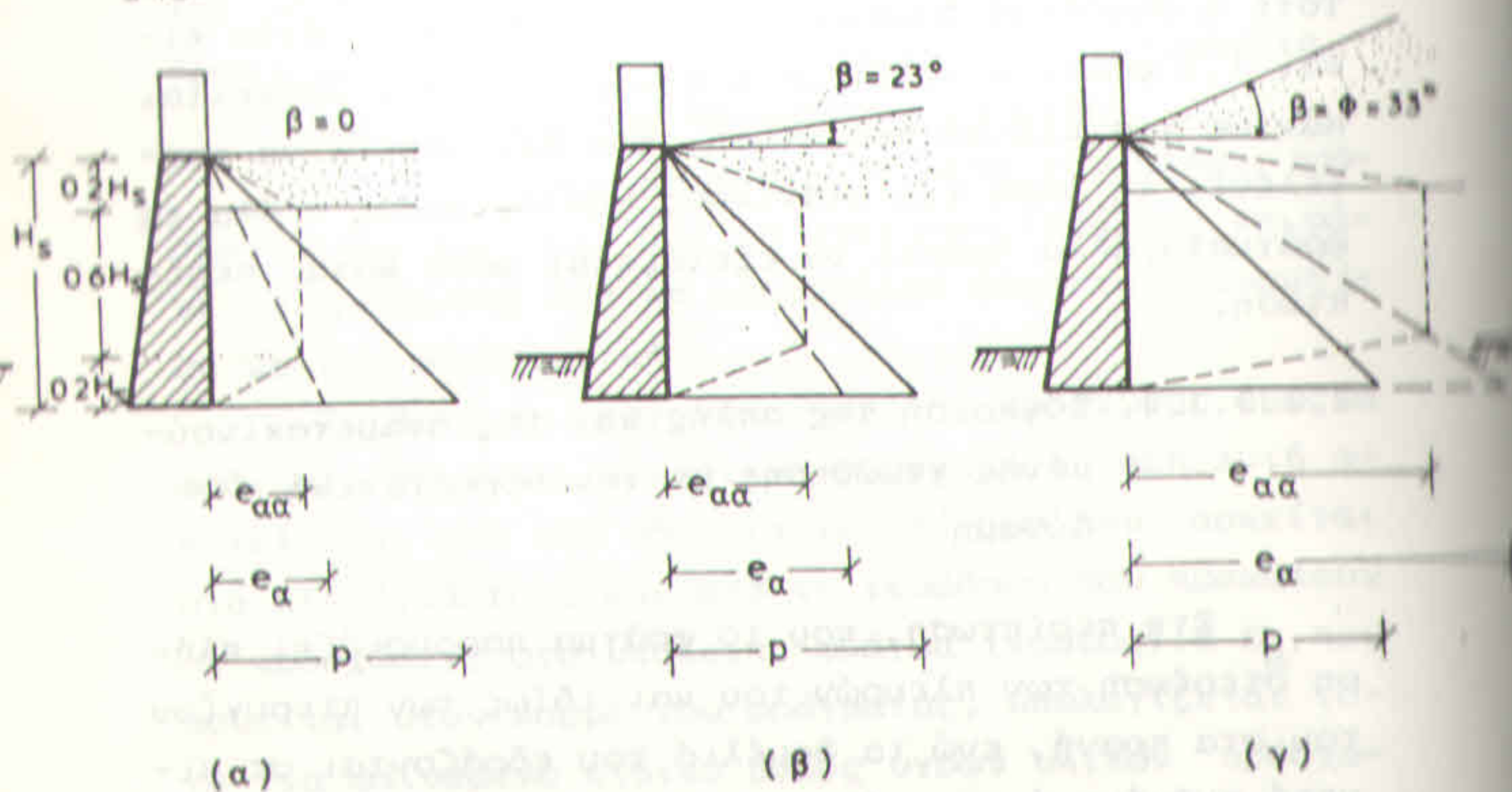
Ήδη η συνολική δύναμη, που ασκείται στο φράγμα είναι 1,3 φορές μεγαλύτερη της υδροστατικής. Πρόκειται πάντως για ειδική περίπτωση, που δεν μπορεί να αποτελέσει τη βάση για στατικούς υπολογισμούς σ' όλα τα φράγματα, αλλά πρέπει να εξετάζεται μόνο κατά περίπτωση.

2.2.3.1.4. Σύγκριση της απλής και της αναμετακινούμενης γεωώθησης με την υδροστατική δύναμη

Στη περίπτωση, που το φράγμα παρουσιάζει πλήρη στερέωση των πλευρών του και ιδίως των πτερυγίων του στα πρανή, ενώ τα θεμέλιά του εδράζονται σε κινητό πυθμένα ή σε ημίβραχους, εμφανίζεται αντί της κανονικής E_{α} με τριγωνική κατανομή (Rankine/Coulomb) η αναμετακινούμενη γεωώθηση $E_{\alpha\alpha}$, η οποία παρουσιάζει τραπεζοειδή κατανομή σε πλάγια διάταξη. Πρέ-

πει λοιπόν να εξετάζεται κατά πόσο η κατανομή αυτή λόγω του σχήματός της δημιουργεί τυχόν κατά θέσεις δυνάμεις μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες της κανονικής γεωώθησης και της υδροστατικής δύναμης.

Το σχήμα 2.34. δίνει για σταθερό ύψος φράγματος H_s και χωρίς υδροστατικό φορτίο την ταυτόχρονη παράσταση της οριζόντιας συνιστώσας της αναμετακινούμενης (κατά Terzaghi) γεωώθησης E_{aa} , της κανονικής γεωώθησης (κατά Coulomb/Rankine) και της υδροστατικής δύναμης P σε συνάρτηση με τη γωνία β των προσχώσεων για $c=0, \gamma_w=1,0 \text{ t/m}^3, \gamma_e=2,2 \text{ t/m}^3, \phi=33^\circ, \delta=2\phi/3, \alpha=0$ και για τις εξής τρεις περιπτώσεις: α) $\beta=0, K_{ah}=0,25$, β) $\beta=23^\circ, K_{ah}=0,36$, γ) $\beta=\phi=33^\circ, K_{ah}=0,70$. Από τον πίνακα 2.7, που δίνει τα αποτελέσματα της σύγκρισης αυτής, προκύπτουν τα εξής:



Σχήμα 2.34. Σύγκριση της κανονικής (τριγωνική κατανομή) με την αναμετακινούμενη (τραπεζοειδής κατανομή) γεωώθηση σε φραγματική επιφάνεια συνολικού ύψους H_s χωρίς πρόσθετο φορτίο

Επὶν ἄνω περιοχή του φράγματος η αναμετακινούμενη γεωπίεση (E_{aa}), ασκεί και στις τρεις περιπτώσεις καθοριστικό ρόλο. Στην κάτω περιοχή του φράγματος και για μικρές έως μέσου μεγέθους γωνίες πρόσχωσης (β) η υδροστατική πίεση (P) υπερέχει ως προς τις πιέσεις των γαιών κατά Coulomb (e_a) και Terzaghi (e_{aa}), ενώ για μεγάλες γωνίες πρόσχωσης και ιδίως για την οριακή περίπτωση $\beta=\phi$ (ϕ : γωνία εσωτερικής τριβής του υλικού πρόσχωσης) καθοριστική γίνεται πλέον η γεωπίεση κατά Coulomb (e_a) ως προς την αναμετακινούμενη (e_{aa}) και την υδροστατική πίεση (P). Μέχρι $\beta=23^\circ$ (συνήθης περίπτωση) η γεωώθηση κατά Coulomb (E_a) και Terzaghi (E_{aa}) παραμένουν μικρότερες, το πολύ ίσες με την υδροστατική δύναμη (P), ενώ για $\beta=33^\circ$ (περίπτωση μόνο σε δευτερεύουσες χαράδρες, με ισχυρή κλίση) ή γεωώθηση E_a γίνεται 1,5 φορές και η E_{aa} 2,0 φορές μεγαλύτερη της P .

Από τα παραπάνω προκύπτει, ότι κατά κανόνα η υδροστατική πίεση ασκεί τον κύριο ρόλο από στατική άποψη ως προς τις λοιπές δυνάμεις, που δρουν στα φράγματα. Κάθε φράγμα πάντως θα πρέπει - ανάλογα με τις ειδικές συνθήκες του - να εξετάζεται χωριστά, κατά πόσο εμφανίζει ιδιαιτερότητα από άποψη ασκούμενων δυνάμεων.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.7

Σύγκριση των γεωπιέσεων και των γεωωθήσεων με τις υδροστατικές πιέσεις και δυνάμεις, που δρούν σε φραγματική επιφάνεια (βλ.σχ. 2.34.)

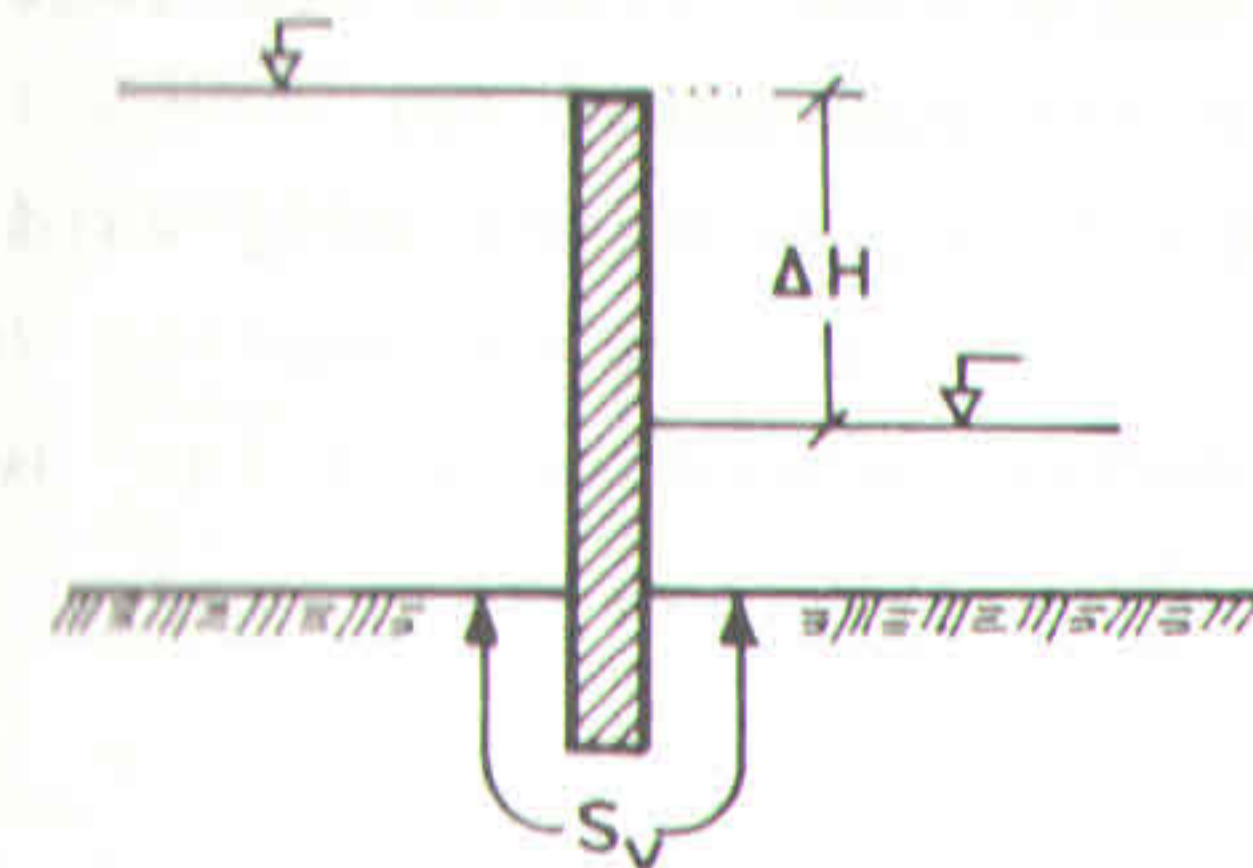
Πιέσεις και ωθήσεις γαιών	Σχέση γεωπιέσεων και γεωωθήσεων προς υδροστατική πίεση $p = \gamma_w \cdot z$ και υδροστατική δύναμη $P = \gamma_w \cdot H_s^2 / 2$		
	$\beta = 0$	$\beta = 23^\circ$	$\beta = \varphi = 33^\circ$
Μέγιστη γεωπίεση:			
- στον κόδα του φράγματος	$e_\alpha = 0,55 \cdot p$	$e_\alpha = 0,80 \cdot p$	$e_\alpha = 1,54 \cdot p$
- σε ύψος 0,2 h από τον κόδα	$e_{\alpha\alpha} = 0,44 \cdot p$	$e_{\alpha\alpha} = 0,64 \cdot p$	$e_{\alpha\alpha} = 1,23 \cdot p$
Γεωώθηση στο σύνολο της επιφάνειας	$E_{\alpha h} = 0,55 \cdot P$ $E_{\alpha\alpha h} = 0,71 \cdot P$	$E_{\alpha h} = 0,80 \cdot P$ $E_{\alpha\alpha h} = 1,00 \cdot P$	$E_{\alpha h} = 1,54 \cdot P$ $E_{\alpha\alpha h} = 2,00 \cdot P$
Ύψος εφαρμογής E από τη βάση του φράγματος	$E_{\alpha h} \rightarrow H_s / 3$ $E_{\alpha\alpha h} \rightarrow H_s / 2$	$E_{\alpha h} \rightarrow H_s / 3$ $E_{\alpha\alpha h} \rightarrow H_s / 2$	$E_{\alpha h} \rightarrow H_s / 3$ $E_{\alpha\alpha h} \rightarrow H_s / 2$

2.2.3.2. Υδραυλική θραύση του γεωύλικου

2.2.3.2.1. Υδραυλική θραύση του γεωυποθέματος στο θεμέλιο χώρο

Ένα σοβαρός κίνδυνος, που απειλεί τα φράγματα, είναι η υδραυλική θραύση του εδάφους. Δημιουργείται στα μη προσχωμένα, αδιαπέρατα στο νερό φράγματα (τόσο στα συμπαγή από σκυρόδεμα, όσο και στα γεώδη με αργιλικό πυρήνα), όταν το γεωυπόθεμά τους, στο οποίο θεμελιώνονται, είναι υδατοδιαπερατό. Λόγω της διαφο-

ρής στάθμης στα ανάντη και στα κατόντη του φράγματος πριν από τη πρόσχωση σχηματίζεται υπόγεια ροή κατά μήκος των θεμελίων του, που παρασύρει τα εδαφικά συστατικά, χαλαρώνει το έδαφος και τέλος οδηγεί σε θραύση του γεωυποθέματος στα κατόντη, οπότε το φράγμα ανατρέπεται, βυθίζεται ή θραύεται.



Εικόνα 2.35. Διαδρομή υπόγειας ροής και διαφορά στάθμης νερού στα ανάντη και κατόντη φράγματος.

Για διαπιστωθεί, αν υπάρχει κίνδυνος υδραυλικής θραύσης, πρέπει να εξετασθεί το όριο της αντίδρασης του υποθέματος στην παράσυρση του υλικού. Αυτό καθορίζεται με τη σύγκριση της οριακής κλίσης των γραμμών ροής του νερού στο θεμέλιο χώρο, από την οποία αρχίζει η υπόγεια διάβρωση, προς τη κλίση των αντίστοιχων γραμμών ροής, που αναμένεται να δημιουργηθεί μετά την κατασκευή του φράγματος.

Ο έλεγχος του κινδύνου της υδραυλικής θραύσης γίνεται με το κριτήριο ασφάλειας n_{gr} ως εξής:

$$n_{gr} = \frac{i_k}{i_v}$$

όπου i_k η κρίσιμη ή οριακή κλίση των γραμμών της υπόγειας ροής για υδραυλική θραύση $i_k = 1,17 \div 1,20$

i_v : υφιστάμενη ή αναμενόμενη κλίση των γραμμών ροής, η οποία δίνεται ως εξής (σχήμα 2.35) :

$$i_v = \frac{\Delta H}{S_w}$$

όπου ΔH : διαφορά ύψους πιέσεων στα ανάντη και κατάντη του φράγματος (m)

S_w : διαδρομή της υπόγειας ροής κατά μήκος του θεμελίου τοίχου του φράγματος (m)

Οι αναγκαίοι βαθμοί ασφάλειας για την αποτροπή της υδραυλικής θραύσης του εδάφους είναι:

<u>υλικό εδάφους:</u>	<u>n_{gr} :</u>
- υλικά με πολλούς χονδρούς λίθους (μικρός κίνδυνος υδραυλικής θραύσης).....	1,2
- χαλικώδη έως αμμώδη υλικά....	2,5 ÷ 3,0
- καθαρή ιλύς.....	έως 6,0 και μεγαλύτερο

Ο κίνδυνος της υδραυλικής θραύσης του εδάφους ελαχιστοποιείται στην περίπτωση, που έχει γίνει τεχνητή αδιαπερατοποίηση του πυθμένα στα θεμέλια και στα κατάντη του φράγματος ή έχει αυξηθεί το μήκος της υπόγειας διαδρομής του νερού στο θεμέλιο χώρο με διάφορες κατασκευές, όπως:

- η υδατοστεγής κοιτόστρωση και το πρόφραγμα στα κατάντη του φράγματος και οι υδατοχετοί στο κορμό του (για εκχειλιστές) και
- τα κατακόρυφα διαφράγματα ανακοπής της υπόγειας ροής και οι υποστραγγίσεις (για ταμιευτήρες).

Το ελάχιστο μήκος, που πρέπει να έχει μια τέτοια διαδρομή, ώστε να εξουδετερώνεται επαρκώς η υπόγεια ροή, ανέρχεται σε:

$$L_{gmin} = c_{Lg} \cdot (H_s + H_A)$$

όπου L_{gmin} : ελάχιστο μήκος διαδρομής του υπόγειου νερού, ώστε να εξουδετερώνεται επαρκώς η υπόγεια ροή (m)

H_B : ύψος φραγματικού τοίχου υπό το νερό (m)

H_A : βάθος του διάρρου στον εκχειλιστή

c_{Lg} : συντελεστής με τις ακόλουθες τιμές:

<u>έδαφος θεμελίωσης:</u>	<u>c_{Lg}:</u>
άμμος πολύ λεπτή ή πηλός	18,0
άμμος λεπτή	15,1
άμμος χονδρή	12,1
άμμος και χάλυκες	9,0
άμμος, χάλυκες και κροκάλες	6,4

Ετα προσχωμένα φράγματα αυξάνεται σημαντικά η διαδρομή της υπόγειας ροής λόγω της πρόσκωσης. Έτσι μειώνεται η κλίση των γραμμών ροής και αυξάνεται η ασφάλεια του φράγματος κατά της υδραυλικής θραύσης. Ετα φράγματα δε, που προσχώνονται πολύ γρήγορα, ο κίνδυνος αυτός ελαχιστοποιείται.

Ο υπολογισμός της i_v γίνεται μόνον αναλυτικά, όπως δόθηκε παραπάνω. Γραφοστατική μέθοδος υπολογισμού δεν έχει αναπτυχθεί.

2.2.3.2.2. Υδραυλική θραύση του γεωυλικού στο σώμα των υδατοδιαπερατών φραγμάτων

Η καμπύλη της στάθμης του νερού στο εσωτερικό των υδατοδιαπερατών γεωφραγμάτων οδεύει από το ανώτερο διαβρεχόμενο προς το κατάντες μέτωπό τους. Εάν κατά τη πορεία της συναντήσει το κατάντες πρανές, δημιουργεί επιφάνεια εκροής. Τότε τα εκρέοντα νερά

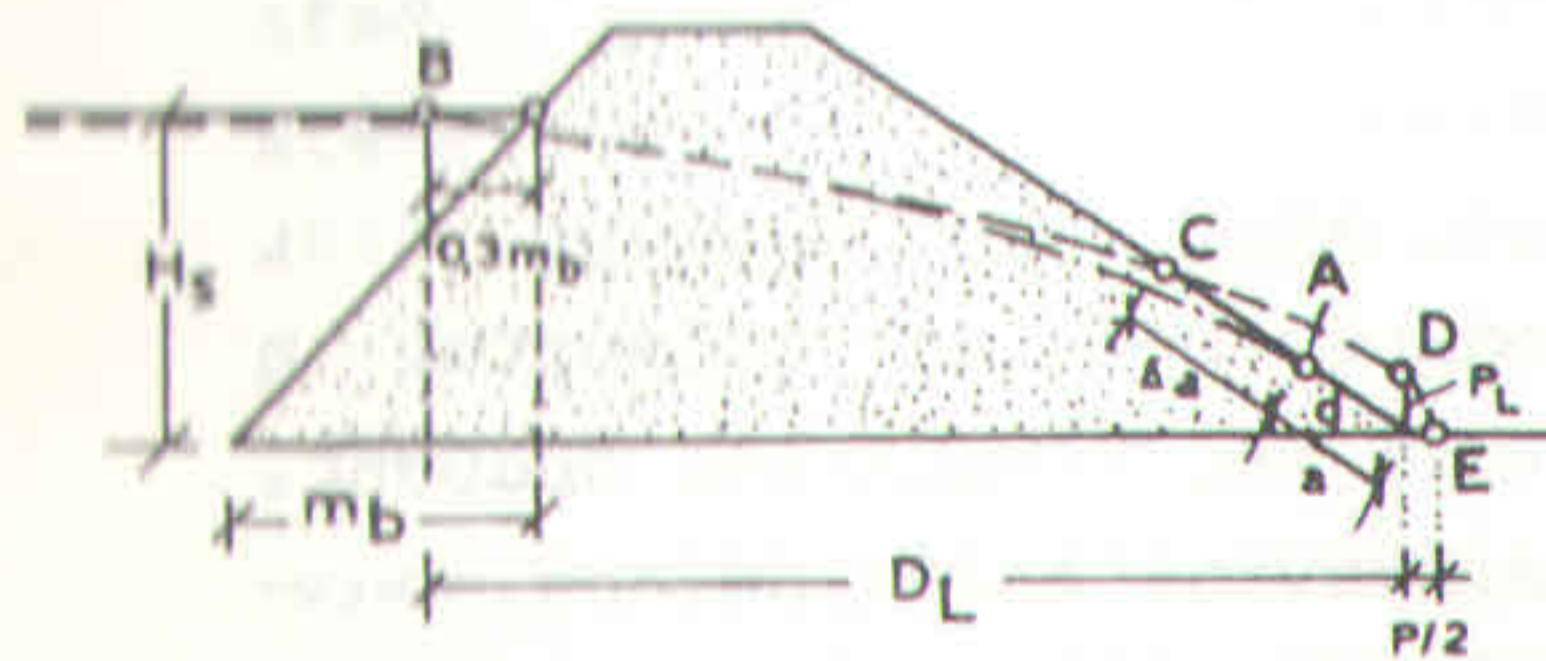
προκαλούν εσωτερική και εξωτερική διάβρωση στο κορμό και στον πόδα του φράγματος και έτσι οδηγούν τελικά στην κατάρρευση της γεωκατασκευής.

Είναι αναγκαίο λοιπόν να γνωρίζουμε το μέγεθος και τη θέση της επιφάνειας εκροής του νερού στα γεωφράγματα. Ο προσδιορισμός της επιφάνειας αυτής για τη περίπτωση φράγματος με μονόκοκκο ή περίπου μονόκοκκο υλικό και αδιαπέρατο υπόβαθρο γίνεται συνήθως με τους ακόλουθους τρόπους:

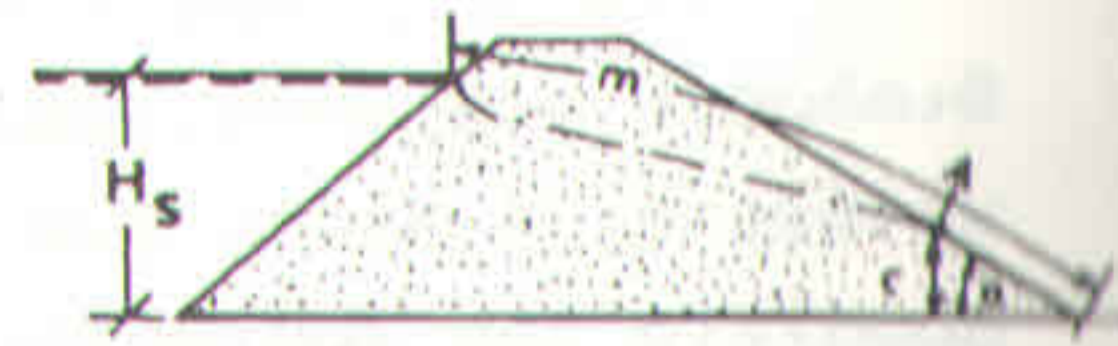
α) Αναλυτικός υπολογισμός

Μέθοδος Kozeny: Ο προσδιορισμός του σημείου εκροής του νερού μπορεί να γίνει κατά τον Kozeny (1953) ως εξής (σχήμα 2.36α):

(α)



(β)



Σχήμα 2.36. Υπολογιστικός προσδιορισμός της καμπύλης στάθμης του νερού στο εσωτερικό γεωφράγματος: α) κατά Kozeny, β) κατά Casagrande

Στην αρχή πρέπει να υπολογισθούν οι θέσεις των σημείων B, C, D, E. Το σημείο B βρίσκεται στο ύψος της ελεύθερης στάθμης του νερού και εσωτερικότερα από το πρανές κατά $0,3 m_b$, όπου m_b η οριζόντια προβολή του τμήματος του ανάντη πρανούς, που βρίσκεται μέσα στο νερό με ελεύθερη στάθμη. Το σημείο D βρίσκεται πάνω από τον πόδα του φράγματος σε ύψος P_L :

$$P_L = \sqrt{D_L^2 + H_S^2} - D_L$$

όπου D_L η βάση του φράγματος μετά την αφαίρεση από αυτήν τμήματος $0,7 m_b$ (m)

H_S η το ύψος της ελεύθερης στάθμης του νερού (m).

Το σημείο C βρίσκεται σε απόσταση $a + \Delta a$ επάνω στο κατάντη πρανές, από τον πόδα αυτού, η οποία ισούται με:

$$a + a\Delta = \frac{P_L}{1 - \sigma_{\text{υνα}}}$$

όπου σ γωνία κλίσης του κατάντη πρανούς. Το σημείο A βρίσκεται σε απόσταση a από αυτό, όπου:

$$a = C \cdot (a + \Delta a)$$

ισχύει, ότι: για $\alpha = 60^\circ \quad 45^\circ \quad 30^\circ \quad 10^\circ$
 $c = 0,32 \quad 0,33 \quad 0,34 \quad 0,35$.

Εάν δεν υπήρχε εκροή, η στάθμη του υπογείου νερού θα έπρεπε να ξεκινούσε από το B, να περνούσε διαγράφοντας παραβολή από τα σημεία C και D και να κατέληγε στο E σε απόσταση $P_L/2$ από τον πόδα του πρανούς. Στην πραγματικότητα αρχίζει από το σημείο επαφής της ελεύθερης στάθμης του νερού με το πρανές έχοντας πορεία κάθετη προς αυτό και συναντάει την παραβολή, την οποία ακολουθεί στη συνέχεια. Η έξοδος όμως του νερού στην επιφάνεια του κατάντη πρανούς οδηγεί στην πτώση της στάθμης του. Αυτή αρχίζει από το σημείο A, το οποίο βρίσκεται σε απόσταση a πέρα από τον πόδα του κατάντη πρανούς.

Ο σχεδιασμός της καμπύλης της στάθμης του υπογείου νερού γίνεται στη συνέχεια σύμφωνα με το

σχήμα 2.36.

Μέθοδος Casagrande: Κατά τη μέθοδο αυτή ο προσδιορισμός του σημείου A (σχήμα 2.36β) μπορεί να γίνει με τη βοήθεια του τύπου:

$$y_0 = m \cdot \eta\mu\alpha - \sqrt{m^2 \cdot \eta\mu^2\alpha - H_s^2}$$

όπου y_0 : μήκος της καθέτου στη βάση του φράγματος από το σημείο A (m)

H_s : το βάθος του νερού με ελεύθερη στάθμη (m)

α : γωνία κλίσης του κατάντη πρανούς ($^\circ$)

m : το μήκος της στάθμης του νερού στο γεωφράγμα, υπολογιζόμενο με προσέγγιση (m).

Στο σημείο, όπου η κάθετος στην βάση του φράγματος μήκους y_0 τέμνει το κατάντη πρανές, βρίσκεται και το ζητούμενο σημείο A.

Η ποσότητα του νερού, η οποία εκρέει στις περιπτώσεις αυτές ανά τρέχον μέτρο μήκους του γεωφράγματος, δηλ. η ειδική παροχή του q ($m^3/s \cdot m$) είναι:

$$q = k_f \cdot y_0 \cdot \eta\mu\alpha$$

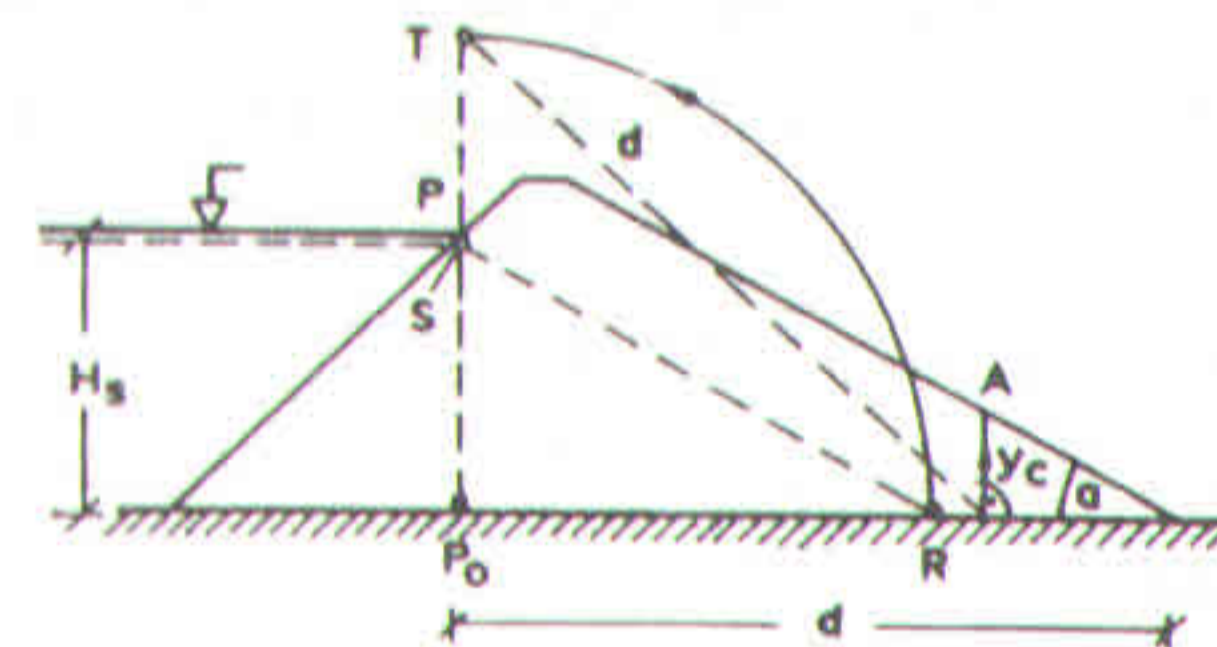
όπου k_f : συντελεστής διαπερατότητας (m/sec), ο οποίος δίνεται ως εξής:

υλικό	συντελεστής διαπερατότητας k_f (cm/s)	από - έως	συνήθης τιμή
λίθοι στερεομεταφοράς	$10 \div 5 \cdot 10^{+2}$		
χονδροί χάλυκες	$1 \div 1 \cdot 10^{+2}$		
κανονικοί χάλυκες			3,5
λεπτοί χάλυκες	$10^{-2} \div 1$		
χονδρή άμμος	$10^{-3} \div 10^{-1}$		$10^{-2} \div 10^{-1}$

κανονική άμμος	$10^{-4} \div 10^{-1}$	10^{-2}
λεπτή άμμος	$10^{-4} \div 10^{-1}$	$10^{-3} \div 10^{-2}$
ιλυώδης άμμος	$10^{-5} \div 10^{-2}$	10^{-4}
πηλός	$10^{-8} \div 10^{-4}$	$10^{-7} \div 10^{-6}$
άργιλλος	$10^{-10} \div 10^{-6}$	ιλιώδης $10^{-7} \div 10^{-6}$
		ισχνή : $10^{-8} \div 10^{-7}$
		παχειά : $10^{-10} \div 10^{-8}$

β) Γραφοστατικός υπολογισμός

Εάν η γωνία του κατάντη πρανούς του γεωφράγματος δεν είναι μεγάλη, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο εξής γραφικός τρόπος για τον προσδιορισμό της καμπύλης της στάθμης του νερού (σχήμα 2.37):



Σχήμα 2.37. Γραφοστατικός προσδιορισμός της καμπύλης της στάθμης του νερού στο εσωτερικό γεωφράγματος

Από το σημείο P της τομής της στάθμης με το άνω πρανές (για την ακρίβεια από το σημείο S, το οποίο βρίσκεται λίγο πιο κάτω από το P) άγεται παράλληλη γραμμή προς το κατάντη πρανές μέχρι του σημείου R, όπου αυτή τέμνει την βάση του γεωφράγματος. Από τα σημεία P(S) φέρουμε επίσης κάθετο προς την βάση του γεωφράγματος, η οποία την τέμνει στο P_0 . Προεκτείνουμε την κάθετο προς τα άνω και με κέντρο το P_0 και ακτίνα το P_0R γράφουμε κύκλο, ο οποίος τέμνει την προέκταση της PP_0 στο T. Ονομάζουμε d την απόσταση από το P_0 έως το κατάντη άκρο του φράγματος και φέρουμε από το T ευθεία ίση με d με κατεύ-

θυνση προς τη βάση. Από το σημείο της τομής της με τη βάση του γεωφράγματος φέρουμε κάθετο προς τη βάση, η οποία τέμνει το πρηνές στο σημείο Α. Αυτό είναι το ζητούμενο, υψηλότερο σημείο στην επιφάνεια εκροής του νερού. Με βάση αυτό και το σημείο Ρ μπορεί να χαραχθεί η καμπύλη της υπόγειας στάθμης του νερού στο εσωτερικό του γεωφράγματος σύμφωνα με το σχήμα 2.37.

2.2.3.3. Ώθηση από χειμαρρική λάβα

Η χειμαρρολάβα συγκροτείται από πολύ γεωδών συστατικών αναμιγμένων με ογκώδεις λίθους, ξεριζωμένα πρέμνα και κορμούς δένδρων. Αποτελεί φυσικό φαινόμενο, του οποίου η νομοτέλεια δεν έχει ακόμη μελετηθεί επαρκώς, γι' αυτό και η εκτίμηση των δυνάμεων - μέγεθος, κατανομή - που δημιουργεί, είναι ιδιαίτερα δύσκολη.

Στατικός έλεγχος φράγματων, που διερράγησαν από χειμαρρικές λάβες, έδειξε, ότι η δυναμική φόρτιση από τη λάβα, που ασκήθηκε στα ανάντη μέτωπά τους, πρέπει να ήταν 7 έως 10 φορές μεγαλύτερη από την υδροστατική πίεση (ειδικό βάρος χειμαρρολάβας γ_m) δηλαδή:

$$e_m = (7 \div 10) \cdot p \quad (t/m^2)$$

και ότι η κατανομή των λαβαπιέσεων πρέπει να είχε τριγωνική μορφή, δηλ. ανάλογη προς εκείνη, που δημιουργούν το νερό και οι φερτές ύλες, υλικά από τα οποία συγκροτείται η λαβαμάζα. Εξάλλου ειδικοί υπολογισμοί έχουν δώσει ως μέγιστη τιμή της λαβαπίεσης

$$e_{m,max} = 60 \quad (t/m^2)$$

Έχει αποδειχθεί στην πράξη, ότι φράγματα με οπλισμό (καμπύλα και ευθύγραμμο), που υπολογίστηκαν στατικά ως προς την υδροστατική πίεση, άντεξαν-πριν από τη πρόσχυσή τους-στη δράση χειμαρρολαβών, έστω και με κάποιες ρωγμές, που παρουσίασαν. Το γεγονός αυτό δείχνει, ότι σε περίπτωση, που ο όγκος του νερού πίσω από το φράγμα είναι σημαντικός, η υδάτινη μάζα επιβραδύνει σημαντικά την ορμή του λαβοκύματος και περιορίζει την ασκούμενη πίεση.

Με το δεδομένο αυτό έχει καθιερωθεί στην πράξη να θεωρείται, ότι:

- η δύναμη της χειμαρρολάβας είναι 3÷4 φορές μεγαλύτερη της υδροστατικής, δηλαδή:

$$E_m = (3 \div 4) \cdot P$$

- η μέγιστη λαβαπίεση στη βάση του φράγματος είναι αντίστοιχα 3÷4 φορές μεγαλύτερη της υδροστατικής δηλαδή:

$$e_m = (3 \div 4) \cdot p$$

και συνεπώς

- το φαινόμενο ειδ. βάρος της χειμαρρολάβας πρέπει να είναι:

$$\gamma_m = (3 \div 4) \cdot \gamma_w$$

Όπου όμως ο όγκος του συγκεντρωμένου νερού πίσω από το φράγμα δεν προβλέπεται να είναι σημαντικός - συνήθης περίπτωση σε ορεινές περιοχές με ισχυρές κλίσεις πυθμένα και σε φράγματα με πολλούς, μεγάλους υδατοχετούς - συνιστάται να παίρνεται, αντί για 3÷4 φορές, 7 φορές μεγαλύτερο φαινόμενο ειδικό βάρος λάβας, δηλ.

$$\gamma_m = 7 \cdot \gamma_w$$

Για τον υπολογισμό της λαβαδύναμης, που ασκείται σε φράγμα, γίνονται δεκτές δύο περιπτώσεις δράσης της χειμαρρολάβας ως εξής:

- πριν από την πρόσκωση του φράγματος, οπότε η χειμαρρολάβα δρα σ'ολόκληρο το φραγματικό μέτωπο και
- μετά την πρόσκωση του φράγματος, οπότε η χειμαρρολάβα δρα μόνο στα πτερύγια του φράγματος (συνήθης περίπτωση υπολογισμού).

Και στις δύο περιπτώσεις ο υπολογισμός της λαβοδύναμης, ο οποίος μπορεί να γίνει τόσο αναλυτικά, όσο και γραφοστατικά, στηρίζεται στην παραδοχή, ότι η στέψη του φράγματος - όταν αυτό δεν έχει προσχωθεί - και η στέψη των πτερυγίων του - όταν αυτό έχει προσχωθεί - δεν υπερβάλλονται από τη λαβαμάζα.

α) Αναλυτικός υπολογισμός:

Η λαβαπίεση, η οποία ασκείται στο κορμό μη προσχωμένου φράγματος είναι:

$$e_m = (3 \div 4) \cdot p = (3 \div 4) \cdot H_s \cdot \gamma_w \quad (t/m^2)$$

ή

$$e_m = (3 \div 4) \cdot H_s$$

Συχνά όμως παίρνεται και ως:

$$e_m = (3 \div 4) \cdot (H_s + H_A) \quad (t/m^2)$$

ενώ η λαβαπίεση, που ασκείται στα πτερύγια ενός προσχωμένου φράγματος, ανέρχεται σε:

$$e'_m = (3 \div 4) \cdot H_A \quad (t/m^2)$$

Συνεπώς το μέτρο της λαβαδύναμης είναι αντίστοιχα για μη προσχωμένο φράγμα:

$$E_m = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (3 \div 4) \cdot H_s \cdot H_s = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot (3 \div 4) \cdot H_s^2$$

ή

$$E_m = \frac{(3 \div 4)}{2} \cdot H_s^2$$

συχνά όμως παίρνεται και ως:

$$E_m = \frac{(3 \div 4)}{2} \cdot (H_s + H_A)^2$$

και για προσχωμένο φράγμα, οπότε η λάβα δρα στα πτερύγια:

$$E_m = \frac{(3 \div 4)}{2} \cdot H_A^2$$

όπου γ_w : ειδικό βάρος νερού (t/m^3)

H_A : συνολικό ύψος φράγματος (m)

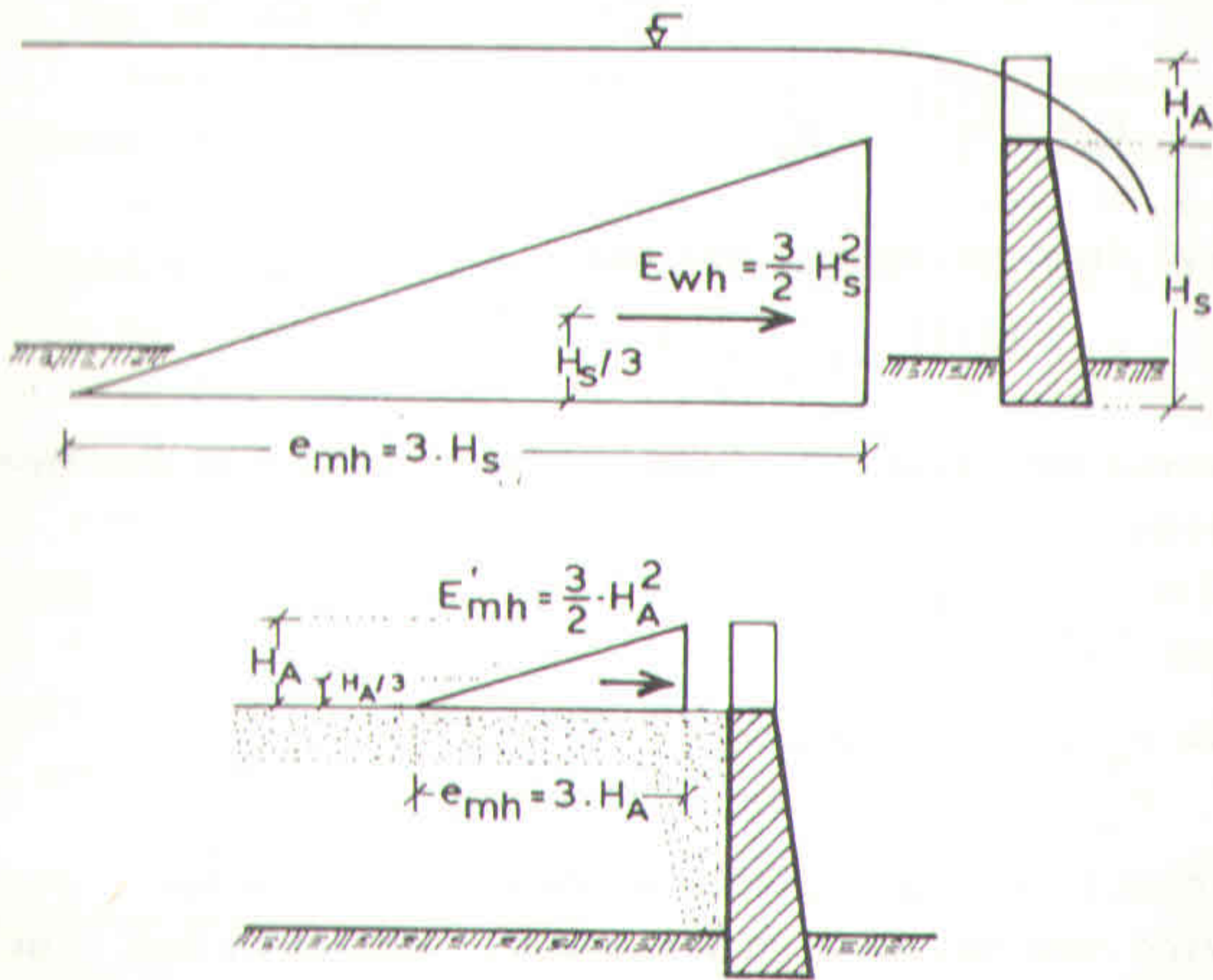
Το σημείο εφαρμογής της λαβαδύναμης βρίσκεται στο κέντρο του τριγώνου των πιέσεων. Άρα αυτή δρα σε ύψος $H_s/3$ ή $H_A + H_s/3$ ή $H_A/3$ από τον πόδα ή από την στέψη του φράγματος αντίστοιχα, έχει διεύθυνση κάθετη προς την επιφάνεια και φορά προς αυτή. Εάν η ανάντη επιφάνεια του φράγματος είναι κεκλιμένη, κατά τον υπολογισμό παίρνεται υπόψη το 3πλάσιο της οριζόντιας συνιστώσας p_h της υδροστατικής πίεσης, οπότε έχουμε αντίστοιχα:

$$e_{mh} = (3 \div 4) \cdot p_h \quad \text{και} \quad E_{mh} = (3 \div 4) \cdot p_h$$

β) Γραφοστατικός υπολογισμός

Παριστάται η διατομή του φράγματος υπό κλίμακα και παίρνεται στη βάση οριζόντιο τμήμα ευθείας μήκους $(3 \div 4) \cdot H_s$ ή $(3 \div 4) \cdot (H_A + H_s)$ ή $(3 \div 4) \cdot H_A$ αντίστοιχα (σχήμα 2.38) οπότε σχεδιάζεται το τρίγωνο κατανο-

νης της λαβαπίεσης.



Σχήμα 2.38. Γραφοστατικός υπολογισμός της λαβαδύναμης

Το μέτρο της δίνεται από το εμβαδό του τριγώνου των πιέσεων, το σημείο εφαρμογής της βρίσκεται στο κέντρο του τριγώνου, η διεύθυνσή της είναι παράλληλη προς το οριζόντιο επίπεδο και η φορά της προς το φράγμα. Σε κεκλιμένη επιφάνεια υπολογίζεται η οριζόντια συνιστώσα.

γ) Παρατηρήσεις

Σε περίπτωση κεκλιμένου μετώπου του φράγματος δημιουργείται εκτός από την οριζόντια και μια κατακόρυφη συνιστώσα της λαβαδύναμης, η οποία μπορεί να υπολογισθεί, όπως η κατακόρυφη συνιστώσα της υδρο-

στατικής δύναμης. Δεν προσυπολογίζεται όμως κατά το στατικό έλεγχο των φραγμάτων.

2.2.4. ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΓΕΩΥΠΟΘΕΜΑΤΟΣ

2.2.4.1. Η δύναμη αντίστασης ή αντιστήριξης των πρανών

Τα φράγματα, εκτός από τη θεμελίωσή τους στον πυθμένα της κοίτης, στερεώνονται και στις εκατέρωθεν κλιτείες. Η υδροστατική δύναμη, που δρα στο ανάντες μέτωπό τους, τα ωθεί προς τα κατάντη, με αποτέλεσμα οι φραγματικές πλευρές τους, που στηρίζονται μέσα στα πρανά, να ασκούν πίεση σ'αυτά. Έτσι αναπτύσσονται μια δύναμη αντίστασης ή αντιστήριξης προς το φράγμα, η οποία συνίσταται από:

- την παθητική γεωώθηση E των πρανών και
- την τριβή R_φ μεταξύ των πρανών και του φράγματος και ασκείται στην επιφάνεια επαφής του φράγματος με αυτά.

Η αντιστήριξη από τη θεμελίωση του φράγματος στον πυθμένα της κοίτης δεν υπολογίζεται, επειδή η κοίτη είναι κατά κανόνα κινητή και - ιδίως στους εκχειλιστές - υποσκάπτεται από τη πτώση του υδάτινου κορμού. Πάντως η επίδραση της αντίστασης των πρανών γίνεται ιδιαίτερα αισθητή, όταν το μήκος (άνοιγμα) του φράγματος δεν είναι πολύ μεγάλο ως προς το ύψος του.

Τυπικό παράδειγμα, που δείχνει την ανάπτυξη της πρανικής αντίστασης, αποτελούν φράγματα στην Ελβετία με "λεπτές" διαστάσεις, τα οποία από την υδροστατική δύναμη που υπέστησαν, διερράγησαν στη μέση και στη συνέχεια "άνοιξαν" σαν δίφυλλη πόρτα. Εξάλ-

λου στατικοί υπολογισμοί σε άλλα φράγματα με "λεπτές" διαστάσεις, που δεν διερράγησαν, έδειξαν, ότι αυτά θα είχαν ανατραπεί ή ολισθήσει, εάν δεν υπήρχε η αντιστήριξη των κλιτύων (ASF, 1973).

Ο υπολογισμός με τις γνωστές μεθόδους της παθητικής γεώθησης E_p , που αναπτύσσεται σε στενή λωρίδα επιφάνειας φράγματος μέσα στα πρανή της κοίτης δεν είναι δυνατός. Για τη τριβή R_ϕ πάντως μεταξύ φράγματος και πρανών γίνεται δεκτό, ότι αντιστοιχεί περίπου στη γωνία της εσωτερικής τριβής του γεωυλικού. Το πρόβλημα προσπελάστηκε πρόσφατα με εμπειρικό τρόπο, μετά από πειράματα σε ομοιώματα (ASF, 1973). Με βάση αυτά προέκυψαν τα εξής (σχήμα 2.39):

Το μέτρο της αντίστασης ή αντιστήριξης των πρανών δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$W_F = E_p + R_\phi$$

ή

$$W_F = E_p + G \cdot \frac{\epsilon\phi\phi}{\sigma\upsilon\nu\alpha}$$

όπου W : συνολική αντίσταση των πρανών (τιμή θραύσης) (t)

R_ϕ : δύναμη τριβής (t)

E_p : παθητική γεώθηση πρανών (τιμή θραύσης του υλικού) (t), η οποία δίνεται από τα επόμενα σχήματα 2.40 και 2.41, σε συνάρτηση με το ύψος του φράγματος $H_E = H_S + H_A$, όσο και το πάχος T της θεμελίωσης της κατασκευής στο πρανές, και είναι διαφορετική για ευθύγραμμα και για καμπύλα φράγματα. Τα σχήματα 2.40 και 2.41 δίνουν τη συνολική τιμή της E_p για ολόκληρο το φράγμα (όχι μόνο της μιας πλευράς του)

G : βάρος του φράγματος (t)

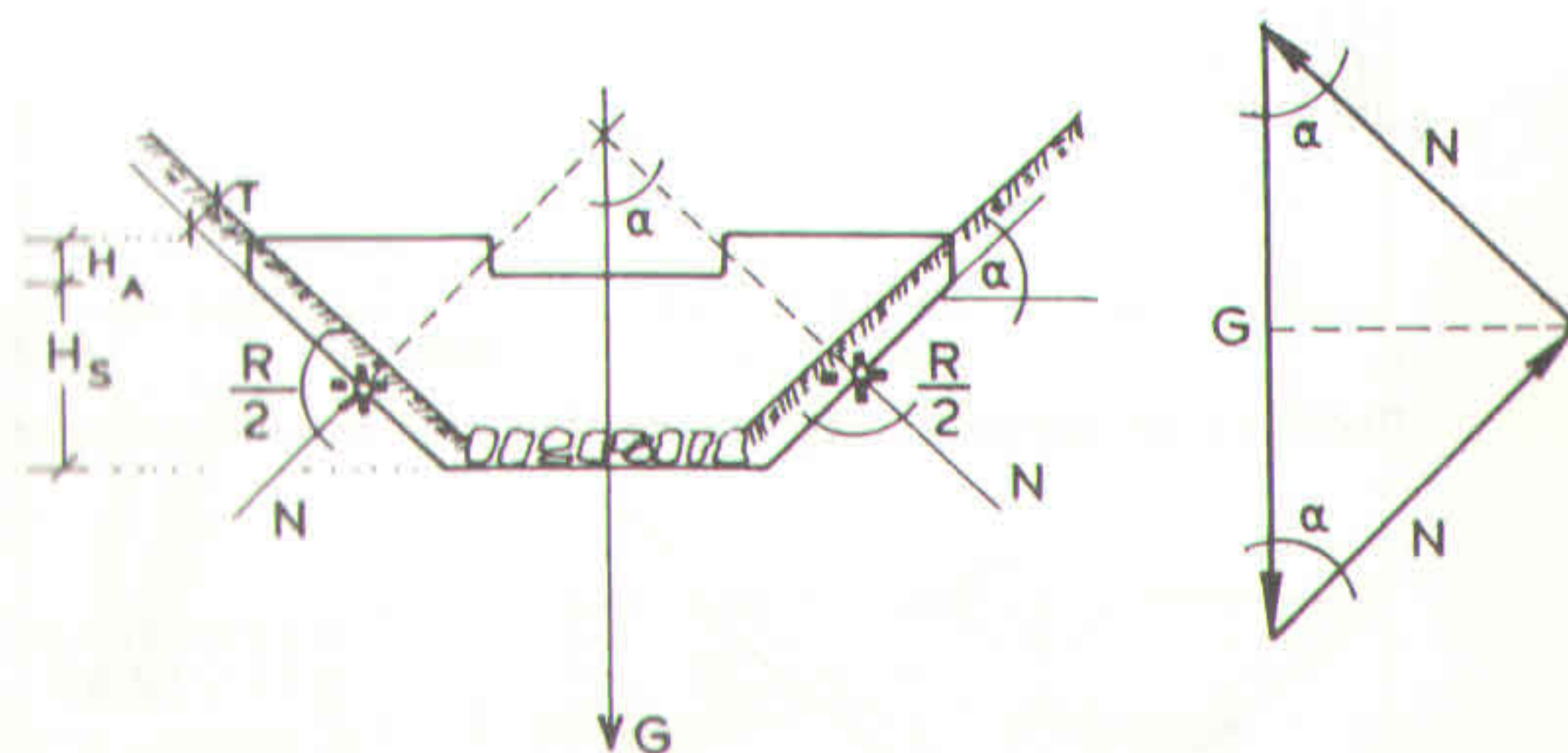
ϕ : γωνία τριβής. Έχουν μελετηθεί μόνο οι εξής περιπτώσεις γωνιών, που εμφανίζονται κυρίως στην πράξη:

- για ευθύγραμμα φράγματα : $\phi=37^\circ$ και $\phi=20^\circ$

- για καμπύλα φράγματα: $\phi=37^\circ$

οι οποίες αντιστοιχούν σε πρανή με υλικά λυτά, ασύνδετα (δυσμενής περίπτωση). Μεταξύ των γωνιών γίνεται παρεμβολή. Ο συντελεστής τριβής, που προσδιορίστηκε πειραματικά και αντιστοιχεί στις γωνίες αυτές (ASF, 1973), είναι: για $\phi=37^\circ$, $\epsilon\phi\phi=0,75$ και για $\phi=20^\circ$, $\epsilon\phi\phi=0,36$. Γίνεται δεκτό, ότι στη πράξη εμφανίζεται κατά κανόνα η $\phi=37^\circ$ ή $\epsilon\phi\phi=0,75$

α : γωνία σύγκλισης πλευρικών περάτων του φράγ-



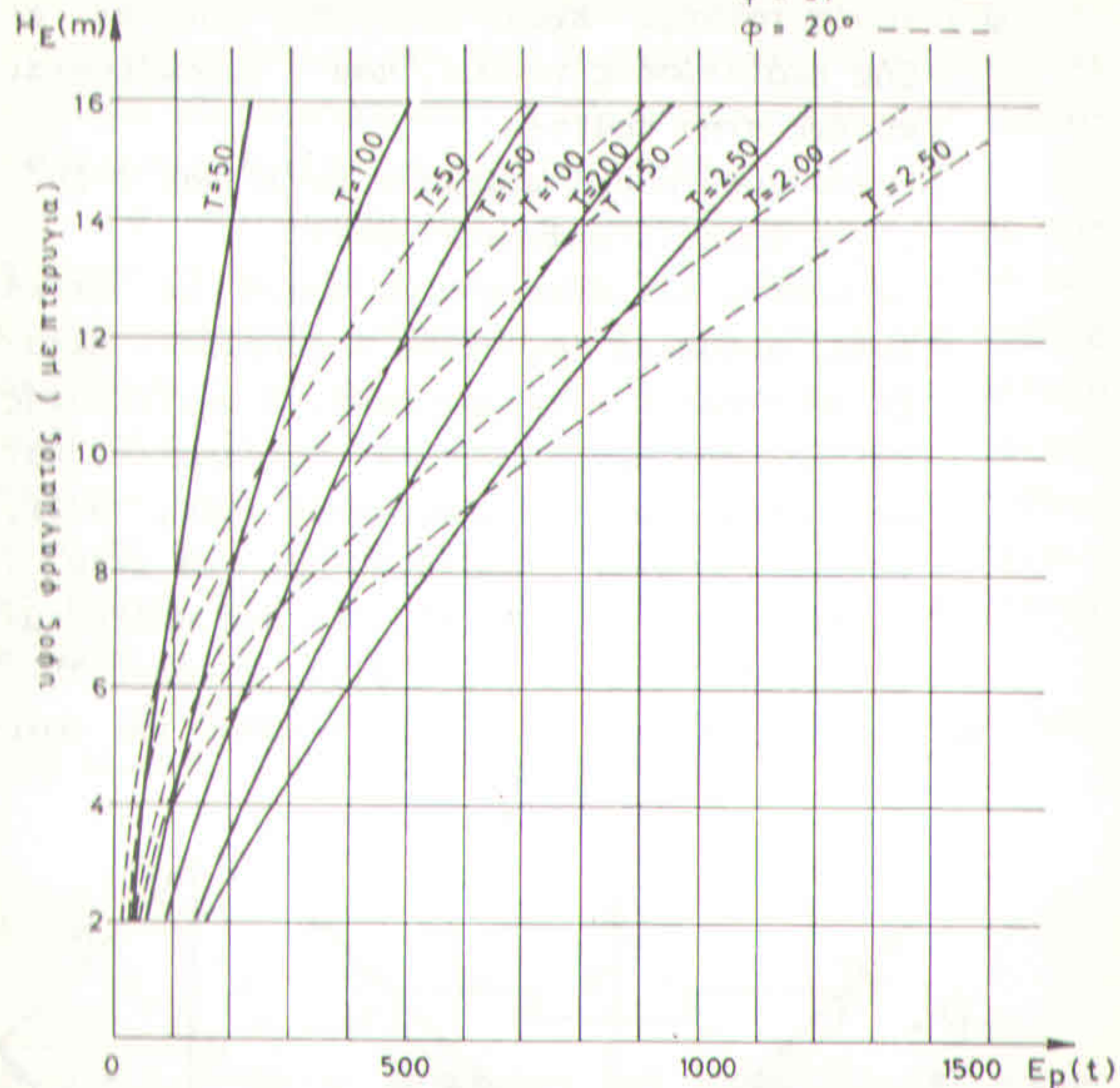
Σχήμα 2.39. Αντίσταση ή αντιστήριξη των πρανών σε φράγμα

ματος, η οποία συμπίπτει με τη γωνία των κλιτύων.

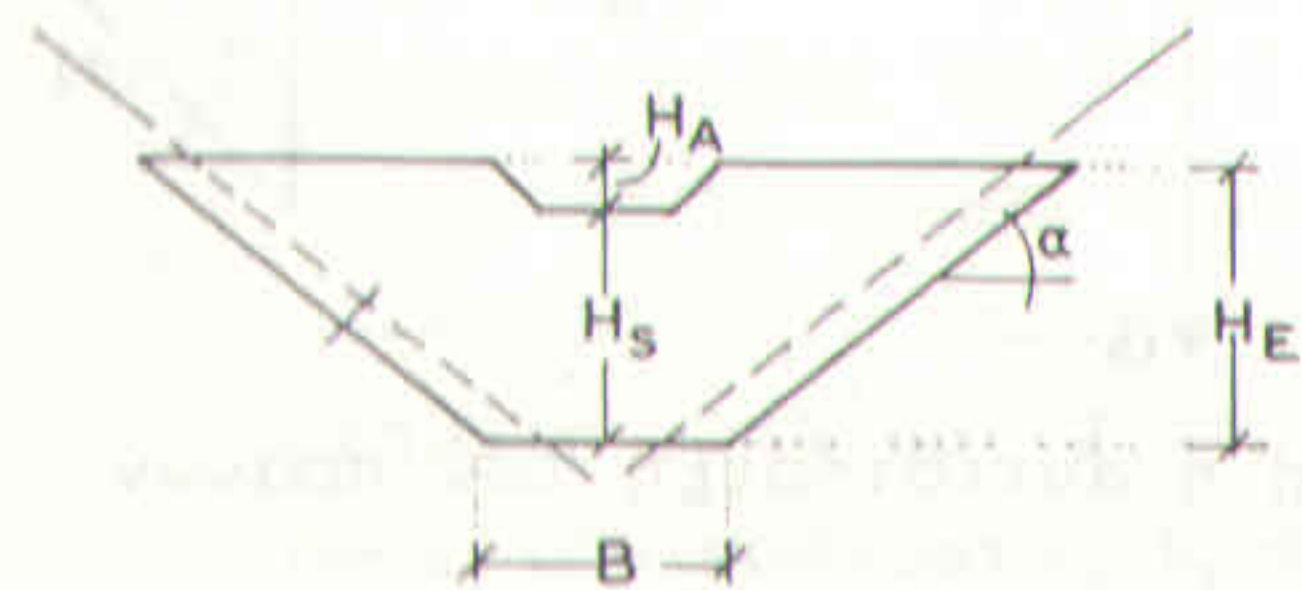
ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ

Γωνία τριβής κλιτύων

$\varphi = 37^\circ$ ———
 $\varphi = 20^\circ$ - - - -



Παθητική γεωώθηση (τιμές δράσης) και των δυο κλιτύων (χωρίς τριβή)



$c = \text{συνοχή} = 0$
 $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$

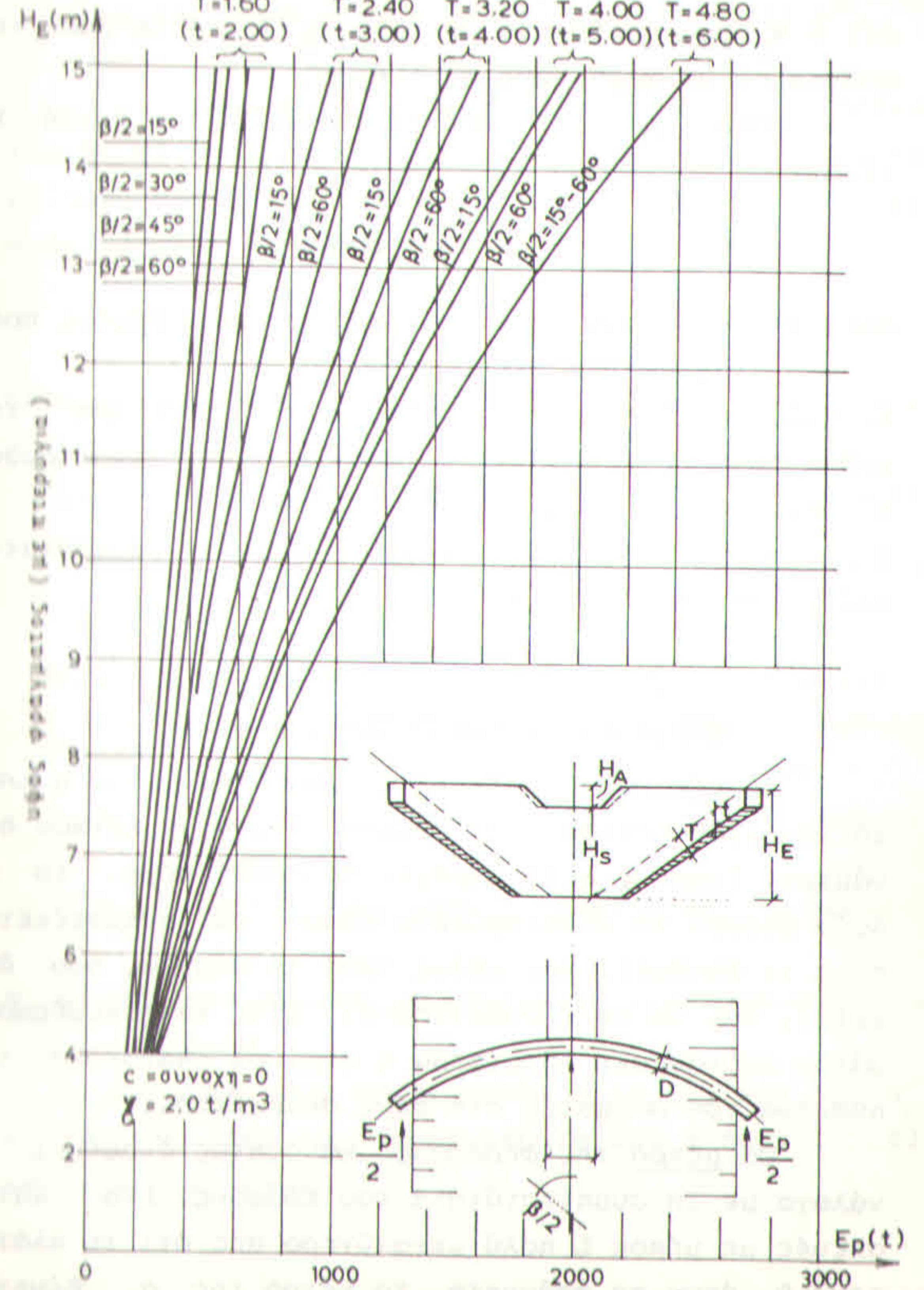
Σχήμα 2.40. Παθητική γεωώθηση E_p χωρίς τριβή σε ευθύγραμμα φράγματα (συνολική τιμή για ολόκληρο το φράγμα) (ASF, 1973)

ΚΑΜΠΥΛΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ

Γωνία τριβής κλιτύων : $\varphi = 37^\circ$

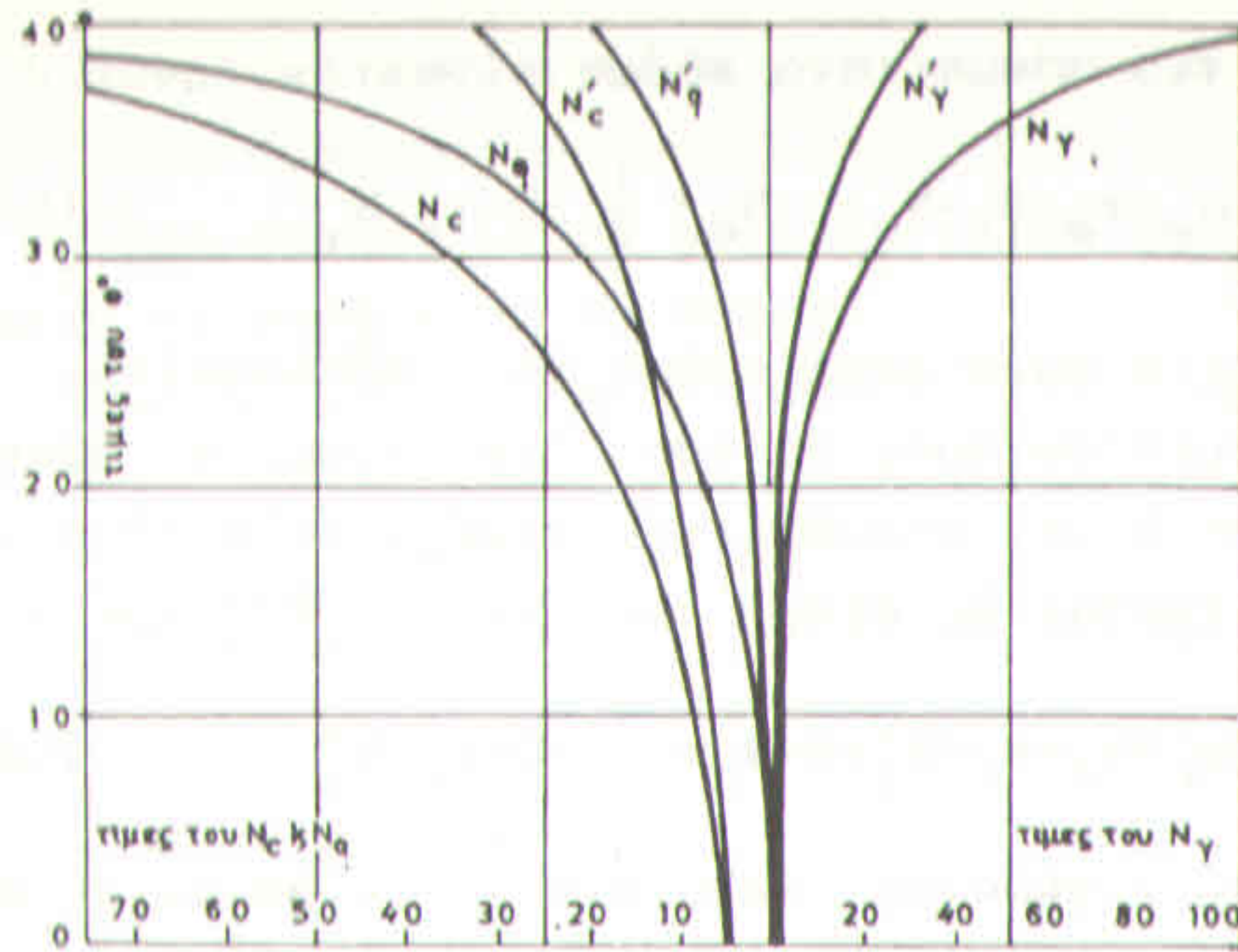
Βαθος θεμελίωσης στα πρανή:

$T=1.60$ $T=2.40$ $T=3.20$ $T=4.00$ $T=4.80$
 (t=2.00) (t=3.00) (t=4.00) (t=5.00) (t=6.00)



$c = \text{συνοχή} = 0$
 $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$

Σχήμα 2.41. Παθητική γεωώθηση E_p χωρίς τριβή σε καμπύλα φράγματα (συνολική τιμή για ολόκληρο το φράγμα) (ASF, 1973)



Σχήμα 2.42. Συντελεστές φέρουσας ικανότητας εδάφους (Γραμματικόπουλος, Μάνου, Χατζηγιώργος, 1980).

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.8

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας Terzaghi (Γραμματικόπουλος, Μάνου, Χατζηγιώργος, 1980)

Γωνία εσωτερικής τριβής φ(°)	N _c	N _q	N _γ	N' _c	N' _q	N' _γ
0	5,70	1,00	0,00	5,70	0,00	0,00
5	7,30	1,60	0,50	6,70	1,40	0,20
10	9,60	2,70	1,20	8,00	1,90	0,50
15	12,90	4,40	2,50	9,70	2,70	0,90
20	17,70	7,40	5,00	11,80	3,90	1,70
25	25,10	12,70	9,70	14,80	5,60	3,20
30	37,20	22,50	19,70	19,00	8,30	5,70
34	52,60	36,50	35,00	23,70	11,70	9,00
35	57,80	41,40	42,40	25,20	12,60	10,10
40	95,70	81,30	100,40	34,90	20,50	18,80
45	172,30	173,30	297,50	51,20	35,10	37,70
48	258,30	287,90	780,10	66,80	50,50	60,40
50	347,50	415,10	1153,20	81,30	65,60	87,10

Οι τύποι παρέχουν τη φέρουσα ικανότητα του γεωυποθέματος, που ανταποκρίνεται σε γενική θραύση του. Γι' αυτό το μέτρο της επιτρεπόμενης τάσης ή φόρτισης του (σ_{zu}) προσδιορίζεται από το λόγο:

$$\sigma_{zu} = \frac{\sigma_e \text{ ή } \sigma'_e}{v} \quad (\text{t/m}^2)$$

όπου v : συντελεστής ασφαλείας με τιμές $v=2,5 \div 3,0$ οπότε ισχύει:

$$\sigma_{zu} = (0,30 \div 0,40) \cdot \sigma_e$$

Η φέρουσα ικανότητα και η επιτρεπόμενη φόρτιση του εδάφους εκφράζουν το μέγεθος των αντιδράσεων του γεωυποθέματος σε διατμητικές τάσεις, γι' αυτό και εκδηλώνονται πάντοτε προς την ίδια διεύθυνση και φορά προς αυτές. Γραφοστατική μέθοδος προσδιορισμού τους δεν έχει αναπτυχθεί.

Η επιτρεπόμενη φόρτιση των διαφόρων γεωυποθεμάτων εκτιμάται συνήθως στην πράξη με τη βοήθεια κατάλληλων πινάκων, που παρέχουν το μέγεθός της, όπως ο επόμενος πίνακας 2.9.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.9

Επιτρεπόμενη φόρτιση σε διάφορα είδη γεωυποθέματος (DIN 1054)

Είδος γεωυποθέματος	Επιτρεπόμενη φόρτιση (kg/cm^2)
Α. Ξυσορευμένα εδάφη (επιχωμένα) μη συμπιεσμένα, ανάλογα με το είδος και το πάχος του στρώματος του θεμέλιου	0 ÷ 1

B. Φυσικά (άθικτα) εδάφη:

- | | |
|--|-----|
| 1. Πηλός, τύρφη, ελώδες έδαφος | 0 |
| 2. Μή συνεκτικά,στιβαγμένα εδάφη: | |
| - λεπτή και μέτρια άμμος (μέγεθος κόκκων μέχρι 1 mm) | 2 |
| - χονδρή άμμος (μέγεθος κόκκων 1 - 3mm) | 3 |
| - άμμος με χάλυκες, που καταλαμβάνουν τουλάχιστο το 1/3 του όγκου (μέγεθος κόκκων μέχρι 70 mm) | 4 |
| 3. Συνεκτικά εδάφη (πηλός, άργιλλος, μάργα): | |
| - πολτώδη | 0 |
| - μαλακά (ζυμώνονται εύκολα) | 0,4 |
| - δύσκαμπτα (ζυμώνονται δύσκολα) | 0,8 |
| - ημίσκληρα | 1,5 |
| - σκληρά | 3,0 |

Γ. Βράχοι με μικρή ρωγμάτωση,σε υγιή κατάσταση μη αποσαθρωμένο και με ευνοϊκή στρώση. Σε περίπτωση ισχυρής ρώγμωσης ή δυσμενούς στρώσης οι παρακάτω τιμές πρέπει να μειωθούν στο μισό και πλέον:

- | | |
|--|----|
| 1. Σε κλειστή στρώση (ψαμμόλιθος, ασβεστόλιθος, μάρμαρα, μάργες, δολομίτης, κρυσταλ. σχιστόλιθος, άργιλ. σχιστόλιθος): | |
| - με μικρή αντοχή | 10 |
| - σε στερεά κατάσταση | 15 |
| 2. Κατά μάζες ή στήλες (γρανίτης, συηνύτης, διορίτης, πορφυρίτης, διαβάσης, βασάλτης, γνεύσιος) | 30 |

Μια καλή πρώτη προσέγγιση της επιτρεπόμενης φόρτισης του εδάφους δίνει επίσης και ο επόμενος πίνακας 2.10, που βρίσκει εφαρμογή στην Ελβετία.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.10

Γενικές τιμές επιτρεπόμενης φόρτισης του γεωυποθέματος (ASF, 1973)

Είδος γεωυποθέματος	Γωνία τριβής φ	Μέση επιτρεπόμενη φόρτιση (kg/cm ²)
Πλαστική άργιλλος, υλός	20÷25	0,5÷2,0
Αργιλλώδης άμμος	30÷35	1,5÷2,5
Χονδρή άμμος έως χάλυκες	35÷40	2,0÷4,0
Μάργα συμπαγής		3,0÷5,0
Χάλυκες, σκύρα	38÷45	4,0÷6,0
Εκληρός συμπαγής βράχος (με μεγάλη απόσταση σχισμών)		20,0÷30,0

2.2.4.3. Η παραμόρφωση του χώρου ταμείωσης ή πρόσχωση

Το υδροστατικό φορτίο, το φορτίο των προσχώσεων καθώς και το βάρος του φράγματος προκαλούν παραμορφώσεις στο γεωυπόθεμα του ταμειυτηρίου χώρου και της θέσης ίδρυσης. Οι βυθίσεις και οι διευρύνσεις, που προκαλούνται στην επιφάνεια του εδάφους, σε συνδυασμό και με τις διογκώσεις, που υφίστανται μερικά είδη πετρωμάτων λόγω του διαποτισμού τους, θέτουν σε κίνδυνο την ευστάθεια και την υπόσταση των φραγμάτων ιδίως των υψηλών.

Η επίδραση των παραμορφώσεων είναι ιδιαίτερα

σημαντική στα καμπύλα φράγματα λόγω του μονολιθικού τρόπου κατασκευής τους (δεν επιτρέπουν τη κατασκευή εγκάρσιων αρμών), αλλά και στα φράγματα βάρους, επειδή δημιουργείται ο κίνδυνος να διανοιγούν οι αρμοί τους περισσότερο του επιτρεπτού.

Γενικά πάντως οι παραμορφώσεις, που δημιουργούνται στους χώρους ταμείωσης των χαμηλών φραγμάτων, είναι πολύ μικρές, γι' αυτό και δεν απαιτείται να εξετάζονται οι επιδράσεις, που ασκούν αυτές στη τοιχοποιία του φράγματος.

2.2.5. ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΑΠΟ ΣΕΙΣΜΟΥΣ

Οι σεισμοί με τις επιταχύνσεις, που μεταδίδουν στα φράγματα, αυξάνουν τις εξωτερικές πιέσεις και τις εσωτερικές τάσεις σ' αυτά. Οι δυνάμεις αδράνειας, που δημιουργούνται στον φραγματικό χώρο από τις σεισμικές δυνάμεις, διακρίνονται σε δυνάμεις που οφείλονται στο βάρος του φράγματος, και σε εκείνες, που γεννιούνται στην υδάτινη μάζα. Και στις δύο περιπτώσεις για τον υπολογισμό του μέτρου της δύναμης, που γεννάται, χρησιμοποιείται η ένταση, δηλ. η επιτάχυνση του σεισμού b_e (m/sec²), η οποία εκφράζεται συνήθως σε σχέση με την επιτάχυνση της βαρύτητας με ένα αδιάστατο συντελεστή επιτάχυνσης α_e ως εξής:

$$\alpha_e = \frac{b_e}{g}$$

Ο συντελεστής α_e έχει τις ακόλουθες τιμές:

- για οριζόντιες δονήσεις:
 - $\alpha_{eh} = 0,10$ (ή $b_e = 1,0$ m/sec²): σε περιοχές με σεισμούς συνηθισμένης έντασης, όπως π.χ. η περιοχή της Μεσευρώπης

- $\alpha_{eh} = 0,12 \div 0,25$ ($b_e = 1,2 \div 2,5$ m/sec²): σε περιοχές με πολύ έντονους σεισμούς, όπως η Ιαπωνία
- $\alpha_{eh} = 0,10 \div 0,12$ (ή $b_e = 1,0 \div 1,2$ m/sec²): στη χώρα μας, ανάλογα με τη σεισμικότητα κάθε περιοχής.

= για κατακόρυφες δονήσεις: έχει τιμές ίσες με το ήμισυ των παραπάνω ($\alpha_{ev} = \alpha_{eh}/2$).

α) Αναλυτικός υπολογισμός

1. Σεισμογενής δύναμη στο βάρος του φράγματος:

Το μέτρο της δύναμης αυτής G_e δίνεται ως εξής

$$G_e = \alpha_e \cdot G \quad (t)$$

όπου G : το βάρος του φράγματος (t).

Το σημείο εφαρμογής της G_e βρίσκεται στο κέντρο βάρους της διατομής του φράγματος, η διεύθυνσή της είναι οριζόντια ή κατακόρυφη ανάλογα με την διεύθυνση της σεισμικής δράσης⁽¹⁾ και η φορά της αντίθετη προς εκείνη του σεισμού. Συνεπώς, όταν η G_e είναι κατακόρυφη, το μέγεθός της συναθροίζεται στο βάρος του φράγματος.

Από τα παραπάνω προκύπτει, ότι η δυσμενής περίπτωση, σ' ότι αφορά την επίδραση του σεισμού από στατική άποψη, δημιουργείται:

- για φράγμα πλήρες νερού: όταν η δόνηση κατευθύνεται προς τα ανάντη του φράγματος, οπότε η G_e έχει πορεία προς τα κατόντη

(1) Η διεύθυνση του σεισμού άρα και της G_e είναι δυνατή προς όλες τις κατευθύνσεις. Η πιθανότερη περίπτωση όμως από στατική άποψη αντιστοιχεί στην οριζόντια ή στην κατακόρυφη διεύθυνση.

- για φράγμα κενό: όταν η δόνηση κατευθύνεται προς τα κατάντη του φράγματος, οπότε η G_e έχει πορεία προς τα ανάντη.

2. Σεισμογενής δύναμη στο νερό:

Πρόκειται για δυναμική επίδραση, κατά την οποία το φράγμα λόγω της δόνησής του χτυπάει το νερό, οπότε αυτό λόγω της αντίδρασης χτυπάει το φράγμα. Η επίδραση αυτή ισχύει βέβαια στη περίπτωση συμπαγών κατασκευών, δηλ. για τοιχοποιία, γι' αυτό και δεν εφαρμόζεται στην περίπτωση των γεωφραγμάτων και των άλλων λυτών κατασκευών. Με τον σεισμό λοιπόν δημιουργούνται από το νερό, εκτός της υδροστατικής, και πρόσθετες οριζόντιες σεισμογενείς πιέσεις νερού, το σύνολο των οποίων διαμορφώνει τη σεισμογενή δύναμη από αυτό.

Το μέτρο της οριζόντιας σεισμογενούς πίεσης P_{eh} δίνεται κατά τον Westergaard ως εξής:

$$P_{eh} = C_{eh} \cdot \alpha_{eh} \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{(H_s + H_A) \cdot z} \quad (t/m^2)$$

όπου α_{eh} : συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης (έχει τις τιμές, που αναφέρθηκαν παραπάνω)

$H_s + H_A$: βάθος νερού (m)

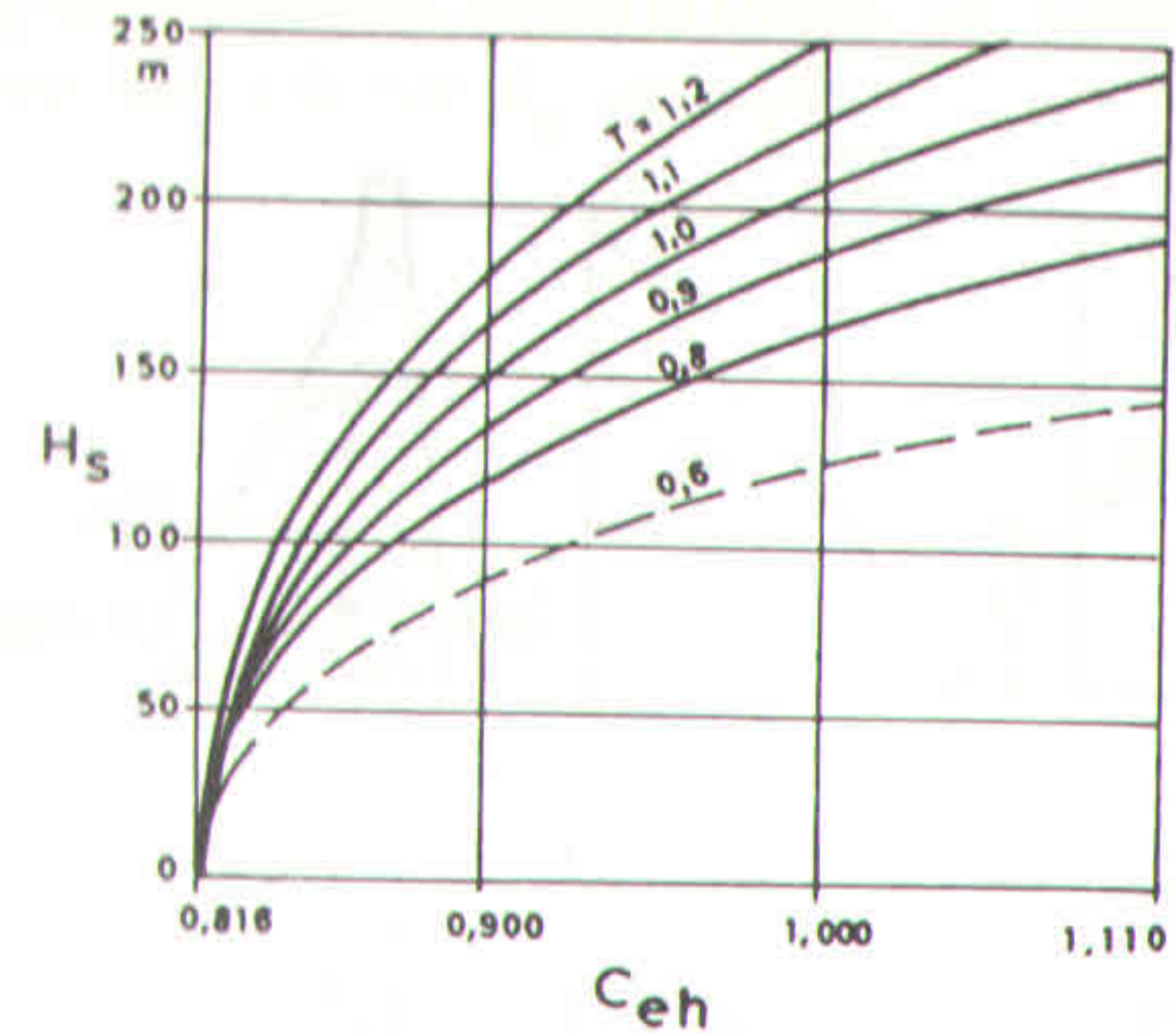
z : βάθος σημείου (από τη στάθμη του νερού), στο οποίο αναφέρεται η πίεση στα ανάντη ή στα κατάντη (m)

γ_w : ειδικό βάρος νερού ($\gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3$)

C_{eh} : συντελεστής (t/m^3) με τιμή:

$$C_{eh} = \frac{0,82}{\sqrt{1 - 7,75 \left(\frac{H_s + H_A}{1000 - N_{eh}} \right)^2}}$$

όπου N_{eh} : διάρκεια σεισμικής ταλάντωσης (περίοδος σεισμικών δονήσεων ενός σεισμού) (s), δίνεται από το επόμενο σχήμα 2.43.



Σχήμα 2.43. Τιμές του συντελεστή C_{eh}

Ευνενπώς η μέγιστη τιμή της σεισμογενούς υδροστατικής πίεσης είναι:

$$P_{eh,max} = C_{eh} \cdot \alpha_{eh} \cdot (H_s + H_A) \quad (t/m^2)$$

η δε κατανομή της πίεσης στον τοίχο του φράγματος είναι παραβολική (σχήμα 2.44). Κατά τον Press ο παραπάνω τύπος της υδροστατικής πίεσης απλοποιείται ως εξής:

$$P_{eh} = 0,08 \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{[2 \cdot (H_s + H_A) - z] \cdot z} \quad (t/m^2)$$

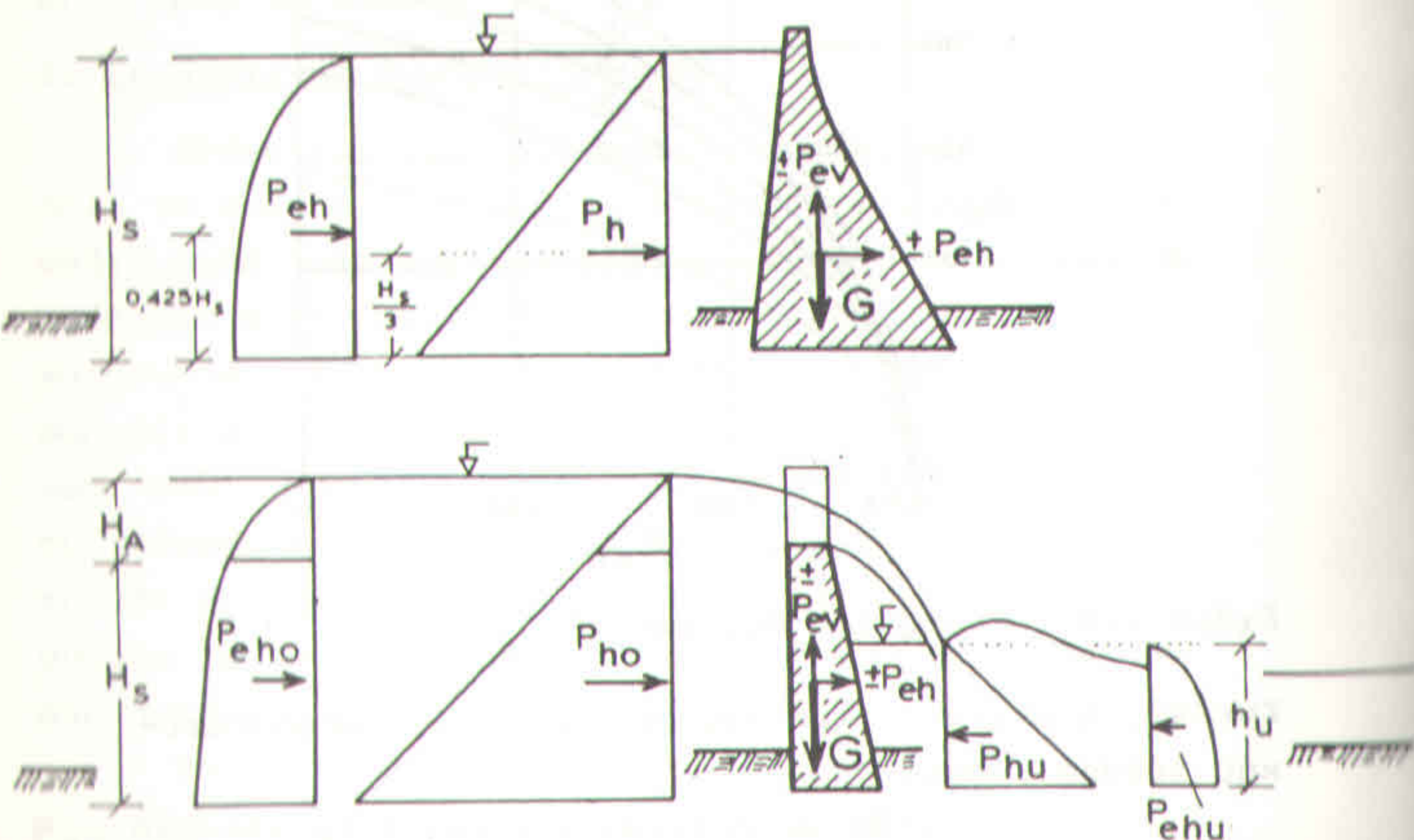
Το μέτρο της οριζόντιας σεισμογενούς δύναμης, που διαμορφώνεται, έχει μέγεθος:

$$P_{eh} = 0,555 \cdot \alpha_{eh} \cdot \gamma_w \cdot (H_s + H_A)^2 \quad (t)$$

Το σημείο εφαρμογής της δύναμης βρίσκεται:

= σε φράγματα, που δεν υπερχειλίζουν: σε απόσταση $0,425 \cdot (H_s + H_A)$ από τα θεμέλια στα ανάντη του φράγ-

μάτος



Σχήμα 2.44. Σεισμογενής δύναμη στο νερό σε ταμιευτήρα και σε εκχειλιστή

σε φράγματα, που υπερχειλίζουν: σε απόσταση $H_s/2$ από τα θεμέλια στα ανάντη του φράγματος, καθώς και σε απόσταση $0,425 \cdot (H_f + H_A)$ από τα θεμέλια στα κατάντη του φράγματος.

Η διεύθυνσή της θεωρείται πάντοτε οριζόντια (δυσμενέστερη περίπτωση) και η φορά της κατευθύνεται προς το φράγμα από τα ανάντη όσο και από τα κατάντη του φράγματος.

Στη περίπτωση κεκλιμένου ή βαθμιδωτού ανάντη μετώπου προσαυξάνεται λόγω σεισμού και το υδατικό φορτίο, που ασκείται στο μέτωπο αυτό. Στην πράξη το

μέτρο της προσαύξησης υπολογίζεται με τρόπο ανάλογο προς εκείνο του βάρους G_e ως εξής:

$$P_{eh} = a_{ev} \cdot P_{ev}$$

όπου $a_{ev} = \frac{a_{eh}}{2}$.

Το σημείο εφαρμογής της προσαύξησης βρίσκεται στο κέντρο βάρους του τριγώνου (κεκλιμένο μέτωπο) ή των ορθογώνιων (βαθμιδωτό μέτωπο), που διαμορφώνονται. Εφόσον η P_{eh} θεωρείται οριζόντια, η διεύθυνση της P_{ev} θεωρείται κατακόρυφη και η φορά της είναι προς τα κάτω.

β) Γραφοστατικός υπολογισμός

Δεν υπάρχει ειδικός τρόπος γραφοστατικού υπολογισμού των G_e , P_{eh} και P_{ev} . Είναι δυνατό όμως, τα μέτρα των δυνάμεων αυτών, που προκύπτουν από τον αναλυτικό υπολογισμό να χρησιμοποιηθούν κατά τον γραφοστατικό υπολογισμό της ευστάθειας των φραγμάτων, μετά από τοποθέτησή τους στα αντίστοιχα κέντρα εφαρμογής.

Παρατηρήσεις:

1. Οι τάσεις, που δημιουργούνται στα φράγματα από το μέγεθος των παραπάνω δυνάμεων, μπορούν να υπερβαίνουν τις επιτρεπόμενες τάσεις μέχρι και κατά 25%, επειδή έχουν στιγμιαία δράση (Press, 1958).
2. Υπάρχει θεωρητικά ο κίνδυνος, να συμπέσει η συχνότητα των σεισμικών δονήσεων με την ιδιοσυχνότητα του φράγματος (συντονισμός). Όμως οι σεισμικές κινήσεις του εδάφους - όπως δείχνουν οι δονήσεις, που έχουν καταγραφεί - δεν παρουσιάζουν αρμονικές κινήσεις, οπότε τέτοια σύμπτωση γίνεται δύσκολη. Οι πε-

ρίοδοι δόνησης των πιδ σημαντικών σεισμών φθάνουν τα 0,2 - 1,0 sec, ενώ ένα φράγμα ύψους 15 m από σκυροδέμα, έχει ιδιοπερίοδο 0,03 - 0,04 sec. Πάντως σε ειδικές περιπτώσεις είναι δυνατό, να υπολογισθεί η ιδιοπερίοδος ενός φράγματος με βάση τον τύπο του Westergaard (για φράγμα στερεωμένο στον πυθμένα):

$$N_o = 0,00164 \cdot E \cdot \frac{(H_s + H_A)^2}{D}$$

- όπου N_o : ιδιοπερίοδος φράγματος (s)
- E : μέτρο ελαστικότητας (E_e) του σκυροδέματος του φράγματος ($=140600 \text{ kg/cm}^2$)
- $H_s + H_A$: ύψος ύδατος στα ανάντη του φράγματος (m)
- D : πάχος βάσης του φράγματος (m)

και να συγκριθεί με την περίοδο δόνησης των σεισμών, που δημιουργούνται σε μια περιοχή με βάση τις υφιστάμενες μετρήσεις.

3. Γενικά, τα φράγματα βάρους είναι πιδ ευπαθή στους σεισμούς από άλλες ελαστικές κατασκευές φραγμάτων. Γι' αυτό κατά τους στατικούς υπολογισμούς συνιστάται να χρησιμοποιείται σ' αυτά ο πλήρης συντελεστής α_e , που αντιστοιχεί στην περιοχή, ενώ για τις ελαστικές κατασκευές μπορεί να χρησιμοποιείται μειωμένος συντελεστής.

2.3. ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

2.3.1. ΤΟ ΒΑΡΟΣ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

Το μέτρο της δύναμης, που δημιουργείται από το βάρος του φράγματος, δίνεται για μοναδιαίο πλάτος ως εξής:

$$G = V \cdot \gamma_{sp} = F \cdot b \cdot \gamma_{sp} = F \cdot 1 \cdot \gamma_{sp}$$

και

$$G = F \cdot \gamma_{sp} \quad (t)$$

- όπου G : το βάρος του φράγματος (t)
- V : ο όγκος του φράγματος (m^3)
- b : το μήκος του φράγματος. Ο υπολογισμός γίνεται για πλάτος $b = 1 \text{ m}$
- F : η επιφάνεια της διατομής του φράγματος
- γ_{sp} : το ειδικό βάρος του υλικού κατασκευής του φράγματος (t/m^3).

Η επιφάνεια F καθορίζεται από το σχήμα της διατομής. Εάν αυτό έχει γεωμετρική μορφή, το εμβαδό της δίνεται από την ανάλογη εξίσωση. Εάν δεν είναι γεωμετρικά καθορισμένο, ο υπολογισμός της F γίνεται με εμβαδομέτρηση μετά τη σχεδίαση της διατομής. Το κέντρο βάρους των σχημάτων, που αποκτούν συνήθως οι διατομές στα φράγματα, προσδιορίζεται κατά τα γνωστά, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο κεφάλαιο 2.2.1.2

Στον πίνακα 2.4. δόθηκαν τα ειδικά βάρη από διάφορα γεώδη συστατικά, που χρησιμοποιούνται κυρίως στα γεωφράγματα, ενώ ο επόμενος πίνακας 2.11 δίνει τα ειδικά βάρη των υλικών, που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές των μη γεωδών φραγμάτων, καθώς και εκείνα των διαφόρων ειδών τοιχοποιίας. Για υλικά τα οποία, δεν περιέχονται στον παραπάνω πίνακες, το φαινόμενο ειδικό βάρος της κατασκευής καθορίζεται από την αναλογία πρόσμιξης των επί μέρους υλικών και από τους κενούς πόρους, που δημιουργούνται.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.11

Ειδικά βάρη διαφόρων υλικών τοιχοποιίας
(Σιμόπουλος, 1970: κανονισμοί μελετών
τεχνικών έργων, Μαργαρόπουλος, 1950)

Είδος υλικού	Ειδικό βάρος (kg/ m ³)
α) Φυσικοί λίθοι (συντρήματα πετρωμάτων):	
Ασβεστόλιθος συμπαγής	2500 ÷ 2850
Γνεύσιος	2400 ÷ 2700
Γρανίτης, σιηνίτης, πορφυρίτης, βασάλτης	2500 ÷ 3050
Δολομίτης	2700 ÷ 2900
Κροκαλοπαγές ή λατυποπαγές, κατά μέσο όρο	2200
Μάρμαρο	2600 ÷ 2850
Οφείτης, οφειτασβετιίτης (πράσινο μάρμαρο) κατά μέσο όρο	2700
Σχιστόλιθος (ασβεστολιθικός, μαρμαρυγιακός)	2650 ÷ 2700
Σχιστόλιθος αργιλικός	2700 ÷ 3500
Τόφφοι (πρώλιθοι Κιμώλου, Αιγίνης, κτλ.) κατά μέσο όρο	2000
Τραχεύτες	2200 ÷ 2700
Ψαμμίτες	1900 ÷ 2700
β) Κουίες :	
Άσβεστος σε τεμάχια	900 ÷ 1300
Άσβεστος σβησμένη (φύραμα υδρασβέστου)	1300 ÷ 1400
Άσβεστος σε κόνη (κόνη υδρασβέστου) σε σάγκους, κατά μέσο όρο	1000
Γύψος πλαστική	1250 ÷ 1400
Γύψος τραχεία	1100 ÷ 1600
Θηραϊκή γή, αλεσμένη ή μη, στοιβαγμένη	1170 ÷ 1250
Θηραϊκή γη σε χύμα	770 ÷ 950

Ρωμαϊκή κονία	800 ÷ 1500
Τσιμέντο στοιβαγμένο	1650 ÷ 1970
Τσιμέντο σε χύμα	970 ÷ 1260
γ) Μέταλλα :	
Αργύλιο	2700
Αργιλίου κράματα	2800
Μόλυβδος	11400
Ορείχαλκος, κρατέρωμα (μπρούντζος)	8500
Χαλκός σφυρήλατος ή ελατός	8900
Χαλκός χυτός	8800
Χάλυβεν γένει	7850
Χυτοσίδηρος	7250
Ψευδάργυρος ελατός	7200
Ψευδάργυρος χυτός	6900
δ) Λιθοδομές :	
Ασβεστολίθου συμπαγούς, δολομίτου (2400 ÷ 2700)	2600
Ασβεστολίθου πορώδους ή κροκαλοπαγών (1800 ÷ 2400)	2200
Γρανίτου, γνευσίου (2400 ÷ 2800)	2600
Μαρμάρου (2600 ÷ 2800)	2700
Σχιστολίθου (2500 ÷ 2800)	2700
Τόφφων (τραχειτικών, ασβεστομιγών κλπ) (1600 ÷ 2200)	2000
Ψαμμίτου (1900 ÷ 2600)	2400
Λιθοδομές ξεστές: το φαινόμενο βάρος του λίθου	
ε) Κονιάματα :	
Τσιμεντοκονίαμα	2200 ÷ 2800
Ασβεστοσιμεντοκονίαμα	1800 ÷ 2000
Ασβεστοκονίαμα	1650 ÷ 1800
Θηραϊκοκονίαμα	1900 ÷ 2600

στ) Σκυροκονιάματα:

Σκυροκονιάματα οπλισμένα, από ασβεστολιθικά ή γρανιτικά υλικά	2400
Σκυροκονιάματα οπλισμένα, από αμμοχάλικο, κισσήρη και συμπληρωματικά από κοινή άμμο (1650 ÷ 1950)	1800
Σκυροκονιάματα από ασβεστολιθικά ή γρανιτικά υλικά (300 χγ. τσιμ./m ³) (1800 ÷ 2400)	2200
Σκυροκονιάματα από αμμοχάλικο, κισσήρη και συμπληρωματικά κοινή άμμο (150 χγ. τσιμέντου ανά m ³) (1300 ÷ 1500)	1400
Σκυροκονιάματα από θραύσματα οπτοπλίνθων (1500 ÷ 2000)	1800
Σκυροκονιάματα από σκωρία, λεβήτων και συμπληρωματικά από κοινή άμμο (150 χγ. τσιμέντου ανά m ³) (1300 ÷ 1600)	1500

Για πλάκες από οπλισμένο σκυροκονίαμα με πλίνθους διάτρητους μπορεί να παίρνεται για την εκτέλεση κατά προσέγγιση υπολογισμού φαινόμενο βάρος 2000 kg/m³. Για συνήθεις κατασκευές και εφ'όσον με το πάχος των πλίνθων εξαντλείται λίγο - πολύ το ύψος της εφελκυσμένης ζώνης του σκυροκονιάματος, αυτή η προσέγγιση είναι επαρκής και για τον οριστικό υπολογισμό.

Για την κατασκευή των φραγμάτων από σκυρόδεμα συνιστάται να χρησιμοποιείται γενικά σκυρόδεμα υψηλής ποιότητας, το οποίο παρέχει μεγαλύτερη ασφάλεια κατά του παγετού. Στην Ελβετία χρησιμοποιούνται τα σκυροδέματα B 250 και B 300⁽¹⁾ για όλες τις κατηγο-

(1) Η ένδειξη B 250 (300) στην Ελβετία δεν χαρακτηρίζει αντοχή σε θλίψη αλλά περιεκτικότητα (kg/m³) σε τσιμέντο στο σκυρόδεμα.

ρίες φραγμάτων (με και χωρίς οπλισμό), με φαινομενικό βάρος $\gamma_B = 2,4 \div 2,6$ t/m (συνήθως $\gamma_B = 2,45$). Στην Αυστρία συνιστάται ειδικά για τα χειμαρρικά φράγματα (με ή χωρίς οπλισμό) να χρησιμοποιείται σκυρόδεμα B 160, B 225 και B 300⁽¹⁾, οπότε το φαινόμενο ειδικό βάρος του μπετόν θεωρείται ότι είναι:

B	γ_B (t/m ³)
160	2,2
225	2,4
300	2,6

Συνήθως όμως, ως ειδικό βάρος παίρνεται $\gamma_B = 2,4$ t/m³. Όπου είναι αναγκαία η αύξηση του ειδικού βάρους, συνιστάται η χρήση προσθεμάτων στο μπετόν με μεγαλύτερο ειδικό βάρος σε μικρά όμως ποσοστά και με καλή μίξη. Ιδιαίτερη προσοχή στο είδος του σκυροδέματος, στο ειδικό βάρος του, στις πρόσθετες ύλες κλπ. που χρησιμοποιούνται, πρέπει να δίνεται στις μεγάλες κατασκευές ($H_B > 15$ m).

Σε κατασκευές κιβωτιοφραγμάτων από διάφορα υλικά (εκτός από συρματόπλεκτα κιβώτια) πρέπει να υπολογίζεται, ότι το ποσοστό του υλικού πλήρωσης των κιβωτίων φθάνει τα 85 - 90% μαζί με τους κενούς χώρους, ενώ το υλικό κατασκευής των κιβωτίων περιορίζεται μόνο στο 10% - 15%.

Το σημείο εφαρμογής της G βρίσκεται στο κέντρο βάρους της διατομής, η διεύθυνσή της είναι κατακόρυφη και η φορά της προς τα κάτω.

Δεν υπάρχει ιδιαίτερος γραφοστατικός τρόπος υπολογισμού της G. Μόνο το κέντρο βάρους της διατομής μπορεί να προσδιορίζεται τόσο αναλυτικά, όσο και γραφοστατικά κατά τα γνωστά.

(1) Η ένδειξη B160(225,300), στην Αυστρία χαρακτηρίζει, όπως και σε μας, αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη.

2.3.2. Η ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΣΕ ΤΑΣΕΙΣ

Κάθε φραγματικός τοίχος, όταν φορτίζεται από εξωτερικές δυνάμεις, δημιουργεί στο εσωτερικό του σώματός του τάσεις, οι οποίες εξουδετερώνονται από τις αντιδράσεις, που αναπτύσσει. Αυτό είναι δυνατό μέχρι κάποιο όριο, το οποίο εκφράζει την αντοχή του φράγματος. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν κυρίως η αντοχή των φραγματικών κατασκευών σε θλίψη και σε εφελκυσμό.

Οι επιτρεπόμενες θλίψεις στα διάφορα είδη τοιχοποιίας δίνονται στον επόμενο πίνακα 2.12. Από αυτόν προκύπτει, ότι η επιτρεπόμενη αντοχή σε θλίψη της τοιχοποιίας, από λιθοδομή με σιμεντοκονίαμα γίνεται δεκτή ως 15 kg/cm^2 ανάλογα με το είδος των λίθων, την αναλογία του κονιάματος, την κανονικότητα των αρμών κλπ., η δε αντίστοιχη της ξηρολιθοδομής ως 3 kg/cm περίπου.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.12

Επιτρεπόμενη θλίψη σε διάφορες τοιχοποιίες (Μαργαρόπουλος 1950, Czerny, 1971, Διακόπουλος, 1977)

Είδος τοιχοποιίας	Επιτρεπόμενη θλίψη (kg/cm ²)
Οπτολιθοδομή με ασβεστοκονίαμα	7
" " σιμεντοκονίαμα	14
Λιθοδομή με ασβεστοκονίαμα	7
" " σιμεντοκονίαμα	15
Σκυρόδεμα με κοινό τσιμέντο	40
" " τσιμέντο υψηλής αντοχής	50
Ξηρολιθοδομή	3

Για το σκυρόδεμα γίνεται γενικά δεκτό, ότι η επιτρεπόμενη θλιπτική αντοχή του σε κανονική φόρτιση κυμαίνεται συνήθως -ανάλογα με το είδος του- μεταξύ $40 \div 50 \text{ kg/cm}^2$. Τα παραπάνω όρια μπορούν να προσαυξάνονται κατά 25% για στιγμιαίες πρόσθετες φορτίσεις.

Η επιτρεπόμενη αντοχή σε εφελκυσμό κάθε τοιχοποιίας είναι πολύ μικρή. Στο σκυρόδεμα ανέρχεται στα 10% περίπου της επιτρεπόμενης αντοχής σε θλίψη. Συνεπώς αντιστοιχεί σε $4 \div 5 \text{ kg/cm}^2$, ώστε να θεωρείται ως πρακτικά ασήμαντη. Γιαυτό, σε φραγματικές κατασκευές δεν επιτρέπεται να αναπτύσσονται τάσεις εφελκυσμού ούτε στο σκυρόδεμα, ούτε στο λιθόδεμα, ούτε στην ξηρολιθοδομή ή εάν αναπτύσσονται, να παραμένουν μικρότερες των $1,2 \text{ kg/cm}^2$. Όπου είναι μεγαλύτερες πρέπει να παραλαμβάνονται με τη χρήση κατάλληλου οπλισμού.

Ετην Αυστρία, για τις ποιότητες του σκυροδέματος, που συνιστάται να χρησιμοποιούνται στις διευθετήσεις χειμάρρων, γίνονται δεκτές οι αντοχές, που δίνονται στον πίνακα 2.13.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.13

Διάφορες αντοχές, που γίνονται δεκτές στην Αυστρία, για τις ποιότητες σκυροδέματος, που συνιστάται να χρησιμοποιούνται στις διευθετήσεις χειμάρρων (kg/cm²) (Czerny, 1971)

Είδος αντοχής	Ποιότητες σκυροδέματος		
	B 160	B 225	B 300
αντοχή κύβου (β_{w28})	160	225	300
" πρίσματος (β_{p28})	120	170	225
θλίψη (σ_d)	40	55	75
" κάμψεως (σ_{bd})	40	55	75
εμφελκυσμός κάμψεως (σ_{bz})	4	5,5	7,5
διάτμηση (τ)	4	5,5	7,5

Οι επιτρεπόμενες τάσεις στην Ελβετία για διάφορα υλικά, που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές φραγμάτων ιδίως κατά τις διευθετήσεις χειμάρρων (SIA-Norm 162) παρέχονται στον επόμενο πίνακα 2.14, ο οποίος στο άνω μέρος του δίνει τις τάσεις με βάση τις γενικές ελβετικές νόρμες για κατασκευές (π.χ. οικοδομική, γεφυροποιία κλπ), ενώ στο κάτω μέρος παρέχει τις τάσεις, που παραδέχεται η ειδική ελβετική υπηρεσία, (EMPA) για τα χειμαρρικά φράγματα.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.14
Επιτρεπόμενες τάσεις για κατασκευαστικούς υπολογισμούς στην Ελβετία κατά SIA-Norm 162 και EMPA (ASF 1973)

Περιεκτικότητα PC (kg/m ³)	Κυβική αντοχή (β_{w28}) σκυροδέματος σε 28 ημέρες (kg/cm ²)	μ ε ο κ λ υ σ μ ό		
		μ ε τ ό ν κ α ν ο ν ι κ ό B N	μ ε τ ό ν υ ψ η λ ή ς π ο λ ό τ η τ ο ς B H	μ ε τ ό ν υ ψ η λ ή ς π ο λ ό τ η τ ο ς B H
250	200	300	300	300
300	200	300	300	300

1. Αντοχή του σκυροδέματος σε καμψοεμφελκυσμό: $\beta_{bz} = (2,5 \div 3,0) \cdot \sqrt{\beta_{w28}}$

2. Επιτρεπόμενη αντοχή του σκυροδέματος σε καμψοεμφελκυσμό:
 $\sigma_{Bet, zug} = \begin{cases} 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ BN} \\ 15 \text{ kg/cm}^2 \text{ BH} \end{cases}$

3. Προσμετρική αντοχή σε θλίψη $\beta_p = 0,8 \beta_{w28}$

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.14 (συνέχεια)

Α ν τ ο χ έ σ χ ά λ υ β α (Χάλυβας ΙΙΙ):	
1. σε πλαστικό υπολογισμό:	
- αντοχή σε εφελκυσμό $\beta_z = 5600$	
- όριο διαρροής (streckgrenze) $\sigma_f = 4300$	
- συντελεστής ασφαλείας $s = 1,4$	
2. σε ελαστικό υπολογισμό:	
- επιτρεπτό $\sigma = 2600$ για ΒΝ	
- επιτρεπτό $\sigma = 2000$ για ΒΗ	

2.3.3. ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΑΠΟ ΤΟ ΝΕΡΟ ΣΤΟ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

2.3.3.1. Υδροστατική δύναμη από το νερό στους πόρους του φραγματικού τοίχου

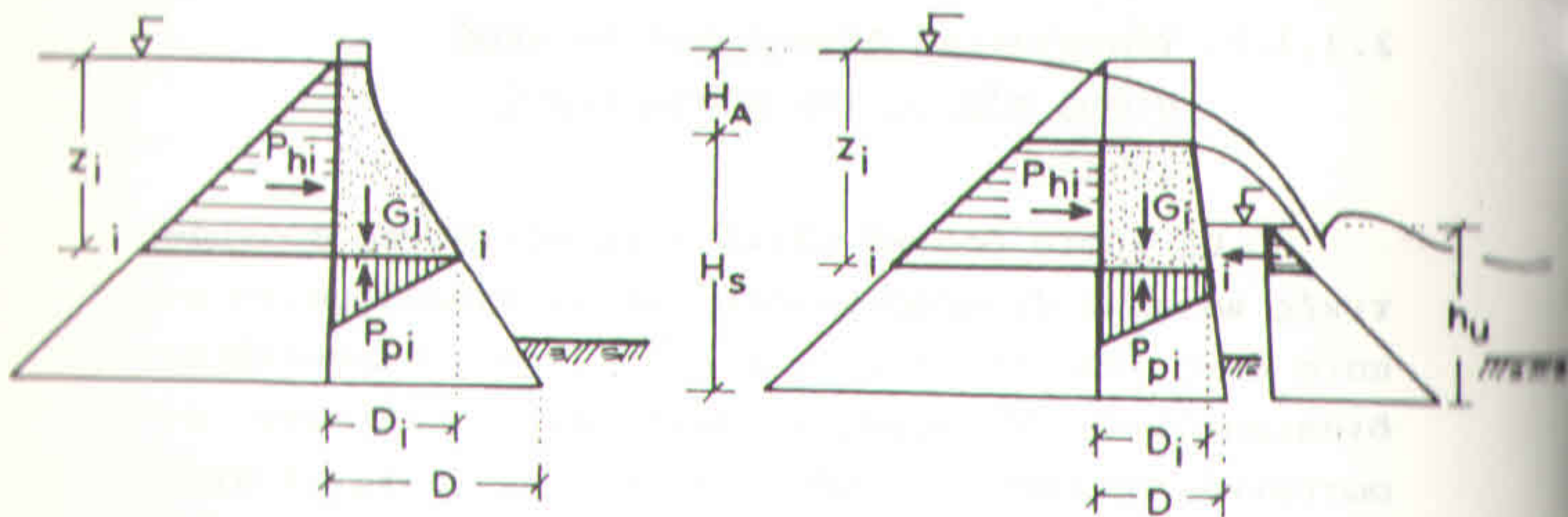
Ως κύριο δομικό υλικό στις σύγχρονες φραγματικές κατασκευές χρησιμοποιείται το σκυρόδεμα, το οποίο όμως λόγω της πορώδους δομής του παρουσιάζει διαπερατότητα στο νερό, γι' αυτό και δέχεται στο εσωτερικό του ανοδικές υδροστατικές δυνάμεις (ανώσεις), που εξαπλώνονται σ' όλο το πλάτος της διατομής και τείνουν να υπερυψώσουν την κατασκευή.

Η μεγάλη ανάπτυξη της τεχνολογίας του σκυροδέματος κατά τα τελευταία χρόνια επιτρέπει την κατασκευή αδιαπέρατων (πρακτικά) τοιχωμάτων στις φραγματικές επιφάνειες, που έρχονται σε επαφή με το νερό, ώστε να μην είναι δυνατή η δημιουργία ενδοφραγματικής ροής. Επίσης κατασκευάζονται στον κορμό των μεγάλων φραγμάτων διαβάσεις, φρέατα ελέγχου κ.λ.π., που ασκούν παράλληλα και σοβαρή εσωτερική στράγγιση στη κατασκευή και ελαχιστοποιούν τις ποροπιέσεις.

Για να διαπιστωθεί, κατά πόσο απαιτείται η λήψη κατάλληλων μέτρων, γίνεται - ιδίως στα πολύ μεγάλα φράγματα - υπολογισμός των υδατικών ποροδυνάμεων P_p με την προϋπόθεση, ότι το σκυρόδεμα παρουσιάζει ομοιογένεια υλικού και συνεπώς ομοιόμορφη κατανομή του πορώδους.

Στους ταμιευτήρες η πορώδης υδροστατική πίεση P_p γίνεται μέγιστη στην ανάντη και μηδενική στην κατάντη μετωπική επιφάνεια τους, η δε κατανομή της είναι γραμμική (σχήμα 2.45). Συνεπώς το μέτρο της υ-

δροστατικής ποροδύναμης (P_p) για $b = 1,0 \text{ m}$, δίνεται από το βάρος του τριγώνου των ποροπιέσεων. Για συ-



Σχήμα 2.45. Η υδροστατική δύναμη στους πόρους του φραγματικού τοίχου

γκεκριμένη επιφάνεια $i-i$ στο εσωτερικό του φράγματος η δύναμη αυτή είναι:

$$P_{pi} = \frac{1}{2} \cdot n_p \cdot z_i \cdot D_i \cdot \gamma_w \cdot b$$

ή

$$P_{pi} = \frac{1}{2} \cdot n_p \cdot z_i \cdot D_i \quad (\text{t/m})$$

όπου z_i : κατακόρυφη απόσταση της επιφάνειας $i-i$ από τη στάθμη του νερού στα ανάντη (ο) ή κατάντη (u) (m)

D_i : πάχος της κατασκευής στη θέση της επιφάνειας $i-i$ (m)

γ_w : ειδ. βάρος νερού, $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

n_p : συντελεστής πορώδους $0,65 - 0,85$.

Στους εκχειλιστές το μέτρο της P_p (για $b=1\text{m}$) δίνεται από τον παραπάνω τύπο για το ανώτερο τμήμα του κορμού τους, που βρίσκεται υψηλότερα από τη στάθμη του νερού στα κατάντη της κατασκευής, οπότε ισχύ-

ει η τριγωνική κατανομή. Για το χαμηλότερο τμήμα τους όμως ως προς τη στάθμη του νερού στα κατάντη όπου το τρίγωνο κατανομής των πιέσεων μετασχηματίζεται σε τραπέζιο, το μέτρο της P_p δίνεται ως εξής:

$$P_{pi} = n_p \cdot \frac{z_{oi} + z_{ui}}{2} \cdot D_i \cdot \gamma_w \cdot b$$

ή

$$P_{pi} = n_p \cdot \frac{z_{oi} + z_{ui}}{2} \cdot D_i \quad (\text{t/m}^3)$$

όπου n_p, z_i, D_i, γ_w : όπως και προηγουμένως

z_{ui} : κατακόρυφη απόσταση της επιφάνειας $i-i$ από τη στάθμη του νερού στα κατάντη (m).

Η διεύθυνση της P_p είναι κατακόρυφη, η φορά ανοδική και το σημείο εφαρμογής της βρίσκεται στο κέντρο του τριγώνου ή του τραπεζίου πιέσεων.

Οι πορώδεις υδροστατικές δυνάμεις δρουν σ'ολόκληρο τον κορμό του φράγματος εκτός από τα θεμέλια, όπου δρουν οι υποπιέσεις. Στα χειμαρρικά φράγματα πάντως η κατασκευή υδατοχετών απαλύνει πολύ τις πορώδεις πιέσεις, επειδή διευκολύνει την εσωτερική στράγγιση του. Οι υδροστατικές ποροπιέσεις συνιστάται να παίρνονται υπόψη μόνο σε κατασκευές μεγαλύτερες των 25 m.

2.3.3.2. Υδροστατική δύναμη από το νερό στους αρμούς και στις ρωγμές του φράγματος

Σε περίπτωση κακότεχνης κατασκευής των αρμών ή εμφάνισης απρόβλεπτων ρωγμών στον κορμό του φράγματος δημιουργούνται υδροστατικές πιέσεις, που κα-

ταπονούν τις κατασκευές. Πρόκειται για τοπικά φαινόμενα, των οποίων η επίδραση πρέπει να υπολογίζεται σε συγκεκριμένες περιπτώσεις.

Οι ασκούμενες πιέσεις στη θέση της ρωγμής ή του αρμού στην εξωτερική επιφάνεια του φράγματος εξαρτώνται από την απόστασή τους ως προς την ελεύθερη στάθμη του νερού, η δε κατανομή τους στο εσωτερικό του φραγματικού σώματος γίνεται δεκτό, ότι παραμένει η ίδια μέχρι το πέρα τους μέσα στο φραγματικό τοίχο. Συνεπώς το μέτρο της ασκούμενης δύναμης P_F (ανά τρέχον μέτρο πλάτους φράγματος) αποδίδεται από ορθογώνιο και είναι:

$$P_F = n_F \cdot z_i \cdot B_{Fi} \cdot \gamma_w \quad \text{ή} \quad P_F = n_P \cdot z_i \cdot B_{Fi} \quad (t)$$

όπου z_i : απόσταση ρωγμής ή αρμού από την ελεύθερη στάθμη του νερού (m)

B_{Fi} : οριζόντιο μήκος αρμού ή ρωγμής κατά τον άξονα της διατομής (m)

γ_w : ειδικό βάρος νερού, $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$

n_F : συντελεστής απομείωσης της πίεσης με τιμή $n = 0,65 \div 0,85$

Το σημείο εφαρμογής της P_F βρίσκεται στο κέντρο του ορθογωνίου των πιέσεων, η διεύθυνσή της είναι κατακόρυφη και η φορά προς τα άνω.

Οι υδροστατικές δυνάμεις σε ρωγμές και αρμούς υπολογίζονται συνήθως σε κατασκευές μεγαλύτερες των 5 m.

2.3.4. ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΤΟ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΘΕΡΜΙΚΕΣ ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ

Αλλαγή στη θερμοκρασία του αέρα, στην υγρασία και στην ηλιακή ακτινοβολία προκαλούν στο εσω-

τερικό του φράγματος θερμικές μεταβολές, που οδηγούν στη δημιουργία τάσεων και παραμορφώσεων, λόγω των συστοδιαστολών, που συνεπάγονται.

Ο συντελεστής θερμικής διαστολής για το σκυρόδεμα είναι $\epsilon_t = 10^{-5}$ ανά 1°C . Στις λιθοδομές με κονίαμα θεωρείται, ότι ο συντελεστής θερμικής διαστολής είναι μικρότερος. Έτσι π.χ. σε ευθύγραμμο φράγμα από σκυρόδεμα μήκους 50 m και για διαφορά θερμοκρασίας 40° η συστολή ανέρχεται σε $0,00001 \cdot 40 \cdot 50 = 0,02$ m ή 2 cm, οπότε δημιουργούνται σχισμές.

Οι θερμικές συστοδιαστολές από μεταβολές θερμοκρασίας του αέρα παίρνονται υπόψη σε φράγματα, που κατασκευάζονται σε μεγάλα υπερθαλάσσια ύψη, κατά κανόνα μεγαλύτερα των 1.000 m. Για την αντιμετώπιση των τάσεων που δημιουργούνται, κατασκευάζονται αρμοί συστοδιαστολής, που διαιρούν τη κατασκευή σε αυτοτελή τμήματα μήκους 15 - 20 m. Αυτό βέβαια είναι εύκολο στα φράγματα βάρους, όχι όμως και στις μονολιθικές κατασκευές (καμπύλα φράγματα).

2.3.5. ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΤΟ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΣΥΣΤΟΛΕΣ ΠΝΗΣΗΣ, ΕΡΠΥΞΗ ΚΑΙ ΔΙΟΓΚΩΣΗ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Συστολή πήξης: είναι οι σμικρύνσεις του μη φθαρμένου σκυροδέματος κατά το χρόνο της σκλήρυνσής του, οι οποίες προκαλούν ρωγμές. Οφείλονται στις μεταβολές των τάσεων του νερού στους πόρους του. Η συστολή πήξης διαρκεί μερικούς μήνες, οι μεγαλύτερες όμως μεταβολές στη μορφή της κατασκευής εμφανίζονται κατά τις πρώτες 6 εβδομάδες. Η επίδραση της συστολής περιθρίζεται με προστασία του σκυροδέματος από την άμεση ηλιακή ακτινοβολία και την, κατά το δυνατό, δι-

ατήρηση της επιφάνειάς του σε υγρή κατάσταση. Η συστολή πήξης διακρίνεται σε οριζόντια και κατακόρυφη. Στην τελευταία οφείλονται κυρίως οι ρωγμές, που δημιουργούνται. Το μέτρο της κατακόρυφης συστολής λόγω πήξης του σκυροδέματος είναι της τάξεως των 10^{-4} έως 10^{-5} .

Έρπυση: είναι η μεταβολή στη μορφή του σκυροδέματος με την πάροδο του χρόνου και χωρίς μεταβολή της φόρτισης. Η έρπυση προκαλεί παραμορφώσεις και ρωγμές. Δημιουργείται στο κάτω στρώμα του σκυροδέματος μετά την επίστρωση του νέου στρώματος επάνω σ' αυτό. Οφείλεται στο ότι το βάρος της νέας επίστρωσης, που αρχικά παραλαμβάνεται από τον στερεό σκυροδεματικό σκελετό και από το νερό του πορώδους σ' αυτό, στη συνέχεια παραλαμβάνεται μόνο από το σκελετό λόγω της αποβολής του πορώδους νερού (από εξάτμιση).

Διόγκωση: προκαλείται, όταν το στρώμα του φράγματος, που έχει αποξηρανθεί, με την πάροδο του χρόνου, διαπερνιέται από συγκεντρωμένο νερό π.χ. στο άνω μέτωπο του φράγματος, διαποτίζεται κι' έτσι διογκώνεται. Το μέτρο της διόγκωσης παίρνεται συνήθως ως το μισό εκείνου της συστολής.

Οι τάσεις, που δημιουργούνται στο εσωτερικό των φραγμάτων από τη διόγκωση και την έρπυση του σκυροδέματος, πρέπει να παίρνονται υπόψη κυρίως κατά το στατικό υπολογισμό της ευστάθειας των πολύ μεγάλων φραγμάτων.

2.3.6. ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΤΑ ΓΕΩΦΡΑΓΜΑΤΑ ΚΑΙ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑ ΤΩΝ ΠΡΑΝΩΝ ΤΟΥΣ

Τα χαλαρά συστατικά, από τα οποία συγκροτούνται τα γεωφράγματα, αποτελούν ευματάβλητες γεωμά-

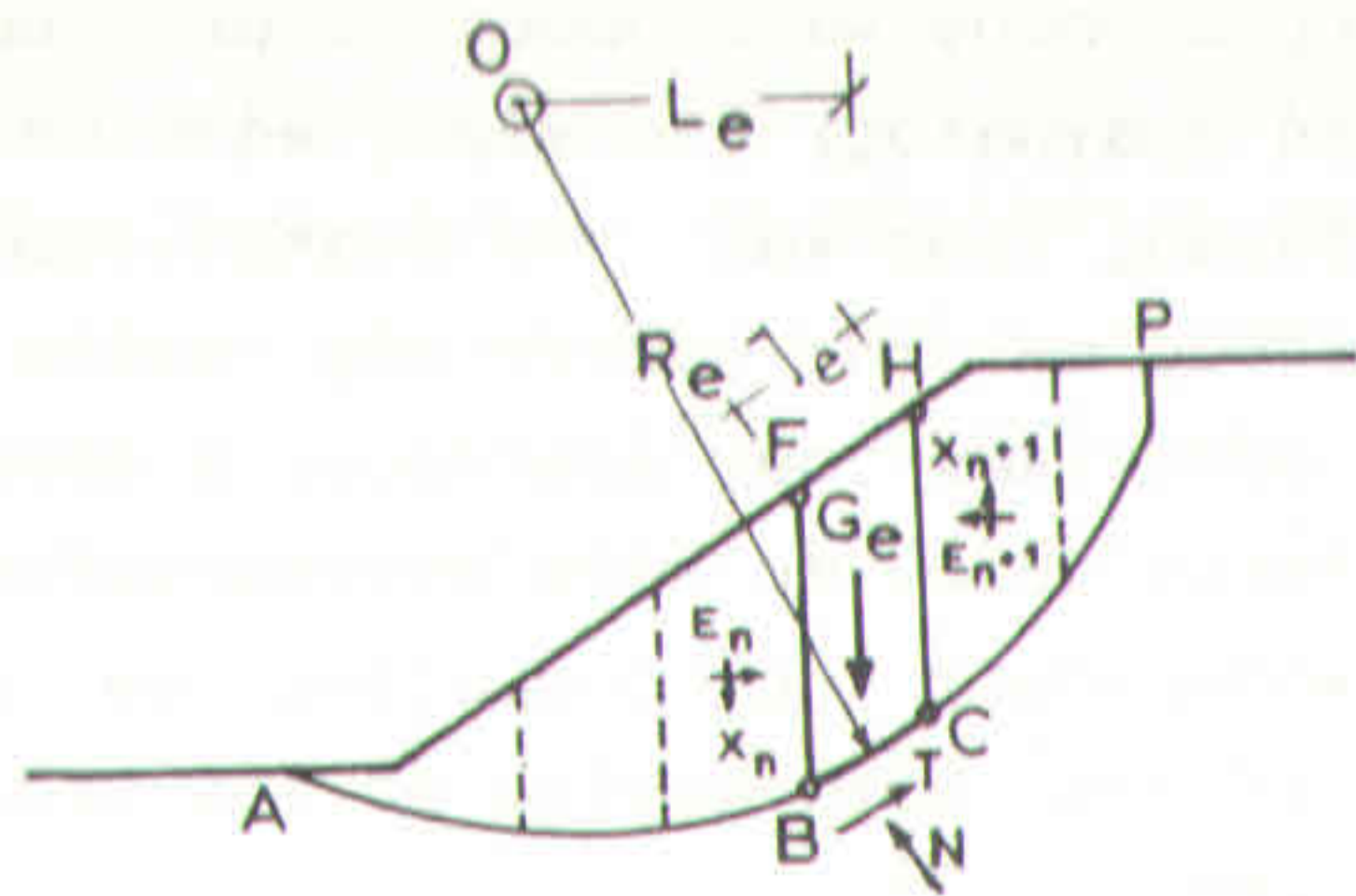
ξες, οι οποίες μπορούν να ισορροπούν με ορισμένη μορφή (διατομή φράγματος) στο χώρο, κάτω από την επίδραση του βάρους τους και τον διαποτισμό τους υλικού τους αφενός και της εσωτερικής τριβής και της συνοχής των συστατικών τους αφετέρου. Ο προσδιορισμός των δυνάμεων αυτών σε κάθε συγκεκριμένη περίπτωση και ο καθορισμός της ισορροπίας των φραγματικών πρανών γίνεται κατά κανόνα με την μέθοδο του Pellenius ως εξής:

Η μέθοδος επιτρέπει τον έλεγχο της ευστάθειας πρανούς με οποιαδήποτε διατομή, με ομοιογενή ή ανωομοιογενή σύσταση, με γωνία εσωτερικής τριβής και συνοχή, με εξωτερική φόρτιση ή όχι και με την παρουσία ή όχι υπόγειου ορίζοντα. Στηρίζεται δε στην παραδοχή κυλινδρικής επιφάνειας ολίσθησης, η οποία στη διατομή του πρανούς εμφανίζεται ως τόξο κύκλου.

Για να εξακριβωθεί, ποιός είναι ο πιο επικίνδυνος κύκλος ολίσθησης ενός πρανούς, δηλαδή ποιος είναι ο κύκλος με τον μικρότερο συντελεστή ασφαλείας, πρέπει να εξετασθεί η ισορροπία του για διάφορους κύκλους ολίσθησης, που εκλέγονται τυχαία.

Εύμφωνα με τη μέθοδο χαράζεται κάθε φορά ένας κύκλος ολίσθησης και αποχωρίζεται από το υπόλοιπο έδαφος το τμήμα, που θεωρείται, ότι κατολισθαίνει. Για να μελετηθεί η ισορροπία αυτού του τμήματος, διαχωρίζεται η επιφάνειά του σε κατακόρυφες φέτες και υπολογίζονται οι δυνάμεις, που ασκούνται σε κάθε φέτα (σχήμα 2.46). Αυτές διακρίνονται σε δυνάμεις ευστάθειας και δυνάμεις ανατροπής. Συγκεκριμένα σε κάθε φέτα ασκούνται οι παρακάτω δυνάμεις (σχήμα 2.46):

το βάρος της φέτας G_e με σημείο εφαρμογής το κέντρο βάρους της φέτας



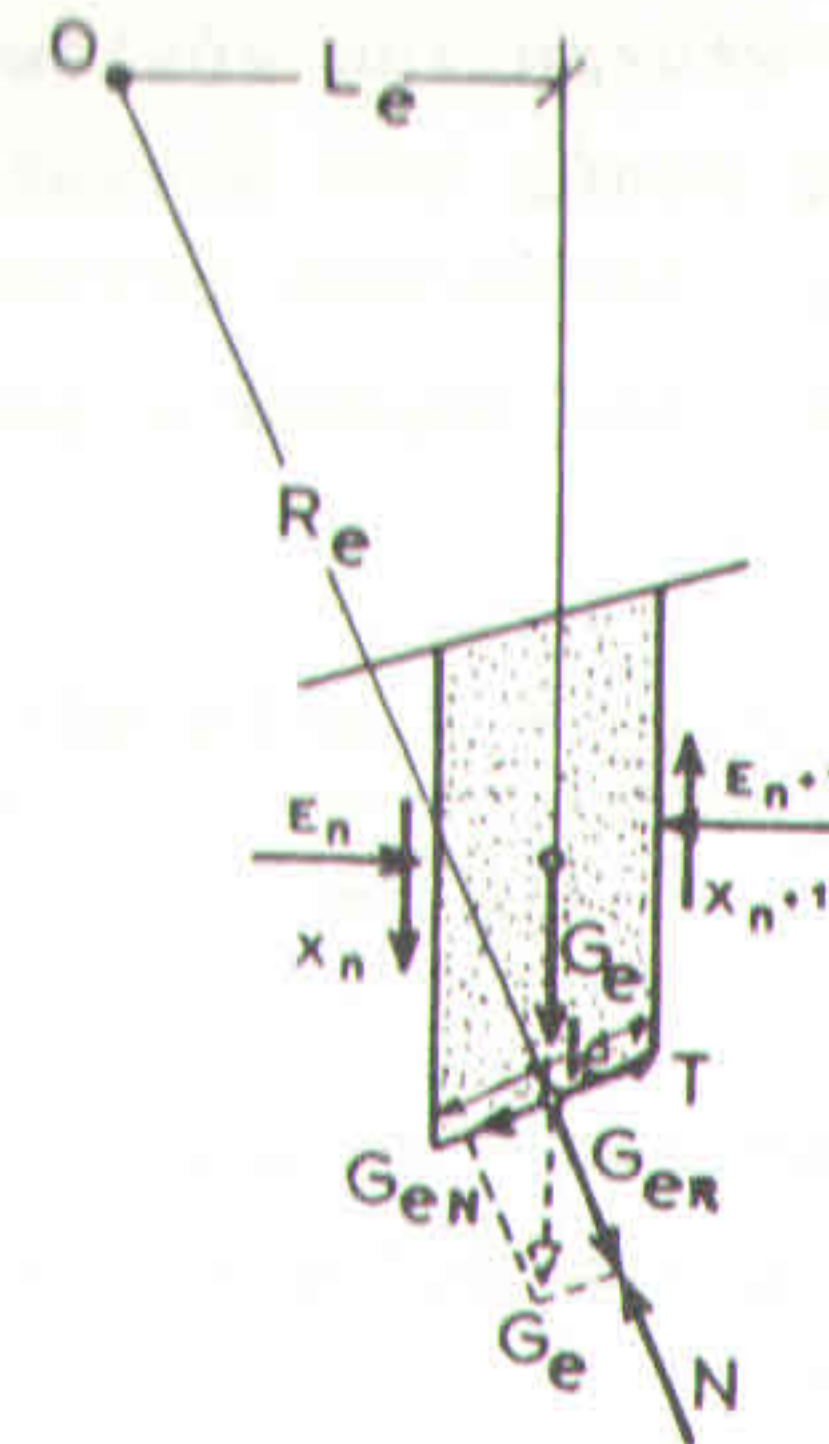
Σχήμα 2.46. Εφαρμογή της μεθόδου του Fellenius

- οι δυνάμεις των ωθήσεων, που ασκούνται στις κατακόρυφες παρειές κάθε φέτας, ακολουθούν τη κλίση της χορδής του αντίστοιχου τόξου κύκλου. Παίρνονται οριζόντιες και κατακόρυφες συνιστώσες τους, δηλ. E_n, E_{n+1} και X_n, X_{n+1} αντίστοιχα
- η αντίδραση του εδάφους κάτω από την επιφάνεια ολίσθησης, που ακολουθεί και αυτή την ίδια κλίση.

Οι δυνάμεις των ωθήσεων δεν είναι γνωστές, εφόσον το έδαφος αριστερά βρίσκεται σε κατάσταση παθητικής ισορροπίας και δεξιά σε κατάσταση ενεργού ισορροπίας.

Η δύναμη G_e μπορεί να θεωρηθεί, ότι αναλύεται στη βάση της φέτας σε δύο συνιστώσες την G_{eR} κατά την διεύθυνση της ακτίνας και την G_{eN} κατά την εφαπτόμενη (σχήμα 2.47).

Η εντατική κατάσταση διαμορφώνεται ως εξής: η G_{eR} δίνει μηδενική ροπή ως προς το κέντρο O του κύκλου ολίσθησης και παραλαμβάνεται από το έδαφος με μια δύναμη ίση και αντίθετη, τη δύναμη N. Η G_{eR} ενεργοποιεί την τριβή T, που αναπτύσσει το έδαφος κατά μή-



Σχήμα 2.47. Ανάλυση της δύναμης G_e

ως της επιφάνειας ολίσθησης. Η μέγιστη τριβή, που μπορεί να αναπτύξει το έδαφος είναι:

$$T = G_{eR} \cdot \text{tg } \varphi$$

όπου φ : η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους.

Είναι όμως $G_{eR} = N$, άρα

$$T = N \cdot \text{tg } \varphi \quad (t)$$

Η άλλη συνιστώσα του βάρους G_{eN} δίνει ροπή ανατροπής ως προς το κέντρο του κύκλου ολίσθησης.

Ο Fellenius ορίζει το συντελεστή ασφάλειας F του πρανούς από τη σχέση:

$$F = \frac{\text{ροπή ευστάθειας}}{\text{ροπή ανατροπής}}$$

Είτον αριθμητή παίρνουμε τις ροπές των δυνάμεων ευ-

στάθειας ως προς το κέντρο του κύκλου ολίσθησης και στον παρονομαστή τις ροπές των δυνάμεων ανατροπής ως προς το ίδιο κέντρο.

Ο τύπος παίρνει την παρακάτω μορφή:

$$F = \frac{(\sum c \cdot l_e + \sum N \cdot \text{tg } \varphi) \cdot R_e}{\sum G_{eN} \cdot R_e}$$

- όπου c : η συνοχή του εδάφους
- l_e : το μήκος της φέτας, που εξετάζεται
- $N \cdot \text{tg } \varphi$: η τριβή
- G_{eN} : η συνιστώσα του βάρους, που προκαλεί την κατολίσθηση.

Σχηματίζοντας τα αθροίσματα των ροπών για όλες τις φέτες προκύπτει:

$$F = \frac{\sum c \cdot l_e + \sum N \cdot \text{tg } \varphi}{\sum G_{eN}}$$

Η παρουσία του νερού ευνοεί τις ολισθήσεις. Στη πιο απλή περίπτωση, που το νερό δεν βρίσκεται σε κίνηση, αναπτύσσεται μία πίεση πόρων u , που έχει ως συνέπεια τη μείωση των δυνάμεων τριβής, που προέρχονται μόνο από ενεργούς τάσεις. Δηλαδή, αν $u \cdot l_e$ είναι η δύναμη, που αναπτύσσεται στο νερό κάθε φέτας, η τριβή T προκύπτει μόνο από τη δύναμη $(N - u \cdot l_e)$, που αντιστοιχεί στο στερεό μέρος του εδάφους, επομένως:

$$T = (N - u \cdot l_e) \cdot \text{tg } \varphi$$

Μιά άλλη επιβαρυντική συνέπεια της παρουσίας του νερού είναι, ότι αυξάνεται το ίδιο βάρος της φέ-

τας και επομένως και οι συνιστώσες G_{eN} , που είναι δυνάμεις ολίσθησεων.

Ο συντελεστής ασφάλειας δίνεται με τη μορφή:

$$F = \frac{\sum c \cdot l_e + \sum (N - u \cdot l_e) \cdot \text{tg } \varphi}{\sum G_{eN}}$$

Όλη η παραπάνω διαδικασία πρέπει να επαναληφθεί για επαρκή αριθμό κύκλων, εφόσον δεν υπάρχει κριτήριο, που να μας επιτρέπει να ξέρουμε για τη γενική αυτή περίπτωση, πού βρίσκεται το κέντρο του κρίσιμου κύκλου και ποιά είναι η ακτίνα του.

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο 3

Φόρτιση, ευστάθεια, στατικές κατηγορίες φραγμάτων

3.1. ΣΥΝΕΠΕΙΕΣ ΑΠΟ ΤΗ ΔΡΑΣΗ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

ΣΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ

Οι δρώσες δυνάμεις, οι οποίες έχουν περιγραφεί στο προηγούμενο κεφάλαιο, αποτελούν το σύνολο των πιθανών δυνάμεων, που μπορούν να εμφανισθούν στα χειμαρρικά φράγματα. Εναπόκειται στην κρίση και στην εμπειρία του μελετητή, να εκτιμήσει για κάθε συγκεκριμένη περίπτωση, ποιές από τις δυνάμεις αυτές αναμένεται να δράσουν, και συνεπώς να καθορίσει, ποιός πρέπει να είναι ο τρόπος της εξουδετέρωσής τους.

Η σειρά εμφάνισης των δυνάμεων, που έχουν περιγραφεί στα χειμαρρικά φράγματα, είναι η εξής:

Με την κατασκευή του φράγματος δημιουργείται το βάρος του φραγματικού τοίχου, καθώς και οι μόνιμες υδροστατικές και υδροδυναμικές δυνάμεις, που οφείλονται στην πίεση και τη ροή του νερού. Στις παραπάνω δυνάμεις προστίθεται και η αντίδραση των πρανών, στα οποία εδράζεται το φράγμα, εφόσον το ύψος του φραγματικού τοίχου είναι σχετικά σημαντικό ως προς το μήκος (άνοιγμά) του .

Οι δυνάμεις από σεισμικές δονήσεις δεν είναι μόνιμες, έχουν μικρή σχετικά διάρκεια και επεισοδική εμφάνιση. Το ίδιο ισχύει και για τις κρουστικές δυνάμεις από χειμαρρολάβα, όσο και για τις παγοδυνάμεις, οι οποίες, ειδικά στη χώρα μας, περιορίζονται

στα μεγάλα υψόμετρα, δηλαδή στους χειμάρρους των πολλών ορεινών και αλπικών περιοχών.

Δυνάμεις από τον κυματισμό του νερού, από την παραμόρφωση του χώρου στα ανάντη του φράγματος από το νερό στους πόρους, στους αρμούς και στις ρωγμές των φραγματικών τοίχων και από έρπυση και διόγκωση του σκυροδέματος δεν παίρνονται κατά κανόνα υπόψη στις συνήθεις φραγματικές κατασκευές, δηλ. για ύψος μέχρι 20 - 25 m, λόγω του περιορισμένου όγκου της τειχοποιίας. Σε ειδικές περιπτώσεις όμως - κατά την κρίση του μελετητή - πρέπει να προσμετρώνται κατά το στατικό έλεγχο.

Όπως έχει αναφερθεί, τα χειμαρρικά φράγματα δέχονται, μετά την πρόσχωσή τους, ενεργό ώθηση γαιών από τα υλικά πρόσχωσης, που βρίσκονται υπό το νερό, καθώς και μειωμένη υδροστατική πίεση από το νερό, που δρά διαμέσου των κενών χώρων των αποθέσεων. Κατά κανόνα η συνολική δύναμη, που δέχονται οι φραγματικές κατασκευές στην περίπτωση αυτή, είναι η πλήρης υδροστατική δύναμη, αφού ισχύει:

$$0,7(\text{δύναμη νερού πόρων}) + 0,3(\text{ώθηση γαιών}) = 1,0(\text{πλήρης υδροστατ. δύναμη})$$

$$0,7 \left[\frac{1}{2}(H_S + H_A)^2 \right] + -0,3 \left[\frac{1}{2}(H_S + H_A)^2 \right] = 1,0 \left[\frac{1}{2}(H_S + H_A)^2 \right]$$

Ενεπείως ο στατικός έλεγχος των φραγμάτων και ο υπολογισμός των διαστάσεών τους θα πρέπει να στηρίζεται κατά κανόνα στην πλήρη υδροστατική πίεση, ανεξάρτητα, αν το φράγμα προβλέπεται ή όχι να προσχωθεί. Εξαίρεση αποτελούν τα φράγματα, που δέχονται κρουστική δύναμη χειμαρρολάβας.

Ετην εξαιρετική περίπτωση, που η αρχική κοίτη

του ρεύματος στα ανάντη της κατασκευής είναι εντελώς αδιαπέρατη, ώστε να μη μπορεί να δημιουργηθεί υπόγεια ροή νερού προς τα κατόντη, συναθροίζεται στην ώθηση των προσχώσεων, που βρίσκονται υπό άνωση ($\gamma_e^- = 1,17 \text{ t/m}^3$) και η πλήρης υδροστατική πίεση, οπότε (για $\varphi = 37^\circ$) η συνολική δύναμη που ασκείται, γίνεται 1,3 φορές μεγαλύτερη της υδροστατικής. Στη βιβλιογραφία όμως γίνεται δεκτό, ότι δεν είναι αναγκαίο για το λόγο αυτό να ελέγχονται στατικά και να διαστασιοποιούνται όλα τα φράγματα με βάση την υδροστατική δύναμη $1,3P_h$, επειδή κατά τον στατικό υπολογισμό παίρνονται ήδη υπόψη πλήθος άλλων δυσμενών περιπτώσεων, που δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα, οι οποίες προσαυξάνουν την ασφάλεια της κατασκευής. Έτσι π.χ ως μόνιμη στάθμη του νερού για τον υπολογισμό της P_h παίρνεται η στάθμη της Q_{\max} , η οποία θεωρείται ότι βρίσκεται στη στέψη του διάρρου και παραλείπεται η υδροστατική δύναμη στο κατόντες μέτωπο του φράγματος καθώς και το υδατοφορτίο, που δημιουργείται στη στέψη του. Οι δυσμενείς αυτές φορτίσεις παίρνονται υπόψη μόνο σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευής, ιδίως σε μεγάλα φράγματα.

Υπάρχει ακόμη η άποψη, ότι και η παραδοχή της πλήρους υδροστατικής πίεσης ως βάσης για το στατικό έλεγχο των φραγμάτων οδηγεί σε υπερδιαστασιοποίησή τους, αφού εκτός των άλλων, στις περισσότερες περιπτώσεις η Q_{\max} , που παίρνεται ως βάση του υπολογισμού, εμφανίζεται κατά κανόνα μετά την πρόσχωση του φράγματος και την αδιαπερατοποίηση των προσχωματικών υλικών από λεπτόκοκκα αιωρούλικά. Αλλά και αν αυτό γίνει δεκτό, πάλι συνιστάται στη βιβλιογραφία να παίρνεται ως βάση για τη διαστασιοποίηση των φραγ-

μάτων η Q_{\max} , επειδή θεωρείται, ότι ο τρόπος αυτός υπολογισμού διασφαλίζει την καλύτερη ευστάθεια της κατασκευής, η οποία είναι εκτεθειμένη σε κάθε είδους περιβαλλοντικές επιδράσεις.

Η τραπεζοειδής ώθηση υπερβαίνει τη αντίστοιχη τριγωνική και την υδροστατική πίεση μόνο στο ανώτερο τμήμα της φραγματικής κατασκευής. Αυτό επιτρέπει τον ανάλογο υπολογισμό των φραγμάτων στη θέση αυτή, δεν προκαλεί όμως άλλες επιπτώσεις.

Γίνεται δεκτό, ότι η κρουστική δύναμη της χειμαρρολάβας αποτελεί πολλαπλάσιο της υδροστατικής (3 ± 4) P . Η διαστασιοποίηση όμως του φράγματος σε τέτοια δύναμη οδηγεί σε υπερβολικές διαστάσεις, ενώ ταυτόχρονα από την πράξη προκύπτει, ότι κατά κανόνα τα φράγματα προλαβαίνουν να προσχωθούν, πριν συμβεί χειμαρρολάβα, οπότε η κρουστική δύναμη της λάβας ασκείται στα πτερύγια του φράγματος, τα οποία έτσι αποσπώνται ("εξρίζονται"). Γι' αυτό στη βιβλιογραφία συνιστώνται τα εξής για τα φράγματα κατά χειμαρρολάβα:

Σε σειρές φραγμάτων, το υψηλότερο (άνω) φράγμα κατασκευάζεται με βάση την κρούση της χειμαρρολάβας, ώστε με την παρουσία του να προστατεύονται τα υποκείμενα. Συνήθως προστίθεται στο ανάντες μέτωπό του μικρή τεχνητή πρόσχωση, η οποία απαλύνει την κρούση. Τα λοιπά φράγματα υπολογίζονται ως προς την υδροστατική πίεση. Τα πτερύγιά τους όμως ελέγχονται ως προς την κρούση της χειμαρρολάβας. Συχνά ο διάρρουσ αποκτά διατομή χειμαρρολάβας (με πλευρές ήπιας κλίσης) και τα πτερύγια αγκυρώνονται στο κορμό του φράγματος με κατάλληλο οπλισμό.

Στην περίπτωση, που τα φράγματα στηρίζονται

στην αντίσταση των πρανών, η πλέον δυσμενής κατάσταση από στατική άποψη, που μπορεί να δημιουργηθεί, είναι η κατάρρευση των πρανών στα κατάντη της κατασκευής, λόγω της υποσκαφής του γεωυποθέματος στον πόδα του φράγματος από το υδάτινο κορμό της απορροής. Στην καταστροφική αυτή περίπτωση, η παθητική ώθηση των γεωπρανών εξουδετερώνεται και η δύναμη που εναπομένει, είναι μόνο η τριβή R μεταξύ αυτών και της φραγματικής κατασκευής.

Σε κάθε χειμαρρικό φράγμα δεν εμφανίζονται οπωσδήποτε όλες οι δρώσες δυνάμεις που έχουν περιγραφεί, αλλά και η εμφάνιση αυτών που αναπτύσσονται, δεν είναι πάντοτε ταυτόχρονη. Πάντως, όσες δυνάμεις δρουν ή πρόκειται να δράσουν, πρέπει να ισορροπούν στατιστικά, ώστε η φραγματική κατασκευή να ευσταθεί.

Ο υπολογισμός των διαστάσεων του φραγματικού τοίχου, ο καθορισμός της στατικής συμπεριφοράς του και ο έλεγχος της ευστάθειάς του αποτελούν αντικείμενο της στατικής των φραγμάτων. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται κυρίως ο αναλυτικός - σπάνια και ο γραφοστατικός υπολογισμός - ο οποίος στηρίζεται στις συνθήκες ευστάθειας των σωμάτων και ακολουθεί το εξής γενικό στατικό σκεπτικό:

Διαχωρίζονται οι δυνάμεις σε δύο μεγάλες κατηγορίες: τις οριζόντιες, που ωθούν και τείνουν να μετακινήσουν το φραγματικό τοίχο, και τις κατακόρυφες ή φορτία, που αποτελούν τις αντιστάσεις. Οι δυνάμεις με λοξή διεύθυνση αναλύονται σε δύο ανάλογες συνιστώσες. Στη συνέχεια ερευνάται - με τη βοήθεια των ροπών - η σχέση μεταξύ των δυνάμεων κίνησης και εκείνων της αντίστασης, η οποία καθορίζει και τη τελική συμπεριφορά του φράγματος.

Καταρχή εξετάζεται κατά πόσο το φράγμα ευσταθεί στο χώρο της κατασκευής του με βάση τις δυνάμεις, που δρουν. Αυτό αποτελεί τον έλεγχο της εξωτερικής στατικής ή ευστάθειας της κατασκευής. Επειδή όμως οι δρώσες δυνάμεις προκαλούν την ανάπτυξη τάσεων στο σώμα της φραγματικής κατασκευής, πρέπει στη συνέχεια να εξετάζεται κατά πόσο αυτές μπορούν να εξουδετερωθούν από την αντοχή του υλικού ή από τον σπλισμό του. Αυτό αποτελεί τον έλεγχο της εσωτερικής στατικής ή ευστάθειας της κατασκευής.

Πάντως κατά το στατικό έλεγχο μπορούν - ιδίως στις μικρότερες κατασκευές - να παραλείπονται μερικές δυνάμεις, προκειμένου να αυξηθεί η ασφάλεια του φράγματος από άποψη ευστάθειας. Αυτές είναι η υδροστατική πίεση από τα κατάντη, το φορτίο του νερού στη στέψη του φράγματος και η άνωση. Στα φράγματα όμως με κεκλιμένο ανάντες μέτωπο πρέπει να υπολογίζεται πάντοτε το φορτίο του νερού στο μέτωπο αυτό.

3.2. Η ΦΟΡΤΙΣΗ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

3.2.1. ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Ως περιπτώσεις φόρτισης χαρακτηρίζονται οι συνδυασμοί δυνάμεων, που εμφανίζονται πάντοτε ή πολύ συχνά στα φράγματα (ταμιευτήρες όσο και εκχειλιστές), οι οποίοι παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον από στατική άποψη. Οι δυνάμεις, που δίνουν τέτοιους συνδυασμούς, είναι: το βάρος του φράγματος, οι υδροστατικές δυνάμεις και ωθήσεις των γαιών. Οι δυνάμεις, που προέρχονται από τους πάγους, τον κυματισμό του νερού και τους σεισμούς και οι εσωτερικές δυνάμεις από την υδροστατική πίεση στους πόρους του φραγμα-

τικού σώματος, καθώς και από τη συστολή της πήξης, την έρπυση, τη διόγκωση του μπετόν και τις θερμοκρασιακές μεταβολές αποτελούν ειδικές περιπτώσεις. Γι' αυτό εξετάζονται αυτοτελώς μόνο στα μεγάλα φράγματα, και, συνεπώς, αφορούν σ' όλες τις επόμενες περιπτώσεις φόρτισης, όταν η φραγματική κατασκευή έχει σημαντικό ύψος.

Με βάση τα παραπάνω καθορίστηκαν οι σπουδαιότερες περιπτώσεις φόρτισης των φραγμάτων, που εμφανίζονται στην πράξη. Οι δυνάμεις που αναφέρονται σε αυτές, είναι οι εξής:

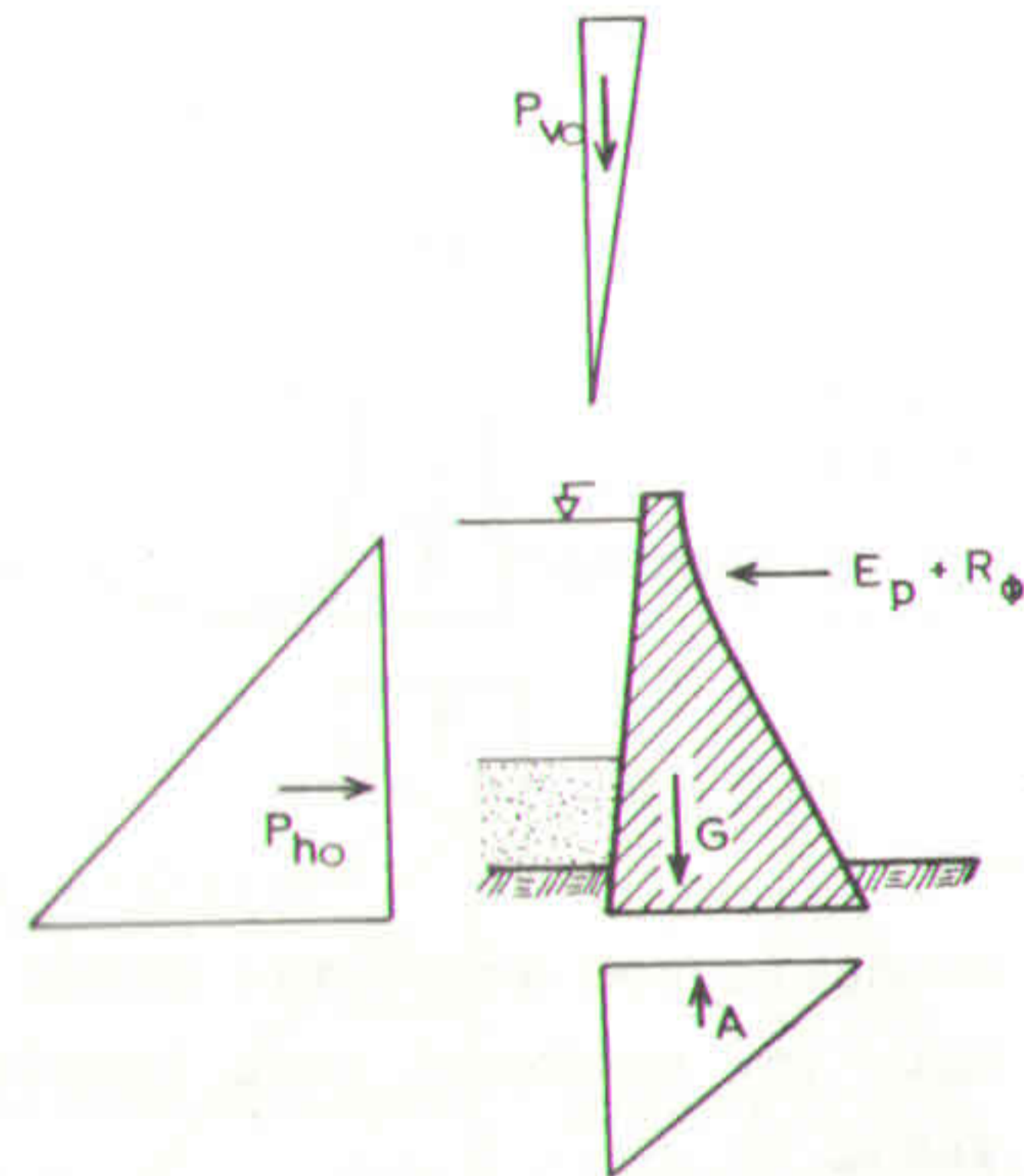
- G : βάρος του φραγματικού τοίχου (t)
- P_{ho} : οριζόντια υδροστατική δύναμη στο ανάντες μέτωπο (t)
- P_{hu} : οριζόντια υδροστατική δύναμη στο κατάντες μέτωπο (t)
- P_k : υδροστατικό φορτίο στη στέψη του φράγματος (t)
- P_{vu} : υδροστατικό φορτίο στο κατάντες μέτωπο (t)
- P_{vo} : υδροστατικό φορτίο στο ανάντες μέτωπο (t)
- $E_p + R_\phi$: αντίσταση των πρανών (παθητική γεωώθηση + τριβή) (t)
- Λ : άνωση στα θεμέλια του φράγματος (t)
- E_o : ώθηση γαιών (t)
- E_{ho} : οριζόντια ενεργός ώθηση γαιών στο ανάντες μέτωπο (t)
- E_{vu} : γεωφορτίο στο ανάντες μέτωπο από ενεργό γεωώθηση (t)
- P_{ho}^* : οριζόντια υδροστατική δύναμη μη πλήρης ($=2P_{ho}/3$) στο ανάντες μέτωπο (t)
- P_{vo}^* : υδροστατικό φορτίο μη πλήρες ($=2P_{vo}/3$) στο ανάντες μέτωπο (t)
- E_m : δύναμη κρούσης χειμαρρολάβας στο κορμό του φράγματος (από ανάντη) (t)
- P : υδροστατικό φορτίο (t)

E_m : δύναμη κρούσης χειμαρρολάβας στα πτερύγια του φράγματος (από ανάντη) (t)

Ετη συνέχεια περιγράφονται οι κύριες περιπτώσεις φόρτισης.

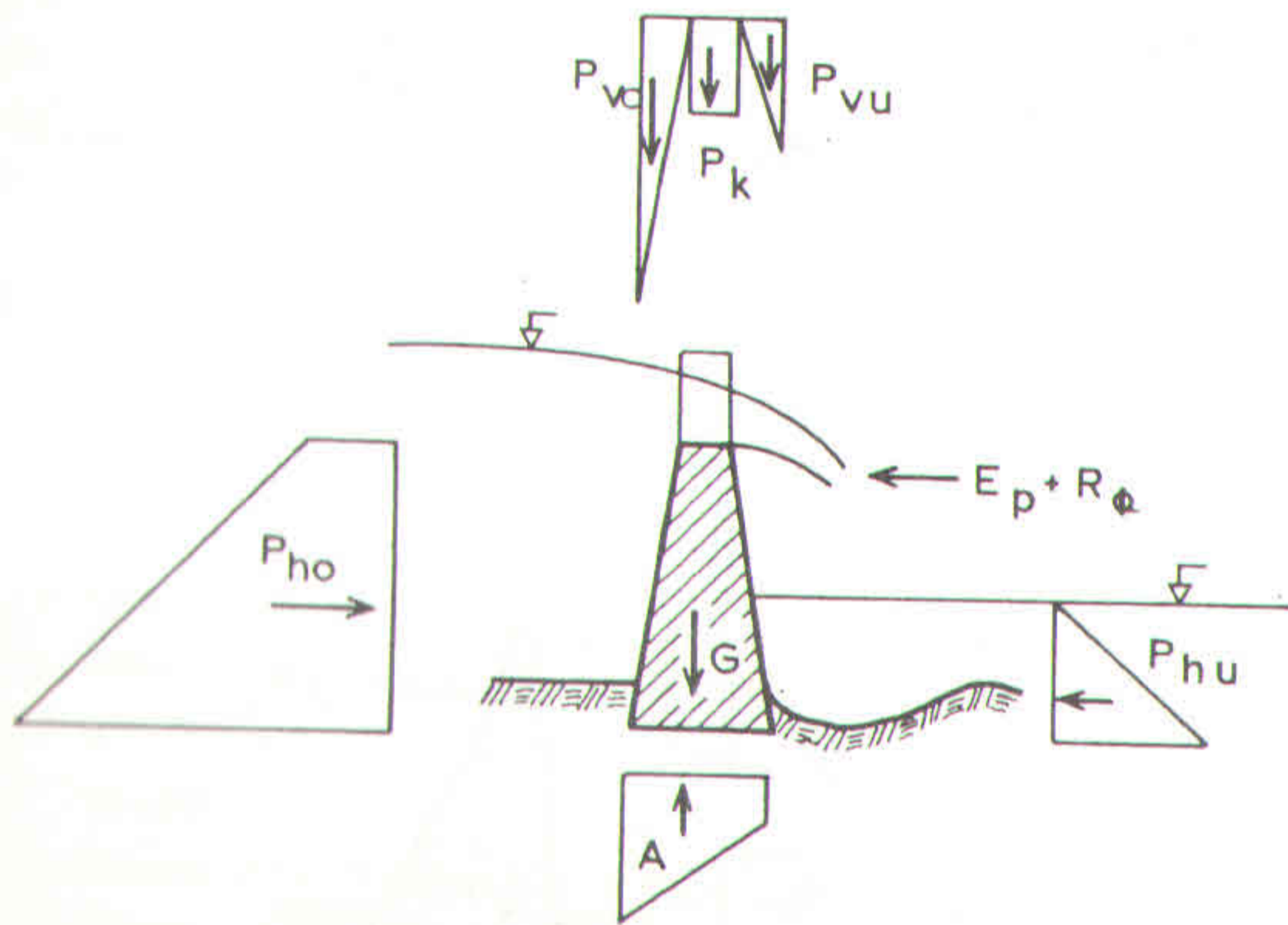
Περίπτωση φόρτισης 1: Πριν την πρόσχωση. Δημιουργείται ευθύς μετά την κατασκευή του φραγματικού τοίχου και πριν από την πρόσχωσή του, οπότε το φράγμα δέχεται πλήρη υδροστατική πίεση.

Στους ταμειυτήρες η πλήρης υδροστατική πίεση ασκείται από την αποδεκτή μέγιστη στάθμη νερού, που βρίσκεται λίγο κάτω από τη στέψη τους. Συνεπώς οι δυνάμεις, που δρουν στην περίπτωση αυτή, είναι οι: G , P_{ho} , Λ και ενδεχόμενα οι P_{vo} και $E_p + R_\phi$, ενώ οι P_{hu} και P_k δεν εμφανίζονται (σχήμα 3.1.).



Σχήμα 3.1. Δυνάμεις, που ασκούνται στους ταμειυτήρες πριν την πρόσχωσή τους (περίπτωση φόρτισης 1)

Στους εκχειλιστές η πλήρης υδροστατική πίεση ασκείται με στάθμη νερού, που αντιστοιχεί στην Q_{max} , για την οποία γίνεται δεκτό, ότι φθάνει μέχρι τη στέψη του διάρρου. Μείωση της υδροστατικής πίεσης από την ύπαρξη υδατοχετών δεν παίρνεται υπόψη. Συνεπώς, οι δυνάμεις, που δρουν στην περίπτωση αυτή, είναι οι: $G, P_{ho}, P_{hu}, P_k, P_{vu}$, και A και ενδεχόμενα οι P_{vo} και $E_p + R_\phi$ (σχήμα 3.2).

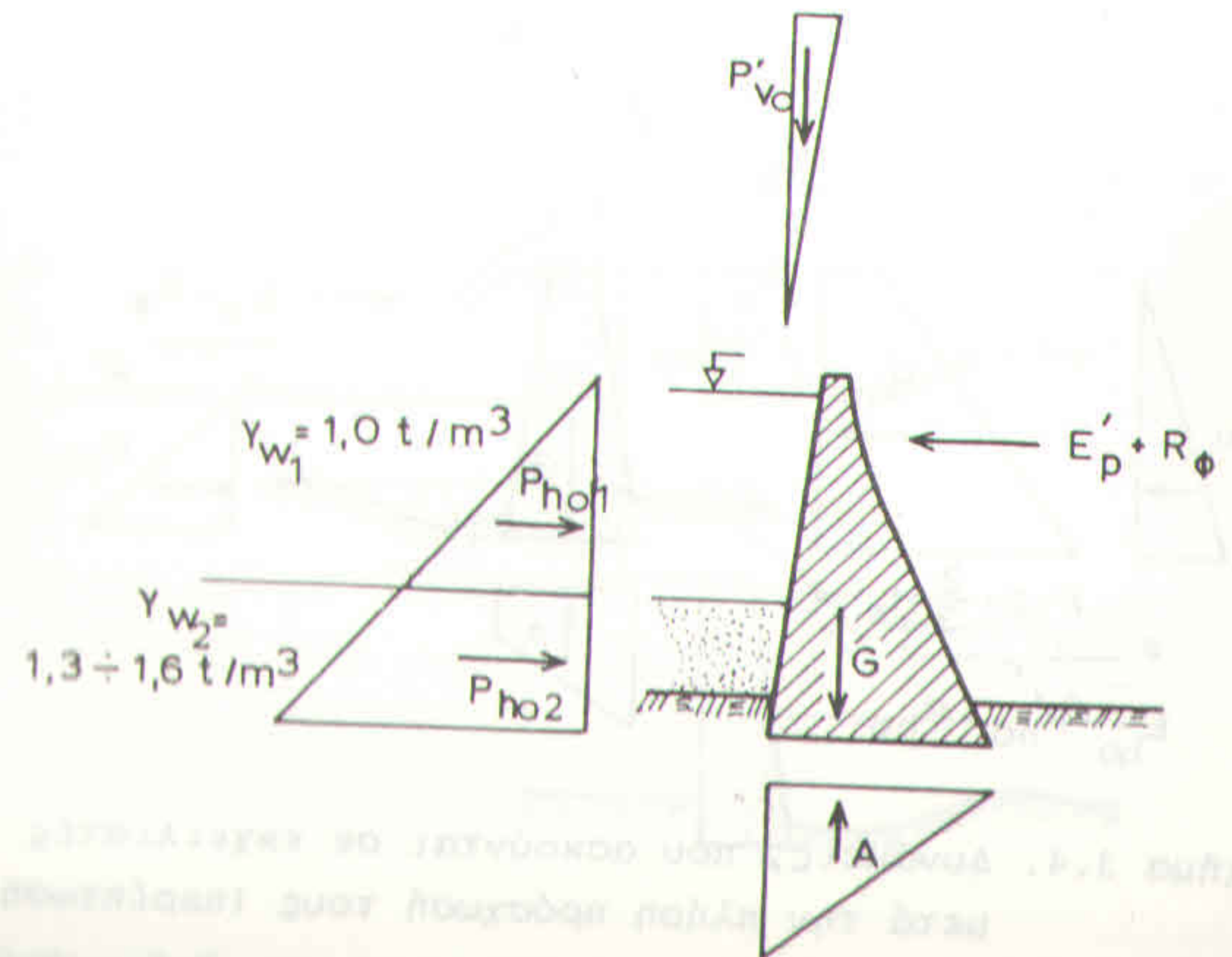


Σχήμα 3.2. Δυνάμεις, που ασκούνται στους εκχειλιστές πριν την πρόσχωσή τους (περίπτωση φόρτισης 1)

Κατά το έλεγχο της ευστάθειας στα φράγματα ταμειυτήρες με $H_s > 15,0$ m δεν παραλείπεται καμιά δύναμη, ενώ στα χειμαρρικά φράγματα, ιδίως τα μικρότερα, μπορούν να παραλείπονται οι δυνάμεις P_{hu}, P_{vu} , και A .

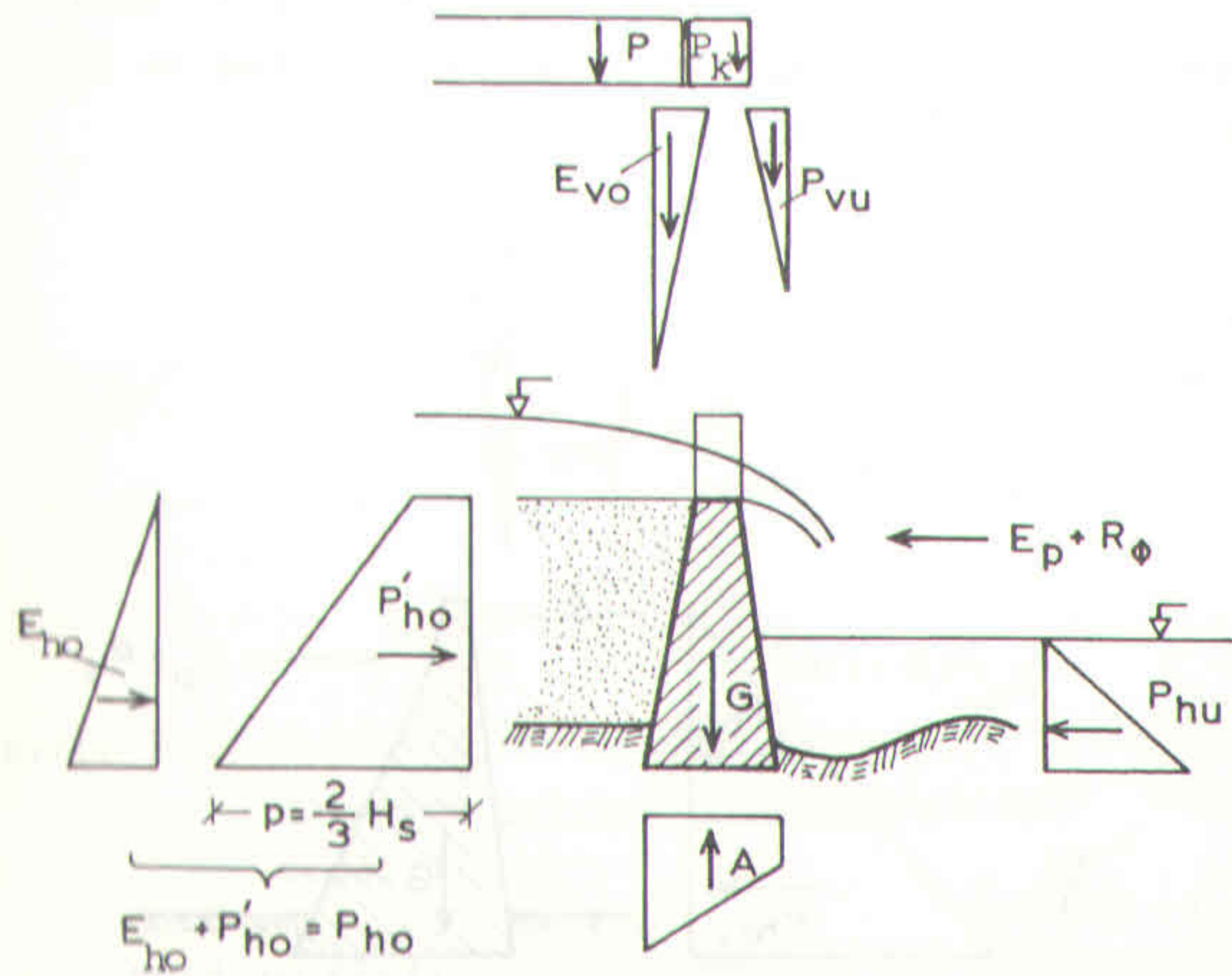
Περίπτωση φόρτισης 2: Ε υ θ ύ ς με τ ά τ η ν π ρ ό σ χ ω σ η.

Στους ταμειυτήρες, οι οποίοι θεωρείται, ότι προσώνονται μόνο κατά ένα μικρό μέρος από λεπτόκοκκα υλικά, εξακολουθεί να ασκείται υδροστατική πίεση κατά το τρίγωνο των πιέσεων. Το τμήμα όμως του τριγώνου, που καταλαμβάνεται από την πρόσχωση μπορεί να πολλαπλασιάζεται με αυξημένο φαινόμενο ειδικό βάρος, ώστε να αποδίδει τη συνολική δύναμη, που δημιουργείται από τις μειωμένες υδροστατικές δυνάμεις και την ώθηση των γαιών. Συνεπώς οι δυνάμεις, που δρουν, είναι, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, οι: $G, P_{ho}, E_{ho} + P'_{ho}, A$ και ενδεχόμενα οι P'_{vo} και $E_p + R_\phi$ (σχήμα 3.3.).



Σχήμα 3.3. Δυνάμεις, που ασκούνται σε φράγματα ταμείυσης μετά τη πρόσχωσή τους (περίπτωση φόρτισης 2)

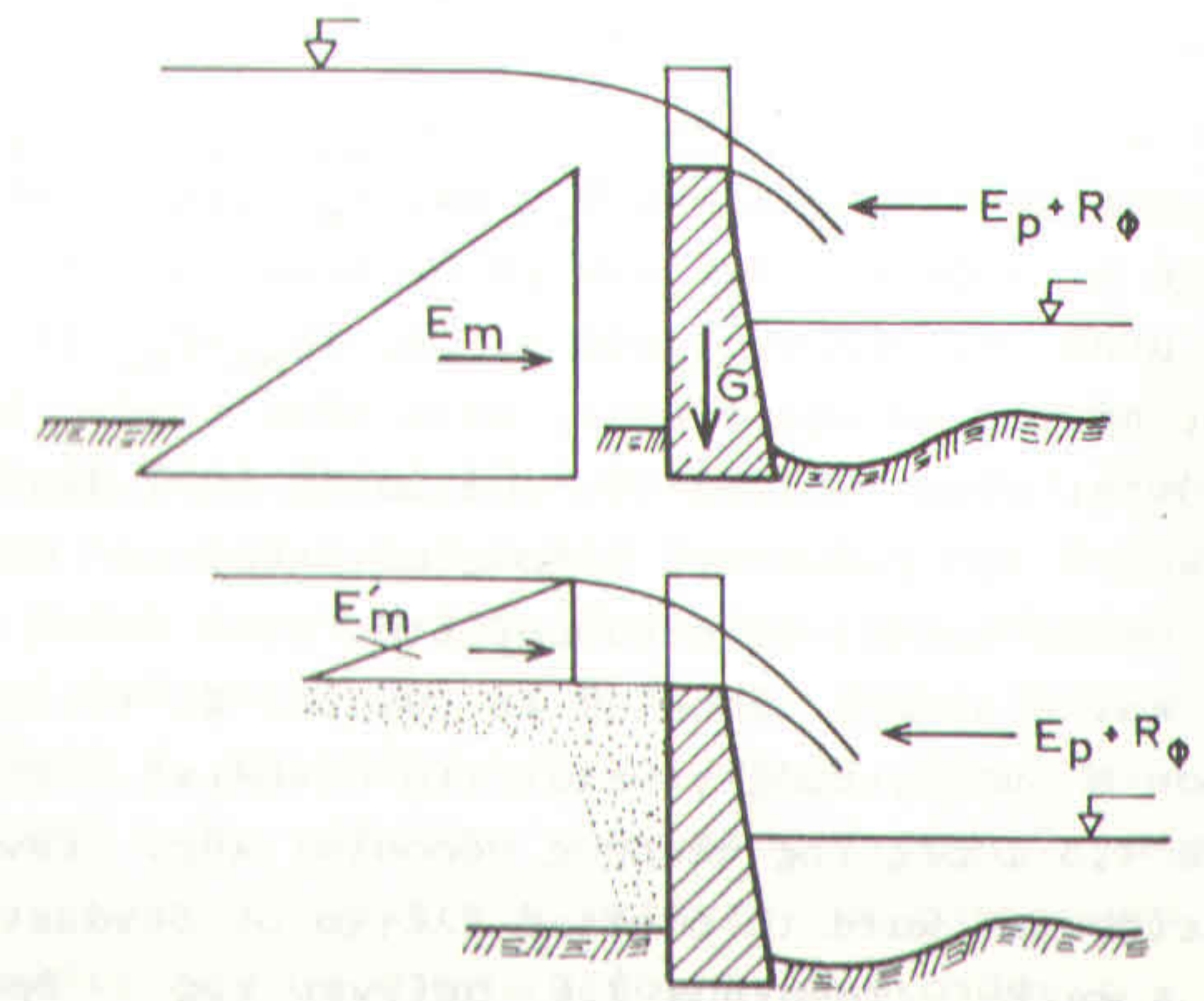
Στους εκχειλιστές ασκείται μέρος της υδροστατικής πίεσης και πλήρης ώθηση γαιών. Η στάθμη του νερού παίρνεται στη στέψη του διάρρου (Q_{max}) και η στάθμη πρόσχωσης στη στέψη του φράγματος. Η μείωση της υδροστατικής πίεσης λόγω της παρουσίας υδατοχετών δεν παίρνεται υπόψη. Συνεπώς, οι δυνάμεις, που δρουν στην περίπτωση αυτή, η οποία δημιουργείται ευθύς μετά την πρόσχωση του φράγματος, είναι οι: $G, P'_{ho}, P_{hu}, P_k, E_{ho}, A, P$ και ενδεχόμενα E_{vo}, P'_{vo} και $E_p + R_\phi$ (σχήμα 3.4).



Σχήμα 3.4. Δυνάμεις, που ασκούνται σε εκχειλιστές μετά την πλήρη πρόσχωσή τους (περίπτωση φόρτισης 2)

Κατά τον στατικό έλεγχο της ευστάθειας στα μεγαλύτερα φράγματα ($H_s > 15$ m) συνιστάται να μη παραλείπεται καμιά δύναμη, ενώ στα μικρά φράγματα ($H_s < 6$ m) παραλείπονται κατά κανόνα οι δυνάμεις P_{hu}, P'_{vo}, A και E_{vo} . Για τα ενδιάμεσα φράγματα η απόφαση παίρνεται κατά περίπτωση και κατά τη κρίση του μελετητή. Γίνεται δε δεκτό, ότι κατά κανόνα ισχύει $P_{ho} = P'_{ho} + E_{ho}$.

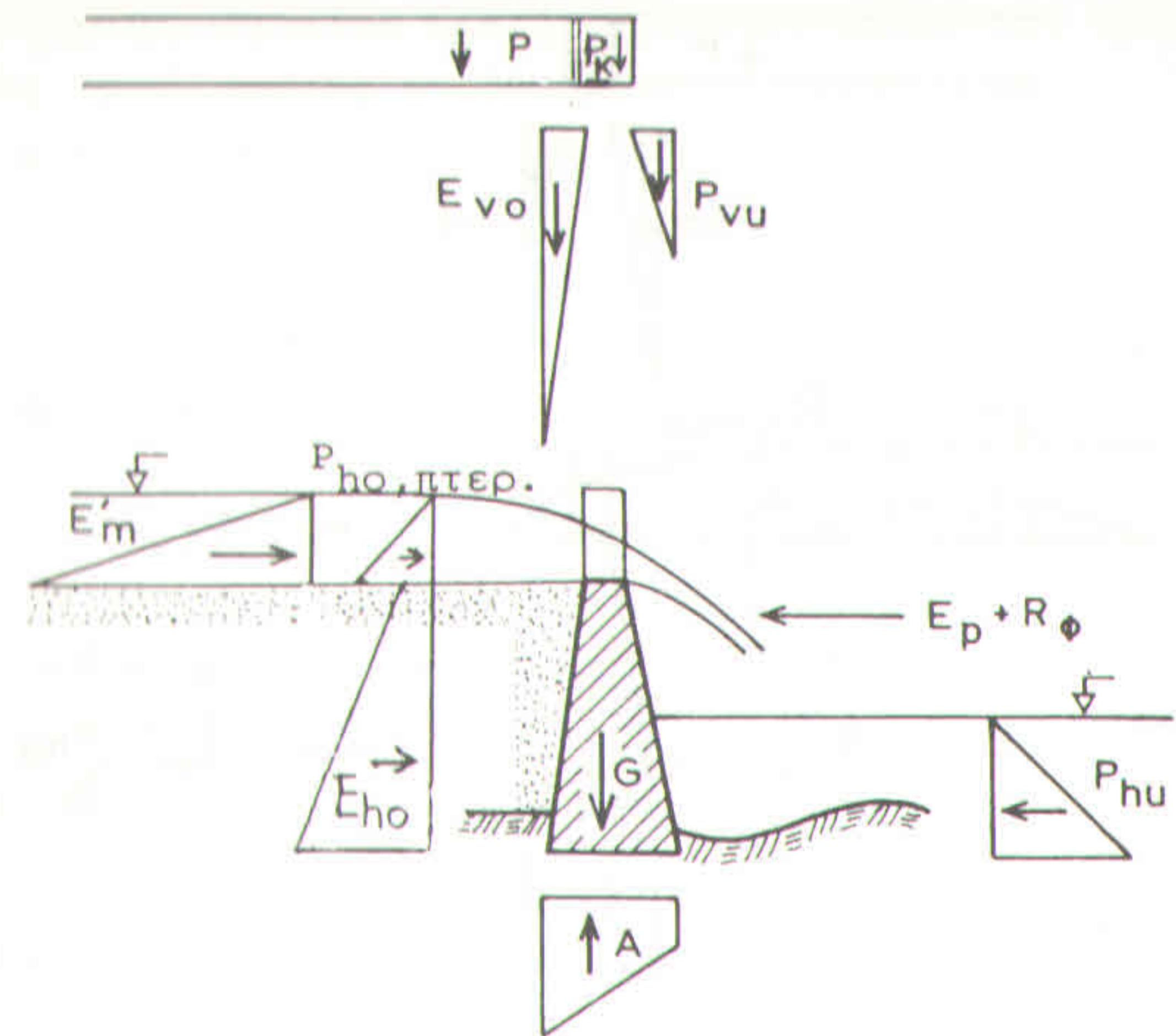
Περίπτωση φόρτισης 3: Πρόσκρουση χειμαρρολάβας. Παρουσιάζεται μόνο στα χειμαρρικά φράγματα. Πριν από την πρόσχωση του φράγματος, η κρουστική δύναμη από τη χειμαρρολάβα ασκείται στο άνω μέτωπο της κατασκευής, ενώ μετά τη πρόσχωση ασκείται μόνο στα πτερύγια (σχ. 3.5).



Σχήμα 3.5. Δυνάμεις, που δημιουργούνται στα φράγματα από τη πρόσκρουση χειμαρρολάβας (περίπτωση φόρτισης 3)

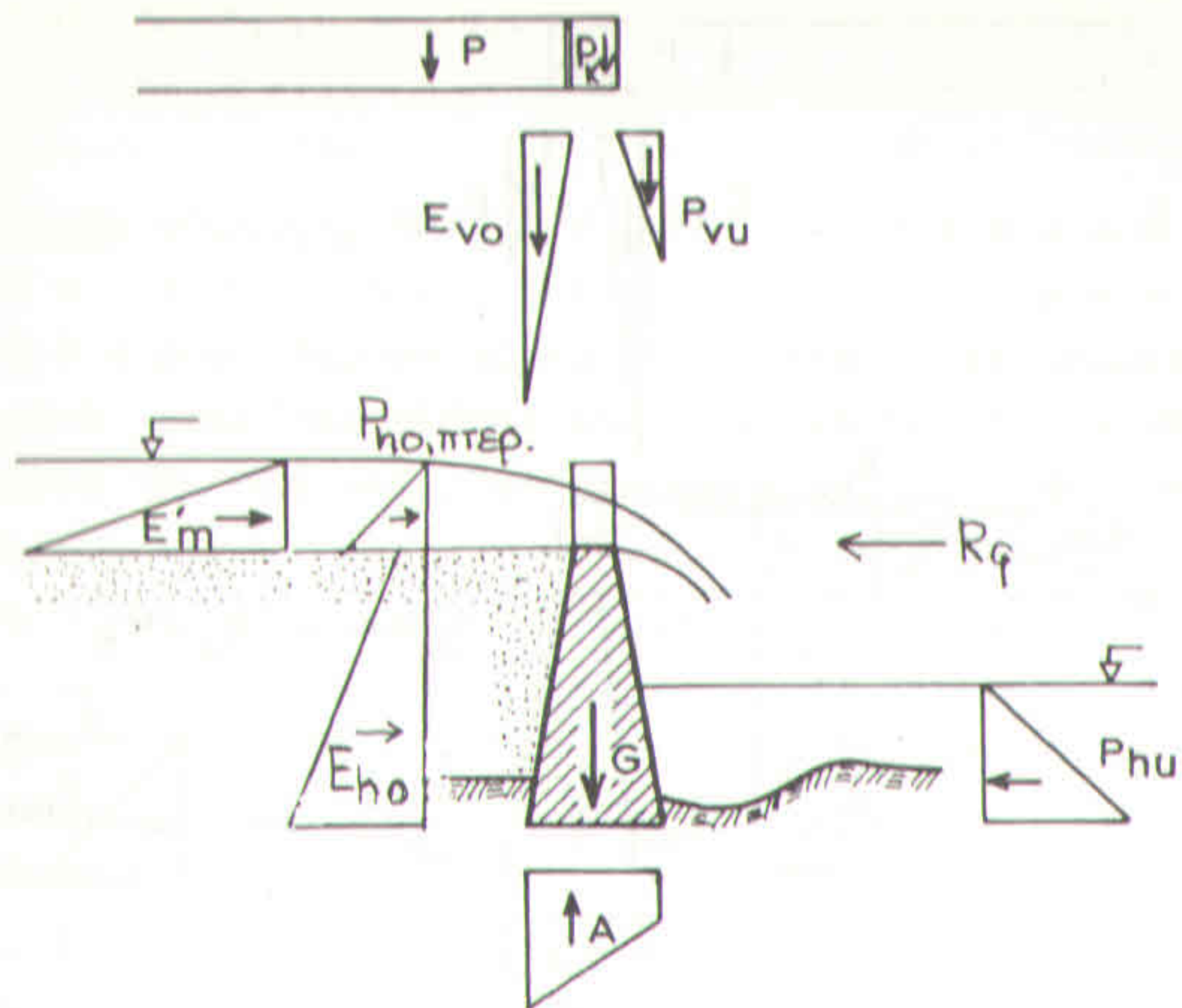
Οι δυνάμεις που δρουν, είναι οι: $G, E_p + R_\phi$, και E_m . Εξετάζεται μόνο σε ειδικές περιπτώσεις φραγμάτων.

Περίπτωση φόρτισης 4: Πλήρης στρωμάτωση των προσχώσεων, πρανή σταθερά. Παρουσιάζεται μόνο στα χειμαρρικά φράγματα. Ασκείται πλήρης υδροστατική πίεση μόνο στα πτερύγια του φράγματος με στάθμη νερού (Q_{max}) στη στέψη των πτερυγίων, ενώ ο κορμός δέχεται την ώθηση των προσχώσεων με υγρό φαινόμενο ειδ. βάρος $\gamma_e = 2,0 \text{ t/m}^3$, οι οποίες φθάνουν μέχρι τη στέψη του φράγματος. Κατάσταση στρωμάτωσης δημιουργείται στις προσχώσεις των φραγμάτων μετά πάροδο σημαντικού χρόνου, οπότε τα λεπτόκοκκα φερτά υλικά αδιαπερατοποιούν τον όγκο τους. Συνήθως γίνεται συνδυασμός και με κρουστική δύναμη χειμαρρολάβας στα πτερύγια του φράγματος. Οι δυνάμεις που δρουν, είναι: $G, P, P_{hu}, P_{vu}, A, P_k, E_{ho}, E_p + R_\phi$ και ενδεχομένως οι: E_{vo} και E'_m . Στην περίπτωση αυτή η ενεργός ώθηση των γαιών είναι περίπου ίση με το μισό της υδροστατικής πίεσης ($E_{ho} = P_{ho}/2$). Θα πρέπει πάντως να εξετάζεται, κατά πόσο τυχόν δημιουργούνται στον πυθμένα του φράγματος δηλ. στην αρχική κοίτη του ρεύματος, πλήρως αδιαπέρατες αποθέσεις, οπότε πρέπει να συναθροίζεται στην ώθηση των γαιών και η πλήρης υδροστατική δύναμη. Σε τέτοια περίπτωση ο υπολογισμός γίνεται για συνολική δύναμη ίση με 1,3 φορές της πλήρους υδροστατικής. Συνήθως παραλείπονται κατά το στατικό έλεγχο οι δυνάμεις: P_{hu}, P_k, A και E_{vo} . Το σχήμα 3.6 δείχνει τις δρώσες δυνάμεις στη περίπτωση αυτή.



Σχήμα 3.6. Δυνάμεις, που δημιουργούνται στα φράγματα με στρωματωμένη κοίτη και σταθερά πρανή (περίπτωση φόρτισης 4)

Περίπτωση φόρτισης 5: Πλήρης στρωμάτωση των προσχώσεων, πρανή ολισθαίνοντα. Παρουσιάζεται μόνο στα χειμαρρικά φράγματα. Ισχύει ό,τι και στην προηγούμενη περίπτωση 4. Επιπλέον γίνεται δεκτό, ότι λόγω της υποσκαφής στον πόδα του φράγματος, έχουν ολισθήσει ή ολισθαίνουν τα πρανή στα κατάντη του φραγματικού τοίχου, οπότε δεν υφίστανται πλέον οι αντιστάσεις των πρανών από παθητική γεώθηση E_p , παρά μόνο η R_ϕ . (σχ. 3.7). Κατά τον στατικό έλεγχο παραλείπονται κατά κανόνα οι δυνάμεις P_{hu}, P_k, A και E_{vo} .



Σχήμα 3.7. Δυνάμεις, που δημιουργούνται στα φράγματα με στρωματωμένη κοίτη και πρανή, που ολισθαίνουν (περίπτωση φόρτισης 5)

3.2.2. ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Οι παραπάνω 5 περιπτώσεις φόρτισης μπορούν να συνοψισθούν στις εξής τρεις γενικές συνθήκες φόρτισης:

α) Κανονική φόρτιση (σχήμ. 3.1, 3.2, 3.3, 3.4)

Περιλαμβάνει τις περιπτώσεις φόρτισης 1 και 2, που εμφανίζονται μετά την κατασκευή του φράγματος, και αναφέρονται στα στάδια πριν και μετά τη πρόσχυσή του. Αποτελεί τη συνήθη περίπτωση φόρτισης, τόσο στα φράγματα ταμιευτήρες, όσο και τα χειμαρρικά

φράγματα. Γίνεται δεκτό, ότι στον τοίχο του φράγματος δρουν κυρίως οι δυνάμεις:

Ο ρ ι ζ ο ν τ ί ω ς: • από τα ανάντη:

- η πλήρης υδροστατική πίεση
- από τα κατόντη:

- η αντίσταση των πρανών (=E+R) (κατά περίπτωση)

Κ α τ α κ ο ρ ύ φ ω ς:

- το βάρος του φράγματος
- το βάρος του νερού σε περίπτωση φράγματος με κεκλιμένο ανάντες και
- η άνωση (στις μεγαλύτερες κατασκευές).
Τυχόν λοιπές δυνάμεις εξετάζονται κατά περίπτωση.

β) Φόρτιση και χειμαρρολάβα (σχήμα 3.6)

Περιλαμβάνει την περίπτωση φόρτισης 4 (πλήρης στρωμάτωση των προσχώσεων, πρανή σταθερά). Στα πτερύγια του φράγματος συνηπολογίζεται και μη μόνιμη κρουστική δράση από χειμαρρολάβα περίπτωση φόρτισης 3. Πρέπει να αποδειχθεί, ότι το φράγμα αντέχει κυρίως στις εξής δυνάμεις:

Ο ρ ι ζ ο ν τ ί ω ς: • από τα ανάντη:

- στα πτερύγια: 3 φορές η υδροστατική πίεση
- στον κορμό του φράγματος: η ενεργός (E_a) γεωπίεση ($\gamma=2 \text{ t/m}^3$)

• από τα κατόντη:

- η πλήρης αντίσταση των πρανών, όπως και στην κανονική φόρτιση (κατά περίπτωση)

Κ α τ α κ ο ρ ύ φ ω ς:

- το βάρος του φράγματος
- το φορτίο του γεωυλικού σε περίπτωση φράγματος με κεκλιμένο ανάντες
- η άνωση (στις μεγαλύτερες κατασκευές)
Τυχόν λοιπές δυνάμεις εξετάζονται κατά περίπτωση.

γ) Καταστροφική φόρτιση (σχήμ. 3.5,3.7)

Περιλαμβάνει συνδυασμό των περιπτώσεων φόρτισης 3 και 5, που αναφέρονται σε κρούση χειμαρρολάβας και σε ταυτόχρονη κατάρρευση των πρανών στήριξης. Εμφανίζεται μόνο στα χειμαρρικά φράγματα. Πρέπει να καταδειχθεί, ότι το φράγμα αντέχει στην επίδραση των εξής δυνάμεων:

I. Συνήθης περίπτωση:

Ο ρ ι ζ ο ν τ ί ω ς: • από τα ανάντη:

- η απλή υδροστατική πίεση στα πτερύγια
- η ενεργός ώθηση γαιών στον κορμό του φράγματος ($\gamma=2 \text{ t/m}^3$)

• από τα κατόντη:

- η τριβή R μεταξύ πρανών και φράγματος (χωρίς E_p στα πρανή)

Κ α τ α κ ο ρ ύ φ ω ς:

- το βάρος του φράγματος
- το φορτίο του γεωβλικού σε περίπτωση φράγματος με κεκλιμένο ανάντες
- η άνωση (στις μεγαλύτερες κατασκευές).

II. Περίπτωση μεμονωμένου φράγματος και χειμαρρολάβας ή μεγάλου φράγματος

Ο ρ ι ζ ο ν τ ί ω ς: δύναμη 3:4 φορές μεγαλύτερη της υδροστατικής πίεσης.

Τυχόν λοιπές δυνάμεις εξετάζονται κατά περίπτωση.

Κάθε φράγμα εντάσσεται σε μια από τις παραπάνω γενικές συνθήκες φόρτισης κατά την κρίση του μελετητή, με βάση τη οποία στη συνέχεια γίνεται η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος της ευστάθειάς του.

3.3. Η ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

3.3.1. ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΚΑΙ Η ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΟΥΣ

Η στατική συμπεριφορά των φραγμάτων επηρεάζεται από τη σύσταση του σώματός τους.

Εάν το φράγμα είναι συμπαγές (φράγματα από σκυρόδεμα οπλισμένο ή μη, από λιθοδομή με ή χωρίς κονίαμα, από ξύλο κλπ), συμπεριφέρεται ως σώμα "απόλυτα στερεό", -όπως απαιτεί η στερεοστατική - το οποίο υπό την επίδραση των εξωτερικών δυνάμεων τείνει να μετακινηθεί ενιαία στο χώρο. Από την άποψη αυτή καθοριστικό ρόλο στη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της ευστάθειας ασκεί η εξωτερική στατική του, που προσδιορίζεται από τις δυνάμεις, που δρουν σ' αυτό, τα δε αποτελέσματά της ελέγχονται με βάση την εσωτερική στατική του φράγματος, δηλαδή με τις τάσεις, που οι δυνάμεις προκαλούν στο εσωτερικό του.

Εάν το φράγμα δεν είναι συμπαγές, αλλά χαλαρό (γεωφράγματα όλων των κατηγοριών), τότε δεν συμπεριφέρεται ως "στερεό σώμα", συνεπώς δεν υπόκειται στις αρχές της στερεοστατικής, αλλά ακολουθεί τις αρχές της εδαφομηχανικής ισορροπίας. Από την άποψη αυτή καθοριστικό ρόλο στη διαστασιολόγηση και στον έλεγχο της ευστάθειας ασκεί η εσωτερική στατική του φράγματος, δηλαδή οι τάσεις, που δημιουργούνται στο εσωτερικό του, με βάση τα υλικά συγκρότησης, και η κατάσταση, η οποία διαμορφώνεται στο σώμα από άποψη μακρομετρικής σύνθεσης και νερού στους πόρους.

Τα συμπαγή φράγματα ευσταθούν από άποψη εξωτερικής στατικής, όταν υπό την επίδραση των δυνάμεων που δέχονται, παραμένουν αμετακίνητα στο χώρο τους, δηλαδή:

- δεν ανατρέπονται
- δεν ολισθαίνουν
- δεν βυθίζονται και
- δεν υπερυψώνονται.

Από άποψη εσωτερικής στατικής η ευστάθειά τους εξασφαλίζεται-πέρα από τις παραπάνω προϋποθέσεις-όταν δεν εμφανίζονται τάσεις εφελκυσμού στο σώμα τους οι δε τάσεις διάτμησης παραμένουν μικρές.

Τα γεωφράγματα πρέπει κατ'αρχή να ευσταθούν-από άποψη εσωτερικής στατικής. Αυτό εξασφαλίζεται,εφόσον τα γεωυλικά τους δεν μετατοπίζονται, δηλαδήόταν:

- δεν καταρρέουν τα πρανή τους και
- δεν κινδυνεύουν από εσωτερική υδραυλική θραύση.

Εφόσον τα παραπάνω πληρούνται, η ευστάθεια των γεωφραγμάτων ελέγχεται στη συνέχεια από άποψη εξωτερικής στατικής, όπως αυτή περιγράφηκε παραπάνω. Πάντως τα γεωφράγματα λόγω του μεγάλου όγκου (βάρους) τους δεν κινδυνεύουν να μετακινηθούν στο χώρο τους από ολίσθηση ή υπερύψωση, γι'αυτό και δεν εξετάζονται συνήθως αυτές οι περιπτώσεις της εξωτερικής στατικής σε τέτοιες κατασκευές. Ο κίνδυνος βύθισής τους όμως παραμένει αυξημένος.

Από τα παραπάνω προκύπτουν οι εξής στατικές και εδαφομηχανικές συνθήκες, που πρέπει να πληρούν τα φράγματα (ταμιευτήρες και εκχειλιστές), ώστε να ευσταθούν:

<u>Συνθήκες ευστάθειας:</u>	<u>Είδος φράγματος:</u>
ανατροπής	συμπαγές
εφελκυσμού	συμπαγές
ολίσθησης	συμπαγές

καθίζησης (βύθισης)	συμπαγές, γεώδες
άνωσης	συμπαγές
διάτμησης	συμπαγές
πρανικής κατάρρευσης	γεώδες

Ο έλεγχος, κατά πόσο πληρούνται οι παραπάνω συνθήκες, πρέπει να γίνεται για όλα τα στάδια φόρτισης των φραγμάτων, που παρουσιάζουν στατικόενδιαφέρον. Κατά κανόνα η ευστάθεια των φραγμάτων ερευνάται για τα εξής στάδια, που αναφέρονται κυρίως στην πρώτη περίπτωση φόρτισης:

Στάδιο 1: Το φράγμα κενό

Δρα μόνο το βάρος G του φράγματος. Ενδιαφέρει η ευστάθεια της κατασκευής στην περίπτωση φραγμάτων με ιδιόμορφη (μη γεωμετρική) διατομή, όπως τα φράγματα με διπλή καμπυλότητα. Εξετάζεται κυρίως στους μεγάλους και υψηλούς ταμιευτήρες.

Στάδιο 2: Το φράγμα σε σταδιακή πλήρωση

Εξετάζεται η επίδραση της προοδευτικής πλήρωσης του φράγματος (στάθμη νερού σε διάφορα ύψη). Ενδιαφέρει η ευστάθεια της κατασκευής, ιδίως στην περίπτωση φραγμάτων με ιδιόμορφη κατασκευή, όπως τα φράγματα με διπλή καμπυλότητα. Εξετάζεται κυρίως στους ταμιευτήρες.

Στάδιο 3: Το φράγμα σε πλήρη φόρτιση

Εξετάζεται η ευστάθεια του φραγματικού τοίχου, όταν δρουν όλες οι δυνάμεις ανάλογα με την περίπτωση φόρτισης, που ερευνάται. Ο έλεγχος γίνεται σε όλες τις κατηγορίες φραγμάτων.

Στάδιο 4: Το φράγμα σε απότομη αποφόρτιση

Εξετάζεται η ευστάθεια σε περίπτωση απότομης

καθόδου της στάθμης. Η περίπτωση ενδιαφέρει κυρίως τα γεωφράγματα και τα φράγματα διπλής καμπυλότητας.

Στα χαμηλά φράγματα, ιδίως σε εκείνα με $H_s < 15,0$ m και με συνήθεις, γεωμετρικές διατομές, ο έλεγχος περιορίζεται στην πράξη μόνο για το στάδιο 2. Στα φράγματα όμως με $H_s > 6 \div 8$ m είναι σκόπιμο να εξετάζεται και το στάδιο 4.

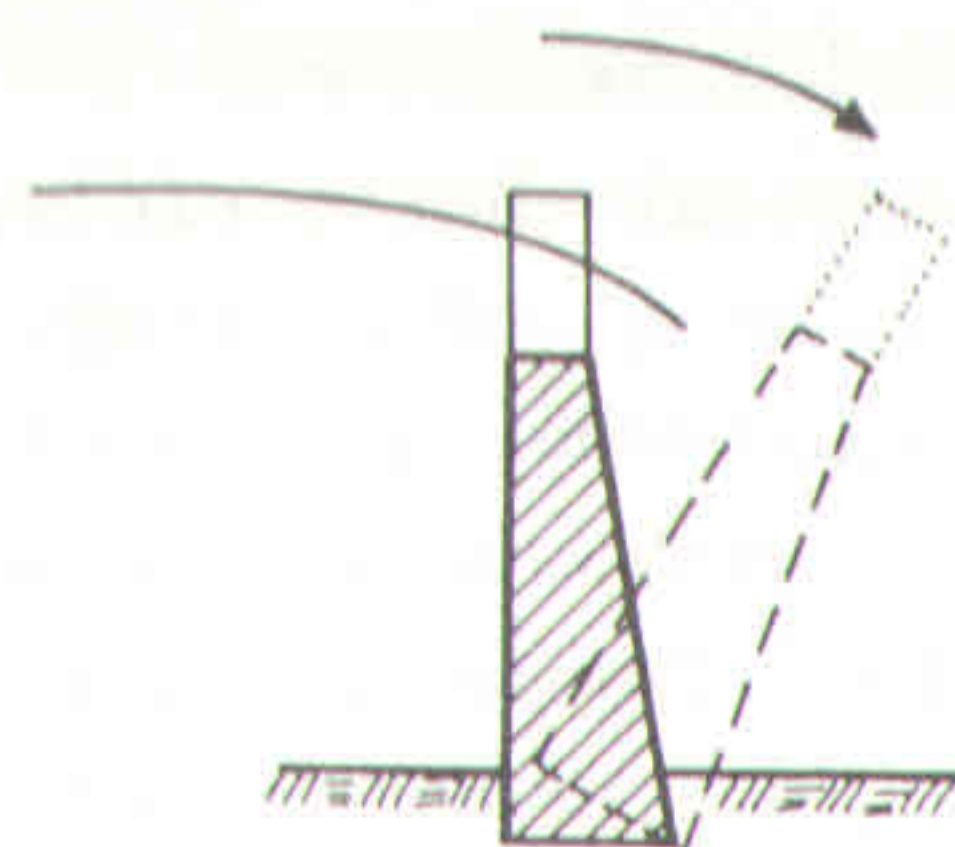
Η πλήρωση των συνθηκών ευστάθειας των φραγμάτων πρέπει να ελέγχεται χωριστά στα διάφορα τμήματα του φράγματος. Γι' αυτό διαχωρίζεται ο φραγματικός τοίχος σε οριζόντια ή κατακόρυφα τμήματα καθένα από τα οποία εξετάζεται αυτοτελώς από άποψη ευστάθειας. Το πάχος τους αντιστοιχεί κατά κανόνα στους αρμούς κατασκευής και δεν υπερβαίνουν τα $2 \div 3$ m. Συνήθως κυμαίνεται μεταξύ $1,0 \div 2,0$ m.

3.3.2. ΟΙ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

3.3.2.1. Συνθήκη 1η: της ανατροπής

Το φράγμα να μην ανατρέπεται. Η συνθήκη πληρούται, όταν η συνισταμένη R όλων των δυνάμεων, που δρουν στο φράγμα, διέρχεται από τη βάση του και για κάθε αρμό από τη βάση του αρμού. Παίρνοντας υπόψη το κάταντες άκρο της βάσης του φράγματος ως σημείο αναφοράς των ροπών των δυνάμεων, η ευστάθεια κατά της ανατροπής ελέγχεται με τον συντελεστή ευστάθειας n_k . Αυτός ορίζεται ως ο λόγος μεταξύ των ροπών σταθεροποίησης M_s του φράγματος προς τις ροπές ανατροπής του M_u :

$$n_k = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_u} \geq 1,2 \div 1,3$$



Σχήμα 3.8. Ανατροπή του φράγματος.

Οι τιμές του συντελεστή για κανονικές (όχι στιγμιαίες ή έκτακτες) συνθήκες φόρτισης είναι:

- στα μικρά φράγματα ($H_s < 15$ m) $n_k \geq 1,2$
- στα μεγάλα φράγματα ($H_s > 15$ m) $n_k \geq 1,3$

Οι δυνάμεις, που προκαλούν ροπές ανατροπής, είναι κυρίως:

- η υδροστατική δύναμη από τα ανάντη
- η ώθηση γαιών από τα ανάντη
- η άνωση
- η κρούση της χειμαρρολάβας

ενώ, οι δυνάμεις, που προκαλούν ροπές σταθεροποίησης, είναι κυρίως:

- το βάρος της κατασκευής
- το κατακόρυφο φορτίο σε κεκλιμένο άναντες
- το κατακόρυφο φορτίο στη στέψη εκχειλιστή
- η αντίσταση των κλιτύων.

Όταν το ύψος της κατασκευής είναι σημαντικό ως προς το άνοιγμα της διατομής του, η ευστάθεια κατά ανατροπής εξασφαλίζεται από την αντίσταση των πρηνών στα πλευρικά πέρατα του φράγματος.

3.3.2.2. Συνθήκη 2η: του εφελκυσμού

Να μην αναπτύσσονται τάσεις εφελκυσμού ούτε στους αρμούς του φράγματος, ούτε μεταξύ φράγματος και θεμελίων ή, αν αναπτύσσονται, να είναι μικρότερες της αντοχής σε εφελκυσμό του υλικού κατασκευής της τοιχοποιίας. Επειδή η αντοχή σε εφελκυσμό κάθε τοιχοποιίας (από σκυρόδεμα, από λιθοδομή, κλπ.) είναι πολύ μικρή, προτιμάται να μην αναπτύσσονται καθόλου τάσεις εφελκυσμού ή, εάν αναπτύσσονται, να μην υπερβαίνουν τα $0,5 \div 1,2 \text{ kg/cm}^2$. Αυτό επειδή ένα σημαντικό μέρος από τις επιτρεπόμενες τάσεις σε εφελκυσμό του σκυροδέματος, που φθάνουν τα $4 \div 5 \text{ kg/cm}^2$, καταναλίσκεται στο να εξουδετερώνει τις εσωτερικές τάσεις, που δημιουργούνται στο φραγματικό τοίχο, από θερμοκρασιακές και άλλες επιδράσεις. Αλλιώς πρέπει να χρησιμοποιείται οπλισμός, που να περιλαμβάνει τις εφελκυστικές τάσεις.

Σε φράγματα βαρύτητας η συνθήκη πληρούται, όταν η συνισταμένη όλων των δυνάμεων R διέρχεται από το μέσο τρίτο της βάσης, με την προϋπόθεση βέβαια, ότι η κατανομή των τάσεων θεωρείται γραμμική (εφαρμογή του κανόνα του τραπεζίου). Οικονομικότερη δε διαστασιολόγηση επιτυγχάνεται, όταν η R διέρχεται από το άκρο του μέσου τρίτου της βάσης του φράγματος.

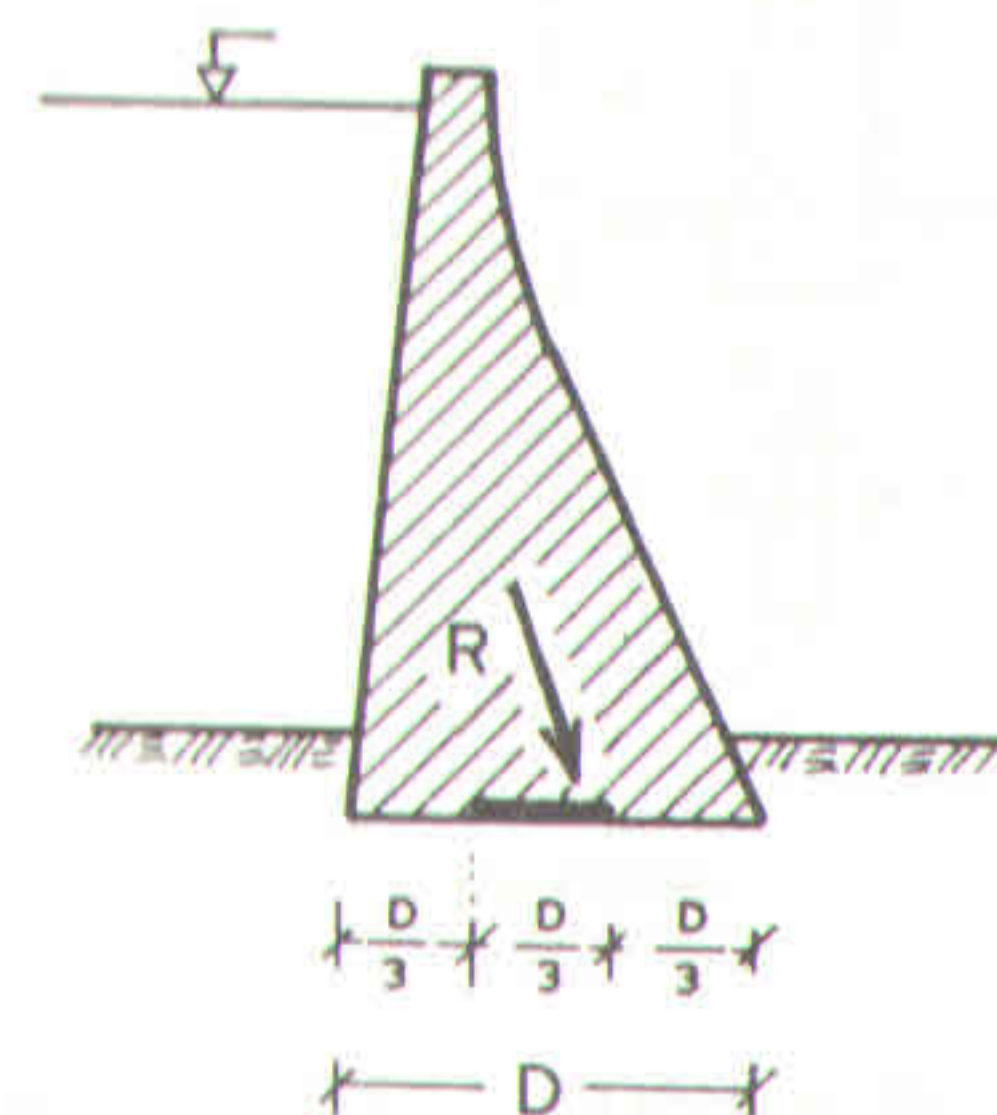
Η απόσταση του σημείου διέλευσης της R από το κατάντες άκρο του φράγματος στο επίπεδο της βάσης ή άλλου επιπέδου αναφοράς δίνεται από τη σχέση:

$$X_R = \frac{\Sigma M_1 - \Sigma M_r}{\Sigma K_v} \quad (\text{m})$$

όπου M_1 : αριστερόστροφες ροπές (mt)

M_r : δεξιόστροφες ροπές (mt)

K_v : κατακόρυφες δυνάμεις (t)



Σχήμα 3.9. Συνθήκη εφελκυσμού σε φράγμα βάρους

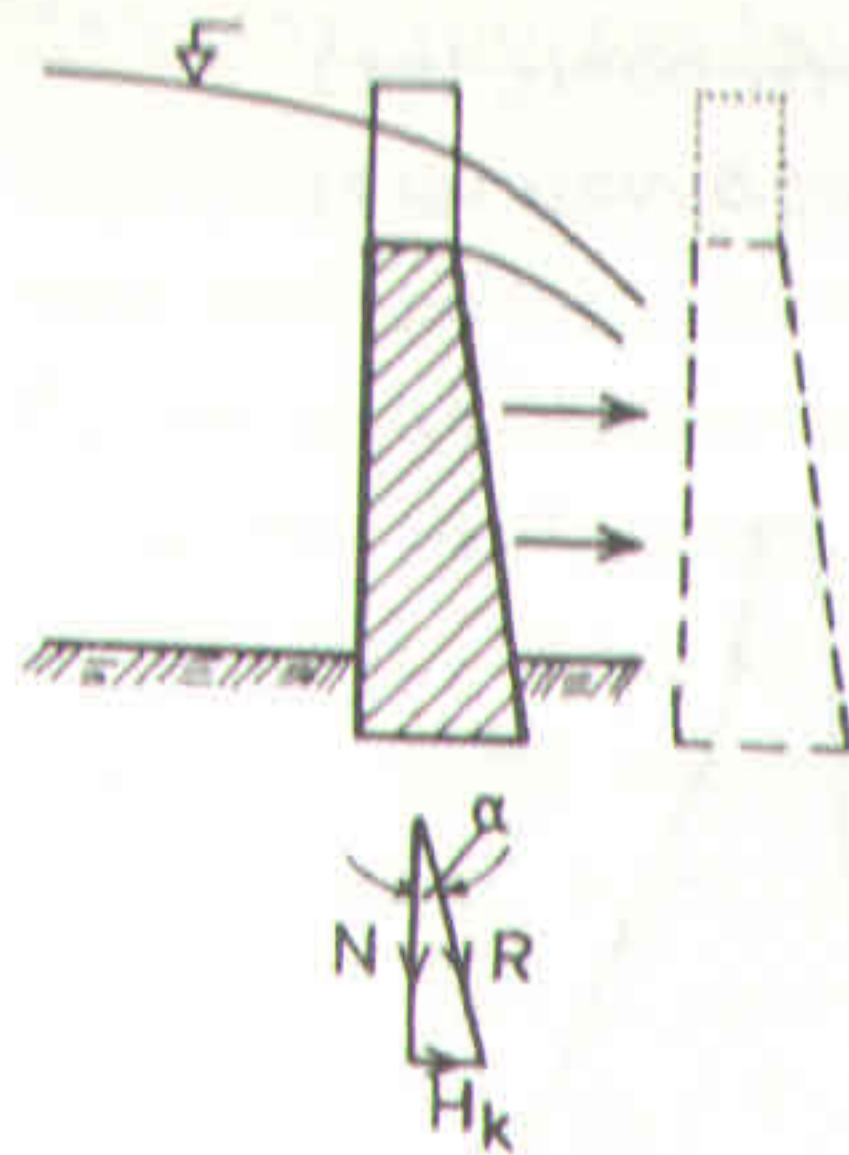
Συνεπώς, όταν σε φράγματα βάρους πληρούται η συνθήκη αυτή, πληρούται αυτόματα και η συνθήκη της μη ανατροπής.

3.3.2.3. Συνθήκη 3η: της ολίσθησης

Το φράγμα να μην ολισθαίνει (σχήμα 3.10). Η συνθήκη πληρούται, όταν η διατμητική δύναμη, που αναπτύσσεται στους αρμούς του φράγματος και στην επιφάνεια μεταξύ φράγματος και θεμελίου, δεν υπερβαίνει την αντοχή σε διάτμηση του υλικού τοιχοποιίας και του γεωυποθέματος, όπου εδράζεται το φράγμα.

Η συνθήκη ελέγχεται με τον συντελεστή ευστάθειας κατά ολίσθησης n_G , που είναι ο λόγος μεταξύ των δυνάμεων αντίστασης σε διάτμηση K_w προς τις δυνάμεις ώθησης K_t :

$$n_G = \frac{\Sigma K_w}{\Sigma K_t} \geq 1,2 \div 2,5$$



Σχήμα 3.10. Ολίσθηση σε φράγμα.

Ως δυνάμεις ώθησης θεωρούνται όλες οι οριζόντιες δυνάμεις (υδροστατική δύναμη, ώθηση γαιών, κρούση λάβας κλπ.). Ως αντιστάσεις θεωρούνται οι εξής:

- για ολίσθηση στον πυθμένα (σε φράγματα βάρους): η δύναμη τριβής R_{φ} του υλικού, $R_{\varphi} = N \cdot \epsilon\varphi\varphi$, ή αυτή και η δύναμη συνοχής $c \cdot F$ οπότε ο συντελεστής γίνεται αντίστοιχα:

$$n_G = \frac{N \cdot \epsilon\varphi\varphi}{H_k} \geq 1,2 \div 2,5 \quad \text{ή} \quad n_G = \frac{N \cdot \epsilon\varphi\varphi + c \cdot F}{H_k} \geq 1,2 \div 2,5$$

Η σχέση της ορθής (N) προς την οριζόντια (H_k) δύναμη η οποία προκύπτει από το τρίγωνο των δυνάμεων (σχήμα 3.10) είναι:

$$\frac{N}{H_k} = \frac{1}{\epsilon\varphi\alpha}$$

Συνεπώς: για υλικά πυθμένα χωρίς συνοχή η παραπάνω σχέση γίνεται:

$$n_G = \frac{\epsilon\varphi\varphi}{\epsilon\varphi\alpha} \geq 1,2 \div 1,4$$

για ολίσθηση στα πρανή (σε φράγματα, που στηρίζονται στα πρανή): η παθητική ώθηση γαιών και η δύναμη τριβής ($E_p + R_{\varphi}$) ή, σε περίπτωση καταστροφικής φόρτισης, μόνο η R_{φ} οπότε για $R_{\varphi} = N \cdot \epsilon\varphi\varphi$ έχουμε:

$$n_G = \frac{E_p + N \cdot \epsilon\varphi\varphi}{H_k} \geq 1,2 \div 1,4 \quad \text{ή} \quad n_G = \frac{N \cdot \epsilon\varphi\varphi}{H_k} \geq 1,2 \div 1,4$$

όπου N : η ορθή δύναμη. Για οριζόντιο επίπεδο ολίσθησης ισούται με το βάρος G της κατασκευής και των λοιπών κατακόρυφων δυνάμεων (t)

α : γωνία της συνισταμένης R προς την N

$\epsilon\varphi\varphi$: συντελεστής τριβής τοίχου/τοίχου ή τοίχου/εδάφους, ο οποίος δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις:

- μπετόν επί μπετόν $\epsilon\varphi\varphi \leq 0,75$
- λίθος επί λίθου (λιθοδομή με σιμεντοκονία) $\epsilon\varphi\varphi \leq 0,72$
- τοίχος επί αμμώδους εδάφους:
 - . σε ξηρή κατάσταση $\epsilon\varphi\varphi \leq 0,64$
 - . σε νωπή κατάσταση $\epsilon\varphi\varphi \leq 0,45$
 - . σε υγρή κατάσταση $\epsilon\varphi\varphi \leq 0,30$
- τοίχος επί βράχου $\epsilon\varphi\varphi \leq 0,70$
- τοίχος επί χαλικώδους υγρού εδάφους με χονδρή άμμο $\epsilon\varphi\varphi \leq 0,45$

t_B : δύναμη συνοχής. Προσδιορίζεται πειραματικά. Οι συνήθειες τιμές της δίνονται από τον πίνακα 2.1.

H_k : διατμητική δύναμη, δηλ. άθροισμα όλων των οριζοντίων δυνάμεων (t)

F : επιφάνεια θεμελίου $D \cdot 1m = D (m^2)$

E_p : παθητική ώθηση γαιών (t)

R_{φ} : δύναμη τριβής = $N \cdot \epsilon\varphi\varphi$

Ο συντελεστής ευστάθειας κατά ολίσθησης n_G κυμαίνεται ως εξής:

- α) θεμελίωση σε υπόθεμα χωρίς συνοχή:
- για φράγματα με $H_S < 6$ m $n_G = 1,2$
 - " " " $H_S = 6 \div 12$ m $n_G = 1,3$
 - " " " $H_S > 12$ m $n_G = 1,4$
- β) θεμελίωση σε υπόθεμα με συνοχή:
- για φράγματα με $H_S < 12$ m $n_G = 2,0$
 - " " " $H_S > 12$ m $n_G = 2,5$

3.3.2.4. Συνθήκη 4η: της βύθισης (καθίζησης) και σύνθλιψης

Το φράγμα να μη βυθίζεται (να μη καθιζάνει) μέσα στο γεωλογικό υπόθεμα (σχήμα 3.11) και να μη σύνθλιβονται τα κατώτερα τμήματά του από το βάρος των υπερκείμενων.

α) Γεωυπόθεμα χωρίς υπόγεια ροή:

Η συνθήκη πληρούται, όταν οι θλιπτικές τάσεις, που αναπτύσσονται στους αρμούς του φράγματος και στα θεμέλιά του, είναι μικρότερες από την αντοχή σε θλίψη του υλικού τοιχοποιίας και του γεωλογικού υποθέματος. Ο έλεγχος της συνθήκης γίνεται με τον συντελεστή ευστάθειας σε βύθιση n_p , που είναι ο λόγος της επιτρεπόμενης θλίψης του υλικού σ_{ez} προς τη θλιπτική τάση σ , που προκαλείται από το άθροισμα των κατακόρυφων δυνάμεων (φορτίων):

$$n_p = \frac{\sigma_{ez}}{\sigma} \geq 1,2$$

Η μέση, ορθή, θλιπτική τάση, που αναπτύσσεται σε περίπτωση ομοιόμορφης φόρτισης, δίνεται ως εξής:

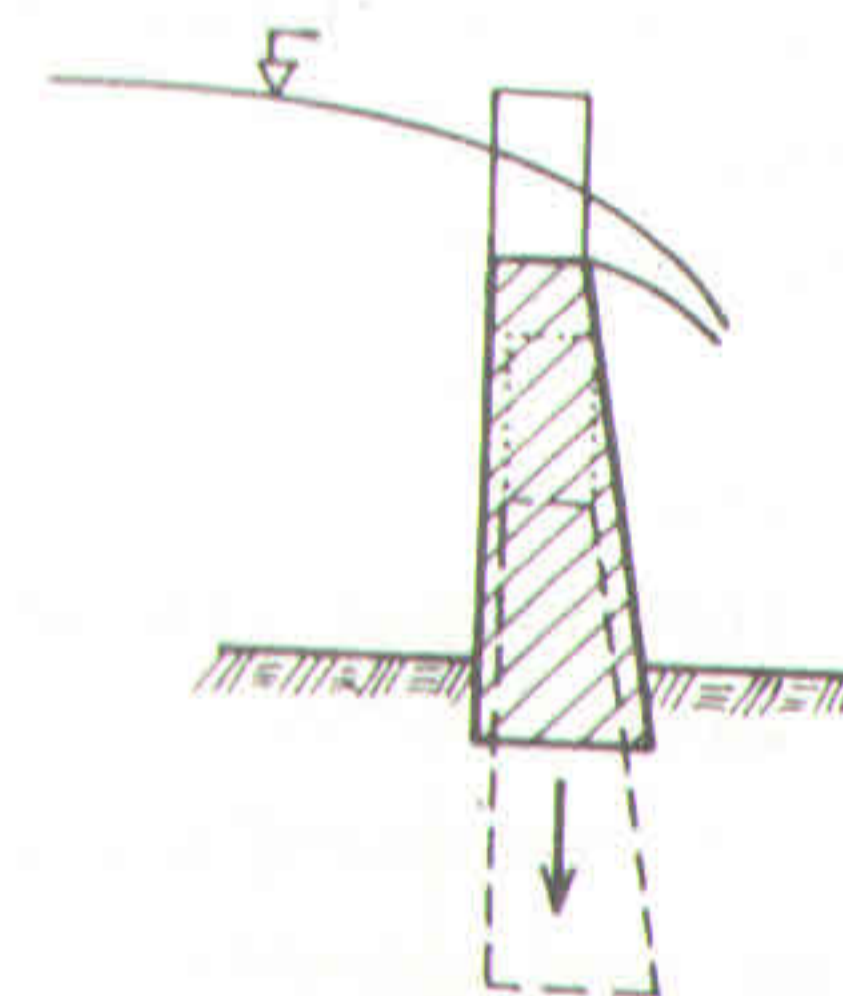
$$\sigma_m = \frac{N}{F}$$

όπου σ_m : η μέση θλιπτική τάση (t/m^2)

N : ορθή δύναμη (t)

F : επιφάνεια θεμέλιου πυθμένα (m^2)

Επειδή όμως η φόρτιση στα φράγματα είναι έκκεντρη, πρέπει αντί της σ_m να υπολογίζεται η σ_{max} στην ακμή του κάθε αρμού ή του θεμέλιου του φράγματος προς τη πλευρά της εκκεντρότητας, η οποία και να συγκρίνεται προς την αντοχή σε θλίψη του υλικού κατασκευής ή του γεωυποθέματος. Η αντοχή των διαφόρων υ-



Σχήμα 3.11. Βύθιση (καθίζηση) φράγματος

δών τοιχοποιίας σε θλίψη περιγράφηκε στο κεφ.2.3.3., και δίνεται από τους πίνακες 2.12, 2.13, 2.14, η δε φέρουσα ικανότητα και η επιτρεπόμενη φόρτιση του γεωυποθέματος αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 2.2.4.2. και παρέχονται από τους πίνακες 2.9 και 2.10. Συχνά η επιτρεπόμενη φόρτιση του γεωυποθέματος υπολογίζεται από τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους σ_e (βλ. κεφ.2.2.4.2) η οποία αντιστοιχεί στο όριο θραύσης του εδάφους, ως εξής:

$$\sigma_{zu} = \frac{\sigma_e}{v}$$

όπου n : συντελεστής ασφάλειας με τιμές 2,5+3,0.
 Κατά τα τελευταία χρόνια η ευστάθεια των φραγμάτων κατά της βύθισης ελέγχεται και με τον συντελεστή φόρτισης του γεωυποθέματος n_B , ο οποίος είναι ο λόγος της φέρουσας ικανότητάς του Q_v για το συνολικό πάχος D του θεμέλιου τοίχου, ως προς το άθροισμα των κατακόρυφων δυνάμεων (φορτίων) ΣV ως εξής:

$$n_B = \frac{Q_v}{\Sigma V} = \frac{\sigma_e \cdot D}{\Sigma V} \geq 1,2$$

όπου σ_e : η φέρουσα ικανότητα του εδάφους (t/m^2)
 D : το πάχος του θεμέλιου τοίχου (m)

Ο συντελεστής n_B θεωρείται, ότι εκφράζει ταυτόχρονα και την ευστάθεια κατά ανατροπής. Στα χαμηλά και ιδίως στα μικρά φράγματα οι θλιπτικές τάσεις, που αναπτύσσονται στο υλικό της τοιχοποιίας τους, είναι συνήθως μικρότερες από την αντοχή του υλικού σε θλίψη. Γι' αυτό εξετάζεται κατά κανόνα μόνο η ευστάθειά τους από άποψη αντοχής του γεωυποθέματος στο επίπεδο του πυθμένα και σ' εκείνο των πρανών.

β) Γεωυπόθεμα με υπόγεια ροή:

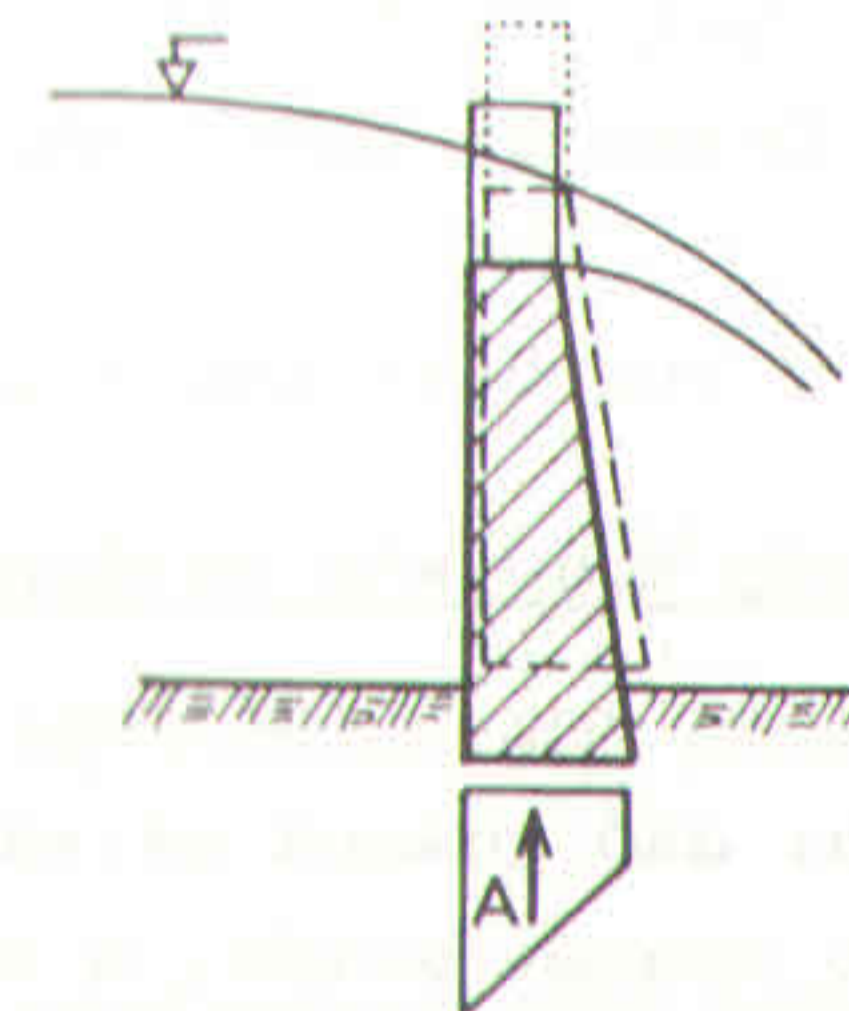
Η συνθήκη πληρούται, όταν δεν συμβαίνει υδραυλική θραύση του γεωυποθέματος στα κατάντη του φράγματος και εφόσον ισχύουν, όσα αναφέρθηκαν για την ευστάθεια σε γεωυπόθεμα χωρίς υπόγεια ροή. Ο έλεγχος της υδραυλικής θραύσης περιορίζεται στο χώρο του πυθμένα και γίνεται με τον συντελεστή υδραυλικής θραύσης n_{gr} , που είναι ο λόγος της κρίσιμης (οριακής) κλίσης i_k των γραμμών της υπόγειας ροής προς την υφισταμένη κλίση i_v των γραμμών αυτών, δηλ.

$$n_{gr} = \frac{i_k}{i_v} \geq 1,2$$

Οι τιμές του n_{gr} για τα διάφορα είδη γεωυποθέματος, δίνονται στο κεφ. 2.2.3.2.1. Εφόσον αποδειχθεί, ότι το φράγμα δεν διατρέχει κίνδυνο από υδραυλική θραύση, ακολουθεί ο έλεγχος, που γίνεται στη περίπτωση γεωυποθέματος χωρίς υπόγεια ροή.

3.3.2.5. Συνθήκη 5η: άνωσης

Το φράγμα να μην υπερυψώνεται (να μην επιπλέει). Η συνθήκη πληρούται (σχήμα 3.12), όταν τα κατακόρυφα φορτία (βάρος φράγματος + βάρος νερού ή γεωυλικών, που επικαθονται σ' αυτό) υπερβαίνουν την δύναμη άνωσης, που δέχονται τα θεμέλια του φράγματος από τις υποπιέσεις. Η συνθήκη ελέγχεται με τον συντελεστή άνωσης n_A , που είναι ο λόγος του συνόλου των κατακόρυφων δυνάμεων (φορτίων) προς τη δύναμη των υ-



Σχήμα 3.12. Υπερύψωση του φράγματος λόγω άνωσης

υποπιέσεων:

$$n_A = \frac{\Sigma K_v}{A} \geq 1,2$$

όπου ΣK_v : άθροισμα κατακόρυφων δυνάμεων (φορτίων)(t)
 A : δύναμη υποπιέσεων (t)

Σε συνήθεις κατασκευές με σχετικά μικρό ύψος H_g η A είναι κατά κανόνα μικρότερη των ΣK_v , γι' αυτό και δεν γίνεται έλεγχος.

3.3.2.6. Συνθήκη 6η: της διαίτησης

Η διατμητικές τάσεις, που δημιουργούνται στο εσωτερικό της φράγματικής κατασκευής (ιδίως στα φράγματα-δοκοί να μην υπερβαίνουν τις επιτρεπόμενες τάσεις διαίτησης των υλικών κατασκευής, οι οποίες στηρίζονται σε 6 kg/cm^2 . Η ευστάθεια σε διαίτηση εξετάζεται κυρίως στα φράγματα, που λειτουργούν ως δοκοί και δίνεται από τη σχέση:

$$\max = \frac{2}{3} \cdot \frac{W_{\max}}{F} \leq 6 \text{ kg/cm}^2 \quad (60 \text{ t/m}^3)$$

όπου W_{\max} : η μέγιστη εγκάρσια δύναμη (αντίσταση), που εμφανίζεται σε κάθε στήριξη δοκού (t)

F : η επιφάνεια της διατομής της δοκού (m^2)

3.3.2.7. Συνθήκη 7η: της πρανικής κατάρρευσης

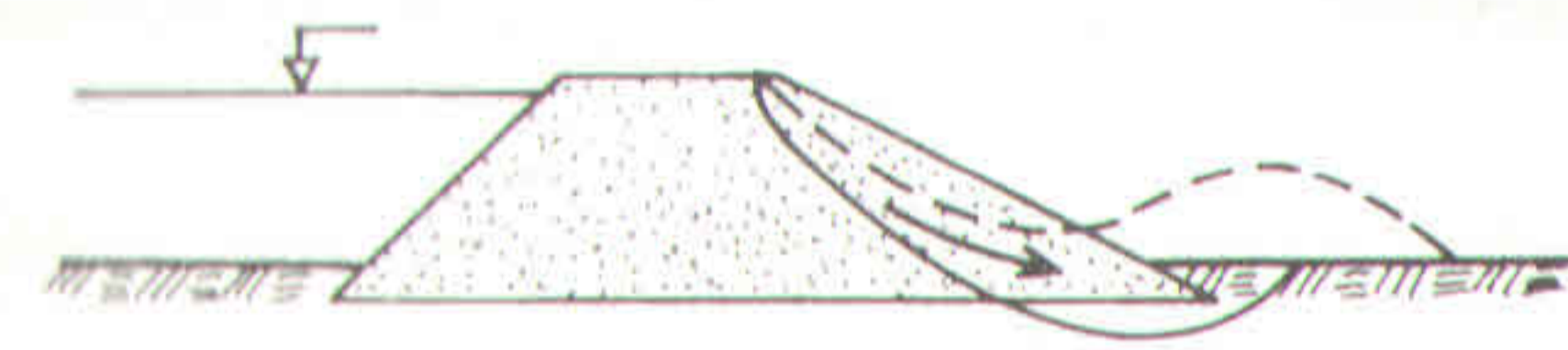
Να μη καταρρέουν τα πρανή (μέτωπα) των φραγμάτων, που συγκροτούνται από χαλαρά υλικά (γεωφράγματα). Η ευστάθεια των πρανών αυτών, η οποία εξαρτάται από την εσωτερική στατική των γεωφραγμάτων, εξετάζεται ως εξής:

α) Πρανική κατάρρευση από εσωτερικές γεωδυνάμεις:

Τα πρανή κινδυνεύουν να καταρρεύσουν-διαγράφοντας κυκλοτερές επίπεδο ολίσθησης-κάτω από την επίδραση διαφόρων το βάρος του νερού ή των προσχώσεων, που επικαθονται σε κεκλιμένο πρανές, το βάρος της στήλης του νε-

ρού, που υπερπηδά τη στέψη κλπ., όταν αυτά δεν εξουδετερώνονται από τις εσωτερικές αντιστάσεις, που μπορούν να αναπτύξουν τα υλικά δομής τους (σχήμα 3.13). Η συνθήκη ελέγχεται με τον συντελεστή πρανικής κατάρρευσης n_b , που είναι ο λόγος των ροπών ευστάθειας M_s προς τις ροπές ανατροπής M_u ως εξής:

$$n_b = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_u} \geq 1,2$$



Σχήμα 3.13 . Κατάρρευση πρανών σε γεώφραγμα

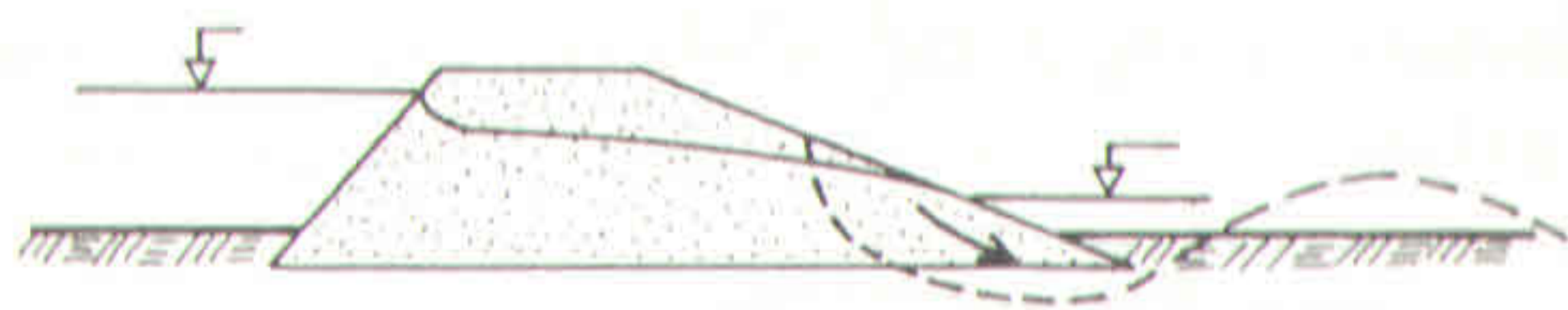
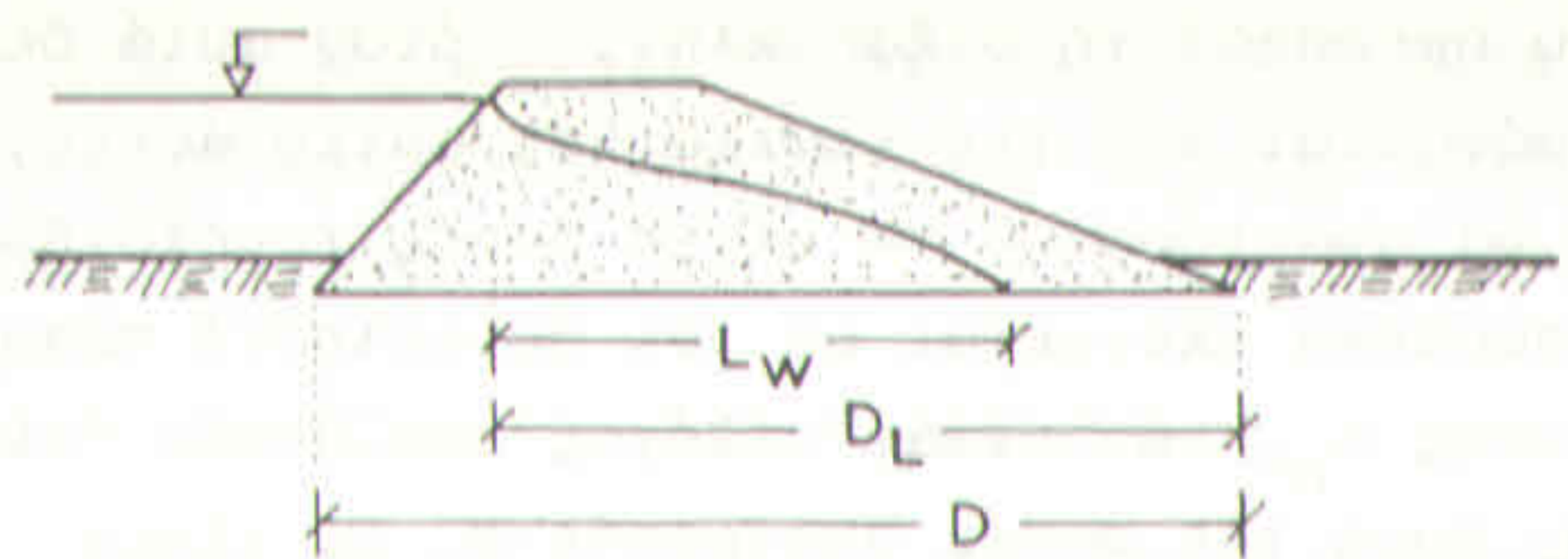
Σε περίπτωση κινδύνου από σεισμικές δονήσεις, μπορεί αντί να γίνει ιδιαίτερος υπολογισμός, να προσανατολιστεί ο συντελεστής αυτός κατά 0,1 έως 0,2, οπότε ισχύει:

$$n_b \geq 1,3 \div 1,4$$

Ο έλεγχος της ευστάθειας γίνεται με τη μέθοδο του Fellenius.

β) Πρανική κατάρρευση από ενδοφραγματική ροή νερού:

Τα πρανή κινδυνεύουν να καταρρεύσουν από υδραυλική θραύση του φραγματικού υλικού, όταν η ροή, που δημιουργείται στο εσωτερικό του φράγματος από τη διείσδυση νερού στο ανάντες μέτωπό του, εκρέει από το κατάντες μέτωπο (σχήμα 3.14). Το φράγμα ευσταθεί, όταν το πάχος του D_L υπερβαίνει το μήκος της δυνατής ενδοφραγματικής ροής. Η συνθήκη ελέγχεται με



Σχήμα 3.14. Κίνδυνος γεωκατάρρευσης από ενδοφραγματική ροή νερού

τον συντελεστή n_{bh} , που είναι ο λόγος του τμήματος D_L του πάχους του φράγματος (από το ύψος, όπου η στάθμη του νερού συναντά το ανάντες πρανές), προς το μήκος L_w της ενδοφραγματικής ροής, η οποία υπολογίζεται με διάφορες γραφοστατικές ή αναλυτικές μεθόδους (βλ. κεφ. 2.2.3.2.2) κατά τα γνωστά:

$$n_{bh} = \frac{D_L}{L} \geq 1,2$$

ΣΥΜΒΟΛΑ ΜΕΡΟΥΣ I

- A : άνωση (t)
- A_d : πλάτος βάσης διάρρου (m)
- α : γωνία κλίσης επιφάνειας ($^\circ$)
- α_e : συντελεστής επιτάχυνσης σεισμού
- α_{eh} : οριζόντιος συντελεστής επιτάχυνσης
- α_w : γωνία του ανάντη φραγματικού μετώπου, που διαβρέχεται από το νερό ($^\circ$)

- B : συνολικό πλάτος φράγματος στα θεμέλιά του (m)
- B_f : οριζόντιο μήκος αρμού ή ρωγμής κατά την έννοια του πάχους της βάσης (m)
- b : οριζόντιο πλάτος επιφάνειας (m)
- b_e : επιτάχυνση σεισμού (m/s^2)
- b_w : οριζόντιο πλάτος επιφάνειας στη βάση του φράγματος, που διαβρέχεται από νερό (m)
- β : κατακόρυφη γωνία κλίσης εδάφους (προσχώσεων) ως προς το οριζόντιο επίπεδο και οριζόντια-επίκεντρη γωνία, που αντιστοιχεί στο πλάτος L καμπύλου φράγματος ($^\circ$)
- β^+ : οριζόντια επίκεντρος γωνία, που αντιστοιχεί σε πλάτος b_w καμπύλου φράγματος ($^\circ$)
- β^{++} : οριζόντια επίκεντρος γωνία, που αντιστοιχεί σε πλάτος A_d καμπύλου φράγματος ($^\circ$)
- C : συντελεστής στο γραφοστατικό υπολογισμό της γεωώθησης
- C_{eh} : συντελεστής οριζόντιας σεισμικής δύναμης
- C_{Lq} : συντελεστής στον προσδιορισμό του επιτρεπτού μήκους διαδρομής νερού σε γεωύλικό
- e : συνοχή γεωυλικού (t/m^2)
- θ : πάχος βάσης φράγματος (m)
- θ_h : πάχος φράγματος στο ύψος πτώσης του νερού (H_h) δηλαδή στην επιφάνεια της κοίτης (m)
- θ_h^c : πάχος φράγματος στο κάτω πέρας της στέψης δηλαδή σε βάθος 0,80 - 1,0 m από την επιφάνειά της (m)
- θ_o : πάχος της στέψης, το οποίο αντιστοιχεί στο βασικό τρίγωνο (m)
- θ_l : μήκος τμήματος του πάχους D στη βάση του φράγματος από το σημείο έναρξης της ενδοφραγματικής ροής (m)

- ΔH : υψομετρική διαφορά στάθμης νερού στα ανάντη και κατόντη του φράγματος (m)
- Δ_n : πάχος σωλήνα ροής (m)
- δ : γωνία απόκλισης της γεωδύναμης E ως προς τη κάθετο στην επιφάνεια. Αντιστοιχεί στη γωνία τριβής τοίχου/υλικών ($^{\circ}$)
- E_a : ενεργός γεωώθηση (kg, t)
- E_{aa} : αναμετακινούμενη γεωώθηση (kg, t)
- e_{aa} : αναμετακινούμενη γεωπίεση (kg/cm, t/m)
- $e_{(a,p,o)}$: γεωπίεση, a: ενεργός, p: παθητική, ο: ήρεμη (kg/cm², t/m²)
- E_e : μέτρο ελαστικότητας (kg/cm²)
- E_h : οριζόντια γεωώθηση (kg, t)
- e_h : οριζόντια γεωπίεση (kg/cm², t/m²)
- E_m : δύναμη κρούσης χειμαρρολάβας στον κορμό του φράγματος (t)
- E'_m : δύναμη κρούσης χειμαρρολάβας στα πτερύγια του φράγματος (t)
- e_m : λαβαπίεση (t/m²)
- E_o : ήρεμη γεωώθηση (kg, t)
- $E_{(o,u)}$: ώθηση γαιών, (o: στα ανάντη, u: στα κατόντη) (kg, t)
- E_p : παθητική γεωώθηση (kg, t)
- e_t : συντελεστής θερμοδιαστολής
- E_v : κατακόρυφη γεωώθηση (t)
- e_v : κατακόρυφη γεωπίεση (kg/cm², t/m²)
- F : επιφάνεια (cm², m²)
- φ : γωνία εσωτερικής τριβής ($^{\circ}$)

- G : βάρος της φραγματικής κατασκευής (t)
- g : επιτάχυνση βαρύτητας (m/s²)
- G_e : σεισμική δύναμη από το βάρος του φράγματος (t)
- G'_e : βάρος "φέτας" εδάφους κατά Fellenius
- $\sigma_{\lambda u e}$: επιτρεπόμενη τάση υλικών (kg/cm²)
- γ_b : ειδ. βάρος σκυροδέματος (t/m³)
- γ_e : φαινόμενο ειδ. βάρος γεωυλικού (kg/cm³, t/m³)
- γ'_e : φαινόμενο ειδ. βάρος γεωυλικού μέσα στο νερό (υπό άνωση), (kg/cm³, t/m³)
- γ_m : φαινόμενο ειδ. βάρος υλικών χειμαρρολάβας (t/m²)
- γ_B : πραγματικό ειδ. βάρος υλικών (kg/cm³, t/m³)
- γ'_B : πραγματικό ειδ. βάρος υλικών μέσα στο νερό (υπό άνωση) (kg/cm³, t/m³)
- γ_{ϵ}'' : φαιν. ειδ. βάρος στερεών υλικών υπό άνωση και ενδόγεια ροή (t/m³)
- $\gamma_{\epsilon p}$: ειδ. βάρος φράγματος (t/m³)
- γ_w : ειδ. βάρος νερού (kg/cm³, t/m³)
- H_A : βάθος διάρρου σε εκχειλιστή (m)
- H'_A : μικρή υπερύψωση ταμιευτήρα στη στέψη λόγω του κυματισμού. Ισχύει κατά κανόνα: $H'_A = h_w/2$.
- H_E : υπόγειο βάθος φράγματος ή βάθος θεμελίωσης (m)
- H : ύψος ενέργειας (m)
- H_E : συνολικό ύψος φράγματος ($H_t = H_s + H_A$)
- h : κατακόρυφο ύψος επιφάνειας (στο νερό ή στο έδαφος, που δέχεται πίεση) (m)
- H_h : υπέργειο ύψος φράγματος από τη στέψη έως την κοίτη (m)
- H_k : οριζόντια συνιστώσα, διατμητική δύναμη (t)
- H_B : συνολικό ύψος φράγματος από τη στέψη μέχρι τα θεμέλια (m)

- h_g^r : υπερύψωση της στέψης στο κατάντες μέτωπο ταμιευτήρα (m)
- h_{si}^r : αρμός του ταμιευτήρα σε ύψος i , στον οποίο αρχίζουν να εμφανίζονται οι τάσεις εφελκυσμού, όταν το φράγμα είναι κενό (m)
- h_u : βάθος νερού στα κατάντη του φράγματος (m)
- H_w : βάθος νερού σε εκχειλιστή ($=H_h + H_A$) (m)
- h_w : ύψος κυματισμού (m)
- h_{zu} : επιτρεπτό ύψος (m)
- i : κλίση γραμμών υπόγειας ροής (%)
- i_k : οριακή κλίση γραμμών υπόγειας ροής για υδραυλική θραύση (%)
- i_v : υφιστάμενη κλίση γραμμών υπόγειας ροής (%)
- J_p : κεκλιμένο βάθος σημείου εφαρμογής δύναμης (απόσταση από τη στάθμη του νερού) (m)
- K : δύναμη (kg, t)
- K_a : συντελεστής ενεργού γεώθησης
- $K_E(K)$: συντελεστής γεώθησης
- K_o : συντελεστής ήρεμης γεώθησης
- K_p : συντελεστής παθητικής γεώθησης
- K_t : δύναμη ώθησης (t)
- K_w : δύναμη αντίστασης σε διάτμηση (t)
- L : πλάτος φράγματος στη στέψη (m)
- L_β : μήκος ταμιευτήρα (km)
- l_e : μήκος (άνοιγμα) "φέτας" κατά τη χορδή του κυκλικού τόξου στη μέθοδο Fellenius (m)
- L_w : μήκος ενδοφραγματικής ροής σε γεώφραγμα (m)
- λ : συντελεστής απομείωσης υδροστατικής πίεσης (%).

- M : ροπή δύναμης (mt)
- m : μάζα (kg, t μάζας)
- M_E : μέτρο παραμόρφωσης βράχου (kg/cm^2)
- m_e : γραμμικό μέγεθος κατά το γραφοστατικό υπολογισμό της γεωπίεσης (m)
- m_n : αριθμός σωλήνων ροής
- M_B : ροπή δύναμης σταθεροποίησης (κατακόρυφης) (mt)
- M_u : ροπή δύναμης ανατροπής (οριζόντιας) (mt)
- N : ορθή δύναμη (t)
- n_A : συντελεστής ασφάλειας για άνωση
- n_b : συντελεστής ασφάλειας κατά πρηνικής κατάρρευσης
- n_{bh} : συντελεστής ασφάλειας κατά ενδοφραγματικής ροής
- n_B : συντελεστής φόρτισης εδάφους
- n_e : γραμμικό μέγεθος κατά το γραφοστατικό υπολογισμό της γεωπίεσης (m)
- n_{eh} : διάρκεια οριζόντιας σεισμικής ταλάντωσης (S)
- n_γ : συντελεστής απομείωσης της υδροστατικής πίεσης στους αρμούς
- n_B : συντελεστής ασφάλειας κατά ολίσθησης
- n_{gt} : συντελεστής ασφάλειας για υδραυλική θραύση γεωυποθέματος
- $n_{\gamma, \sigma, q}$: συντελεστές για την φέρουσα ικανότητα του εδάφους σε ασυμπιεστά εδάφη
- $n_{\gamma, \sigma, q}^*$: συντελεστές για την φέρουσα ικανότητα του εδάφους σε συμπιεστά εδάφη
- n_k : συντελεστής ασφάλειας κατά ανατροπής
- n_o : ιδιοσυχνότητα σώματος (s)

- n_p : συντελεστής ασφάλειας κατά βύθισης
 n_p : πορώδες υλικού πυθμένα (%)
 P : υδροστατική δύναμη (kg ή t)
 p : υδροστατική πίεση (kg/cm^2 , t/m^2)

 P_d : υδροδυναμική δύναμη (t)
 P_E : παγοδύναμη (kg, t)
 $P_{e(h,v)}$: σεισμική δύναμη από το νερό h: οριζόντια, v: κατακόρυφη (t)
 P_F : υδροστατική δύναμη στους αρμούς του φράγματος (t)
 P_f : υδροστατική πίεση στους αρμούς του φράγματος (t/m^2)
 P_h : οριζόντια υδροστατική δύναμη (kg, t)
 F_h : οριζόντια υδροστατική πίεση (kg/cm^2 , t/m^2)
 P_{ho} : οριζόντια υδροστατική δύναμη στα ανάντη διατομής ή κατασκευής (kg, t)
 P_{hu} : οριζόντια υδροστατική δύναμη στα κατόντη διατομής ή κατασκευής (kg, t)
 $P_{(h,v)}^-$: μη πλήρης υδροστατική δύναμη ($P^- = 2P/3$), h=οριζόντια, v: κατακόρυφη (t)
 P_k : υδροστατικό φορτίο, που ασκείται στον φραγματικό τοίχο (t)
 P_p : υδροστατική ποροδύναμη στο εσωτ. του φράγματος (t)
 P_p : υδροστατική ποροπίεση στο εσωτ. του φράγματος (t/m^2)
 P_s : ανοδική υδροστατική δύναμη από υποπίεση (kg, t)
 P_s : υποπίεση (kg/cm^2 , t/m^2)
 $P_{v(o,u)}$: κατακόρυφη υδροστατική δύναμη (ο: στα ανάντη, u: στα κατόντη της κατασκευής, (kg, t)

- P_v : κατακόρυφη υδροστατική πίεση (kg/cm^2 , t/m^2)
 P_w : δύναμη κυματισμού (kg, t)
 P_z : πρόσθετο φορτίο από κατακόρυφη δύναμη σε επιφάνειες με γεωπιέσεις (t)

 q : ειδική παροχή ($\text{m}^3/\text{s m}$)
 Q_v : φέρουσα ικανότητα εδάφους σ' όλο το πλάτος του φράγματος ($\sigma_e \cdot D$) (t)

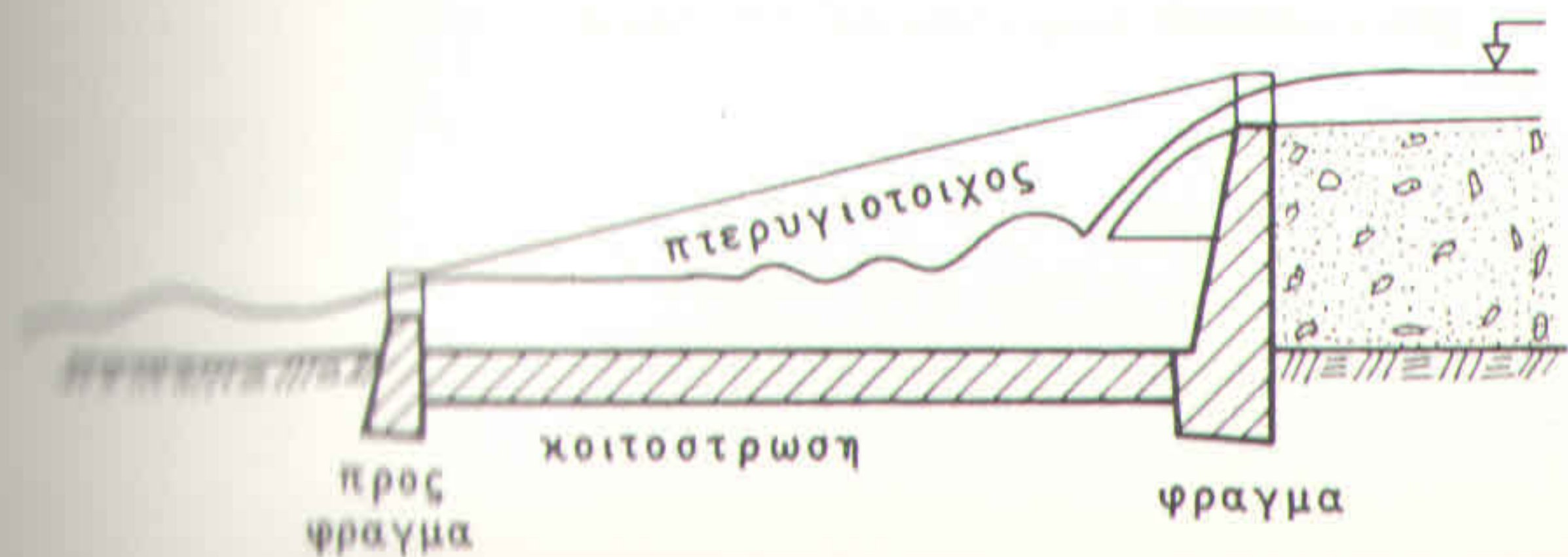
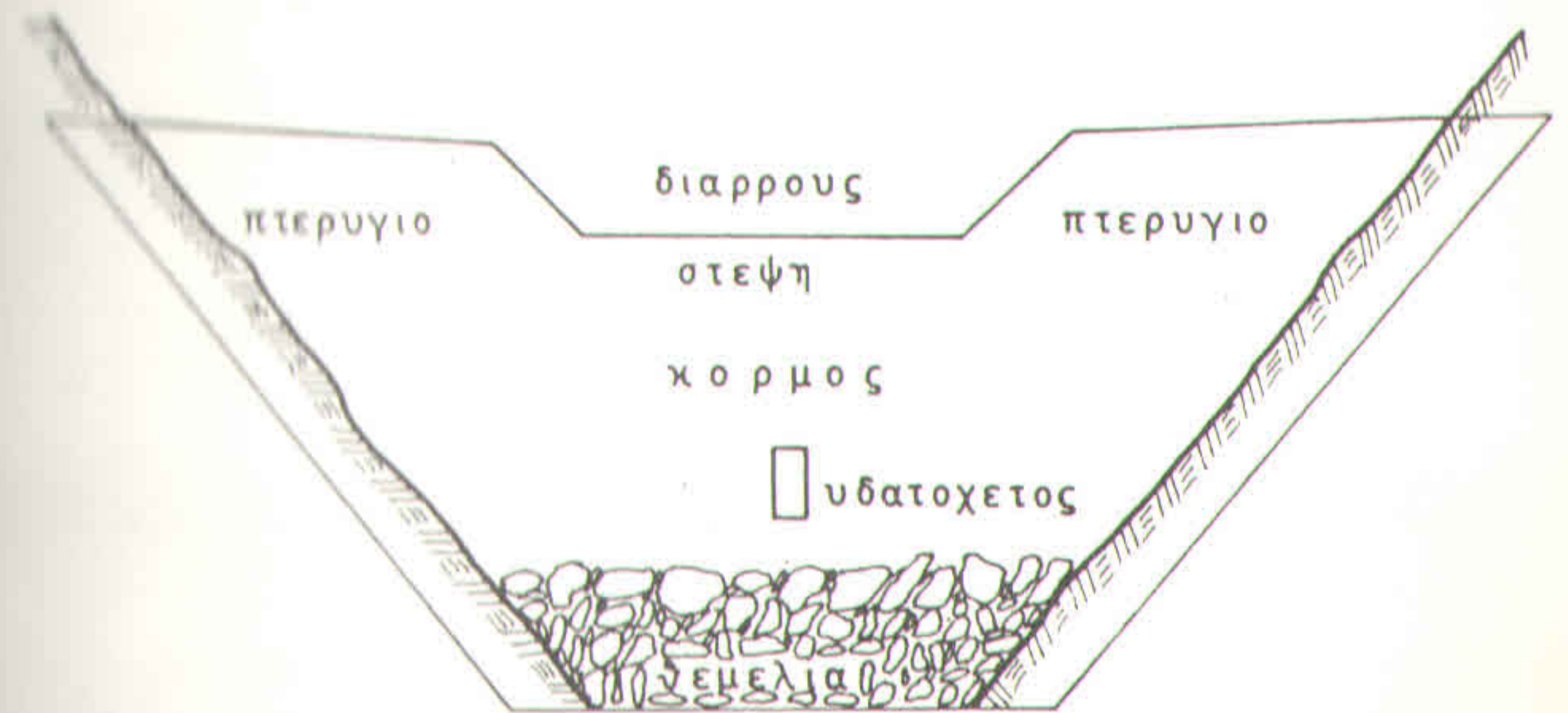
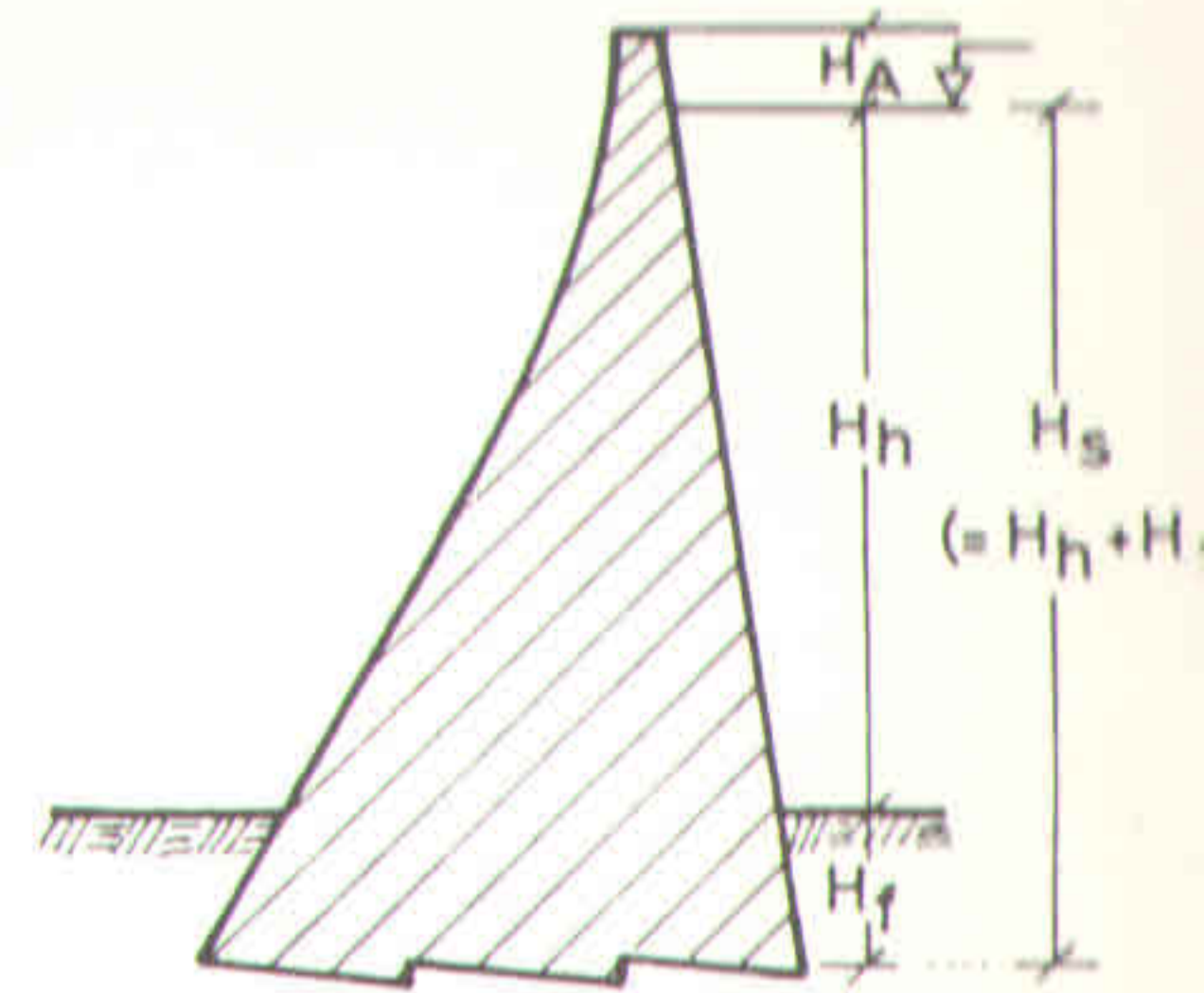
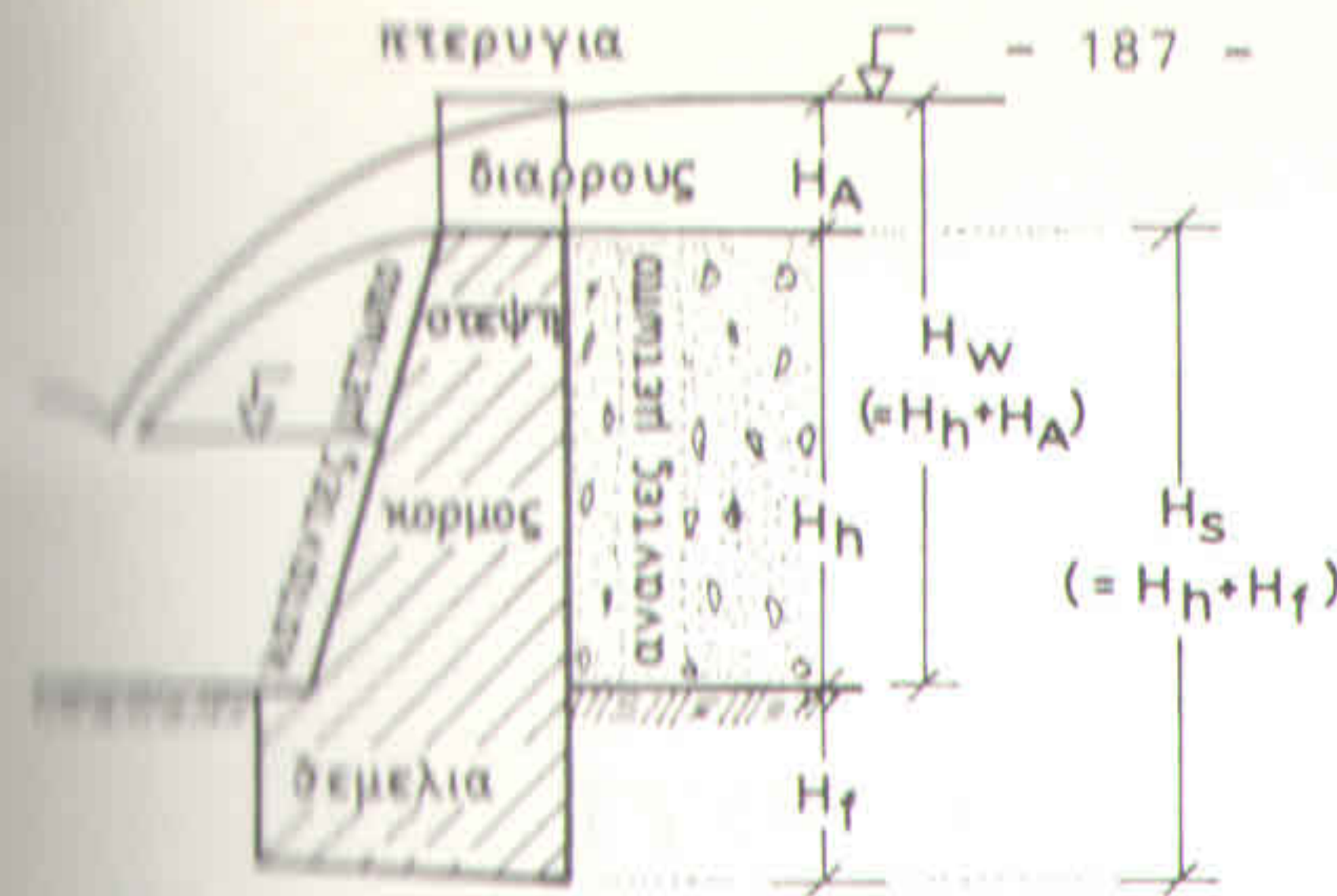
 R : συνισταμένη δυνάμεων (t)
 R_e : ακτίνα καμπυλότητας κύκλου κατά Fellenius (m)
 R_s : ακτίνα καμπυλότητας φράγματος (m)
 R_ϕ : δύναμη τριβής (t)

 β_v : μήκος διαδρομής υπόγειας ροής (m)
 σ : τάση ορθή ή κάθετη (kg/cm^2 , t/m^2)
 σ_e : φέρουσα ικανότητα εδάφους σε ασυμπιέστο έδαφος (t/m^2)
 σ_e' : φέρουσα ικανότητα εδάφους σε συμπιεστό έδαφος (t/m^2)
 ΣH_k : άθροισμα οριζόντιων δυνάμεων (t)
 σ_t : τάση από θερμικές μεταβολές (t/m^2)
 ΣV_k : άθροισμα κατακόρυφων δυνάμεων (t)
 $\sigma_{\mu u}$: επιτρεπόμενη τάση εδάφους (t/m^2)

 T : πλευρική θεμελίωση φράγματος στα πρανή (m)
 τ : τάση εφαπτομενική, διατμητική (kg/cm^2 , t/m^2)

 u : πίεση νερού στους εδαφικούς πόρους (kg/cm^2)

- V : όγκος (m^3)
- W_F : $(E_p + E_\phi)$ συνολική αντίσταση πρανών (t)
- w : περιεκτικότητα σε νερό πορώδους υλικού (%)
- y_p : οριζόντια απόσταση σημείου εφαρμογής δύναμης (m)
- u : ταχύτητα ροής νερού (m/s)
- $u^2/2g$: ύψος ταχύτητας (m)
- u_L : ταχύτητα ανέμου (m/s, kg/h)
- z : κατακόρυφο βάθος από δεδομένο επίπεδο π.χ. από στάθμη νερού ή επιφάνεια εδάφους (m)
- z_p : κατακόρυφο βάθος σημείου εφαρμογής δύναμης από στάθμη νερού (m)
- z_s : κατακόρυφο βάθος κέντρου επιφάνειας από στάθμη νερού (m)
- ϕ : γωνία εσωτερικής τριβής ($^\circ$)



Τα μέρη των φραγμάτων

ΤΥΠΟΙ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΚΑΙ
ΣΥΓΧΡΟΝΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ
ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΟΥΣ

ΜΕΡΟΣ ΙΙ

ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΒΑΡΟΥΣ

Δημητρίου Κ. Κωτούλα

Καθηγητή Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης

ΑΘΗΝΑ 1989

4.3.3.3.1. Σειρά υπολογισμών.....	31
4.3.3.3.2. Φράγμα κενό.....	31
4.3.3.3.3. Φράγμα πλήρες.....	34
4.4. Τα φράγματα βάρους ως εκχειλιστές.....	41
4.4.1. Προϋποθέσεις ίδρυσης.....	41
4.4.2. Δυνάμεις, που δρουν στους εκχειλιστές.....	43
4.4.3. Εκχειλιστές βάρους από σκυρόδεμα χωρίς οπλισμό (ή λιθόδεμα) και από λιθοδομή με κονίαμα.....	46
4.4.3.1. Οι διαστάσεις και η μορφή της διατομής στη βιβλιογραφία.....	46
4.4.3.1.1. Γενικότητες.....	46
4.4.3.1.2. Το πάχος της στέψης.....	47
4.4.3.1.3. Η κλίση του κατάντη μετώπου.....	48
4.4.3.1.4. Η κλίση του ανάντη μετώπου..	50
4.4.3.1.5. Το μήκος του ρύγχους (γείσου) του φράγματος.....	50
4.4.3.1.6. Το πάχος της βάσης του φράγματος.....	51
4.4.3.1.7. Η μορφοποίηση της διατομής του φράγματος.....	60
4.4.3.1.8. Εφαρμογή της διαστασιολό- γησης.....	61
4.4.3.1.9. Η μορφή της φραγματικής δια- τομής και οι σύγχρονες τάσεις.....	62
4.4.3.2. Η μορφή της φραγματικής διατομής χωρίς οπλισμό και το βασικό τρίγωνο, νέες προτάσεις.....	64

4.4.3.2.1. Η φραγματική διατομή βάρους χωρίς οπλισμό και χωρίς την παραδοχή τάσεων εφελκυσμού (διατομή του βασικού τριγώνου).....	65
4.4.3.2.2. Η φραγματική διατομή βάρους με την παραδοχή αναλήψιμων τάσεων εφελκυσμού.....	74
4.4.3.3. Η μορφοποίηση της διατομής χωρίς οπλισμό στους εκχειλιστές βάρους.....	80
4.4.3.3.1. Γενική μορφοποίηση της δια- τομής, συνέπειες.....	80
4.4.3.3.2. Ειδική μορφοποίηση της δια- τομής σε φράγματα κατά χειμαρρολάβας.....	83
4.4.3.4. Η διαστασιολόγηση της διατομής στους εκχειλιστές βάρους χωρίς οπλισμό.....	87
4.4.3.4.1. Τρόποι διαστασιολόγησης.....	87
4.4.3.4.2. Διαστασιολόγηση τύπου Α.....	88
4.4.3.4.3. Διαστασιολόγηση τύπου Β.....	92
4.4.3.4.4. Διαστασιολόγηση τύπου Γ.....	93
4.4.3.4.5. Διαστασιολόγηση τύπου Δ.....	95
4.4.3.5. Έλεγχος της ευστάθειας στους εκχειλιστές βάρους χωρίς οπλισμό..	96
4.4.3.5.1. Έλεγχος σε φράγματα βάρους χωρίς τάσεις εφελκυσμού.....	96
4.4.3.5.2. Έλεγχος σε φράγματα βάρους κατά χειμαρρολάβας.....	99
4.4.3.5.3. Έλεγχος σε φράγματα βάρους με τάσεις εφελκυσμού.....	99

4.4.4. Οπλισμένοι εκχειλιστές βάρους από σκυρόδεμα με ύψος $H_S > 5,0$ m.....	100
4.4.4.1. Γενικά για τον οπλισμό.....	100
4.4.4.2. Υπολογισμός του οπλισμού στον κορμό του φράγματος βάρους.....	101
4.4.4.3. Υπολογισμός του οπλισμού στο γείσο.....	108
4.4.4.4. Μορφοποίηση και διαστασιολόγηση της διατομής στους εκχειλιστές βάρους με οπλισμό.....	114
4.4.4.5. Έλεγχος της ευστάθειας στους εκχειλιστές βάρους με οπλισμό...	120
4.4.5. Εκχειλιστές βάρους από συρματόπλεκτα κιβώτια και από ξηρολιθιά.....	120
4.4.5.1. Ορισμοί, εφαρμογές.....	120
4.4.5.2. Οπροσδιορισμός της διατομής στη βιβλιογραφία.....	122
4.4.5.3. Διαστασιολόγηση των φραγμάτων και μορφοποίηση της διατομής.....	124
4.4.5.4. Ο έλεγχος της ευστάθειας.....	126
4.4.6. Εκχειλιστές βάρους από προκατασκευασμένα υλικά.....	126
4.4.7. Εφαρμογή: Υπολογισμός εκχειλιστή βάρους από σκυρόδεμα, από λιθοδομή και από συρματόπλεκτα κιβώτια.....	127
4.4.7.1. Δεδομένα προβλήματος.....	127
4.4.7.2. Προσδιορισμός των διαστάσεων και της μορφής της διατομής.....	128
4.4.7.2.1. Υπολογισμός της διατομής χωρίς άνωση και οπλισμό.....	128
4.4.7.2.2. Υπολογισμός της διατομής με άνωση και χωρίς οπλισμό.....	130

4.4.7.2.3. Υπολογισμός της διατομής με οπλισμό και χωρίς άνωση.....	132
4.4.7.2.4. Υπολογισμός της διατομής για χειμαρρολάβα.....	135
4.4.7.2.5. Υπολογισμός του πάχους των πτερυγίων κατά χειμαρρολάβας σε φράγμα χωρίς άνωση και οπλισμό.....	137
4.4.7.2.6. Υπολογισμός της διατομής στο φράγμα από συρματόπλεκτα κιβώτια.....	138
4.4.7.2.7. Υπολογισμός της λιθοδομής της διατομής με παραδοχή τάσεων εφελκυσμού.....	139
4.4.7.3. Έλεγχος της ευστάθειας των φραγμάτων.....	141
4.4.7.3.1. Ευστάθεια του μεγάλου φράγματος χωρίς οπλισμό και άνωση (περίπτωση διαστάσεων 4.4.7.2.1.) για φράγμα πλήρες νερού (σχήμα 4.37).....	141
4.4.7.3.2. Ευστάθεια του φράγματος κατά χειμαρρολάβας (περίπτωση διαστάσεων 4.4.7.2.4., σχήμα 4.39).....	146
4.4.7.3.3. Ευστάθεια του φράγματος με οπλισμό και χωρίς άνωση (περίπτωση διαστάσεων 4.4.7.2.3., σχήμα 4.41).....	150
4.4.7.3.4. Ευστάθεια του φράγματος με	

παραδοχή τάσεων εφελκυσμού (περίπτωση διαστάσεων 4.4. 7.2.7., σχήμα 4.43).....	158
Σύμβολα.....	162

Τα φράγματα βάρους ως ταμιευτήρες και ως εκχειλιστές

4.1. ΟΡΙΣΜΟΙ, ΕΙΔΗ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΒΑΡΟΥΣ, ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ

Ως φράγματα βάρους ή βαρύτητας χαρακτηρίζονται οι φραγματικές κατασκευές, οι οποίες ανθίστανται με το βάρος τους στις πιέσεις, που δέχονται από τον περιβάλλοντα χώρο (νερό, γαίες κλπ.).

Η μορφή τους σε κάτοψη είναι ευθύγραμμη. Όπου όμως οι τοπικές συνθήκες ή ο επιδιωκόμενος σκοπός το επιβάλλουν, κατασκευάζονται με τεθλασμένη ή και καμπύλη μορφή. Συχνά στα ευθύγραμμα φράγματα βάρους δίνεται μια μικρή καμπυλότητα - βέλος = 1:15 της χορδής ιδίως σε μεγάλα υψόμετρα με έντονες μεταβολές θερμοκρασίας, ώστε να διευκολύνεται η εξουδετέρωση των αναπτυσσόμενων τάσεων από τις θερμοκρασιακές συστολιστολές.

Τα φράγματα βάρους αποτελούν το σπουδαιότερο μέσο για την ίδρυση ταμιευτήρων και εκχειλιστών, επειδή μπορούν να κατασκευάζονται σε κάθε κοίτη, σε αντίθεση με τις λοιπές, συμπαγείς κατασκευές (φράγματα - αντιρρίδες, καμπύλα, δοκοί κλπ.), που απαιτούν ειδικές προϋποθέσεις, όπως στενές ή βραχώδεις διατομές κλπ.

Στο παρελθόν η κατασκευή των φραγμάτων βάρους, ιδίως των μεγάλων, γινόταν από λιθοδομή με κονίαμα. Σήμερα όμως αυτά κατασκευάζονται σχεδόν αποκλειστικά από σκυρόδεμα ή, σπανιότερα, από λιθόδεμα, ιδίως στη χώρα μας. Οι μικρότεροι δε εκχειλιστές ($H_g < 4,0$ m), οι οποίοι παλαιότερα κατασκευαζόταν συχνά από ξηρολιθο-

δομή, σήμερα ιδρύονται πλέον με τη βοήθεια κατάλληλων πλαισίων (π.χ. από συρματοπλεκτα, ξύλινα, μεταλλικά ή προκατασκευασμένα κιβώτια), τα οποία πληρούνται με υλικά των κοιτών. Τέτοιες κατασκευές πλεονεκτούν από άποψη ταχύτητας στην κατασκευή και στατικής ευελιξίας σε σχέση με τις συμπαγείς κατασκευαστές από λιθοδομή ή σκυρόδεμα - χωρίς όμως και να συμπεριφέρονται ως χαλαρές - πράγμα, που τις επιτρέπει να προσαρμόζονται καλύτερα σε τυχόν μεταβολές του χώρου ίδρυσής τους. Μειονεκτούν όμως από άποψη αντοχής σε θλίψη, εφελκυσμό και διάτμηση και εμφανίζουν περιορισμένη διάρκεια ζωής. Πρόσφατα αρχίζει να χρησιμοποιείται επίσης και η προένταση στην κατασκευή των χαμηλών φραγμάτων βάρους, η οποία οδηγεί σε σημαντική μείωση των διαστάσεών τους, είναι όμως δαπανηρή.

Για την ίδρυση ταμιευτήρων προτιμάται κατά τα τελευταία χρόνια η κατασκευή γεωφραγμάτων αντί των φραγμάτων βάρους, επειδή αυτά θεωρούνται ως λιγότερο δαπανηρά, η δε κατασκευή τους διευκολύνεται πολύ από την χρήση σύγχρονων μηχανικών μέσων. Οι εκχειλιστές όμως εξακολουθούν να ιδρύονται ως συμπαγή φράγματα βάρους. Τα γεωφράγματα αντεδεικνύονται για τη κατασκευή τους, επειδή λόγω της υπερχειλίσης κινδυνεύουν από διάβρωση ο διάρρους και το κατάντες πρανές, οι δε προστατευτικές επενδύσεις των φραγματικών επιφανειών, που κατασκευάζονται στη περιοχή ροής του νερού, καταστρέφονται γρήγορα και εύκολα. Σε ευρείες κοίτες χειμαρρικών ρευμάτων κατασκευάζονται συχνά μικτά φράγματα, δηλαδή γίνεται συνδυασμός γεωφραγμάτων, τα οποία σχηματίζουν τα πλευρικά μέρη της κατασκευής και φραγμάτων βάρους, τα οποία αποτελούν το κεντρικό τμήμα, που υπερπηδάται από το

νερό.

Στη συνέχεια γίνεται αναφορά στα φράγματα βάρους από σκυρόδεμα και λιθόδεμα, από λιθοδομή και ξηρολιθοδομή και από συρματοπλεκτα κιβώτια. Θα πρέπει να σημειωθεί πάντως, ότι το λιθόδεμα καλό είναι να αποφεύγεται ιδίως στις μεγαλύτερες κατασκευές, επειδή δημιουργεί στο εσωτερικό του φράγματος μη ελεγχόμενη ανομοιογένεια στη κατανομή των τάσεων γενικά και ιδίως, σ'ότι αφορά τις τάσεις της θλίψης και του εφελκυσμού. Σε φράγματα δε με παραδοχή τάσεων εφελκυσμού συνιστάται να μην γίνεται χρήση λιθοδέματος.

4.2. ΤΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΒΑΡΟΥΣ

4.2.1. ΤΟ ΒΑΣΙΚΟ ΤΡΙΓΩΝΟ ΤΗΣ ΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

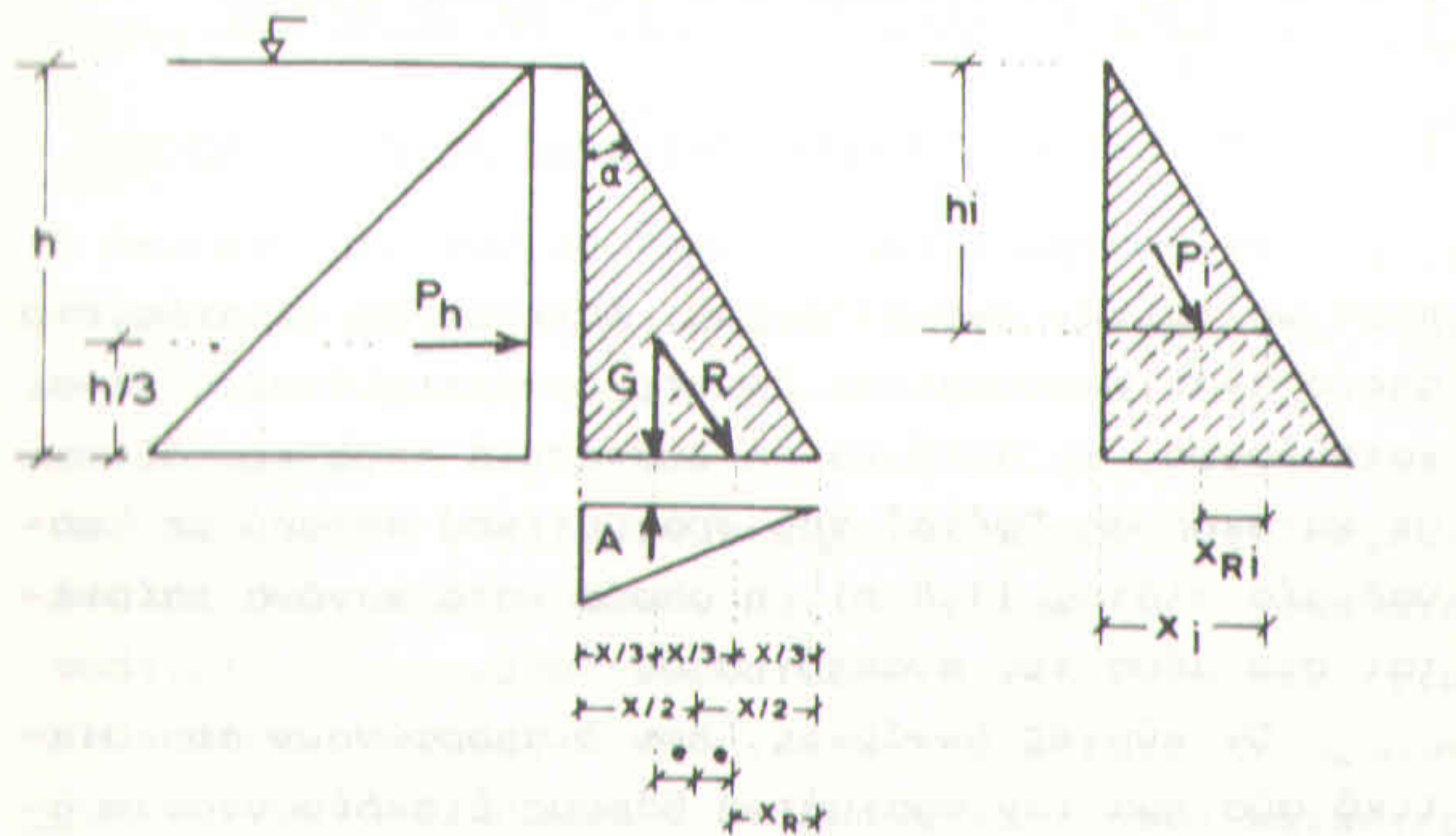
Τα φράγματα βάρους λειτουργούν από στατική άποψη ως τοίχοι αντιστήριξης. Συνεπώς το επίπεδο, στο οποίο αναπτύσσονται οι δρώσες δυνάμεις τους, είναι κατακόρυφο, γι' αυτό και η ευστάθειά τους εξετάζεται σε κατακόρυφη "φέτα" του φραγματικού κορμού με μοναδιαίο πλάτος (1,0 m), η οποία κατά κανόνα παίρνεται στο μέσο του αναπτύγματός τους.

Οι κύριες δυνάμεις, που διαμορφώνουν το στατικό σύστημα των φραγμάτων βάρους διακρίνονται σε οριζόντιες, που ωθούν την κατασκευή και σε κατακόρυφες, που αντιστέκονται κατά της ώθησης, όταν κατευθύνονται προς τα κάτω ή που συντελούν στην ώθησή της όταν είναι ανοδικές.

Οι οριζόντιες ουνάμεις αποτελούνται από την οριζόντια υδροστατική δύναμη P_H ή από αυτή και την οριζόντια ώθηση γαιών E_H (στην περίπτωση προσχωμένων φραγμάτων), ενώ οι κατακόρυφες καθορίζονται κυρίως από το βάρος G της κατασκευής και από την ενδεχόμενη υποπίεση P_B (η άνωση A), που δέχε-

ται αυτή. Στους προσχωμένους εκχειλιστές η τελική δύναμη από νερά και γαίες, που ωθεί τη κατασκευή, ισούται με την πλήρη υδροστατική δύναμη P_h , η οποία και πρέπει να παίρνεται υπόψη κατά τον έλεγχο της ευστάθειας.

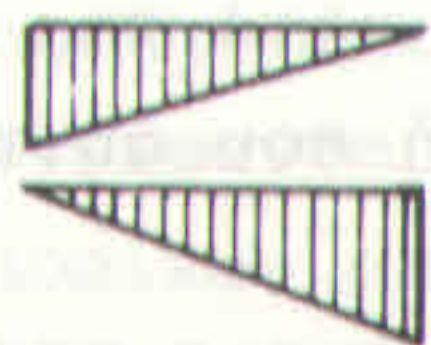
Η τριγωνική κατανομή της υδροστατικής πίεσης P_h στη διαβρεχόμενη φραγματική επιφάνεια επιβάλλει μια αντίστοιχη τριγωνική διαμόρφωση στη διατομή του φράγματος (προϋπόθεση: το φραγματικό υλικό δομής είναι ομοιογενές) με κατακόρυφο άναντες, η οποία χαρακτηρίζεται ως βασικό τρίγωνο της φραγματικής διατομής ή φραγματικό τρίγωνο (σχήμα 4.1.). Στο τρίγωνο αυτό η



Κατανομή πιεσεων σε φράγμα:

α. κενό

β. πλήρες



Σχήμα 4.1. Το βασικό τρίγωνο της φραγματικής διατομής και η διαμόρφωση των τάσεων

P_h και η G έχουν το κέντρο βάρους τους στο ίδιο ύψος ($h/3$) από το βασικό επίπεδο. Οι δυνάμεις G και A έχουν την ίδια διεύθυνση, αλλά διαφορετική φορά, συνεπώς δρούν πάντοτε ως $G-A$.

Για να ισορροπεί το σύστημα των δυνάμεων πρέπει να πληρούνται οι συνθήκες ευστάθειας (βλ. Μέρος I, κεφ. 3.3.2).

Οι βασικές συνθήκες της μη ανατροπής της κατασκευής και της μη ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων στο εσωτερικό της διατομής της πληρούνται - προϋπόθεση: γραμμική κατανομή των πιέσεων - όταν η συνισταμένη R όλων των δυνάμεων διέρχεται από το μεσαίο τρίτο της βάσης, δηλ. από τον πυρήνα της (σχήμα 4.1) ως εξής:

- για κενό φραγμάτων (δρώσες δυνάμεις: μονο G, A) από το εσωτερικό άκρο του μέσου τρίτου της βάσης
- για πλήρες φράγμα (δρώσες δυνάμεις: P_h, G, A) από το εξωτερικό άκρο του μέσου τρίτου της βάσης, οπότε δημιουργούνται μεν ορθές τάσεις θλίψης με τριγωνική κατανομή, όχι όμως και τάσεις εφελκυσμού.

Για να μην αναπτύσσονται τάσεις εφελκυσμού στη περίπτωση του πλήρους φράγματος, πρέπει η ροπή ανατροπής, που προκαλείται από την P_h ως προς το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης R , να εξισώνεται με τη ροπή σταθεροποίησης από τη διαφορά $G-A$, οπότε σύμφωνα με τις παρακάτω δυνάμεις και ροπές (σχήμα 4.1):

Δυνάμεις:

Μοχλοβραχίονες:

Ροπές:

$$P_h = \frac{h^2}{2} \cdot \gamma_w$$

$$l_{Ph} = \frac{h}{3}$$

$$P_h \cdot l_{Ph}$$

$$G = \frac{x \cdot h}{2} \cdot \gamma_b$$

$$l_G = \frac{x}{3}$$

$$G \cdot l_G$$

$$A = \frac{\lambda \cdot h \cdot x}{2} \cdot \gamma_w \quad l_A = \frac{x}{3} \quad A \cdot l_A$$

προκύπτουν τα εξής:

$$P_h \cdot l_{Ph} + A \cdot l_A = G \cdot l_G$$

$$\frac{h^2}{2} \cdot \gamma_w \cdot \frac{h}{3} + \frac{\lambda \cdot h \cdot x}{2} \cdot \gamma_w \cdot \frac{x}{3} = \frac{x \cdot h}{2} \cdot \gamma_b \cdot \frac{x}{3}$$

$$h^2 \cdot \gamma_w + \lambda \cdot x^2 \cdot \gamma_w = x^2 \cdot \gamma_b \quad \text{και} \quad x^2 \cdot \gamma_b - \lambda \cdot x^2 \cdot \gamma_w = h^2 \cdot \gamma_w$$

άρα

$$x = h \cdot \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \lambda \cdot \gamma_w}}$$

Συνοπώς ισχύει:

$$\frac{x}{h} = \text{εφα} = \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \lambda \cdot \gamma_w}} = \sqrt{\frac{1}{\gamma_b - \lambda}} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}}$$

ή, εάν δεν ληφθεί υπόψη η άνωση A:

$$\frac{x}{h} = \text{εφα} = \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b}} = \sqrt{\frac{1}{\gamma_b}} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}}$$

όπου γ_w : ειδ. βάρος νερού ($\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$)

γ_b : ειδ. βάρος τοιχοποιίας (t/m^3)

λ : συντελεστής απομείωσης

x : πάχος βάσης του βασικού τριγώνου (m)

h : ύψος επιφάνειας τριγώνου υπό το νερό (m),

4.2.2. ΟΡΘΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΦΡΑΓΜΑΤΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Οι ορθές τάσεις (σ_v), που αναπτύσσονται στο άνω και στο κάτω άκρο της βάσης του φραγματικού τριγώνου ή και οποιουδήποτε αρμού του (σχήμα 4.1.), παρέχονται από την εξίσωση του Navier ως εξής:

$$\sigma_{vi} = \frac{N_i}{x_i} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_i}{x_i}\right) \quad (\text{t/m}^2)$$

όπου σ_{vi} : ορθή τάση στο άνω ή στο κάτω άκρο του αρμού (i) ή της βάσης του φραγματικού τριγώνου (t/m^2)

N_i : η κατακόρυφη συνιστώσα της συνισταμένης R_i στον αρμό (i) ή της R στη βάση του τριγώνου. Για κατακόρυφο άνω μέτωπο ισχύει: $N = G-A$ (t)

e_i : εκκεντρότητα, δηλ. απόσταση της συνισταμένης R_i ή R από το μέσο της αντίστοιχης βάσης του τριγώνου (m)

x_i : η βάση του φραγματικού τριγώνου (m).

Η μέγιστη θλιπτική τάση, που δημιουργεί ο φραγματικός τοίχος στην επιφάνεια του εδάφους θεμελίωσης, όταν $e > x_i/6$, οπότε αναπτύσσεται στο έδαφος αδρανής περιοχή (στη θέση της ζώνης εφελκυσμού βλ. και σελ. 78) υπολογίζεται από τη σχέση (Πενέλης, 1973):

$$\max \sigma_v = \frac{4}{3} \cdot \frac{N}{D-2e}$$

Εάν αντί της εκκεντρότητας e ληφθεί η απόσταση X_R του σημείου εφαρμογής της συνισταμένης R από το κάτω άκρο του φράγματος, τότε η εξίσωση του Navier παίρνει τη μορφή:

- για το κάτω άκρο της διατομής (μέγιστη τιμή):

$$\sigma_{vi} = \frac{2N_i}{x_i} \cdot \left(2 - \frac{3 \cdot X_{Ri}}{x_i}\right)$$

- για το άνω άκρο της (ελάχιστη τιμή):

$$\sigma_{vi} = \frac{2N_i}{x_i} \cdot \left(\frac{3X_{Ri}}{x_i} - 1\right)$$

Στη περίπτωση, που η δεξαμενή του φράγματος είναι πλήρως νερού, οπότε $N_i = G_i - A_i$ και $e = x/6$, ισχύουν τα εξής:

Μέτωπο:	με άνωση A:	χωρίς άνωση A:
- άναντες	$\sigma_{vio} = 0$	$\sigma_{vio} = 0$
- κάτωτες	$\sigma_{viu} = h_i \cdot (\gamma_b - \lambda \cdot \gamma_w)$	$\sigma_{viu} = h_i \cdot \gamma_b$

όπου h_i η απόσταση μιας οριζόντιας διατομής (i) του φράγματος από την κορυφή του τριγώνου, (σχήμα 4.1). Όταν η δεξαμενή είναι κενή, οπότε $N_i = G_i$ και $e = x/6$, ισχύει:

$$\sigma_{vio} = \gamma_b \cdot h_i$$

$$\sigma_{viu} = 0$$

Συνεπώς, για να μη βυθίζεται το φράγμα και να μη συνθλίβονται τα κατώτερα μέρη του από τα ανώτερα (3η συνθήκη ευστάθειας), πρέπει η ορθή θλιπτική τάση σ_v , που δημιουργείται στους αρμούς της κατασκευής καθώς και μεταξύ φράγματος και θεμελίων, να είναι ως προς την επιτρεπόμενη τάση σ_{zu} :

$$\sigma_{vi(o,u)} \leq \sigma_{zu}$$

ή, εάν η αναφορά γίνει στη βάση της κατασκευής και για πλήρες φράγμα:

$$\sigma_{vu} = h \cdot (\gamma_b - \lambda \cdot \gamma_w) \leq \sigma_{zu} \quad (\text{με άνωση})$$

ή

$$\sigma_{vu} = h \cdot \gamma_b \leq \sigma_{zu} \quad (\text{χωρίς άνωση})$$

Εξετάζοντας τη δεύτερη και δυσμενέστερη περίπτωση (χωρίς άνωση) έχουμε:

$$h_{zu} = \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b}$$

Εφόσον δε ο συντελεστής ασφαλείας κατά της βύθισης είναι $n_p = 1,2$ (βλ. Κεφ. 3.3.2), προκύπτει, ότι ισχύει:

$$h_{zu} = 0,84 \cdot \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b}$$

Άρα το επιτρεπτό ύψος μιας φραγματικής κατασκευής προσδιορίζεται από την αντοχή σε θλίψη του εδάφους $\sigma_{zu,e}$ και από εκείνη του υλικού δομής $\sigma_{zu,b}$. Για $\sigma_{zu,e} = 80 \div 85 \text{ t/m}^2$, που αποτελεί τη μέση τιμή σε συνήθη βράχο και για ειδικό βάρος σκυροδέματος $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$, προκύπτει, ότι, το μέσο επιτρεπόμενο ύψος των φραγματικών κατασκευών h_{zu} δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή:

$$h_{zu} = 0,84 \cdot \frac{85}{2,4} = 29,75 \approx 30,0 \text{ m}$$

Σε περίπτωση, που το συνολικό ύψος του φράγματος υπερβαίνει τα 30 m, η βάση του φραγματικού τριγώνου πρέπει να διευρύνεται πέρα από το πάχος της, που καθορίζεται από τη σχέση:

$$x = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot h \quad \text{ή} \quad x = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot h$$

κατά μέγεθος, το οποίο προσδιορίζεται από τη διαφορά $\sigma_{vu} - \sigma_{zu}$, ώστε να ισχύει πάντοτε $\sigma_{vu} \leq \sigma_{zu}$. Ειδικότερα για σκυρόδεμα B160 ($\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3, \sigma_{zu} = 400 \text{ t/m}^2$)

και για λιθοδομή με κονίαμα ($\gamma_b = 2,2 \text{ t/m}^3, \sigma_{zu} = 120 \text{ t/m}^2$) προκύπτουν τα ακόλουθα επιτρεπτά ύψη φραγμα-
τικών κατασκευών:

Για σκυρόδεμα:

$$h_{zu} = 0,84 \cdot \frac{400}{2,4} = 140 \text{ m}$$

Για λιθοδομή:

$$h_{zu} = 0,84 \cdot \frac{120}{2,2} = 45 \text{ m}$$

πέρα από τα οποία το υλικό κατασκευής δεν αντέχει στις θλιπτικές τάσεις, που προκαλούνται από τα υπερκείμενα στρώματα.

Συνεπώς το επιτρεπτό ύψος μιας φραγματικής κατασκευής, το οποίο προσδιορίζεται κυρίως από την αντοχή του φυσικού γεωυποθέματος (στη συνέχεια από εκείνη του υλικού δομής) ανέρχεται σε $h_{zu} = 30 \text{ m}$. Αυτό αντιστοιχεί στο όριο των χαμηλών φραγμάτων, που μας ενδιαφέρουν εδώ. Σε φράγματα με ύψος μεγαλύτερο των 30 m πρέπει να παίρνονται οπωσδήποτε μέτρα για τον περιορισμό των θλιπτικών τάσεων στα επιτρεπτά όρια, που δέχεται το έδαφος, ενώ σε φράγματα με ύψος μεγαλύτερο των 45 m για λιθοδομή και των 56 m για σκυρόδεμα πρέπει να παίρνονται μέτρα για τον περιορισμό και των εσωτερικών, ορθών, θλιπτικών τάσεων κάτω από το επιτρεπτό όριο αντοχής των υλικών δομής τους.

4.2.3. ΟΙ ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΚΑΙ Η ΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

Οι ορθές τάσεις σ_v , που αναπτύσσονται στη βάση των φραγμάτων, δεν αποτελούν και τις μέγιστες τάσεις, που μπορούν να αναπτυχθούν στο φραγματικό σώμα. Σύμφωνα με τη θεωρία της αντοχής των υλικών η μέγιστη, δυνατή, ορθή τάση σ_1 γνωστή ως "κύρια τά-

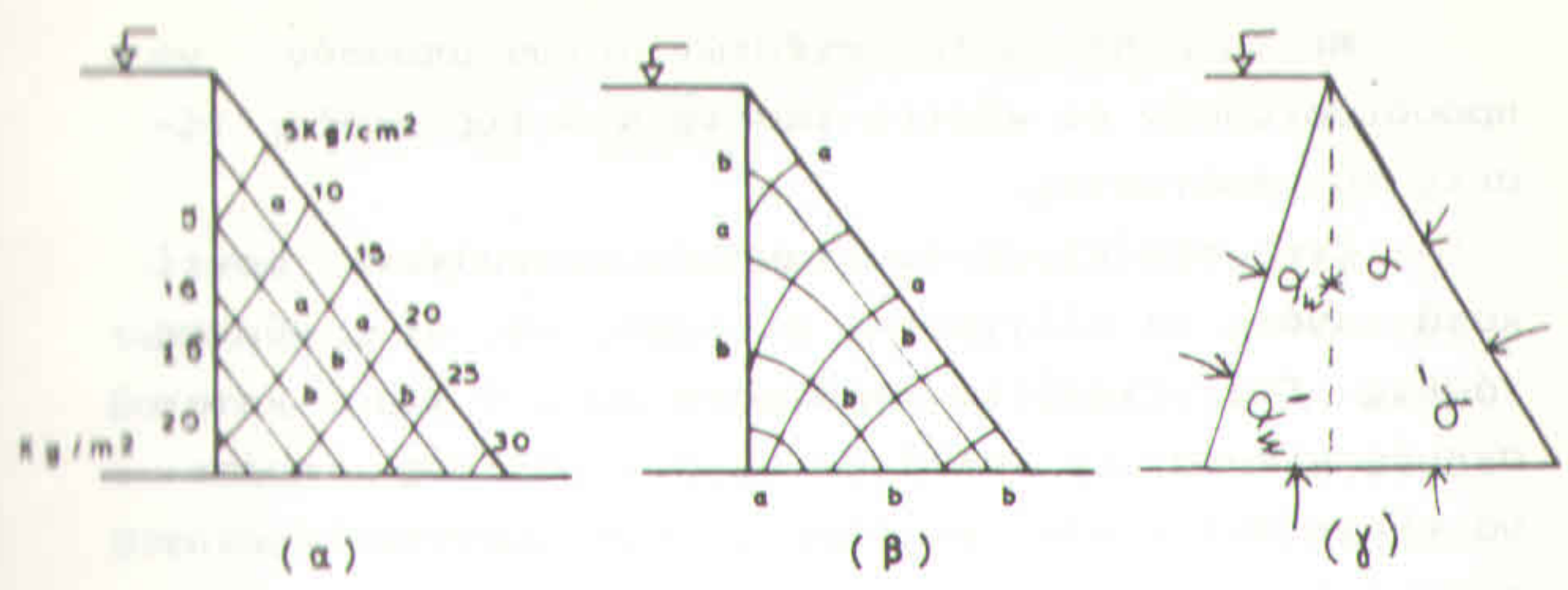
ση", αναπτύσσεται κατά τις "κύριες" κατευθύνσεις, οι οποίες στο βασικό τρίγωνο του φράγματος είναι το άνω και το κάτω μέτωπό του. Επειδή δε στο τρίγωνο αυτό το άνω μέτωπο είναι κατακόρυφο, συνεπώς κάθετο προς τη βάση, ταυτίζεται η σ_1 με την σ_v δηλαδή ισχύει $\sigma_1 = \sigma_v$. Άρα στο βασικό τρίγωνο κύρια τάση αναπτύσσεται μόνο στο κάτω μέτωπο. Εκτός αυτών αναπτύσσεται επίσης και μια οριζόντια διατμητική τάση τ_{vh} . Τα μεγέθη όλων των τάσεων αυτών, ε'ότι αφορά το βασικό τρίγωνο, δίνονται στον επόμενο πίνακα 4.1.

Για την καλύτερη παρουσίαση της κατανομής των τάσεων στο σώμα του φράγματος ενώνονται τα σημεία με την ίδια τάση τόσο για πλήρες, όσο και για κενό φράγμα, οπότε προκύπτει το διάγραμμα των ιστοστατικών γραμμών (σχήμα 4.2α). Επίσης ενώνονται τα σημεία με την αυτή κύρια κατεύθυνση για τη μέγιστη, όσο και την ελάχιστη κύρια τάση, οπότε προκύπτει το διάγραμμα των κατευθύνσεων των τάσεων (σχήμα 4.2β).

Εάν το άνω μέτωπο της φραγματικής διατομής διαμορφώνεται κεκλιμένο προς τα άνω κατά γωνία α_w ως προς την κατακόρυφη και κατά γωνία α'_w ως προς την οριζόντια, το δε κάτω μέτωπο κλίνει αντίστοιχα προς τα κάτω κατά γωνία α , και α' (σχ. 4.25) τότε το μέγεθος των κύριων τάσεων, που αναπτύσσονται κοντά στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής (άνω και κάτω μέτωπο) δίνεται - σε συνάρτηση με τις ορθές τάσεις - από τις επόμενες σχέσεις:

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 4.1
 Τάσεις, που αναπτύσσονται στο βασικό τρίγωνο των
 φραγμάτων

Τάσεις	φράγμα πλήρες νερού		φράγμα κενό νερού	
	άναντες μέτωπο (με νερό) p = γ _w · h	κάταντες μέτωπο (χωρίς νερό) p = 0	άναντες μέτωπο (με νερό) p = 0	κάταντες μέτωπο (χωρίς νερό) p = 0
Ορθή τάση σ _y	0	h · (γ _b - λ · γ _w)	γ _b · h	0
Οριζόντια τάση σ _h	γ _w · h	γ _w · h	0	0
Κύρια τάση σ ₁	γ _w · h	$h \cdot \frac{\gamma_b + \gamma_w \cdot (1 - \lambda)}{2}$	γ _b · h	0
Διατμητική τάση τ _{yh}	0	$h \cdot \frac{\gamma_w (\gamma_b - \lambda \cdot \gamma_w)}{2}$	0	0
Μέγιστη διατμητική τάση τ _{yh,max}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h$	$\frac{h}{2} \cdot \frac{\gamma_b + \gamma_w \cdot (1 - \lambda)}{2}$	$\frac{\gamma_b}{2} \cdot h$	0



Σχήμα 4.2. Διάγραμμα ισοστατικών γραμμών (α) και διάγραμμα κατευθύνσεων των τάσεων (β). Γωνίες που σχηματίζουν τα φραγματικά μέτωπα (γ).

α) φράγμα πλήρες νερού:

= κάταντες μέτωπο (πλευρά αέρα): $\sigma_{1,u} = \frac{\sigma_{vu}}{\eta \mu^2 a'}$

= άναντες μέτωπο (πλευρά νερού): $\sigma_{1,0} = \frac{\sigma_{vo}}{\eta \mu^2 a'_w} - p \cdot \sigma \phi^2 a'_w$

β) φράγμα κενό νερού:

= κάταντες μέτωπο (πλευρά αέρα): $\sigma_{1,u} = \frac{\sigma_{vu}}{\eta \mu^2 a'}$

= άναντες μέτωπο (πλευρά νερού): $\sigma_{1,0} = \frac{\sigma_{vo}}{\eta \mu^2 a'_w}$

Στην περίπτωση των εκχειλιστών, που χρησιμοποιούνται σε διευθετήσεις χειμάρρων, η εξίσωση, που δίνει τις κύριες τάσεις στο κεκλιμένο άναντες μέτωπο για φράγμα πλήρες νερού, η οποία και μας ενδιαφέρει ιδιαίτερα εδώ, παίρνει κατά τον Wehrmann τη μορφή:

$$\sigma_{1,0} = \frac{\sigma_{vo}}{\sigma \eta \mu^2 a'_w} - p \cdot \epsilon \phi^2 a'_w$$

όπου p: υδροστατική πίεση στη θέση αναφοράς (t/m²).

Με τη βοήθεια των σχέσεων αυτών μπορούν να προσδιορισθούν οι κύριες τάσεις από τις ορθές τάσεις του φράγματος.

Στην περίπτωση των χαμηλών φραγμάτων αρκεί κατά κανόνα να ελέγχονται οι ορθές και οι κύριες τάσεις. Στα μεγαλύτερα φράγματα όμως ή για κατασκευές μικρές μεν αλλά με ιδιαιτερότητες πρέπει να εξετάζονται όλες οι τάσεις, που δίνονται στον πίνακα 4.1.

4.2.4. ΟΙ ΤΑΣΕΙΣ ΚΑΙ Η ΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

Από όσα αναφέρθηκαν προηγουμένως, προκύπτει, ότι σε φράγματα με κεκλιμένο άναντες μέτωπο (γωνία κλίσεως α_w) και για δεξαμενή γεμάτη από νερό είναι δυνατό η κύρια τάση $\sigma_{1,0}$ στο άναντες μέτωπο να γίνει αρνητική, δηλαδή να μετατραπεί σε τάση εφελκυσμού, παρόλο, που η ορθή τάση σ_{vo} παραμένει θετική, δηλ. θλιπτική. Αυτό προκύπτει τόσο από την εξίσωση του Duhm για τους ταμιευτήρες:

$$\sigma_{1,0} = \frac{\sigma_{vo}}{\eta\mu^2\alpha'_w} - p \cdot \sigma\varphi^2\alpha'_w$$

όσο και από την αντίστοιχη του Wehrmann για τα χειμαρρικά φράγματα:

$$\sigma_{1,0} = \frac{\sigma_{vo}}{\sigma\upsilon\nu^2\alpha_w} - p \cdot \epsilon\varphi^2\alpha_w$$

όταν συμβεί να ισχύει αντίστοιχα:

$$p \cdot \sigma\varphi^2\alpha'_w > \frac{\sigma_{vo}}{\eta\mu^2\alpha'_w}$$

$$p \cdot \epsilon\varphi^2\alpha_w > \frac{\sigma_{vo}}{\sigma\upsilon\nu^2\alpha_w}$$

Συνεπώς, σε φράγματα με κεκλιμένο άναντες μέτωπο, όταν μηδενίζεται η ορθή τάση σ_{vo} - αυτό συμβαίνει, όταν η R διέρχεται από το άκρο του μέσου τρίτου της βάσης του φράγματος - τότε αναπτύσσονται στο κορμό της κατασκευής και κατά μήκος του παραπάνω μετώπου επικίνδυνες εφελκυστικές τάσεις, των οποίων το μέτρο ανέρχεται αντίστοιχα σε:

$$- p \cdot \sigma\varphi^2\alpha'_w \quad \text{και} \quad - p \cdot \epsilon\varphi^2\alpha_w$$

Για να μη συμβεί αυτό, θα πρέπει στις κατασκευές με κεκλιμένο άναντες μέτωπο η συνισταμένη R όλων των δυνάμεων για πλήρη δεξαμενή να διέρχεται εσωτερικότερα από το προς τα κάτω πέρασ του μέσου τρίτου στη βάση τους και μάλιστα σε απόσταση X_R από το κάτω άκρο του φράγματος, που δίνεται από την ακόλουθη εξίσωση του Wehrmann:

$$X_R = \frac{x}{3} + \frac{p \cdot x^2 \cdot \eta\mu^2\alpha_w}{6N}$$

Έτσι όμως προκαλείται μια διεύρυνση της βάσης της κατασκευής κατά:

$$\frac{p \cdot x^2 \cdot \eta\mu^2\alpha_w}{6N}$$

η οποία δείχνει την αντιοικονομικότητα των φραγμάτων με κεκλιμένο άναντες μέτωπο έναντι εκείνων με κατακόρυφο. Για το λόγο αυτό θα πρέπει η διαστασιολόγηση των χαμηλών φραγμάτων, να στηρίζεται στο βα-

σικό τρίγωνο με κατακόρυφο άναντες μέτωπο και μόνο, όπου ειδικοί λόγοι το επιβάλλουν, να διαμορφώνονται φραγματικές διατομές με κεκλιμένο άναντες.

Ξεκινώντας από το βασικό τρίγωνο και παίρνοντας υπόψη τις συνήθεις τιμές στην πράξη: $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^2$, $\gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3$ και $\lambda = 0,3$, μπορούν οι σχέσεις, που δίνουν τη βάση της φραγματικής κατασκευής καθώς και τις διάφορες τάσεις, που αναπτύσσονται στο κάτω μέτωπο της, να γραφούν σε συνάρτηση με το ύψος h του βασικού τριγώνου ως εξής:

με άνωση:	χωρίς άνωση:	μέση τιμή:
$x = 0,69 \cdot h$	$x = 0,65 \cdot h$	$x = 0,67 \cdot h$
$\sigma_{vu} = 2,1 \cdot h$	$\sigma_{vu} = 2,4 \cdot h$	$\sigma_{vu} = 2,25 \cdot h$
$\sigma_1 = 3,1 \cdot h$	$\sigma_1 = 3,4 \cdot h$	$\sigma_1 = 3,25 \cdot h$
$\tau_{vh} = 1,45 \cdot h$	$\tau_{vh} = 1,55 \cdot h$	$\tau_{vh} = 1,50 \cdot h$
$\tau_{vh,max} = 1,55 \cdot h$	$\tau_{vh,max} = 1,7 \cdot h$	$\tau_{vh,max} = 1,62 \cdot h$

Συνεπώς, το πάχος του βασικού τριγώνου σε φράγμα, που δέχεται υδροστατική πίεση, ανέρχεται στα 2/3 του ύψους του. Οι ορθές τάσεις (σ_{vu}) είναι περίπου διπλάσιες του ύψους h, οι κύριες τάσεις (σ_1) είναι 1,5 φορά μεταλύτερες των σ_{vu} , οι διατμητικές τάσεις (τ_{vh}) ανέρχονται σε $0,7 \cdot \sigma_{vu}$, οι δε μέγιστες διατμητικές τάσεις $\tau_{vh,max}$ φθάνουν τα $1,08 \cdot \tau_{vh}$. Οι παραπάνω σχέσεις αναφέρονται σε τάσεις εκφρασμένες σε t/m^2 (όχι σε kg/cm^2).

Από την γενική σχέση, που αναφέρθηκε παραπάνω,

$$x = 0,67 \cdot h$$

προκύπτει, ότι τα φράγματα βάρους είναι ογκώδεις και συνεπώς αντικοινομικές κατασκευές. Γι' αυτό κατά τα

τελευταία χρόνια καταβάλλεται προσπάθεια να περιορίζεται η χρησιμοποίησή τους, οπότε κατά την ίδρυση ταμειωτήρων, προτιμούνται τα γεωφράγματα, ενώ στις διευθετήσεις ορεινών ρευμάτων προτιμούνται τα αντιρριδωτά φράγματα και εκείνα με μορφή L. Όπου δε οι διατομές είναι στενές (τριγωνικές), χρησιμοποιούνται αντί αυτών τα φράγματα δοκοί και τα καμπύλα φράγματα.

4.3. ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΒΑΡΟΥΣ ΩΣ ΤΑΜΙΕΥΤΗΡΕΣ

4.3.1. ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΙΔΡΥΣΗΣ

Το ύψος των χαμηλών φραγμάτων, που αποσκοπούν στην ταμίευση του νερού, θα πρέπει να εξασφαλίζει τη συγκέντρωση ενός ελάχιστου υδάτινου όγκου, ανάλογου προς τον επιδιωκόμενο σκοπό, γι' αυτό και κατά κανόνα ισχύει:

$$H_s > 12 \div 15 \text{ m}$$

Λόγω του περιορισμένου μέγιστου ύψους τους οι χαμηλοί ταμειωτήρες δεν δημιουργούν προβλήματα από τις θλιπτικές τάσεις, που αναπτύσσονται στο εσωτερικό του φραγματικού σώματος. Θα πρέπει όμως οι θλιπτικές δυνάμεις, που αυτοί ασκούν, να παραλαμβάνονται από το θεμέλιο έδαφος και να μην αναπτύσσονται τάσεις εφελκυσμού στο εσωτερικό της κατασκευής. Συνεπώς θα πρέπει:

= το επιτρεπτό ύψος της φραγματικής κατασκευής στη συγκεκριμένη θέση να καθορίζεται από τη σχέση:

$$h_{zu} = 0,84 \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b}$$

= το άναντες μέτωπο του φράγματος να διαμορφώνεται κατακόρυφο, ώστε να αποφεύγεται η ανάπτυξη τάσε-

σεων εφελκυσμού.

Οι χαμηλοί ταμιευτήρες κατασκευάζονται πάντοτε σε ρεύματα, που δεν μεταφέρουν φερτά υλικά, ώστε να αποφεύγεται η πρόσχωσή τους. Η ίδρυσή τους σε κοίτες χειμάρρων πρέπει να αποφεύγεται, επειδή καταλήγουν να λειτουργούν ως δεξαμενές απόθεσης φερτών υλών.

Οι ταμιευτήρες πρέπει να ιδρύονται πάντοτε σε αδιαπέρατες βραχώδεις θέσεις, ώστε να αποφεύγονται τυχόν απώλειες με υπόγεια ροή προς τα κάτω. Σε περίπτωση διαπερατού υποθέματος πρέπει να γίνεται τεχνητή αδιαπερατοποίηση του υπόγειου χώρου.

4.3.2. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΩΝ ΤΑΜΙΕΥΤΗΡΩΝ ΒΑΡΟΥΣ

4.3.2.1. Οι δυνάμεις, που δρουν στους ταμιευτήρες

Με βάση όσα αναφέρθηκαν στο Μέρος I, οι δυνάμεις, οι οποίες δρουν στην περίπτωση των ταμιευτήρων βάρους, είναι οι εξής:

- η υδροστατική πίεση P από την υδάτινη μάζα στα άνω της κατασκευής (η μέγιστη υδροστάθμη της παίρνεται στο ύψος της στέψης)
- η υποπίεση P_s ή A , η οποία ασκείται στα θεμέλια (χωρίς υπόγεια ροή προς τα κάτω)
- οι σεισμογενείς δυνάμεις G_e και P_e
- το βάρος του φράγματος G και
- η παγοδύναμη P_E .

Υδροδυναμικές δυνάμεις δεν αναπτύσσονται, αφού το φράγμα δεν υπερχειλίζει. Επίσης δυνάμεις από χειμαρολάβα δεν υπάρχουν, αφού η κατασκευή ταμιευτήρων δεν πρέπει να γίνεται σε ρεύματα με έντονη χει-

μαρρικότητα. Υδροστατικές δυνάμεις στους πόρους στους αρμούς και στις ρωγμές του φράγματος, καθώς και δυνάμεις από πήξη, έρπυση και διόγκωση του σκυροδέματος δεν υπολογίζονται. Οι θερμικές δυνάμεις εξουδετερώνονται με την κατασκευή κατάλληλων αρμών, για αυτό και δεν παίρνονται υπόψη. Τέλος δυνάμεις κυματισμού σπάνια υπολογίζονται, επειδή οι χαμηλοί ταμιευτήρες, δεν δημιουργούν, κατά κανόνα, δεξαμενές με μεγάλη επιφάνεια, στην οποία να είναι δυνατή η ανάπτυξη σημαντικού κυματισμού. Τέλος η παγοδύναμη πρέπει να παίρνεται υπόψη - για ελληνικές συνθήκες - μόνο σε ταμιευτήρες, που κατασκευάζονται σε υπερθαλάσσια ύψη μεγαλύτερα των 1500 m.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, στους χαμηλούς ταμιευτήρες δημιουργείται μόνο η περίπτωση φόρτισης 1. Η περίπτωση 2 (μερική πρόσχωση) δεν εξετάζεται. Συνεπώς αναπτύσσονται μόνο κανονικές συνθήκες φόρτισης, οι οποίες πρέπει να ελέγχονται για την περίπτωση πριν και μετά την πλήρωση της φραγματικής δεξαμενής (κενό, πλήρες φράγμα).

4.3.2.2. Η μορφή της διατομής στους ταμιευτήρες

Η διατομή στους ταμιευτήρες μορφοποιείται με κατακόρυφο άνω μέρος μέτωπο. Οι διαστάσεις της καθορίζονται από τις κύριες δυνάμεις που δρουν: G , P και A . Η παγοδύναμη δρα επεισοδιακά. Οι σεισμογενείς δυνάμεις δρουν στιγμιαία, για αυτό και δεν παίρνονται υπόψη στον υπολογισμό των διαστάσεων. Εφόσον δε το άνω μέρος μέτωπο διαμορφώνεται κατακόρυφο, αναπτύσσεται μόνο οριζόντια υδροστατική δύναμη P_h .

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν (κεφ. 4.2.1.), η μορφή και οι διαστάσεις του ταμιευτήρα προσδιορίζονται

από το βασικό τρίγωνο (σχήμα 4.3), οπότε ισχύει:

$$D = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot H_s$$

ή, παραλείποντας την υποπίεση (άνωση):

$$D = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot H_s$$

όπου D : πάχος βάσης του φραγματικού τριγώνου (m)

γ_b : ειδ. βάρος υλικού δομής (t/m^3)

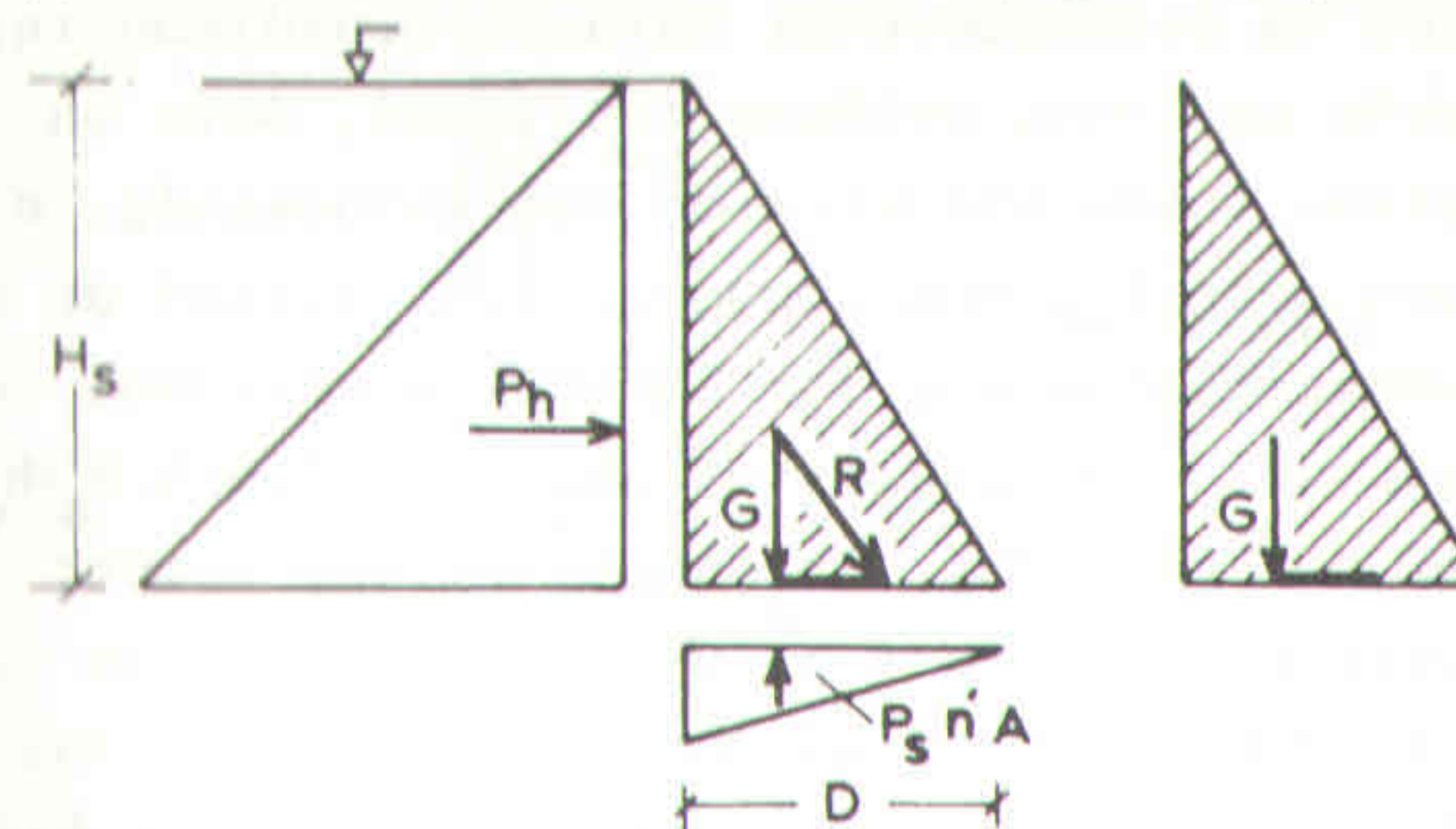
λ : συντελεστής απομείωσης της υδροστατικής πίεσης

H_s : βάθος απόλυτα μέγιστης (ιδεατής) στάθμης νερού (m), το οποίο αντιστοιχεί στη στέψη της κατασκευής. Δηλαδή θεωρείται, ότι στο H_s συμπεριλαμβάνεται και η μικρή υπερύψωση της στέψης του ταμιευτήρα κατά H_A^- από την φραγματική μέγιστη στάθμη του νερού, - συνήθως $H_A^- < 1,00$ m, ενώ $H_s > 15$ m - για να μην υπερπηδάει ο κυματισμός το φράγμα. Η ακριβής όμως απόδοση του κατασκευαστικού ύψους του φράγματος αντιστοιχεί σε $H_s + H_A^-$ (βλέπε και παράδειγμα σε κεφ. 4.3.3.2.).

Οι διαστάσεις, που προκύπτουν με τον τρόπο αυτό, επιβάλλουν την διέλευση της R πάντοτε από το μέσο τρίτο της βάσης ως εξής: για κενό φράγμα από το εσωτερικό άκρο, για πλήρες φράγμα από το εξωτερικό άκρο του μέσου τρίτου της D , οπότε διαμορφώνεται και η οικονομικότερη διατομή (σχήμα 4.3.).

Εφόσον το ύψος του ταμιευτήρα δεν υπερβαίνει τα 30 m, η δε θεμελίωσή του γίνεται σε βραχώδη διατομή με συνήθη επιτρεπόμενη φόρτιση $70 \div 80 t/m^2$, οι θλιπτικές τάσεις, που αναπτύσσονται στο έδαφος, μπορούν να

παραλαμβάνονται από αυτό. Όταν όμως ο ταμιευτήρας



Σχήμα 4.3. Η διατομή του ταμιευτήρα

πρέπει να ιδρυθεί σε υπόβαθρο με μειωμένη αντοχή σε θλίψη, επιβάλλεται να περιορίζονται οι ασκούμενες θλιπτικές τάσεις. Για το σκοπό αυτό υπάρχουν οι εξής λύσεις:

- να μειωθεί ανάλογα το ύψος της κατασκευής
- να διευρυνθεί η βάση του
- να ληφθούν άλλα μέτρα (π.χ. πασσαλόπηξη), ώστε να παραλαμβάνονται οι πρόσθετες πιέσεις
- να κατασκευαστεί άλλο είδος φράγματος.

Συνεπώς πριν από την ίδρυση ενός ταμιευτήρα πρέπει να εξετάζεται καταρχή με βάση την επιτρεπόμενη αντοχή του γεωυποθέματος σ_{zu} και με τη βοήθεια της σχέσης:

$$h_{zu} = 0,84 \cdot \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b}$$

παιό είναι το επιτρεπτό όριο του κατασκευαστικού ύψους. Π.χ. για $\sigma_{zu} = 20 t/m^2$ και για φράγμα από σκυρόδεμα $\gamma_b = 2,4 t/m^3$, το φραγματικό ύψος δεν πρέπει να υπερβαίνει τα 7,0 m.

Το τελικό κατασκευαστικό ύψος του ταμιευτήρα πρέπει να διαμορφώνεται κατά τι υψηλότερο της πραγματικής μέγιστης στάθμης του νερού, ώστε να αποφεύγεται τυχόν υπερχειλίση της κατασκευής. Η υπερύψωση αυτή H_A^- , που μορφοποιείται τελικά σε στέψη, αντιστοιχεί συνήθως στο βάθος του μέγιστου δυνατού κυματισμού, που μπορεί να αναπτυχθεί, δηλ. $H_A^- = h_w / 2$. Συνέπως ο υπολογισμός της υδροστατικής πίεσης στους ταμιευτήρες πρέπει για λόγους ασφαλείας να γίνεται από τη θέση αυτή, δηλ. το H_s να υπολογίζεται από αυτή την υπερυψωμένη ιδεατή στάθμη. Έτσι όμως μπορεί να θεωρείται, ότι συνυπολογίζεται έμμεσα και η περιορισμένη κροσστική δύναμη του μικροκυματισμού, που δέχονται τα χαμηλά φράγματα.

Στους ταμιευτήρες η διαμόρφωση της στέψης γίνεται, όπως αναφέρθηκε, με μικρή κατακόρυφη υπερύψωση του φράγματος κατά H_A^- και με σημαντική διαπλάτυνση της κορυφής του κατά πάχος D' (σχήμα 4.4). Όταν όμως το φράγμα είναι κενό, το βάρος G' της στέψης αυτής μετατοπίζει το κέντρο βάρους της πραγματικής κατασκευής έξω από το εσωτερικό άκρο του μέσου τρίτου της βάσης, με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται τάσεις εφελκυσμού στο κάταντες μέτωπο της βάσης του. Αυτές αρχίζουν να εμφανίζονται από τον οριζόντιο αρμό, στον οποίο το βάρος της στέψης τέμνει το άνω πέρα του μέσου τρίτου της βάσης (βλ. σχ. 4.4). Το ύψος H_{si}^- του αρμού αυτού από την επιφάνεια της στέψης δίνεται ως εξής:

$$H_{si}^- = 2 D' \cdot \frac{H_s}{D} \quad (m)$$

Για την εξουδετέρωση των εφελκυστικών τάσεων σε κενό ταμιευτήρα διευρύνεται η βάση του κατά μέγεθος



Σχήμα 4.4. Διαμόρφωση της στέψης στον ταμιευτήρα

ΔD προς τὰ ανάντη του φράγματος. Η διεύρυνση αρχίζει από το επίπεδο, που αυτές πρωτοεμφανίζονται, και συνεχίζεται, προς τα κάτω, οπότε το άνω μέτωπο διαμορφώνεται κεκλιμένο κάτω από το επίπεδο αυτό⁽¹⁾.

Με βάση το επιθυμητό πάχος της στέψης D' , το μέγεθος ΔD της διεύρυνσης προσδιορίζεται ως εξής:

$$\Delta D = \frac{D' \cdot h_s^- \cdot (D - 2D')}{D \cdot H_s + 2D' \cdot h_s} \quad (m)$$

όπου h_s^- : η υπερύψωση της στέψης στο κάταντες μέτωπο του ταμιευτήρα (m). Το μέγεθός της δίνεται από τη σχέση:

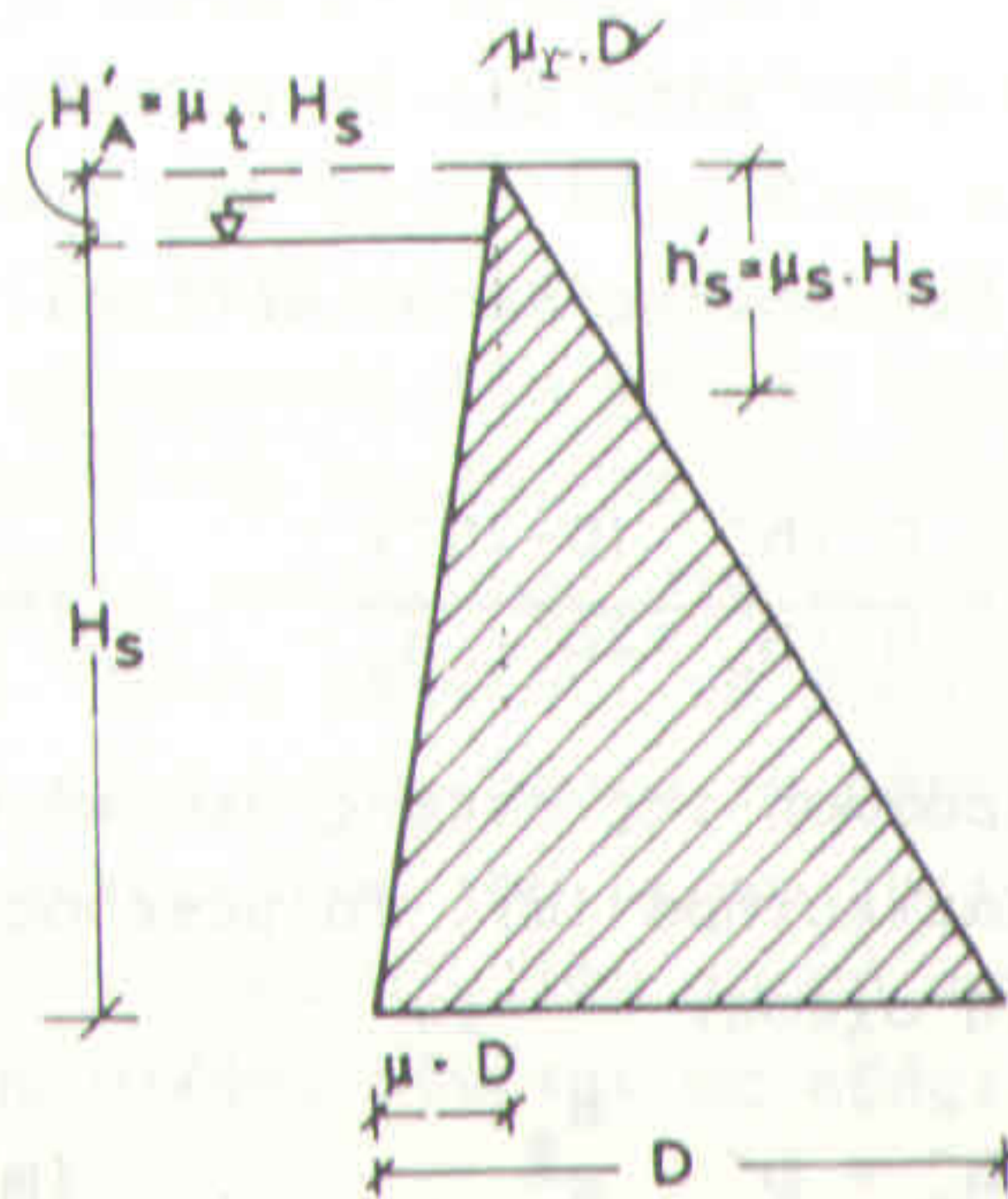
$$h_s^- = D' \cdot \frac{H_s}{D} \quad (m)$$

(1) Στην πράξη προτιμάται συχνά να κατασκευάζεται ολόκληρο το άνω μέτωπο κεκλιμένο.

Το μέγεθος της διεύρυνσης ΔD συνιστάται στη πράξη να μην υπερβαίνει εκείνο, που δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\Delta D = (0,05 \div 0,10) \cdot H_s \quad (\text{m})$$

οπότε, ενώ εξουδετερώνονται (ή ελαχιστοποιούνται) οι εφελκυστικές τάσεις για φράγμα κενό, ελαχιστοποιούνται ταυτόχρονα και οι τάσεις εφελκυσμού, που αναμένεται να δημιουργηθούν, όταν το φράγμα θα είναι πλήρες, λόγω της κλίσης του άναντη μετώπου, και γίνονται πρακτικά αμελητέες. Για ακριβέστερο προσδιορισμό της αναγκαίας διεύρυνσης ΔD, ιδίως σε μεγάλους εκχειλιστές, υπολογίζεται η αναλογία της απαιτούμενης διεύρυνσης ΔD ως προς το τελικό μέγεθος της βάσης D (όπου $D = D_{\text{τριγ.}} + \Delta D$), $\mu = \Delta D/D$, ως εξής:

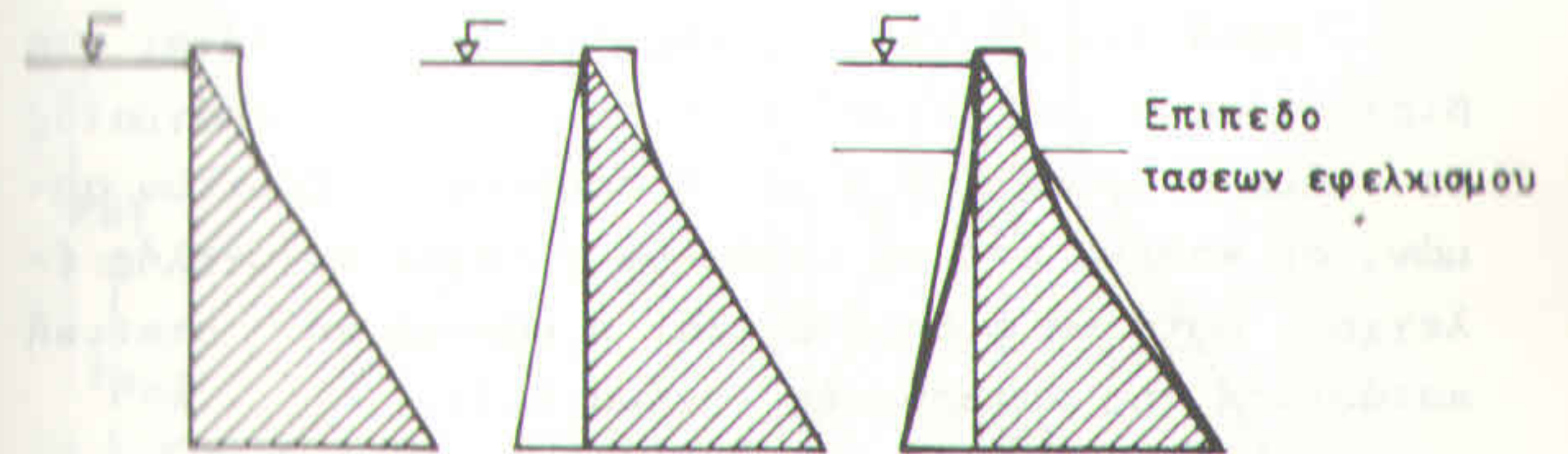


Σχήμα 4.5. Υπολογισμός της απαιτούμενης διεύρυνσης της βάσης του ταμιευτήρα

$$\mu = \frac{\gamma_B \cdot \mu_r^2 \cdot (1 - 2\mu_r - 3\mu_t + 2 \cdot \frac{\mu_t}{\mu_r})}{\gamma_B \cdot (1 + 3\mu_r^2 + 8\mu_r \cdot \mu_t - 3\mu_r^2 \cdot \mu_t) - 1}$$

όπου $\mu_r = \frac{D'}{D}$ και $\mu_t = \frac{H'_A}{H_s}$

Στη πράξη παίρνεται υπόψη και το εξής: Η τελική μορφή της διατομής του ταμιευτήρα, που προκύπτει με τον παραπάνω τρόπο, είναι προσαυξημένη από πλευράς όγκου κατασκευής κατά τον όγκο της στέψης, ο οποίος όμως δεν παρουσιάζει στατική χρησιμότητα. Γιαυτό σε μεγάλους ταμιευτήρες ($H_s > 20$ m) με σημαντικό όγκο τοιχοποιίας μπορεί να τροποποιείται η μορφή της διατομής τους με κατάλληλη προσαρμογή του κάταντη μετώπου κατά τρόπο, ώστε αυτή να διαμορφώνεται "λεπτότερη" στο διάστημα μεταξύ στέψης και θεμελίων κατά τον πρόσθετο όγκο της στέψης (σχήμα 4.6).



Σχήμα 4.6. Διαμόρφωση της διατομής μεγάλου φράγματος

Οι στέψεις, που διαμορφώνονται στους χαμηλούς ταμιευτήρες δεν είναι κατά κανόνα ογκώδεις, οπότε οι αναπτυσσόμενες τάσεις εφελκυσμού παραμένουν περιορισμένες. Έτσι αποφεύγεται η διαμόρφωση κεκλιμένου άναντη μετώπου, ιδίως σε ταμιευτήρες με $H_s < 15$ m. Το πάχος της στέψης κυμαίνεται συνήθως μεταξύ: $D' = 4 \div 6$ m.

Συνεπώς για τη διαστασιολόγηση των μικρότερων ταμιευτήρων αρκεί κατά κανόνα το βασικό τρίγωνο της διατομής. Οι ελάχιστες εφελκυστικές τάσεις, που δημιουργεί η στέψη του, όταν το φράγμα είναι κενό, μπορούν να παραλαμβάνονται από το υλικό της τοιχοποιίας. Στους μεγαλύτερους όμως ταμιευτήρες ($H_s > 20 \div 25m$), και ιδίως, όταν η στέψη κατασκευάζεται με πλάτος κατάλληλο, ώστε να διέρχονται οχήματα από την επιφάνεια της, συνιστάται η διατομή του ταμιευτήρα να διαμορφώνεται παίρνοντας υπόψη το βάρος της στέψης και τις αναπτυσσόμενες τάσεις εφελκυσμού.

4.3.2.3. Έλεγχος της ευστάθειας του φράγματος

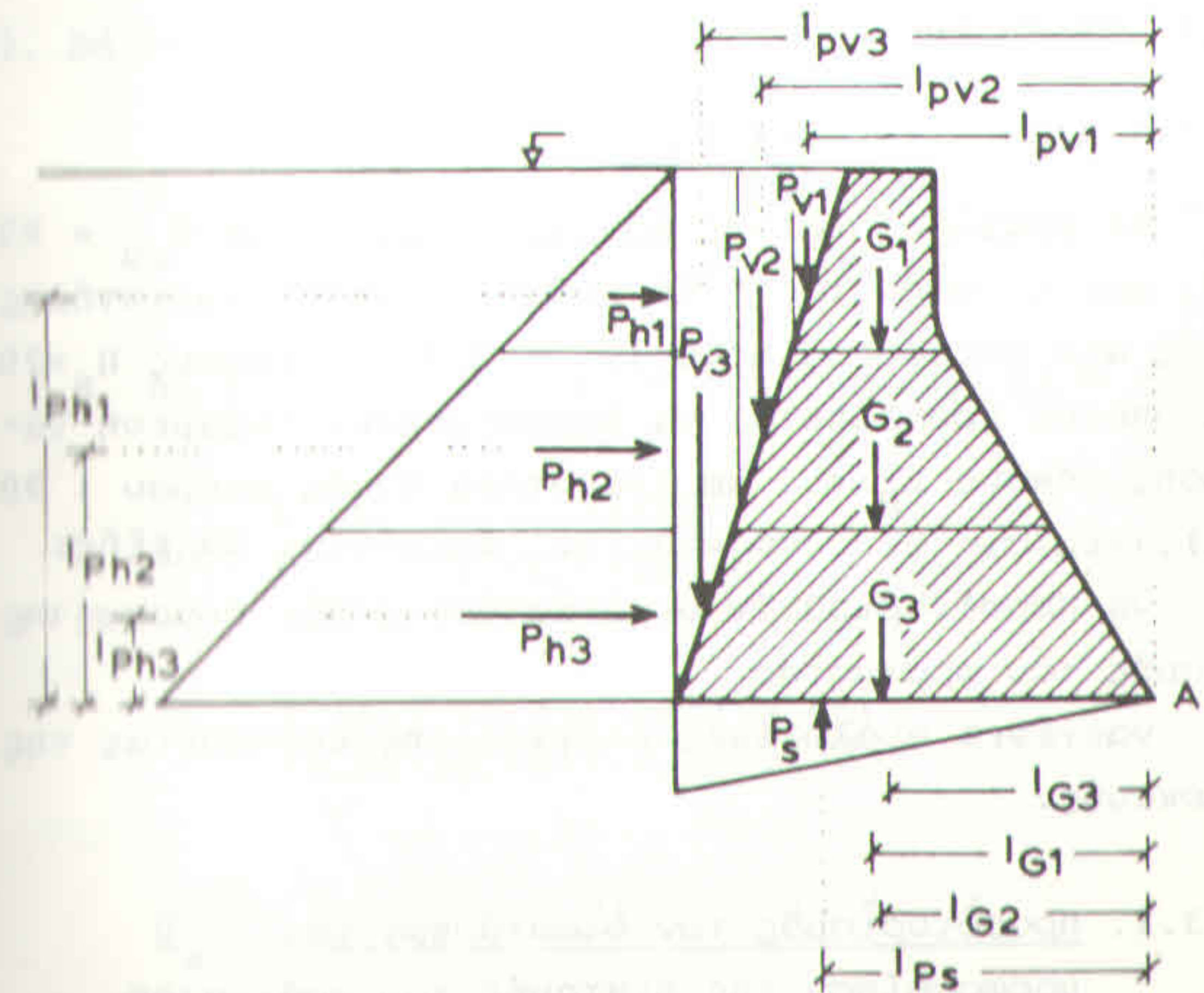
Η ευστάθεια του ταμιευτήρα ελέγχεται σε "φέτα" φράγματος πάχους 1,0 m, που παίρνεται κατά κανόνα στο μέσο του αναπτύγματός του. Ο έλεγχος γίνεται για κενό και για πλήρες φράγμα.

Κατά τον έλεγχο της ευστάθειας συνιστάται στη βιβλιογραφία να διαιρείται η διατομή του φράγματος σε τμήματα ύψους 5÷6 m με τη βοήθεια οριζόντιων αρμών, σε καθένα από τα οποία να γίνεται αυτοτελής έλεγχος, ώστε να διαπιστώνεται η εσωτερική στατική κατάσταση της κατασκευής (σχήμα 4.7).

Το ύψος των χαμηλών φραγμάτων ταμίευσης είναι μικρό, οπότε οι τάσεις θλίψης, που αναπτύσσονται στο εσωτερικό τους, δεν υπερβαίνουν τις επιτρεπόμενες του υλικού κατασκευής. Όταν δε η μορφοποίηση της διατομής παρακολουθεί το βασικό τρίγωνο, δεν δημιουργούνται ούτε τάσεις εφελκυσμού. Αλλά και στη περίπτωση που τυχόν θα δημιουργηθούν, εμφανίζουν την μέγιστη τιμή τους στη βάση του ταμιευτήρα. Για τους παραπάνω λόγους ο στατικός έλεγχος στους χαμηλούς

ταμιευτήρες μπορεί να γίνεται καταρχή στο επίπεδο των θεμελίων τους και μόνο, εφόσον πιστοποιηθούν εκεί τάσεις εφελκυσμού, να επεκτείνεται και στο εσωτερικό τους, ώστε να διαπιστώνεται, πως γίνεται η κατανομή τους, οπότε να ακολουθεί και ανάλογη προσαρμογή της φραγματικής διατομής.

Ο έλεγχος γίνεται κατά κανόνα αναλυτικά, και σπάνια συμπληρώνεται και γραφοστατικά. Εξετάζεται δε, κατά πόσο το φράγμα πληρεί τις συνθήκες ευστάθειας, που αναφέρθηκαν. Καταρχή ελέγχεται η επίδραση των κύριων δυνάμεων $G, P_h, P_v, P_s (A)$. Ακολουθεί ο έλεγχος της δύναμης των πάγων και των σεισμών, οπότε, ε-



Σχήμα 4.7. Στατικός έλεγχος ταμιευτήρα με διαίρεση της διατομής του σε τμήματα

άν διαπιστωθεί, ότι οι προκαλούμενες πρόσθετες,στιγμιαίες τάσεις από αυτές δεν υπερβαίνουν το 20-25%των αρχικών, το φράγμα θεωρείται, ότι ευσταθεί. Αλλιώς πρέπει να τροποποιηθούν οι διαστάσεις του και να επαναληφθεί ο έλεγχος.

Η υδροστατική πίεση πρέπει να υπολογίζεται πάντοτε από την ιδεατή μέγιστη στάθμη του νερού, η οποία αντιστοιχεί στο επίπεδο της στέψης και όχι από την πραγματική στάθμη, δηλ. το μέγεθος της αντιστοιχεί, όπως και εκείνο της βάσης του φράγματος,σε ύψος κατασκευής $H_S + H_A^-$. Επειδή όμως το H_A^- είναι πολύ μικρό (<1,0 m) έναντι του H_S , που υπερβαίνει συνήθως τα 15m, η διαφορά μεταξύ τους παραμένει πρακτικά ασήμαντη.

4.3.3. ΕΦΑΡΜΟΓΗ

4.3.3.1. Δεδομένα προβλήματα

Σε βραχώδη διατομή κοίτης ρεύματος με $\sigma_{zu} = 95$ t/m², και σε υψόμετρο 1800 m θα ιδρυθεί ταμιευτήρας βάρους από σκυρόδεμα B160 ($\gamma_B = 2,4$ t/m³) ύψους $H_S = 20$ m, ο οποίος προβλέπεται να δημιουργήσει δεξαμενή ταμίευσης μήκους $L_B = 1$ km (ταχύτητα πνοής ανέμου : 90 km/h), (περιοχή με $ae = 0,12$). Ζητούνται τα εξής:

- να προσδιορισθούν οι διαστάσεις και η μορφή της διατομής του φράγματος
- να γίνει αναλυτικός έλεγχος της ευστάθειας της κατασκευής.

4.3.3.2. Προσδιορισμός των διαστάσεων και μορφοποίηση της διατομής του φράγματος

1. Έλεγχος της δυνατότητας ίδρυσης τέτοιου φράγματος στη θέση επιλογής:

$$h_{zu} = 0,84 \cdot \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_B} = 0,84 \cdot \frac{95}{2,4} = \underline{39,58 \text{ m}} \quad t > 20,00 \text{ m}$$

2. Υπερύψωση του φράγματος πάνω από τη στάθμη του νερού:

$$h_w = 0,76 + 0,032 \sqrt{U_L \cdot L_B} - 0,26 \sqrt{L_B} =$$

$$= 0,76 + 0,032 \sqrt{90 \cdot 1} - 0,26 \sqrt{1} = \underline{0,80 \text{ m}}$$

$$H_A^- = \frac{h_w}{2} = \frac{0,80}{2} = \underline{0,40 \text{ m}}$$

$$H_B = H_A^- = 20,0 + 0,40 = \underline{20,40 \text{ m}}$$

$$D^- = \underline{2,00 \text{ m}} \text{ (εκτίμηση)}$$

3. Πάχος της βάσης: (παραδοχή: $\lambda = 0,3$)

$$D_{\text{τριγ.}} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_B - \lambda}} \cdot (H_S + H_A^-) = \frac{1}{\sqrt{2,4 - 0,3}} \cdot 20,40 = \underline{14,08 \text{ m}}$$

$$h_B^- = D^- \cdot \frac{H_S + H_A^-}{D} = 2,00 \cdot \frac{20,40}{14,08} = \underline{2,90 \text{ m}}$$

$$\Delta D = \frac{D^- \cdot h_B^- \cdot (D_{\text{τριγ.}} - 2 \cdot D^-)}{D_{\text{τριγ.}} \cdot (H_S + H_A^-) + 2D^- \cdot h_B^-} =$$

$$= \frac{2,00 \cdot 2,90 \cdot (14,08 - 2 \cdot 2,00)}{14,08 \cdot 20,40 + 2 \cdot 2,00 \cdot 2,90} = \underline{0,20 \text{ m}}$$

$$\frac{\Delta D}{H_B + H_A^-} = \frac{0,20}{20,40} = \underline{0,010} < 0,10 \text{ ή } 10\%$$

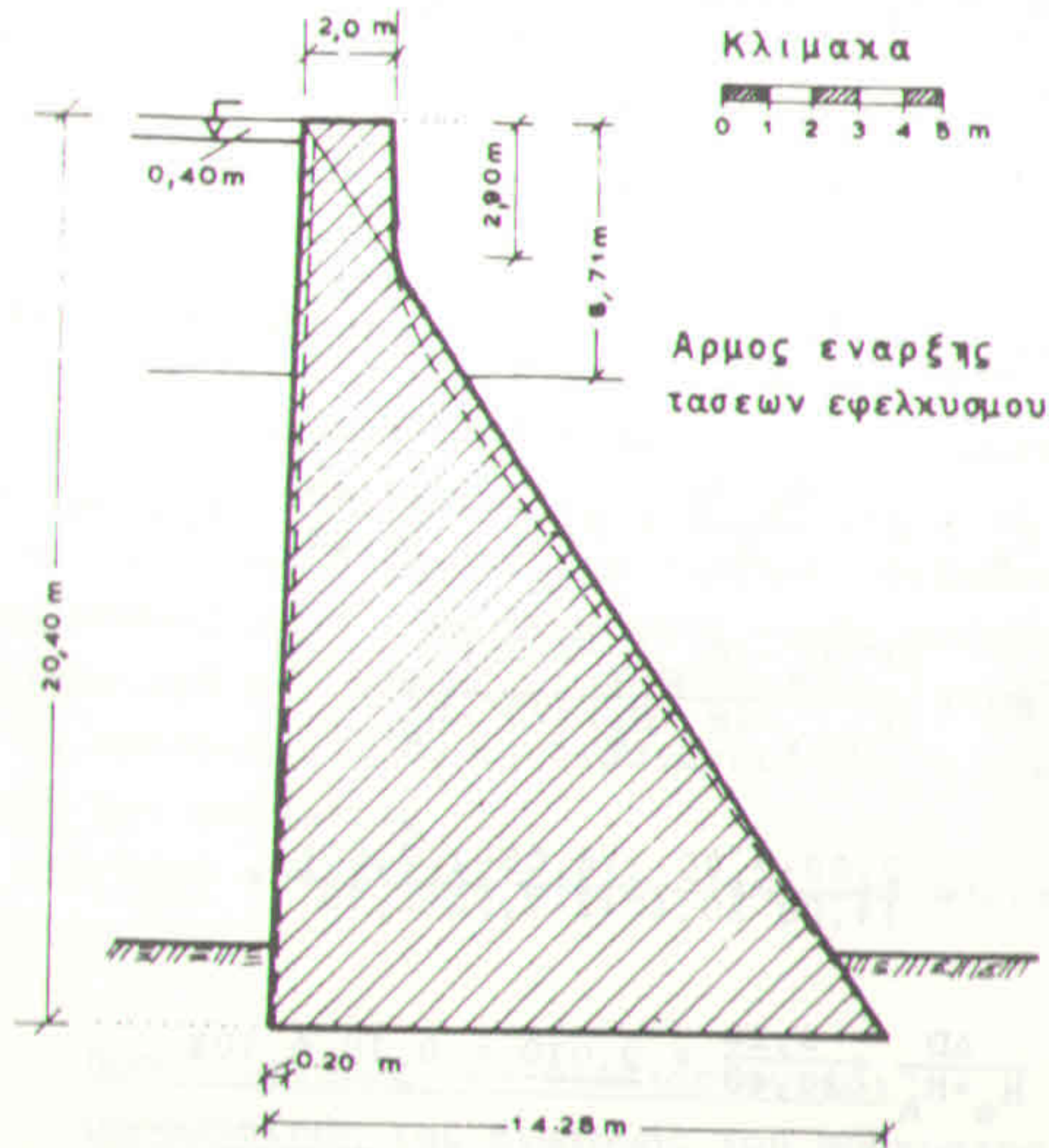
$$D = D_{\text{τριγ.}} + \Delta D = 14,08 + 0,20 = \underline{14,28 \text{ m}}$$

4. Αρμός έναρξης τάσεων εφελκυσμού σε κενό φράγμα:

$$H_{si} = 2D' \cdot \frac{H_s + H'_A}{D} = 2 \cdot 2,00 \cdot \frac{20,40}{14,08} = 5,71 \text{ m}$$

5. Μορφοποίηση διατομής:

Δίνεται στο επόμενο σχήμα 4.8. Σ' αυτό με συνεχόμενη γραμμή δίνεται η μορφή της διατομής, που προέκυψε από τη διαστασιολόγηση, ενώ με διακεκομμένη παρέχεται η μορφή, που μπορεί να αποκτήσει αυτή κάνοντας και οικονομία στα υλικά κατασκευής, σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν.



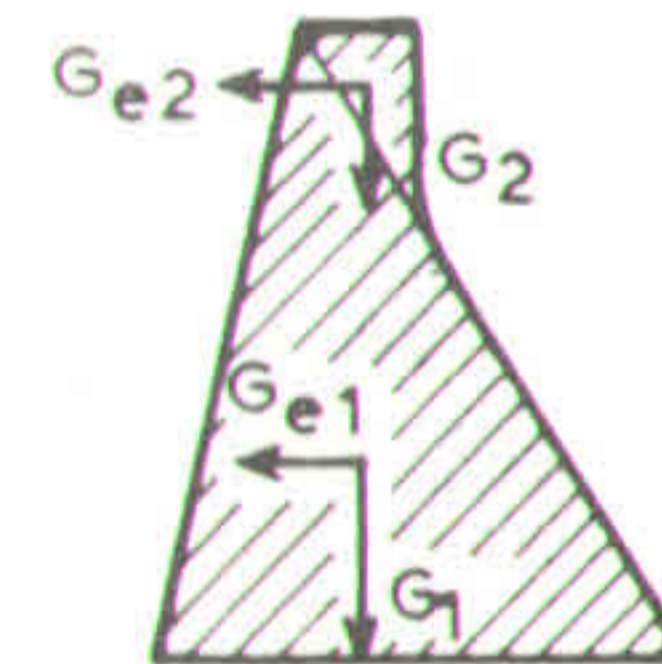
Σε περίπτωση, που το άνω μέτωπο παίρνεται κατακόρυφο, παραλείπεται ο υπολογισμός του ΔD και του αρμού έναρξης εφελκυσμού.

4.3.3.3. Αναλυτικός έλεγχος της ευστάθειας του φράγματος

4.3.3.3.1. Σειρά υπολογισμών

Στο κενό φράγμα ο έλεγχος γίνεται με βάση το βάρος του. Στο πλήρες φράγμα ο έλεγχος εξετάζει καταρχήν την επίδραση των υδροστατικών δυνάμεων και του βάρους. Στη συνέχεια ελέγχεται η επίδραση των δυνάμεων από πάγους και σεισμούς.

4.3.3.3.2. Φράγμα κενό



Σχήμα 4.9. Σχηματική παράσταση δυνάμεων για φράγμα κενό

I. Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών:

- διατομή σύμφωνα με τη διαστασιολόγηση: _____

- διατομή κάνοντας οικονομία υλικού : -----

Σχήμα 4.8. Μορφοποίηση της διατομής του ταμιευτήρα

Δυνάμεις:

$$G_1 = \frac{D \cdot (H_s + H_A)}{2} \cdot \gamma_b \cdot 1 = \frac{14,28 \cdot 20,40}{2} \cdot 2,4 \cdot 1 = 349,57 \text{ t}$$

$$G_2 = \frac{D' \cdot h_s'}{2} \cdot \gamma_b \cdot 1 = \frac{2,00 \cdot 2,90}{2} \cdot 2,4 \cdot 1 = 6,96 \text{ t}$$

$$G_{e1} = a_e \cdot G_1 = 0,12 \cdot 349,57 = 41,95 \text{ t}$$

$$G_{e2} = a_e \cdot G_2 = 0,12 \cdot 6,96 = 0,84 \text{ t}$$

Μοχλοβραχίονες:

$$l_{G1} = \frac{2}{3} \left(D - \frac{\Delta D}{2} \right) = \frac{2}{3} \cdot \left(14,28 - \frac{0,20}{2} \right) = 9,45 \text{ m}$$

$$l_{G2} = D_{\text{τριγ}} - \frac{2}{3} \cdot D' = 14,08 - \frac{2}{3} \cdot 2,00 = 12,75 \text{ m}$$

$$l_{Ge1} = \frac{H_s + H_A}{3} = \frac{20,40}{3} = 6,80 \text{ m}$$

$$l_{Ge2} = (H_s + H_A) - \frac{1}{3} \cdot h_s' = 20,40 - \frac{1}{3} \cdot 2,90 = 19,43 \text{ m}$$

Ροπές:

$$M_{G1} = 349,57 \cdot 9,45 = 3303,44 \text{ mt}$$

$$M_{G2} = 6,96 \cdot 12,75 = 88,74 \text{ mt}$$

$$M_{Ge1} = 41,95 \cdot 6,80 = 285,26 \text{ mt}$$

$$M_{Ge2} = 0,84 \cdot 19,43 = 16,32 \text{ mt}$$

II. Έλεγχος της ευστάθειας

1. Συνθήκη εφελκυσμού: $X_R = \frac{\Sigma M_e - \Sigma M_r}{\Sigma K_v}$

= χωρίς έκτακτη φόρτιση:

$$X_R = \frac{3303,44 + 88,74}{349,57 + 6,96} = \frac{3392,18}{356,53} = 9,51 \text{ m} \approx \frac{2D}{3} = 9,52 \text{ m}$$

= με σεισμογενή φόρτιση:

$$X_R = \frac{3392,18 + 285,26 + 16,32}{356,53} = \frac{3693,76}{356,53} = 10,36 \text{ m} > \frac{2D}{3} = 9,52 \text{ m}$$

Η R αποκλείνει από το σημείο 2D/3.

2. Συνθήκη βύθισης (θλίψης):

$$\sigma_v = \frac{N}{D} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{D} \right), \quad e = X_R - \frac{D}{2}$$

και εφόσον $e > \frac{D}{6}$ ισχύει $\max \sigma_{vu} = \frac{4}{3} \cdot \frac{N}{D-2e}$
χωρίς έκτακτη φόρτιση:

$$e = 9,51 - \frac{14,28}{2} = 2,37 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{349,57 + 6,96}{14,28} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 2,37}{14,28} \right) = 24,97 \cdot (1 \pm 1,00) =$$

$$\sigma_{vo} = 24,97 \cdot 2,00 = 49,83 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{vu} = 24,97 \cdot (0,00) = 0,00 \text{ t/m}^2$$

$$n_p = \frac{\sigma_{e2}}{\sigma_{vu}} = \frac{95}{49,83} = 1,91 > 1,2$$

= με σεισμογενή φόρτιση:

$$e = 10,36 - \frac{14,28}{2} = 3,22 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{349,57 + 6,96}{14,28} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 3,22}{14,28} \right) = 24,97 \cdot (1 \pm 1,35) =$$

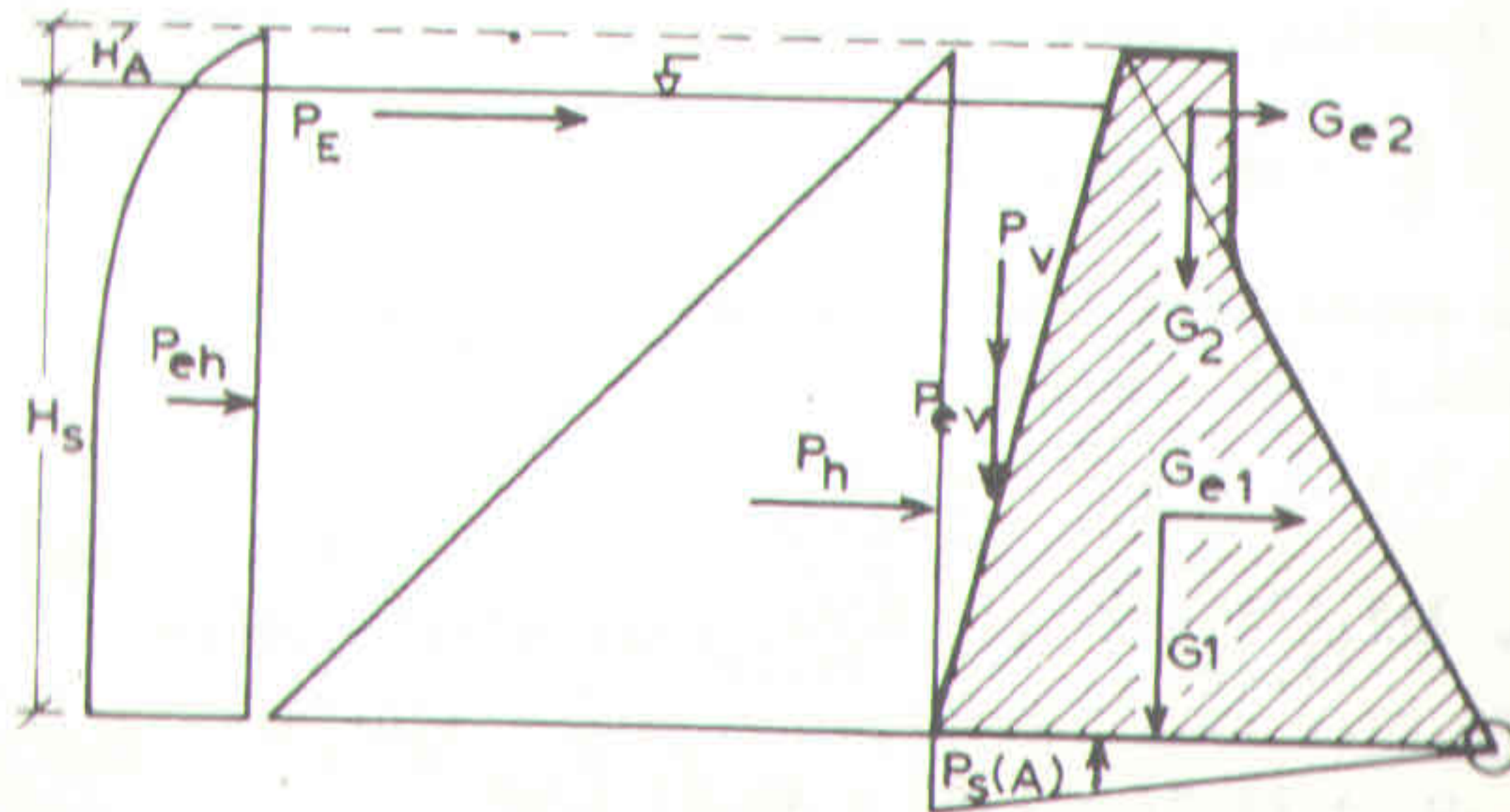
$$\sigma_{\nu 0} = 24,97 \cdot 2,35 = 58,75 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\nu u} = 24,97 \cdot (-0,35) = -8,81 \text{ t/m}^2 \ll -50 \text{ t/m}^2 \text{ (βλ.σελ.131, (δεκτή ως στιγμιαία τάση) Μέρος Ι)}$$

$$\rho_{\nu u} = \frac{4}{3} \cdot \frac{N}{D-2e} = \frac{4}{3} \cdot \frac{356,53}{14,28-2 \cdot 3,22} = 60,63 \text{ t/m}^2$$

$$\eta_p = \frac{95}{60,63} = 1,57 > 1,20$$

4.3.3.3.3. Φράγμα πλήρες



Σχήμα 4.10. Σχηματική παράσταση δυνάμεων για φράγμα πλήρες

Ι. Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών:

Δυνάμεις:

$$G_1 = 349,57 \text{ t}$$

$$G_2 = 6,96 \text{ t}$$

$$G_{e1} = 41,95 \text{ t}$$

$$G_{e2} = 0,84 \text{ t}$$

όπως προηγουμένως

$$P_h = \frac{(H_S + H_A^-)^2}{2} \cdot \gamma_w \cdot 1 = \frac{(20,40)^2}{2} \cdot 1 \cdot 1 = 208,08 \text{ t}$$

$$P_v = \frac{\Delta D \cdot (H_S + H_A^-)}{2} \cdot \gamma_w \cdot 1 = \frac{0,20 \cdot 20,40}{2} \cdot 1 \cdot 1 = 2,04 \text{ t}$$

$$P_{eh} = \frac{0,3(H_S + H_A^-) \cdot D}{2} \cdot \gamma_w \cdot 1 = \frac{0,3 \cdot 20,40 \cdot 14,28}{2} \cdot 1 \cdot 1 = 43,70 \text{ t}$$

$$P_E = 0,40 \text{ m} \cdot 10 \text{ t/m} = 4,00 \text{ t (παραδοχή στρώματος με πάχος 0,40 m)}$$

$$P_{eh} = 0,555 \cdot \alpha_{eh} \cdot \gamma_w \cdot (H_S + H_A^-)^2 \cdot 1 = 0,555 \cdot 0,12 \cdot 1 \cdot (20,40)^2 \cdot 1 = 27,72 \text{ t}$$

$$P_{ev} = \alpha_{ev} \cdot P_v = \frac{0,12}{2} \cdot 2,04 = 0,12 \text{ t}$$

Μοχλοβραχίονες:

$$l_{G1} = 9,45 \text{ m}$$

$$l_{G2} = 12,75 \text{ m}$$

$$l_{Ge1} = 6,80 \text{ m}$$

$$l_{Ge2} = 19,43 \text{ m}$$

όπως προηγουμένως

$$l_{Ph} = \frac{1}{3}(H_S + H_A^-) = \frac{1}{3} \cdot 20,40 = 6,80 \text{ m}$$

$$l_{Pv} = \frac{2}{3} \cdot \Delta D + D_{\text{τριγ}} = \frac{2}{3} \cdot 0,2 + 14,08 = 14,21 \text{ m}$$

$$l_{Pe} = \frac{2}{3} \cdot D = \frac{2}{3} \cdot 14,28 = 9,52 \text{ m}$$

$$l_{PE} = H_s - \frac{0,40}{2} = 20,00 - 0,20 = \underline{19,80} \text{ m}$$

$$l_{Peh} = 0,425 \cdot (H_s + H_A) = 0,425 \cdot 20,4 = \underline{8,67} \text{ m (από τα θεμέλια)}$$

$$l_{Pev} = l_{Pv} = \underline{14,21} \text{ m}$$

Ροπές:

$$M_{G1} = 3303,44 \text{ mt}$$

$$M_{G2} = 88,74 \text{ mt}$$

$$M_{Ge1} = 285,26 \text{ mt}$$

$$M_{Ge2} = 16,32 \text{ mt}$$

όπως προηγουμένως

$$M_{Ph} = 208,08 \cdot 6,80 = \underline{1414,94} \text{ mt}$$

$$M_{Pv} = 2,04 \cdot 14,21 = \underline{28,99} \text{ mt}$$

$$M_{Ps} = 43,70 \cdot 9,52 = \underline{416,02} \text{ mt}$$

$$M_{PE} = 4,0 \cdot 19,8 = \underline{79,20} \text{ mt}$$

$$M_{Peh} = 27,72 \cdot 8,67 = \underline{240,33} \text{ mt}$$

$$M_{Pev} = 0,12 \cdot 14,21 = \underline{1,71} \text{ mt}$$

II. Έλεγχος της ευστάθειας:

1. Συνθήκη ανατροπής: $n_k = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_u} > 1,3$

= για κανονικές συνθήκες:

$$n_k = \frac{3303,44 + 88,74 + 28,99}{1414,94 + 416,02} = \frac{3421,17}{1830,96} = \underline{1,87} > 1,3$$

= για έκτακτη φόρτιση πάγων και σεισμών:

$$n_k = \frac{3421,17}{1830,96 + 79,20 + 285,26 + 16,32 + 240,33} = \frac{3421,17}{2452,67} = \underline{1,40} > 1,3$$

2. Συνθήκη εφελκυσμού: $X_R = \frac{\Sigma M_l - \Sigma M_r}{\Sigma K_v}$

= για κανονικές συνθήκες:

• σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο, για ορθές τάσεις:

$$X_R = \frac{3303,44 + 88,74 + 28,99 - 1414,94 - 416,02}{349,57 + 6,96 + 2,04 - 43,70} = \frac{3421,17 - 1830,96}{358,57 - 43,70} = \frac{1590,21}{314,87} = \underline{5,05} \text{ m} > \frac{D}{3} = 4,76 \text{ m}$$

$$X_R = \frac{D}{3} = 5,05 - 4,76 = \underline{0,29} \text{ m}$$

• σύμφωνα με το κεκλιμένο άναπτες για κύριες τάσεις:

$$X_R = \frac{D}{3} + \frac{p \cdot D^2 \cdot \eta \mu^2 \alpha_w}{6 \cdot N} = \frac{14,28}{3} + \frac{20,40 \cdot (14,28)^2 \cdot 0,057^2}{6 \cdot (349,57 + 6,96 + 2,04 - 43,70)} = \underline{4,77} \text{ m}$$

Βυνηπώς: δεν αναπτύσσονται ορθές και κύριες τάσεις εφελκυσμού.

- με έκτακτη φόρτιση σεισμού (G_e):

$$X_R = \frac{1590,21 - 285,26 - 16,32 + 1,71 - 240,33}{314,87 + 0,12} = \frac{1050,01}{314,99}$$

$$= 3,33 \text{ m} < \frac{D}{3} = 4,76 \text{ m}$$

- με έκτακτη φόρτιση πάγου (P_E):

$$X_R = \frac{1590,21 - 79,20}{314,87} = \frac{1511,01}{314,87} = 4,80 \text{ m} > \frac{D}{3} = 4,76 \text{ m}$$

- με έκτακτη φόρτιση σεισμού και πάγου (G_e, P_E):

$$X_R = \frac{1050,01 - 79,20}{314,99} = \frac{970,81}{314,99} = 3,08 \text{ m} < \frac{D}{3} = 4,76 \text{ m}$$

3. Συνθήκη ολίσθησης: $n_G = \frac{\Sigma K_w}{\Sigma K_t} = \frac{N \cdot \epsilon \phi \phi}{\Sigma K_t} < 1,4$

- για κανονικές συνθήκες:

$$n_G = \frac{(349,57 + 6,96 + 2,04 - 43,70) \cdot 0,7}{208,08} = \frac{314,87 \cdot 0,7}{208,08} =$$

$$= 1,06 < 1,4 \text{ κίνδυνος ολίσθησης!}$$

- με έκτακτη φόρτιση σεισμού (G_e):

$$n_G = \frac{(314,87 + 0,12) \cdot 0,7}{208,08 + 41,95 + 0,84} = \frac{(314,99) \cdot 0,7}{250,87} = 0,88 < 1,4$$

κίνδυνος ολίσθησης!

- με έκτακτη φόρτιση πάγου:

$$n_G = \frac{314,87 \cdot 0,7}{208,08 + 4,00} = 1,04 < 1,4 \text{ κίνδυνος ολίσθησης!}$$

- με έκτακτη φόρτιση σεισμού και πάγου:

$$n_G = \frac{314,99 \cdot 0,7}{250,87 + 4,00} = 0,87 < 1,4 \text{ κίνδυνος ολίσθησης!}$$

Μέτρα: Διαμόρφωση της βάσης του φράγματος κεκλιμένης.

Για το μέγεθος της κλίσης κλπ. βλέπε κεφ.4.4.

3.3.1. και 4.4.7.3.1.

4. Συνθήκη βύθισης:

$$e = \frac{D}{2} - X_R, \sigma_v = \frac{N}{D} \cdot (1 \pm \frac{6 \cdot e}{D})$$

και εφόσον $e > \frac{D}{6}$ τότε $\max \sigma_{vu} = \frac{4}{3} \cdot \frac{N}{D-2e}$

= για κανονικές συνθήκες:

$$e = \frac{14,28}{2} - 5,05 = 2,09 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{349,57 + 6,96 + 2,04 - 43,70}{14,28} \cdot (1 \pm \frac{6 \cdot 2,09}{14,28}) =$$

$$= \frac{314,87}{14,28} \cdot (1 \pm 0,88) = \begin{cases} \sigma_{vu} = 22,05 \cdot 1,88 = 41,41 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{vo} = 22,05 \cdot 0,12 = 2,69 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$n_p = \frac{\sigma_{ez}}{\sigma_{vu}} = \frac{70}{41,41} = 1,69 > 1,2$$

- με έκτακτη φόρτιση σεισμού (P_{ev}):

$$e = \frac{14,28}{2} - 3,33 = 3,81 \text{ m}$$

$$\sigma_v = 22,05 \cdot (1 \pm \frac{6 \cdot 3,81}{14,28}) = 22,05 \cdot (1 \pm 1,60) =$$

$$= \begin{cases} \sigma_{vu} = 22,05 \cdot 2,60 = 57,35 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{vo} = 22,05 \cdot (-0,60) = -13,25 \text{ t/m}^2 \ll -50 \text{ t/m}^2 \text{ (βλ.σελ. 131,Μέρος).} \end{cases}$$

(θετική ως στιγμιαία τάση)

$$\max \sigma_{vu} = \frac{4}{3} \cdot \frac{N}{D-2e} = \frac{4}{3} \cdot \frac{314,87}{14,28 - 2 \cdot 3,81} = 63,04 \text{ t/m}^2$$

$$n_p = \frac{\sigma_{ez}}{\sigma_{vu}} = \frac{95,0}{63,64} = 1,51 > 1,2$$

5. Συνθήκη άνωσης: $n_A = \frac{\Sigma V_k}{A}$

- για κανονικές συνθήκες:

$$n_A = \frac{349,57+6,96+2,04}{43,70} = \frac{358,57}{43,70} = 8,21 > 1,2$$

- με έκτακτη φόρτιση σεισμού (P_{ev}):

$$n_A = \frac{358,57+0,12}{43,70} = 8,21 > 1,2$$

Παρατηρήσεις:

1. Σε ταμειωτήρες με κατακόρυφο άναντες μέτωπο δεν απαιτείται έλεγχος της ευστάθειας για την περίπτωση "φράγμα κενό", αφού αποκλείονται οι τάσεις εφελκυσμού, εφόσον η διατομή τους μορφοποιείται σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο, οι δε θλιπτικές τάσεις που εμφανίζονται, εναρμονίζονται ήδη από την αρχή προς την αντοχή του εδάφους με βάση τη σχέση $h_{zu} = 0,84 \cdot \sigma_{zu} / \gamma_b$.

2. Όπως δείχνει το παράδειγμα, η στιγμιαία προσαύξηση των τάσεων από τις σεισμογενείς δυνάμεις παραμένει πάντοτε μικρότερη του ορίου των 25% (Press 1950), που ισχύει για τις στιγμιαίες φορτίσεις. Συνεπώς δεν απαιτείται για τα συνήθη, χαμηλά φράγματα ιδιαίτερος υπολογισμός της ευστάθειας για σεισμικές δονήσεις.

3. Η στατική επίδραση της παγοδύναμης είναι περιορισμένη. Για ελλαδικές συνθήκες μπορεί να παραλείπεται ο έλεγχος της σε φράγματα ταμίευσης, που κατα-

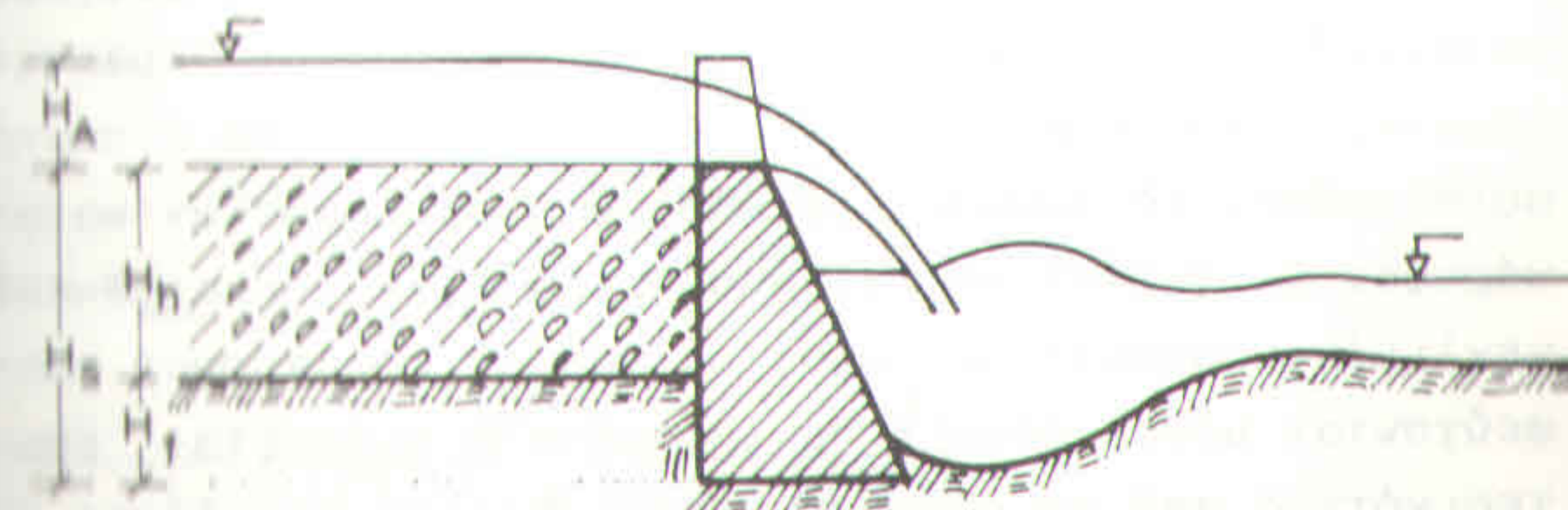
σκευάζονται σε υψόμετρα μέχρι 1500 m.

4.4. ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΒΑΡΟΥΣ ΩΣ ΕΚΧΕΙΛΙΣΤΕΣ

4.4.1. ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΙΔΡΥΣΗΣ

Τα φράγματα βάρους χαρακτηρίζονται ως εκχειλιστές, όταν υπερπηδώνται από τα απορρέοντα νερά (σχήμα 4.11).

Οι εκχειλιστές βάρους χρησιμοποιούνται κυρίως σε διευθετήσεις χειμάρρων και ποταμών και αποσκοπούν στη στερέωση της κοίτης του ρεύματος, στη ρύθμιση της ροής του νερού και στη συγκράτηση ή τον έλεγχο των φερτών υλών του. Το κατασκευαστικό ύψος τους δεν υπερβαίνει κατά κανόνα τα 15 ÷ 20 m.



Σχήμα 4.11. Σχηματική παράσταση εκχειλιστή

Οι εκχειλιστές διαφοροποιούνται από τους ταμειωτήρες κατά τα εξής:

- εμφανίζουν στάθμη νερού και στο κάτω μέρος τους
- ο διάρρους τους παραμένει κάτω από την άναντη στάθμη του νερού και δέχεται την κρουστική δύναμη της υδαταπορροής
- ο υδάτινος κρομός, που υπερπηδάει τον εκχειλιστή, υποσκάπτει την κοίτη και θέτει σε κίνδυνο την υπόστασή του.

Όπως στους ταμειευτήρες, έτσι και στους εκχειλιστές, δεν δημιουργούνται προβλήματα από τις θλιπτικές τάσεις στο εσωτερικό της τοιχοποιίας. Εναπομένουν λοιπόν τα εξής:

- το γεωυπόθεμα στη θέση θεμελίωσής τους να μπορεί να παραλαμβάνει τις θλιπτικές τάσεις, που δημιουργούνται. Για να είναι δυνατό αυτό, πρέπει, το συνολικό ύψος της φραγματικής κατασκευής στη θέση ίδρυσης να μην υπερβαίνει το επιτρεπόμενο, που προσδιορίζεται με βάση την επιτρεπόμενη θλίψη του γεωυποθέματος ως εξής:

$$h_{zu} = 0,84 \cdot \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b}$$

- να μην αναπτύσσονται τάσεις εφελκυσμού στο εσωτερικό της κατασκευής, ή να παραμένουν οι εμφανιζόμενες μικρότερες των επιτρεπόμενων. Για το σκοπό αυτό πρέπει το άνω μέτωπο να διαμορφώνεται κατακόρυφο. Σε περίπτωση δε, που επιβάλλεται η κατασκευή κεκλιμένου ανάντη μετώπου, οι τάσεις εφελκυσμού αποφεύγονται μόνο, όταν η συνισταμένη R διέρχεται εσωτερικότερα από το άκρο του μέσου τρίτου της βάσης σε απόσταση:

$$X_R = \frac{D}{3} + \frac{p \cdot D^2 \cdot \eta \mu^2 \alpha_w}{6N}$$

οπότε όμως η κατασκευή γίνεται αντιοικονομική.

Τα φράγματα-εκχειλιστές κατασκευάζονται από διάφορα υλικά. Κυρίως χρησιμοποιείται το σκυρόδεμα (σε μας και το λιθόδεμα). Η λιθοδομή με κονίαμα, που χρησιμοποιούταν ευρύτατα στο παρελθόν, περιορίζεται σήμερα κυρίως σε κατασκευές με αισθητικές απαιτήσεις. Τα μικρά φράγματα κατασκευάζονται κατά κανόνα από ξύ-

λα, από λιθοδομή χωρίς κονίαμα (Ξηρολιθιά) και από συρματόπλεκτα κιβώτια.

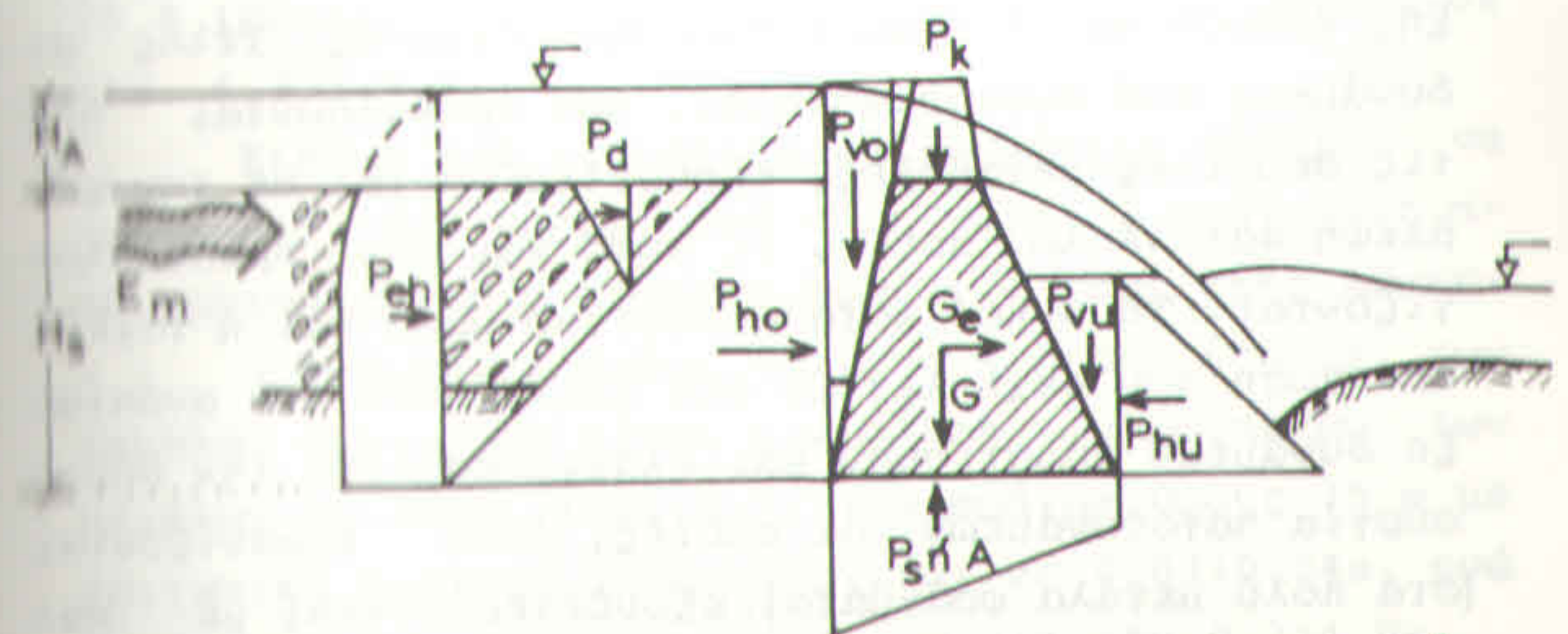
4.4.2. ΔΥΝΑΜΕΙΣ, ΠΟΥ ΔΡΟΥΝ ΣΤΟΥΣ ΕΚΧΕΙΛΙΣΤΕΣ

Οι εκχειλιστές, που χρησιμοποιούνται στις διευθετήσεις ορεινών υδάτων προορίζονται να προσχωθούν. Επειδή όμως, όπως αναφέρθηκε, οι ωθήσεις, που δέχονται από τα άνω, εξακολουθούν και μετά την πρόσχωσή τους να είναι ίσες με την υδροστατική δύναμη, η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος της ευστάθειας τους πρέπει να αναφέρεται στο στάδιο, που είναι πλήρεις νερού (πριν την πρόσχωση).

Οι δυνάμεις, που αναπτύσσονται στους εκχειλιστές, είναι οι εξής:

α) κατακόρυφες δυνάμεις:

- το βάρος της φραγματικής κατασκευής G
- το βάρος της υδάτινης στήλης στο άνω μέτωπο P_{vo} (για κεκλιμένο άνω μέτωπο)



Εικόνα 4.12. Οι δυνάμεις, που δρουν στους εκχειλιστές.

- το βάρος της υδάτινης στήλης στο κάτω μέτωπο P_{hu}

- το βάρος της στήλης του νερού, που υπερπηδαεί την κατασκευή (P_k) και
- η υποπίεση ή άνωση (P_s ή A)

β) οριζόντιες δυνάμεις:

- η οριζόντια υδροστατική δύναμη στο άνω μέτωπο P_{ho}
- η οριζόντια υδροστατική δύναμη στο κάτω μέτωπο P_{hu}
- η κρουστική δύναμη του απορρέοντος νερού στη στέψη P_d

γ) έκτακτες δυνάμεις:

- η σεισμοδύναμη στη μάζα του φράγματος (G_e) και στη μάζα του νερού (P_e)
- η δύναμη χειμαρρολάβας (E_m).

Οι υδροστατικές δυνάμεις στους πόρους, στους αρμούς και στις ρωγμές των εκχειλιστών δεν παίρνονται υπόψη λόγω του μικρού ύψους (όγκου) της κατασκευής. Το ίδιο ισχύει και για τις δυνάμεις από πήξη, έρπυση και διόγκωση του σκυροδέματος. Τέλος οι δυνάμεις από συστοδιαστολές, που προκαλούνται από τις θερμικές μεταβολές, εξουδετερώνονται με την πρόβλεψη κατάλληλων αρμών, γι' αυτό και δεν προσυπολογίζονται. Το μικρό κατασκευαστικό ύψος και η ταχεία πρόσχωση των εκχειλιστών δεν επιτρέπουν την ανάπτυξη δυνάμεων κυματισμού και ελαχιστοποιούν την δημιουργία παγοδυνάμεων, οι οποίες, όπου εμφανίζονται (στα πολύ μεγάλα φράγματα), εξουδετερώνονται με κατάλληλη διαμόρφωση της στέψης των φραγμάτων.

Από τις δυνάμεις που αναφέρθηκαν, ότι δρουν, μπορούν να παραλειφθούν κατά τους στατικούς υπολογισμούς - σύμφωνα με τη βιβλιογραφία και την πρα-

κτική, που εφαρμόζεται στις διάφορες χώρες - οι εξής:

- οι υδροστατικές δυνάμεις στα κατάντη του φράγματος (P_{hu}, P_{vu}), οι οποίες είναι σχετικά μικρές, αφού η στάθμη του νερού εκεί παραμένει χαμηλά σε σχέση με το ύψος της κατασκευής. Με τον τρόπο αυτό αυξάνεται και η ασφάλεια του φράγματος, αφού αυτές οι δυνάμεις δρουν σταθεροποιητικά και όχι ανατρεπτικά

- η κρουστική (υδροδυναμική) δύναμη του απορρέοντος νερού στο διάρρο P_d , η οποία θεωρείται, ότι είναι μικρή, επηρεάζει μόνο τοπικά την κατασκευή - μέχρι βάθος 1 m. όπου και μηδενίζεται - γι' αυτό και παίρνεται υπόψη μόνο κατά τον υπολογισμό του πάχους της στέψης

- οι σεισμογενείς δυνάμεις, επειδή η επίδρασή τους στα συνήθη χειμαρρικά φράγματα $H_s < 15$ m είναι πολύ περιορισμένη. Εξάλλου οι επιπτώσεις, που προκαλούν, είναι στιγμιαίες, η δε προσαύξηση των τάσεων που συνεπάγονται, παραμένει μικρότερη του ορίου των 25 % (Press, 1950) (βλ. και παράδειγμα εφαρμογής σε κεφ. 4.3.3.1.).

Ειδικά για τις σεισμικές δονήσεις πρέπει να προστεθεί, ότι καταστροφή ενός χαμηλού φράγματος από συντονισμό δεν είναι πιθανή για τους εξής λόγους:

- η βασική περίοδος δόνησης (ιδιοπερίοδος) των χαμηλών φραγμάτων είναι μικρότερη των δονήσεων των μεγάλων σεισμών. Έτσι π.χ. για φράγμα ύψους 15 m με τριγωνική διατομή αυτή ανερχεται σε $0,03 \div 0,04$ s, ενώ οι πιο σημαντικοί σεισμοί έχουν περίοδο $0,2 \div 1,0$ s

- οι σεισμικές δονήσεις δεν είναι αρμονικές κινήσεις, η δε απόσβεσή τους έχει διάφορες μορφές, πράγμα που δεν ευνοεί τον συντονισμό.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι, στους εκχειλιστές δημιουργούνται όλες οι περιπτώσεις φόρτισης δηλαδή:

- περίπτωση 1: πριν από την πρόσχωση
- περίπτωση 2: ευθύς μετά την πρόσχωση
- περίπτωση 3: πρόσκρουση χειμαρρολάβας
- περίπτωση 4: πλήρης στρωμάτωση των προσχώσεων, πρανή σταθερά
- περίπτωση 5: πλήρης στρωμάτωση των προσχώσεων, πρανή ολισθαίνοντα.

Συνεπώς εμφανίζονται τόσο κανονική φόρτιση χωρίς ή με χειμαρρολάβα, όσο και καταστροφική φόρτιση.

Στους εκχειλιστές δεν χρειάζεται να γίνεται στατικός έλεγχος για φράγμα κενό, όταν η διατομή τους μορφοποιείται σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο για τους λόγους, που αναφέρονται στο κεφ. 4.3.3.1. Τέτοιος έλεγχος συνιστάται μόνο στα μεγάλα φράγματα και σ'εκείνα με κεκλιμένο άναντες μέτωπο.

4.4.3. ΕΚΧΕΙΛΙΣΤΕΣ ΒΑΡΟΥΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΧΩΡΙΣ ΟΠΛΙΣΜΟ (Η' ΛΙΘΟΔΕΜΑ) ΚΑΙ ΑΠΟ ΛΙΘΟΔΟΜΗ ΜΕ ΚΟΝΙΑΜΑ

4.4.3.1. Οι διαστάσεις και η μορφή της διατομής στη βιβλιογραφία

4.4.3.1.1. Γενικότητες

Στη βιβλιογραφία τη σχετική με τη διαστασιολόγηση των χειμαρρικών φραγμάτων επιχειρείται η ελεύθερη διαμόρφωση μιας τραπεζοειδούς διατομής (βάση, στέψη, άναντες, κάταντες μέτωπο του φράγματος), με βάση την συνολική υδροστατική δύναμη χωρίς να

παίρνεται υπόψη το βασικό τρίγωνο.

Στη συνέχεια δίνονται οιοσπουδαιότεροι τρόποι προσδιορισμού των διαστάσεων της φραγματικής διατομής, που παρέχονται στη βιβλιογραφία και βρίσκουν εφαρμογή στην πράξη.

4.4.3.1.2. Το πάχος της στέψης

Κατά τον L. Hoffmann το πάχος της στέψης πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ $D' = 0,4 \div 1,5$ m. Κατά δε τον Fattorelli το πάχος αυτό πρέπει να διαμορφώνεται σε συνάρτηση με το κατασκευαστικό ύψος ως εξής:

$$D' = 0,1 \cdot (H_S + H_A)$$

Επεικρατεί γενικά η άποψη - στη βιβλιογραφία όσο και στη πράξη - ότι το ελάχιστο πάχος της στέψης πρέπει να ανέρχεται σε $D'_{\min} = 0,5 \div 0,8$ m.

Το πάχος D' της στέψης δίνεται επίσης και από διάφορες εξισώσεις, από τις οποίες σπουδαιότερες είναι οι εξής:

1. Τύπος του Hauska:

$$D' = \frac{2}{\gamma_b} \cdot (H_A + \frac{1}{2}) \cdot (1 + \frac{4v^2}{100}) \quad (m)$$

όπου v : ταχύτητα προσπέλασης του διάρρου από το νερό (m/s)

2. Τύπος του Wehrmann:

$$D' = H_S \cdot \sqrt{\frac{1}{5\gamma_b} \cdot (1 + 3 \frac{H_A}{H_S})} \quad (m)$$

3. Τύπος του Thièry:

$$D' = \frac{H_A}{\gamma_B} \quad (m)$$

4. Τύπος του Valentini:

$$D' = 0,44 \cdot H_A \quad (m)$$

5. Τύπος του de Horatiis:

$$D' = \frac{h_H \cdot (1 + 2 \frac{H_A}{H_S})}{2 \cdot (\frac{H_A}{H_S} + \frac{1}{\gamma_b})} \quad (m)$$

όπου h_H : βάθος φραγματικού κορμού από την επιφάνεια της στέψης, στο οποίο ασκείται υδροδυναμική πίεσης (m). Ισχύει $h_H=1,0$ m.

6. Τύποι του Daubrée (ισχύουν για φράγματα με $H_S \leq 5,0$ m):

- για $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$ $D' = 0,383 \cdot H_S$
- για $\gamma_b = 2,2 \text{ t/m}^3$ $D' = 0,411 \cdot H_S$
- για $\gamma_b = 2,0 \text{ t/m}^3$ $D' = 0,442 \cdot H_S$

Σε όλους τους παραπάνω τύπους ο υπολογισμός του πάχους D' γίνεται με βάση τις υδατικές δυνάμεις και το ειδικό βάρος της κατασκευής. Η κρουστική και συρτική δύναμη των κινούμενων υλικών δεν παίρνεται υπόψη.

4.4.3.1.3. Η κλίση του κάταντη μετώπου

Στο κάταντες μέτωπο του φράγματος, το οποίο κατασκευάζεται κεκλιμένο (όχι βαθμιδωτό), πρέπει να δίνεται τέτοια κλίση, ώστε να μην προσκρούουν σ' αυτό τα νερά και τα φερτά υλικά. Οι επιτρεπτές κλίσεις ($\epsilon\phi\alpha_{zu}$), που συνιστώνται στην βιβλιογραφία, είναι οι εξής:

1. Κατά Μουλόπουλο: $\epsilon\phi\alpha_{zu} = 1:4:1:5$ (σε μικρά φράγματα)

2. Κατά Μαργαρόπουλο:

- για φράγματα με $H_S < 5,0$ m, $\epsilon\phi\alpha_{zu} = 0,25:0,15$
- " " " $H_S > 5,0$ m, $\epsilon\phi\alpha_{zu} = 0,15:0,10$

3. Κατά Daubrée: $\epsilon\phi\alpha_{zu} = 1:5$ (για φράγματα με υπέργειο ύψος μέχρι 5,0 m)

4. Κατά Strele: $\epsilon\phi\alpha_{zu} = 1:5:1:10$

5. Κατά Thièry: $\epsilon\phi\alpha_{zu} < u \cdot \sqrt{\frac{2}{g \cdot H_S}}$

όπου u : η οριακή ταχύτητα παράσυρσης φερτών υλών, που δίνεται ως εξής:

$$u = \sqrt{\frac{0,7 \cdot d_D \cdot (\gamma_d - 1)}{0,076}}$$

d_D : χαρακτηριστική διάμετρος των φερτών υλών, που εκτιμάται, ότι θα ζημιώσει τη στέψη (m).

6. Κατά Wehrmann:

α) για μέτρια στερεομεταφορά:

- σε φράγματα με $H_S < 4,5$ m: $X_D = 0,25 \cdot \sqrt{H_S}$
- σε φράγματα με $H_S = 4,5:14,0$ m: $X_D = 0,118 \cdot \sqrt{H_S}$

β) για έντονη στερεομεταφορά: $X_D = 0,25 \cdot \sqrt{H_S}$

γ) γενικός κανόνας: $X_D = 0,25 \cdot \sqrt{H_S}$

όπου X_D : η επιτρεπόμενη προέκταση της βάσης του φράγματος προς τα κατάντη και πέρα από τη στέψη (m).

Η εφαρμογή των κλίσεων του Strele, ιδίως στην Αυστρία, Γερμανία και Ελβετία δεν δημιούργησε προβλήματα. Αυτό πρέπει να οφείλεται και στο ότι το κάτω μέρος του κατάντη μετώπου του φράγματος προστατεύεται από το βάθος του απορρέοντος νερού, που το καλύπτει. Συνεπώς οι σχετικά ήπιες κλίσεις του Strele και του Μουλόπουλου (για μικρά φράγματα) μπορούν

να εφαρμόζονται. Πάντως συνιστάται να χρησιμοποιείται ο γενικός τύπος του Wehrmann, ο οποίος σήμερα βρίσκει ιδιαίτερη εφαρμογή.

4.4.3.1.4. Η κλίση του άναντη μετώπου

Το άναντες μέτωπο του φράγματος διαμορφώνεται τα τελευταία χρόνια κατακόρυφο. Στη περίπτωση, που πρέπει να διαμορφώνεται κεκλιμένο, η κλίση καθορίζεται σε συνάρτηση με την κλίση, που δίνεται στο κάτω μέτωπο για την προστασία του, όσο και με το πάχος D της βάσης, που απαιτείται, ώστε να διέρχεται η συνισταμένη από το άκρο του μέσου τρίτου της βάσης. Σε μας συνηθίζεται, το άναντες μέτωπο να διαμορφώνεται βαθμιδωτό, χωρίς όμως αυτό να επιβάλλεται από τη στατική διαμόρφωση του φράγματος ή από κατασκευαστικούς ή άλλους λόγους.

4.4.3.1.5. Το μήκος του ρύγχους (γείσου) του φράγματος

Το ρύγχος (γείσος) είναι η οριζόντια προέκταση της στέψης του φράγματος προς τα κάτω, ώστε να μην προσκρούουν νερά και φερτά υλικά στο υπέργειο τμήμα του κάτω μετώπου.

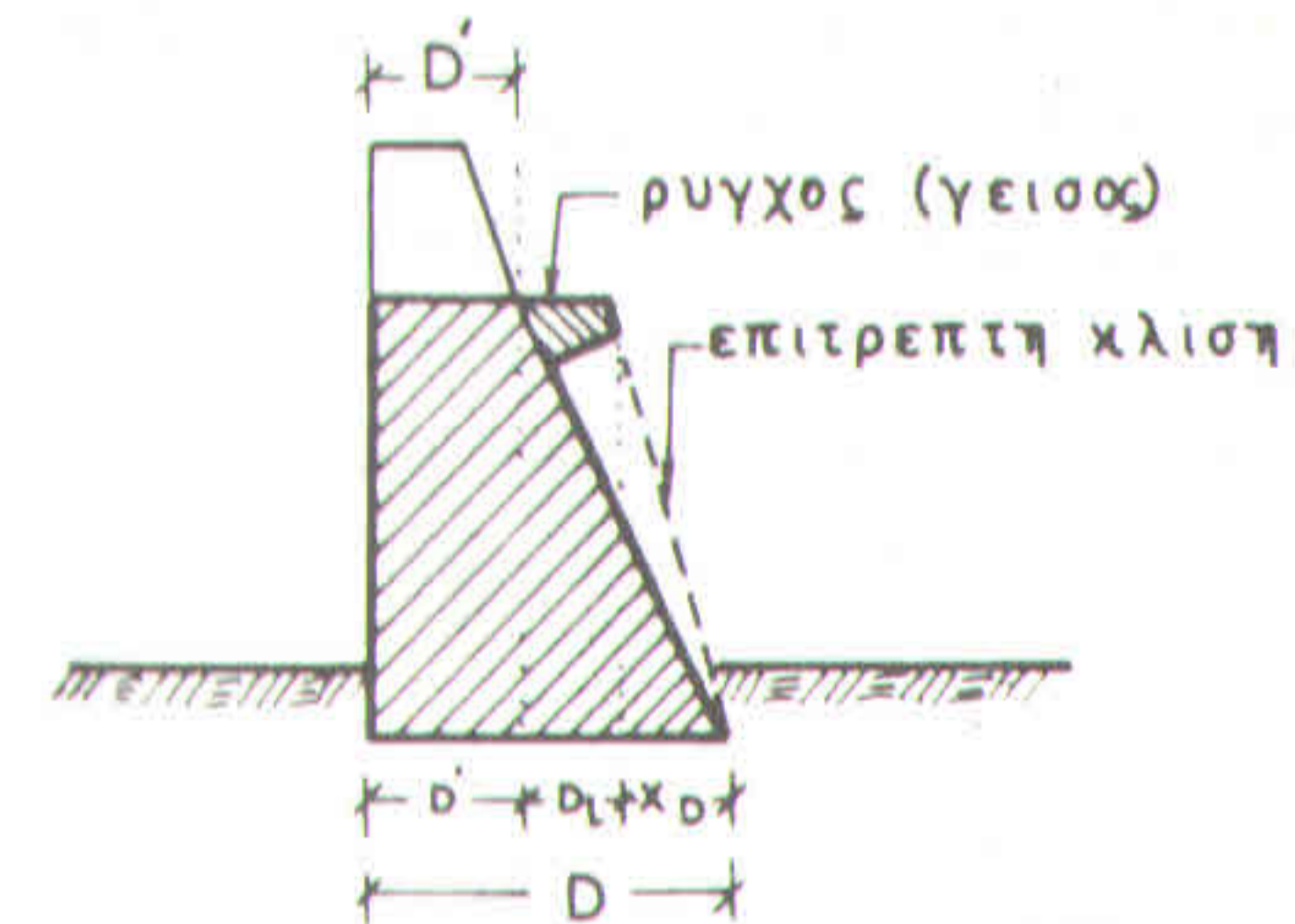
Το μήκος D_1 του ρύγχους ή γείσου δίνεται κατά τον Wehrmann ως εξής (αναφορά στο επίπεδο της βάσης του φράγματος):

$$D_1 = D - (D' + X_D)$$

όπου το X_D προσδιορίζεται είτε με την παραδοχή μιας από τις σχέσεις, που δόθηκαν παραπάνω, για την $e_{\alpha_{zu}}$ (βλ. κεφ. 4.4.3.1.4.), είτε με τη βοήθεια των εξισώσεων του Wehrmann. Συχνά αντί των D και X_D χρησι-

μοποιούνται στον τύπο τα D_h και X_{Dh} , δηλ. η αναφορά γίνεται στο επίπεδο της κοίτης (για ύψος πτώσης νερού H_h).

Λόγω του σημαντικού μήκους, που αποκτάει συχνά το ρύγχος, συνιστάται να στηρίζεται με κονσόλες ή με τη χρήση σιδηρού οπλισμού. Στη βιβλιογραφία δεν παρέχονται τρόποι υπολογισμού του οπλισμού



Σχήμα 4.13. Το ρύγχος (γείσος) του φράγματος.

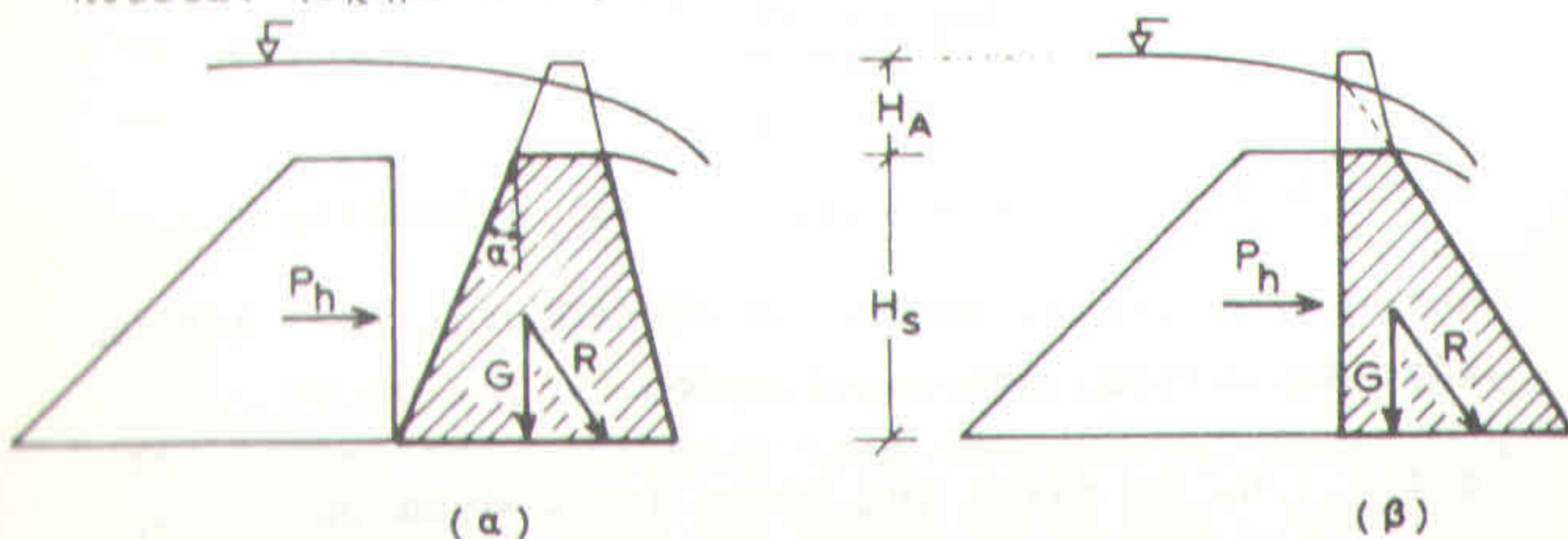
αυτού. Συνιστάται πάντως να επενδύονται με λίθους τόσο το ρύγχος, όσο και η στέψη

4.4.3.1.6. Το πάχος της βάσης του φράγματος

Η πρώτη συστηματική έρευνα για τη διαμόρφωση ελεύθερης, τραπεζοειδούς, φραγματικής διατομής με βάση τις αρχές ευστάθειας των κατασκευών έγινε από τον αυστριακό καθηγητή Hauska το 1912 και παρουσιάστηκε ολοκληρωμένη το 1926 στο έργο του "Berechnungsfarsttechnischer Bauwerke, Heft 1., Talsperren". Οι έρευνες του Hauska, οι οποίες επηρέασαν σοβαρά τη διαστασιολόγηση των χειμαρρικών φραγμάτων - οι τύποι του Hauska εξακολουθούν να χρησιμοποιούνται και σήμερα στον τόπο μας - αναφέρονται στα λιθόδομητα φραγ-

ματα και σε εκείνα με σκυρόδεμα (μπετόν) χωρίς σπλισμό.

Ο Hauska ξεκινάει από τραπεζοειδή διατομή με κεκλιμένα μέτωπα. Σ' αυτή καθορίζει καταρχή το πάχος της στέψης και την κλίση του κάταντη μετώπου σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν προηγουμένως. Στη συνέχεια προσδιορίζει σε συνάρτηση με αυτά το πάχος της βάσης και την κλίση του ανάντη μετώπου, έτσι ώστε η συνισταμένη R να διέρχεται από το άκρο του μέσου τρίτου της βάσης, προς το οποίο κάνει και την αναφορά των ροπών. Συνεπώς ο Hauska διαμορφώνει ελεύθερα τη μορφή του τραπεζίου στη διατομή του φράγματος, χωρίς να παίρνει υπόψη του την κατανομή των υδροστατικών πιέσεων (σχήμα 4.14).



Σχήμα 4.14. Ελεύθερη, τραπεζοειδής διατομή του Hauska (α) και τραπεζοειδής διατομή σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο (β)

Ως δρώσες δυνάμεις δέχεται την οριζόντια υδροστατική πίεση (P_h) και το βάρος της κατασκευής G. Η άνωση (A) και το υδροστατικό φορτίο (P_v) στο ανάντη μέτωπο όσο και στη στέψη (P_k), καθώς και οι λοιπές δρώσες δυνάμεις παραλείπονται. Θεωρεί, ότι οι συνθήκες ευστάθειας πληρούνται, εφόσον στο σημείο εφαρμογής της συνισταμένης ισχύει για τις ροπές των

δυνάμεων P_h και G, ότι:

$$P_h \cdot l_{Ph} = G \cdot l_G$$

όπου l_{Ph} και l_G : οι αντίστοιχοι μοχλοβραχίονες ως προς το σημείο αυτό. Έτσι καταλήγει στους ακόλουθους τύπους προσδιορισμού του πάχους D στη βάση του φράγματος:

1. Ο γενικός τύπος του Hauska για κεκλιμένο ανάντη μέτωπο:

$$D = - \left[\frac{D' - n}{2} + \frac{\gamma_w}{\gamma_b} \cdot (2H_A + H_S) \cdot \eta \mu \alpha_w \right] +$$

$$+ \sqrt{\left[\frac{D' - n}{2} + \frac{\gamma_w}{\gamma_b} \cdot (2H_A + H_S) \cdot \eta \mu \alpha_w \right]^2 + D'^2 + 2n \cdot D' + \frac{\gamma_w \cdot (3H_A + H_S) \cdot H_S}{\gamma_b \cdot \sigma \mu \alpha_w}}$$

όπου α_w : η γωνία κλίσης του ανάντη μετώπου

$$n = H_S \cdot \epsilon \phi \alpha_w$$

Ο τύπος δίνει το πάχος της βάσης για δεδομένο ύψος κατασκευής και δεδομένη γωνία ανάντη μετώπου. Με το τρόπο αυτό θεωρείται βέβαιο, ότι στη βάση του φράγματος η R θα διέρχεται στη θέση $2D/3$. Δεν εξασφαλίζεται όμως, ότι θα ισχύει το ίδιο και για τις επιμέρους συνισταμένες R_i στα διάφορα άλλα επίπεδα (i) στο εσωτερικό της κατασκευής. Γι' αυτό ο Hauska συνιστά, να διαιρείται το φράγμα με αρμούς σε επιμέρους τμή-

ματα, για το καθένα από τα οποία να γίνεται χωριστός υπολογισμός του πάχους της βάσης, πράγμα όμως που δεν εφαρμόζεται στην πράξη, ιδίως σε μας. Το κάτω μέτωπο σχηματίζεται τότε ενώνοντας όλα τα πέρατα των βάσεων των αρμών, οπότε όμως η τελική διατομή του φράγματος που θα προκύψει, μπορεί να διαμορφωθεί πολυγωνική αντί τραπεζοειδής.

Ο παραπάνω τύπος του Hauska παρουσιάζει τα ε-
ξής μειονεκτήματα:

- παραλείπει δύο βασικές δυνάμεις για τη διαμόρφωση της διατομής: το κατακόρυφο υδροστατικό φορτίο στο κεκλιμένο άνω μέρος και την άνωση στα θεμέλια γιαυτό και η διατομή που παρέχει, δεν ανταποκρίνεται στη πραγματική στατική κατάσταση του φράγματος
 - δεν ικανοποιεί την συνθήκη της μη ανάπτυξης τάσεων εφελκυσμού, η οποία για κεκλιμένο άνω μέρος μέτωπο προϋποθέτει την διέλευση της R εσωτερικότερα από το άκρο του πυρήνα της βάσης, πράγμα που συνεπάγεται ογκωδέστερες διαστάσεις
 - δίνει διατομές μεγαλύτερες σε σύγκριση με τις αντίστοιχες, που έχουν κατακόρυφο άνω μέρος μέτωπο
 - η μορφή της διατομής αποκλείνει σημαντικά από εκείνη, που αντιστοιχεί στη κατανομή των πιέσεων (βασικό τρίγωνο), με αποτέλεσμα το μέγεθός της να γίνεται ακόμη πιο αντιοικονομικό
 - η διατομή που προκύπτει, πρέπει οπωσδήποτε να ελέγχεται στατικά και σε διάφορα επιμέρους τμήματα με βάση το σύνολο των ασκούμενων δυνάμεων, ώστε να διαπιστώνεται η πραγματική ευστάθεια της κατασκευής.
- Γενικά ο τύπος αυτός του Hauska για κεκλιμένο άνω μέρος μέτωπο δεν βρίσκει σήμερα εφαρμογή στην πράξη - ούτε και στην Αυστρία, πατρίδα του Hauska - λόγω της ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων, της αντιοικονο-

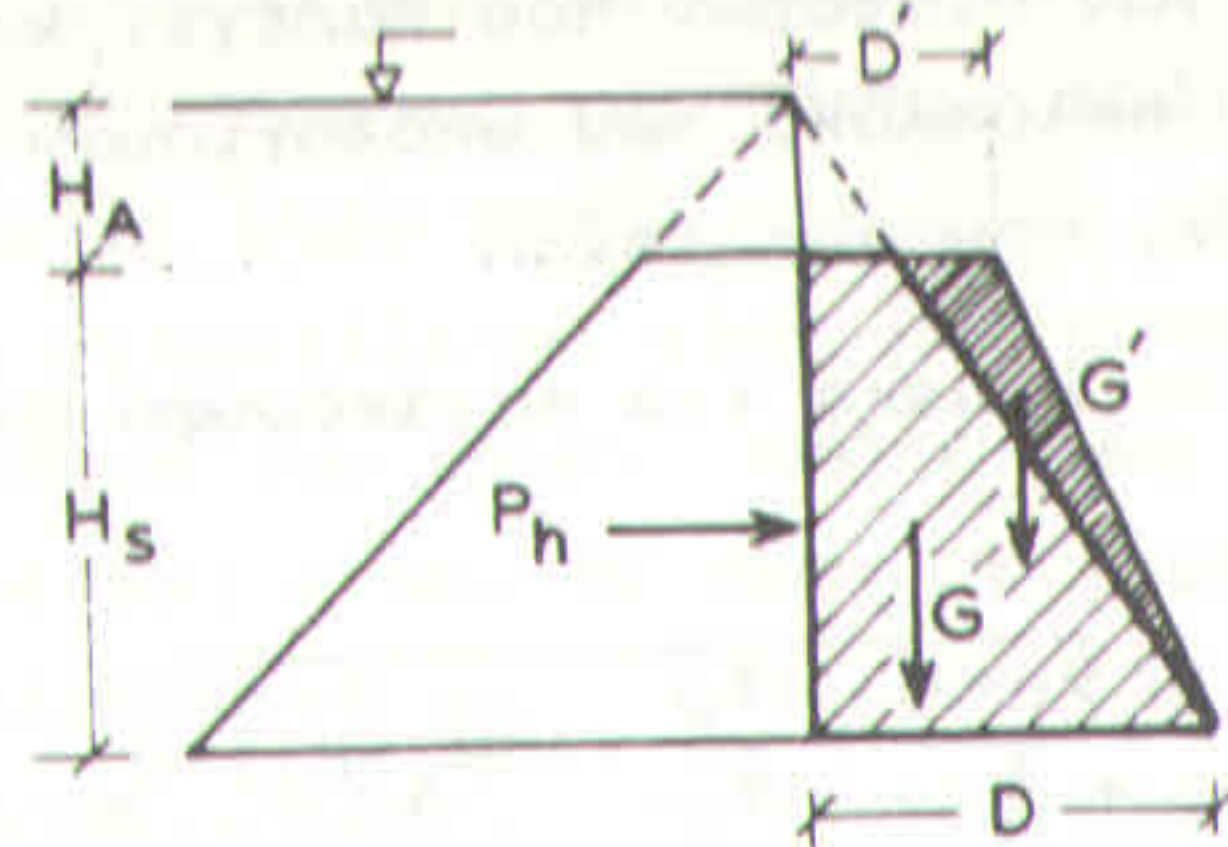
νομικότητας των διατομών που παρέχει, καθώς για το κοπιώδες και πολύπλοκο των υπολογισμών και των στατικών ελέγχων, που απαιτεί.

2. Ο τύπος του Hauska για κατακόρυφο άνω μέρος μέτωπο:

$$D = - \frac{D'}{2} + \sqrt{\frac{5D'^2}{4} + \frac{\gamma_w}{\gamma_b} \cdot (3H_A + H_S) \cdot H_S} \quad (m)$$

Προκύπτει από τον παραπάνω γενικό τύπο για γωνία ανάντη μετώπου $\alpha_w = 0$. Ο τύπος αυτός, που βρήκε ευρεία εφαρμογή στην πράξη, πληρεί τη συνθήκη εφελκυσμού και παρέχει οικονομικότερες διατομές. Εξακολουθεί όμως να διατηρεί τα βασικά μειονεκτήματα του πρώτου τύπου, ότι:

- δεν παίρνει υπόψη του όλες τις δρώσες δυνάμεις και ιδίως την άνωση κι έτσι μπορεί να οδηγήσει σε διαστάσεις, που δεν πληρούν τις συνθήκες ευστάθειας για το σύνολο των δυνάμεων
- παρέχει διατομές μεγαλύτερες ως προς εκείνες του τραπέζιου, που προκύπτει από βασικό τρίγωνο, αφού διαμορφώνει το κάτω μέρος μέτωπό τους με βάση το κάτω άκρο της στέψης (σχήμα 4.15), το πάχος της οποίας υπολογίζεται σύμφωνα με τους τύπους που δόθηκαν (κεφ. 4.4.3.1.2) και συνεπώς υπερβαίνει εκείνο, που αντιστοιχεί στο βασικό τρίγωνο
- η συνθήκη εφελκυσμού ισχύει για τη βάση του φράγματος, όχι όμως και για τα λοιπά, εσωτερικά μέρη της διατομής. Γιαυτό, έχει επιβληθεί στην πράξη, οι διατομές που προκύπτουν από τον τύπο αυτό, να ελέγχονται στατικά στο εσωτερικό τους κατά τμήματα ύψους 1,0+2,0 m.



Σχήμα 4.15. Σύγκριση μεταξύ φραγματικών διατομών με κατακόρυφο άναντες μέτωπο και χωρίς άνωση κατά τον τύπο του Hauska και κατά το βασικό τρίγωνο για την αυτή βάση φράγματος

Από τους λοιπούς τύπους προσδιορισμού του πάχους της βάσης του φράγματος, που δίνονται στη βιβλιογραφία και παίρνουν υπόψη τους τις ασκούμενες υδροστατικές δυνάμεις - υπάρχουν άλλοι τύποι, που στηρίζονται είτε στην ώθηση γαιών, με την προϋπόθεση της τεχνητής πρόσχωσης, είτε στην ανάληψη μέρους των πιέσεων από τα πρανή, οι οποίοι δεν θα αναφερθούν εδώ - οι σπουδαιότεροι είναι οι εξής:

3. Τύποι του Daubrée για κατακόρυφο άναντες μέτωπο:

Αναφέρονται σε φράγματα ύψους $H_S < 5,0$ m με κατακόρυφο άναντες μέτωπο, με βάθος θεμελίωσης μέχρι 2,0 m και στέψη $D' > 0,80$ m. Παίρνοντας υπόψη την οριζόντια υδροστατική πίεση και παραλείποντας την άνωση ο Daubrée καταλήγει στον γενικό τύπο:

$$D = H_S \cdot \left[- \frac{\epsilon\phi\alpha}{2} + \sqrt{\frac{5\epsilon\phi\alpha}{4} + \frac{\gamma_w}{\gamma_b}} \right] \text{ (m)}$$

(όπου α : βλέπε σχ. 4.1.)

οπότε δίνοντας διάφορες τιμές στο γ_b και γ_w καταλήγει τελικά στις ακόλουθες απλοποιημένες μορφές εξισώσεων για $H_S \leq 5,0$ m:

- για $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$: $D = 0,583 \cdot H_S$
- για $\gamma_b = 2,2 \text{ t/m}^3$: $D = 0,611 \cdot H_S$
- για $\gamma_b = 2,0 \text{ t/m}^3$: $D = 0,642 \cdot H_S$

Η διαμόρφωση του τραπεζίου της διατομής γίνεται όπως και στον δεύτερο τύπο του Hauska, με βάση το πάχος της στέψης, που υπολογίζεται από τους τύπους του Daubrée και με κλίση κατάντη μετώπου 1:5. Συνεπώς και στην περίπτωση αυτή εξακολουθούν να ισχύουν τα μειονεκτήματα, που αναφέρθηκαν για τον δεύτερο τύπο του Hauska. Γι' αυτό απαιτείται και εδώ να γίνεται έλεγχος της ευστάθειας, εκτός από τη βάση και στον λοιπό, εσωτερικό χώρο της διατομής, παίρνοντας πάντοτε υπόψη το σύνολο των δυνάμεων, που γίνεται δεκτό, ότι έχουν. Χαρακτηριστικό είναι πάντως το μεγάλο πάχος στέψης, που δέχεται ο Daubrée - η εξίσωσή του δόθηκε στο κεφ. 4.4.3.1.2. - πράγμα, που τον βοηθάει μεν να επιτύχει την αναγκαία κλίση 1:5, οδηγεί όμως σε θγκώδες, αντιοικονομικές κατασκευές. Έτσι π.χ. για $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$ το πάχος της βάσης αντιστοιχεί περίπου στα 60 % του ύψους και το πάχος στέψης στα 40% αυτού.

4. Τύποι των Leys/Hagen:

Οι πρόσφατοι αυτοί τύποι (1972) στηρίζονται στις ίδιες αρχές και την αυτή μεθοδολογία με του Hauska, γι' αυτό και μπορούν να θεωρηθούν παραλλαγές των τύπων του. Διαφέρουν μόνο, στο ότι ξεκινούν όχι με το πάχος D' της στέψης του διάρρου, αλλά με το πάχος D'' της στέψης των πτερυγίων, επειδή στη στέψη

συνηθίζεται να κατασκευάζεται ρύγχος. Οι τύποι δίνονται ως εξής:

- για κατακόρυφο άναντες μέτωπο:

$$D = -\frac{D''}{2} + \sqrt{\frac{5}{4} D''^2 \cdot \frac{(H_S + H_A)^2}{\gamma_b}} \quad (m)$$

- για κεκλιμένο άναντες μέτωπο:

$$D = -\frac{1}{2} \cdot \left[(H_S + H_A) \cdot \epsilon\phi\alpha_w^{-D''} \right] + \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \left[(H_S + H_A) \cdot \epsilon\phi\alpha_w^{-D''} \right]^2 + 4 \cdot D'' \cdot (H_S + H_A) \cdot \epsilon\phi\alpha + \frac{(H_S + H_A)^2}{\gamma_b}} \quad (m)$$

όπου D'' : πάχος της στέψης των πτερυγίων, για το οποίο γίνεται δεκτό ότι D'' = 1,0 m. Ως πάχος D' παίρνεται, όρι προκύπτει με βάση την κλίση του κάταντη μετώπου. Επειδή όμως αυτό δεν επαρκεί για την προστασία του μετώπου αυτού, κατασκευάζεται ρύγχος. Και οι τύποι διατηρούν τα ίδια μειονεκτήματα με τους τύπους του Hauska.

5. Τύποι του Bergthaler:

Διάφορες προσπάθειες για τη μείωση των διαστάσεων στις φραγματικές κατασκευές οδήγησαν στην εξής παραδοχή, που βρίσκει εφαρμογή στην πράξη: στα μικρού ύψους φράγματα (H_S < 5 m), που είναι τα πληθέστερα στις διευθετήσεις χειμάρρων και τα οποία κατασκευάζονται κατά κανόνα σε δευτερεύουσες χαράδρες με μικρό πλάτος κοίτης, η συνισταμένη R μπορεί να διέρχεται σε απόσταση D/6 από το κάταντες άκρο της βάσης D, χωρίς να προκαλούνται ζημιές σ' αυτά, είτε γιατί οι εφελκυστικές τάσεις, που αναπτύσσονται

είναι μικρού μεγέθους, είτε επειδή ένα μέρος των δυνάμεων που δρουν, παραλαμβάνονται και από τα πρανή, όπου θεμελιώνεται η κατασκευή, είτε ακόμη επειδή γίνεται δεκτό, πως η δύναμη, που δέχεται το φράγμα, διαμορφώνεται στις δευτερεύουσες χαράδρες κυρίως από την ώθηση των γαιών. Ακριβής όμως στατική απόδειξη ή αιτιολόγηση της παραδοχής αυτής δεν δίνεται. Από τους τύπους προσδιορισμού του πάχους στη βάση του φράγματος, που διατυπώθηκαν σύμφωνα με την παραδοχή αυτή και που βρίσκουν εφαρμογή στην πράξη, σπουδαιότεροι είναι εκείνοι του Bergthaler. Στηρίζονται στο ίδιο στατικό σκεπτικό με εκείνο του Hauska, αναφέρονται σε φράγμα με κατακόρυφο άναντες και ξεκινούν από το πάχος D'' των πτερυγίων και όχι από το πάχος D' της στέψης. Έχουν την ακόλουθη μορφή:

$$D = -\frac{D''}{2} + \sqrt{\frac{11}{12} D''^2 + \frac{2(H_S + H_A)^2}{3\gamma_b}} \quad (m)$$

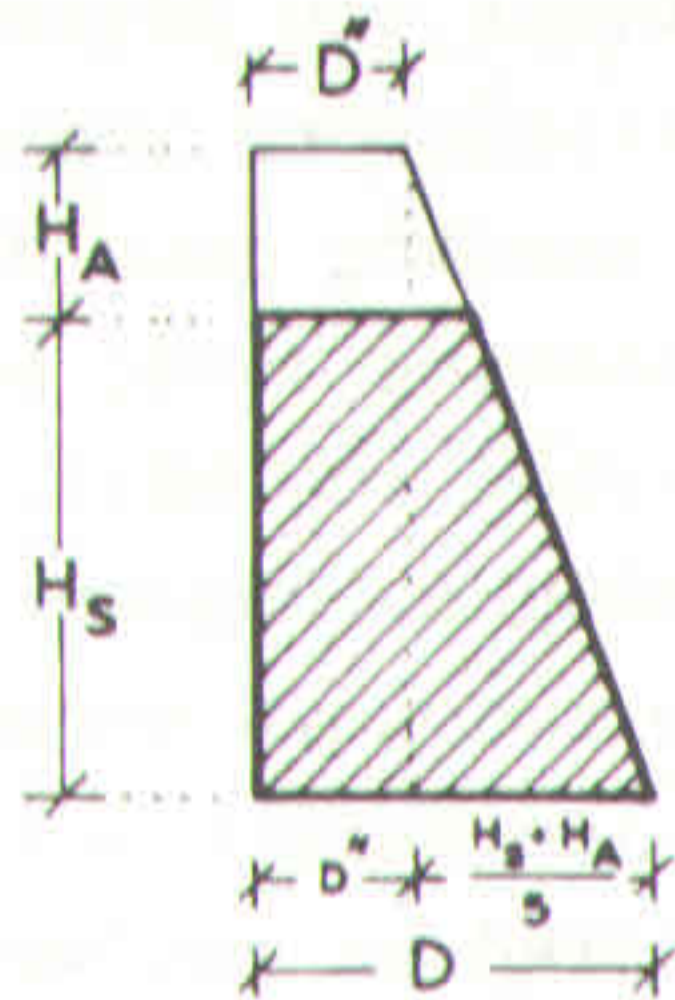
Ο Bergthaler (1968) δίνει διαγράμματα, που απλοποιούν τους υπολογισμούς.

6. Τύποι των ελβετικών κανονισμών:

Οι τύποι αυτοί, οι οποίοι παρέχονται από τους ελβετικούς κανονισμούς του 1973, αναφέρονται σε χειμαρρικά φράγματα με κατακόρυφο άναντες μέτωπο. Εκφράζουν το πάχος της βάσης D της κατασκευής σε συνάρτηση με το πάχος των πτερυγίων D'' (όχι το D' της στέψης) και την κλίση του κάταντη μετώπου.

Το πάχος D'' προσδιορίζεται με τη βοήθεια δύο πινάκων σε συνάρτηση με το ύψος H_S + H_A και με την επιτρεπόμενη θλίψη του εδάφους. Ο πρώτος πίνακας ισχύει για τιμή 1,5 στους συντελεστές ανατροπής (η_κ)

και ολίσθησης (n_G), δηλ. $n_k = n_G \leq 1,5$ και ο άλλος για τιμή 1,2 σ' αυτούς, δηλ. $n_k = n_G \leq 1,2$. Η κλίση του κατάντη μετώπου παίρνεται 1:5. Έτσι το πάχος D



Σχήμα 4.16. Διατομή φράγματος κατά τους ελβετικούς κανονισμούς

της βάσης του φράγματος δίνεται ως εξής:

$$D = D' + \frac{H_S + H_A}{5} \quad (m)$$

Συνεπώς η μορφή της διατομής δεν ανταποκρίνεται στη κατανομή της υδροστατικής πίεσης. Το φράγμα πρέπει να ελέγχεται, σ' ό,τι αφορά την διέλευση της συνισταμένης R από το έξω άκρο του μεσαίου τρίτου της βάσης.

4.4.3.1.7. Η μορφοποίηση της διατομής του φράγματος

Σύμφωνα με την βιβλιογραφία η μορφοποίηση της διατομής ενός φράγματος, που υπολογίζεται με βάση τα προηγούμενα, ακολουθεί κατά κανόνα την εξής διαδικασία:

Στα φράγματα με κεκλιμένο άναντες μέτωπο γίνεται καταρχή παραδεκτό (μετά από υπολογισμό ή παραδοχή) το μέγεθος της επιτρεπτής κλίσης για το κά-

τάντες μέτωπό τους, ώστε να μην προσκρούουν σ' αυτό νερά και φερτά υλικά. Στη συνέχεια με βάση το πάχος D' της στέψης ή το D'' των πτερυγίων - αυτά προσδιορίζονται χωριστά - και με την παραδοχή μιας κλίσης για το άναντες μέτωπο υπολογίζεται η φραγματική βάση D κι έτσι προκύπτει η κλίση του κατάντη μετώπου, που αντιστοιχεί σ' αυτά. Εάν η κλίση αυτή δεν ανταποκρίνεται στην παραπάνω αποδεκτή, ο υπολογισμός επαναλαμβάνεται με νέα γωνία του άναντη μετώπου, μέχρις ότου επιτευχθεί κλίση για το κάναντες ίση με τη επιτρεπτή, που έγινε αποδεκτή. Στη συνέχεια με βάση το πάχος D της βάσης και το πάχος D' ή D'' (της στέψης ή των πτερυγίων ανάλογα με το πίο παίρνεται υπόψη) διαμορφώνεται η ευθεία του κατάντη μετώπου καθώς και εκείνη του άναντη μετώπου.

Στα φράγματα με κατακόρυφο άναντες μέτωπο γίνεται υπολογισμός του πάχους D' ή D'' και ακολουθεί ο υπολογισμός του πάχους D της βάσης. Στη συνέχεια εξετάζεται κατά πόσο η συνένωση της στέψης D' ή D'' με τη βάση D του φράγματος δημιουργεί στο κάναντες μέτωπο την επιτρεπτή κλίση. Εάν αυτό δεν ισχύει, η επιτρεπτή κλίση εξασφαλίζεται με την κατασκευή ρύγχους (γείσου) με ανάλογο μήκος.

4.4.3.1.8. Εφαρμογή της διαστασιολόγησης

Από όσα αναφέρθηκαν σχετικά με τον υπολογισμό των διαστάσεων και τη μορφοποίηση των διατομών των φραγμάτων στη βιβλιογραφία προκύπτει, ότι κατά την εφαρμογή των τύπων και των κανόνων που δόθηκαν, πρέπει να τηρούνται τα εξής:

- το πάχος της βάσης των κατασκευών να προσδιορίζεται ανά 1:2 m ύψους - ιδίως σε φράγματα με κεκλιμένο άναντες - η δε τελική διατομή να διαμορφώ-

νεται στη συνέχεια με συνένωση των άκρων αυτών. Μόνο σε μικρού ύψους φράγματα $H_s < 5,0$ m μπορεί να υπολογίζεται απευθείας η βάση της κατασκευής

- στα φράγματα με κεκλιμένο άναντες πρέπει το πάχος της βάσης να παίρνεται μεγαλύτερο από εκείνο, που παρέχουν οι τύποι, ώστε η R να διέρχεται εσωτερικότερα της απόστασης $D/3$ από το κάταντες άκρο, για να μην αναπτύσσονται τάσεις εφελκυσμού

- ο στατικός έλεγχος να γίνεται σ'όλο τον κορμό του φράγματος (τμήματα πάχους $1:2$ m), ώστε να παρακολουθείται η στατική κατάσταση στο εσωτερικό της κατασκευής, να παίρνονται δε υπόψη όλες οι αναγκαίες - από στατική άποψη - δυνάμεις και ιδίως η άνωση (Α).

Επειδή οι τύποι που δόθηκαν, δεν παίρνουν υπόψη τους την άνωση, υπάρχει κίνδυνος, εάν ο στατικός έλεγχος γίνει με τον συνυπολογισμό και αυτής να αποδείξει την ύπαρξη τάσεων εφελκυσμού στην βάση του φράγματος. Σε τέτοια περίπτωση αυξάνεται η βάση εμπειρικά και επαναλαμβάνονται οι υπολογισμοί, μέχρι ότου ισχύσει η συνθήκη του εφελκυσμού ως εξής:

- για κατακόρυφο άναντες: διέλευση της R σε απόσταση $D/3$ από το κάταντες άκρο της βάσης
- για κεκλιμένο άναντες: διέλευση της R εσωτερικότερα από το σημείο $D/3$ στα κατάντη της βάσης, σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν.

4.4.3.1.9. Η μορφή της φραγματικής διατομής και οι σύγχρονες τάσεις

Το κεκλιμένο άναντες μέτωπο επιβλήθηκε κυρίως από τον αυστριακό καθηγητή L. Hauska ήδη από το 1912 και ιδίως από το 1926. Σ'αυτό συνέβαλαν και οι ιτα-

λοί, οι οποίοι, κατά την ίδια περίοδο είχαν καθιερώσει τα φράγματα με κατακόρυφο κάταντες και κεκλιμένο άναντες μέτωπο. Τα αποτελέσματα όμως διάφορων ερευνών, που είχαν αρχίσει να διεξάγονται τότε για την ανάπτυξη των τάσεων εφελκυσμού στα υψηλά φράγματα με κεκλιμένο άναντες - είχαν προηγηθεί καταστροφές σε υψηλά φράγματα από τον λόγο αυτό - τα οποία βρήκαν εφαρμογή στην πράξη γύρω στο 1930, άρχισαν να επηρεάζουν τη στατική σκέψη στις διευθετηθείς χειμάρρων μετά το 1935 και επέδρασαν καθοριστικά μετά τον πόλεμο, δηλαδή μετά το 1955.

Όπως έδειξαν οι έρευνες αυτές, τα φράγματα με κεκλιμένο άναντες μέτωπο παρουσιάζουν μεγαλύτερη επιφάνεια διατομής (όγκο κατασκευής) ως προς εκείνη των φραγμάτων με κατακόρυφο άναντες. Το μέγεθός της προσ αυξάνεται ακόμη περισσότερο, όταν η συνισταμένη R πρέπει να διέρχεται εσωτερικότερα από το άκρο του μέσου τρίτου της βάσης της κατά διάστημα:

$$\frac{p \cdot D^2 \cdot \eta \mu^2 \alpha_w}{6N} \quad (m)$$

δηλ. σε απόσταση από τον κατάντη πόδα του φράγματος:

$$X_R = \frac{D}{3} + \frac{p \cdot D^2 \cdot \eta \mu^2 \alpha_w}{6N}$$

ώστε να μην εμφανίζονται τάσεις εφελκυσμού. Συνεπώς η διατομή των εκχειλιστών βάρους πληρεί την συνθήκη εφελκυσμού και παράλληλα ελαχιστοποιεί τις διαστάσεις της, μόνον όταν διαμορφώνεται με κατακόρυφο άναντες μέτωπο. Για το λόγο αυτό συνιστώνται στη νεώτερη βιβλιογραφία (μετά το 1965) τα χειμαρρικά φράγματα με κατακόρυφο άναντες, τα οποία σήμερα πλέον κυριαρχούν - εκτός ειδικών εξαιρέσεων - και στη πρά-

Εη. Χαρακτηριστικό είναι πάντως, ότι ο τόσο γνωστός στην ελληνική πράξη Daubrée (από τους τύπους του στο βιβλίο του Μαργαρόπουλου: υδραυλικοστατικοί υπολογισμοί κ.λ.π. 1950) έκαμνε τους υπολογισμούς του ήδη πριν το 1940 θεωρώντας το άναντες μέτωπο κατακόρυφο. Στο σύγγραμμά του δε ο Daubrée τονίζει την αντιοικονομικότητα της διατομής με κεκλιμένο άναντες μέτωπο.

Σήμερα επικρατεί η τάση για ακόμη μικρότερες διαστάσεις από εκείνες, που αντιστοιχούν στα φράγματα βάρους με κατακόρυφο άναντες. Γ' αυτό τέτοια φράγματα αρχίζουν να υποκαθίστανται με άλλους φραγματικούς τύπους και κυρίως με τα αντιρριδωτά φράγματα, καθώς και με κατασκευές τύπου L. Όπου δε οι διατομές της κοίτης προσφέρονται (στενές, τριγωνικές) προτιμούνται τα φράγματα -δοκοί ή πλάκες ή σπανιότερα, και τα καμπύλα φράγματα (σε βραχώδεις θέσεις).

Στην πράξη σήμερα δεν χρησιμοποιείται οπλισμός στα φράγματα βάρους, που να παραλαμβάνει τις τάσεις εφελκυσμού, ώστε να μειώνονται οι διαστάσεις της διατομής τους. Επικρατεί γενικά η άποψη, ότι τέτοιες οπλισμένες διατομές δεν είναι και οικονομικότερες από κατασκευαστική άποψη. Αλλά ούτε και σχετικές μέθοδοι υπολογισμού του οπλισμού έχουν αναπτυχθεί, παρόλο που ο καθηγητής της στατικής Gserny, έδωσε ήδη από το 1976 το σκεπτικό ενός τέτοιου υπολογισμού για ελαφρύ οπλισμό.

4.4.3.2. Η μορφή της φραγματικής διατομής βάρους χωρίς οπλισμό και το βασικό τρίγωνο, νέες προτάσεις

4.4.3.2.1. Η φραγματική διατομή βάρους χωρίς οπλισμό και χωρίς την παραδοχή τάσεων εφελκυσμού (διατομή του βασικού τριγώνου)

Από όσα αναφέρθηκαν, προκύπτει, ότι σύμφωνα με τη βιβλιογραφία και τα δεδομένα της πράξης, η οικονομικότερη διατομή χωρίς οπλισμό και χωρίς τάσεις εφελκυσμού διαμορφώνεται σε φράγμα βάρους, όταν το άναντες μέτωπό του κατασκευάζεται κατακόρυφο. Κατά τον συγγραφέα του παρόντος, το μέγεθος της διατομής αυτής με κατακόρυφο άναντες ελαχιστοποιείται, όταν η μορφή της παρακολουθεί το βασικό τρίγωνο, οπότε γίνεται και άριστη από στατική άποψη.

Στα πλαίσια λοιπόν της τάσης, που επικρατεί σήμερα για την ανάπτυξη οικονομικών διατομών, ο συγγραφέας προτείνει την ακόλουθη μέθοδο για τον προσδιορισμό αυτής της ιδανικής διατομής (δηλ. της ελάχιστης και στατικά άριστης) στους εκχειλιστές βάρους:

Οι κύριες δυνάμεις, που επηρεάζουν στατικά τους εκχειλιστές αυτούς και συνεπώς μορφοποιούν τη διατομή τους για κατακόρυφο άναντες μέτωπο είναι:

α) δρώσες δυνάμεις:

- * η υδροστατική δύναμη P_h και
- * η άνωση A (ή υποπίεση P_s)

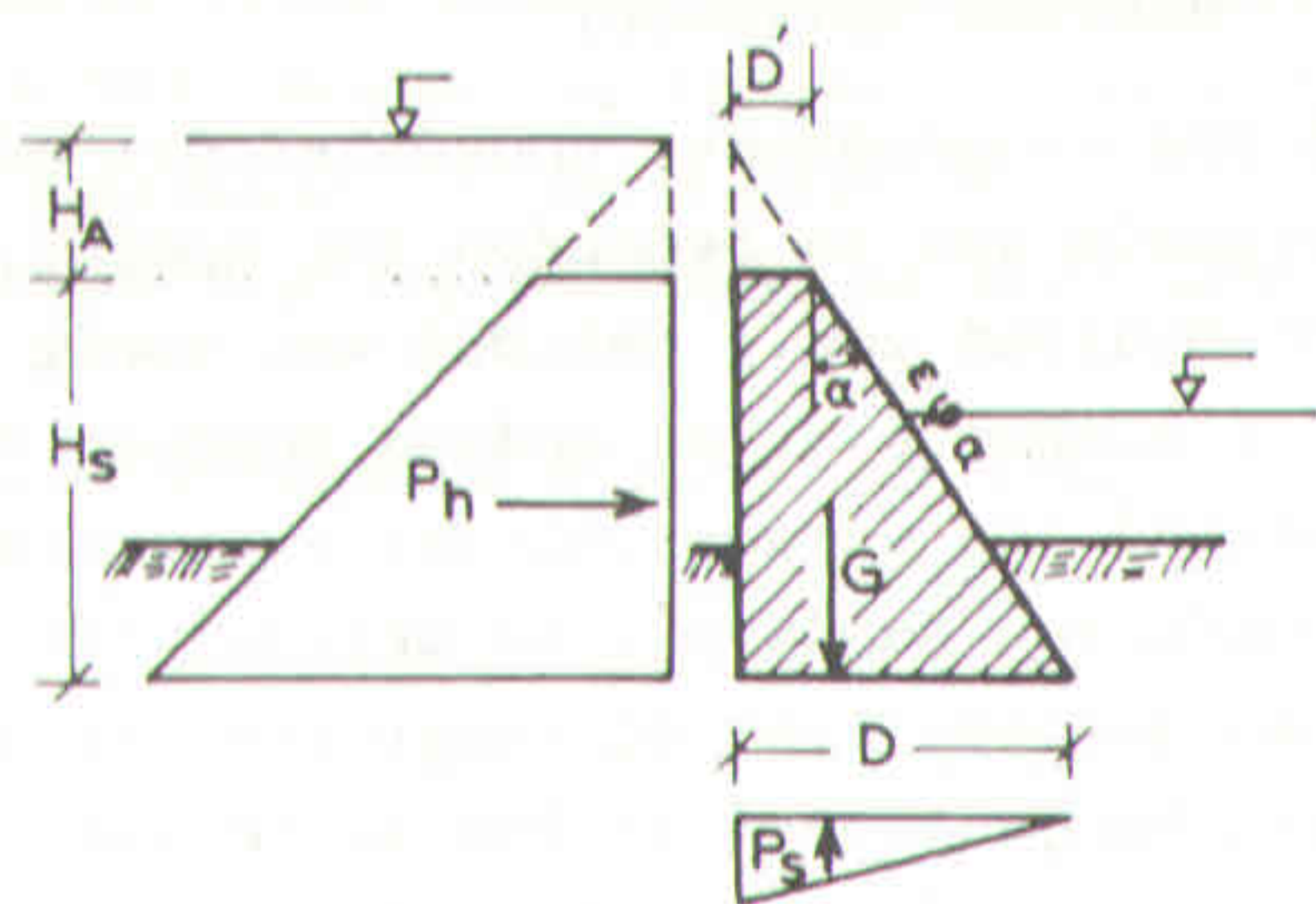
β) αντιστάσεις:

- * το βάρος της κατασκευής G

Συνεπώς το πάχος D της βάσης του εκχειλιστή καθορίζεται από τη γενική σχέση (βλ. κεφ. 4.2.1.):

$$D = \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \lambda \cdot \gamma_w} \cdot (H_s + H_A)} \quad (m)$$

οπότε η R διέρχεται πάντοτε από το άκρο του μέσου τρίτου της βάσης σ' όλα τα επίπεδα του κατασκευαστικού ύψους του. Εφόσον δε η κατανομή της υδροστατικής



Σχήμα 4.17. Οι δυνάμεις, που δρουν σε εκχειλιστές βάρους σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο

κής πίεσης (παράγοντας $H_S + H_A$) είναι γραμμική, - για αυτό και αποδίδεται με το τρίγωνο των πιέσεων - το κάταντες μέτωπο της διατομής αποτελεί ευθεία κεκλιμένη κατά την εφά, όπου:

$$\epsilon_{\phi\alpha} = \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \lambda \cdot \gamma_w}}$$

Η παραπάνω εξίσωση μπορεί να απλοποιηθεί και να προσαρμοσθεί για πρακτικούς σκοπούς ανάλογα με το είδος και το σκοπό του εκχειλιστή ως εξής:

α) σε εκχειλιστές, που δέχονται υδροστατική δύναμη ($\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$):

- χωρίς άνωση: $D = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_S + H_A) \quad (\text{m})$

με άνωση: $D = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot (H_S + H_A) \quad (\text{m})$

β) σε εκχειλιστές, που δέχονται δύναμη από χειμαρρολάβα στον κορμό τους οπότε $\gamma_w = (3 \div 4) \cdot 1 \text{ t/m}^3$ ή $\gamma_w = 3 \div 4 \text{ t/m}^3$, συνεπώς $E_m = (3 \div 4) \cdot P$, ισχύει:

χωρίς άνωση: $D = \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b}} \cdot (H_S + H_A) =$
 $= \sqrt{\frac{(3 \div 4) \cdot 1}{\gamma_b}} \cdot (H_S + H_A)$

και $D = \sqrt{3 \div 4} \cdot \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_S + H_A) \quad (\text{m})$

με άνωση: $D = \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \lambda \cdot \gamma_w}} \cdot (H_S + H_A) =$

$= \sqrt{\frac{(3 \div 4)}{\gamma_b - \lambda}} \cdot (H_S + H_A)$

και $D = \sqrt{3 \div 4} \cdot \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot (H_S + H_A) \quad (\text{m})$

Συνεπώς στην περίπτωση χειμαρρολάβας το πάχος της βάσεως γίνεται σημαντικά μεγαλύτερο. Εάν μάλιστα πρόκειται για χειμαρρολάβα σε κοίτες ρεύματος με ισχυρή κλίση, οπότε στη μάζα της κυριαρχούν τα γεωθλιμά - επειδή τα δε νερά απομακρύνονται εύκολα - ο υπολογισμός του πάχους D της βάσης πρέπει να γίνεται με συντελεστή ακόμη μεγαλύτερο (7πλάσια αντί 3πλάσια υδροστατική πίεση).

Θα πρέπει να σημειωθεί πάντως, ότι στα φράγματα κατά χειμαρρολάβας δεν τίθεται τόσο θέμα οικο-

νομικότητας της διατομής, όσο συγκράτησις του λαβαυλικού, λόγω του μεγέθους και της φύσης των φορτίων αλλά και της αδυναμίας να υπολογιστούν αυτά ακριβώς. Συνεπώς ενδιαφέρει προπάντων η αντοχή της κατασκευής, γι' αυτό και αποφεύγεται να δίνεται σε τέτοια φράγματα σημαντικό, υπέργειο ύψος.

Το πάχος D' της στέψης των εκχειλιστών θα πρέπει καταρχή να ανταποκρίνεται στην ασκούμενη υδροστατική πίεση (πίεση σε βάθος διάρρου H_A) και συνεπώς να παρακολουθεί το βασικό τρίγωνο. Η τιμή λοιπόν του πάχους D'_0 της στέψης, που αντιστοιχεί στο βασικό τρίγωνο, δίνεται καταρχή από τη γενική σχέση χωρίς την άνωση, ως εξής:

$$D'_0 = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot H_A \quad (m)$$

Το πάχος αυτό δίνεται βέβαια για ολόκληρη τη φραγματική κατασκευή, δηλ. για όλο το ανάπτυγμά της.

Σε συνήθεις διάρρους με βάθος $H_A = 1,0 \text{ m}$ και $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$ το πάχος αυτό ανέρχεται σε:

$$D'_0 = \frac{1}{\sqrt{2,4}} \cdot 1,0 \approx 0,64 \text{ m}$$

Η στέψη όμως του διάρρου δέχεται επιπλέον και την κρουστική δύναμη του απορρέοντος νερού μέχρι βάθος 1 m. Το μέγιστο της κρουστικής επίδρασης ασκείται στην επιφάνειά της (βάθος H_A), ενώ σε βάθος $H + 1 \text{ m}$ το μέγεθος της μηδενίζεται (βλ. Μέρος I). Αυτή η τοπική οριζόντια δύναμη είναι μικρή μεν για να επηρεάσει την ευστάθεια όλης της κατασκευής, μπορεί όμως να ζημιώσει τον διάρρο, γι' αυτό και πρέπει να προσμετράται κατά τον υπολογισμό της στέψης. Έτσι η παραπάνω σχέση αποκτάει τη μορφή:

$$D' = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot \left(H_A + \frac{v_0^2}{2g} \right) \quad (m)$$

Εάν $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$ (συνήθης τιμή), $H_A = 1 \text{ m}$ και $v_0 = 2,0 \text{ m/s}$, προκύπτει ότι το ελάχιστο πάχος της στέψης ανέρχεται σε 0,75 m. Συνεπώς η στέψη δεν μπορεί να είναι στη πράξη μικρότερη των $0,70 \div 0,80 \text{ m}$.

Περαιτέρω όμως το πάχος της στέψης για κάθε συγκεκριμένη περίπτωση πρέπει να καθορίζεται τόσο από το δεδομένο βάθος του διάρρου (για υδροστατική και υδροδυναμική πίεση), όσο και από τη διάμετρο των κινούμενων ογκοδέστερων λίθων. Ο δυσμενέστερος από τους δύο αυτούς παράγοντες (συνήθως τα υλικά) είναι, που καθορίζει και την τελική τιμή του D' . Συνήθως προσαυξάνεται η τιμή του D' , που υπολογίζεται από τα παραπάνω, παίρνοντας υπόψη και τα φερτά υλικά, που μεταφέρει το ρεύμα. Η προσαύξηση αυτή γίνεται εμπειρικά κατά την εκτίμηση του μελετητή. Το τελικό πάχος της στέψης, που γίνεται δεκτό, πρέπει να κατασκευάζεται σε βάθος μέχρι 1 m από τη βάση του διάρρου.

Ετη περίπτωση φραγμάτων, που δέχονται χειμαρρικές λάβες, η στέψη κατασκευάζεται πάλι σύμφωνα με τη γενική εξίσωση, ως εξής:

$$D' = \sqrt{3+4} \cdot \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot \left(H_A + \frac{v_0^2}{2g} \right) \quad (m)$$

επότε είναι $\sqrt{3+4} = 1,7 \div 2$ φορές μεγαλύτερη της κανονικής. Το ελάχιστο πάχος διάρρου στα φράγματα κατά χειμαρρολάβας έχει μέγεθος $(3 \div 4) \cdot (0,70 \div 0,80 \text{ m})$, δηλαδή κυμαίνεται μεταξύ $2,10 \div 3,20 \text{ m}$. Το πάχος αυτό θεωρείται, ότι είναι επαρκές για να αντισταθεί στην πρόσκρουση των κινούμενων φερτών λαβαύλων, ώστε να

μην χρειάζεται ιδιαίτερη προσαύξησή του.

Σ'ότι αφορά τη στέψη D'' των πτερυγίων - αυτή δεν υπερπηδάται από τα νερά - το πάχος της πρέπει να αποκτάει μια ελάχιστη τιμή ασφαλείας, της οποίας το μέγεθος περιορίζεται συνήθως στη πράξη μεταξύ 0,20÷0,50 m, ώστε να μη προστίθεται και έκκεντροβάρος στην κατασκευή, το οποίο να δημιουργεί εφελκυστικές τάσεις, όταν το φράγμα είναι κενό (βλ. ταμειευτήρες κεφ. 4.3.2.2.). Σε περίπτωση χειμαρρολάβας, το πάχος D'' της στέψης των πτερυγίων διαμορφώνεται ίσο με το αντίστοιχο πάχος D' του διάρρου (D'=D'').

Τα πτερύγια του φράγματος υπερυψώνονται εκατέρωθεν του διάρρου με διατομή ορθογώνιου παραλληλόγραμμου ή τραπεζίου. Στη δεύτερη περίπτωση η κλίση στο κάταντες μέτωπο τους διαμορφώνεται μικρότερη από την αντίστοιχη του φράγματος. Το ακριβές μέγεθος της κλίσης αυτής δίνεται ως εξής:

$$εφα_{\text{πτερ.}} = \frac{D' - D''}{H_A}$$

Το μεγαλύτερο πρόβλημα στους εκχειλιστές βάρους με κατακόρυφο άναντες μέτωπο παραμένει πάντοτε η προστασία του κατάντη μετώπου τους από την πρόσκρουση του υδάτινου κορμού και των υλικών, που μεταφέρονται. Για το λόγο αυτό στο κάταντες μέτωπο των φραγμάτων πρέπει να δίνεται τέτοια κλίση, ώστε η επιφάνειά του - τουλάχιστο η υπέργεια - να παραμένει πάντοτε έξω από το βελινεκές του υδάτινου κορμού και των φερτών υλών, για τις παροχές που προκαλούν στερεομεταφορά. Η κλίση, που επιτρέπεται να δίνεται, προσδιορίζε-

ται με τη βοήθεια των εξισώσεων ή των κανόνων, που παρέχονται στο προηγούμενο κεφάλαιο 4.4.3.1.3. Ιδίως συνιστώνται η εξίσωση του Wehrmann και οι τιμές των Strele και Μουλόπουλου.

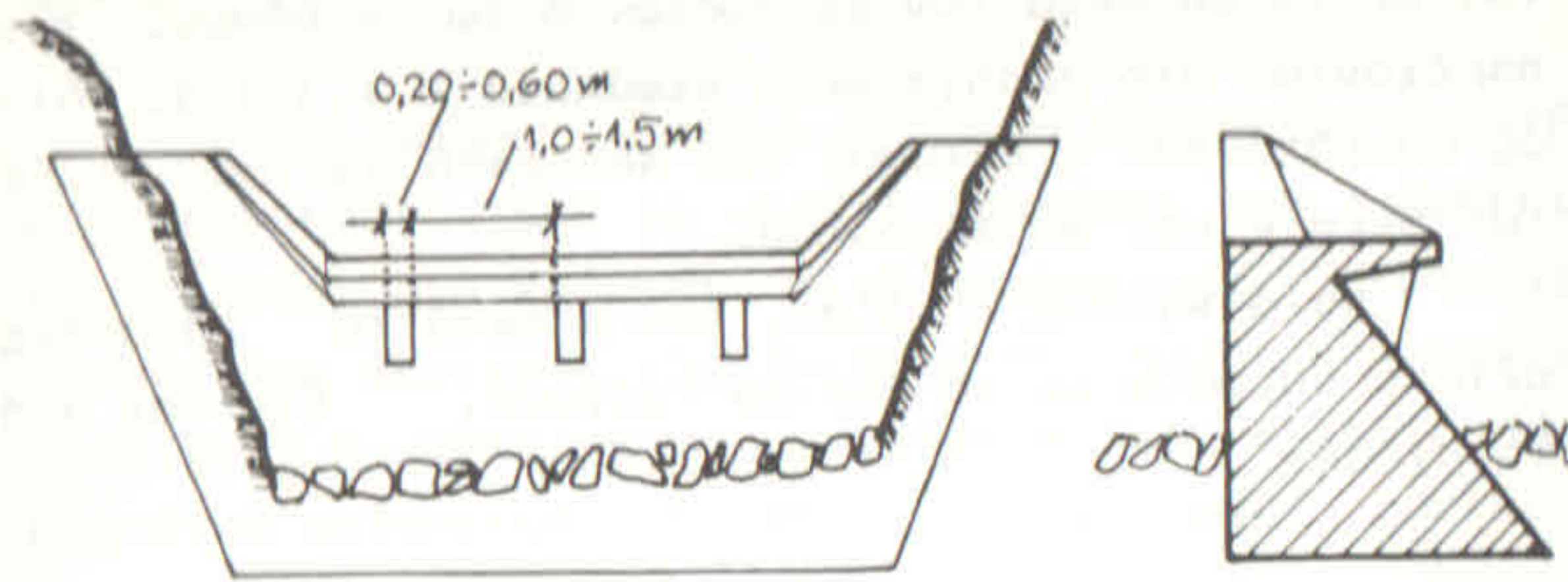
Κατά κανόνα η κλίση, που αποκτά το κάταντες μέτωπο σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο, δίνεται από τη σχέση:

$$εφα = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \quad \text{ή} \quad εφα = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}}$$

είναι πολύ ισχυρή σε σχέση με την επιτρεπόμενη εφ_{αζυ}. Έτσι π.χ. αυτή ανέρχεται σε 0,64 για $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$ και 0,76 εάν $\lambda = 0,24$. Στη περίπτωση αυτή, πρέπει να κατασκευάζεται στη στέψη του φράγματος κατάλληλο ρύγχος.

Το ρύγχος (γείσος) αποτελεί οριζόντια προέκταση της στέψης, ώστε ο υδατοκορμός με τις φερτές ύλες του να μη προσκρούει στην επιφάνεια του κατάντη μετώπου του φράγματος (ιδίως στο υπέργειο τμήμα του). Από στατική άποψη το ρύγχος ασκεί τις ακόλουθες επιδράσεις:

1. Λειτουργεί ως πρόβολος πακτωμένος στην στέψη του φράγματος. Συνεπώς σε μικρού πάχους γείσους δεν δημιουργείται πρόβλημα. Στους μεγαλύτερους όμως πρέπει να εξουδετερώνονται οι δυνάμεις καμψεφελκυσμού, που δημιουργούν το βάρος του γείσου και το φορτίο του νερού στην επιφάνειά του. Αυτό μπορεί να γίνει με την κατασκευή απλών υποστυλωμάτων (κονσόλες) από σκυρόδεμα ή και από λιθοδομή στη βάση του γείσου, (σχήμα 4.18) - παλαιότερος τρόπος - ή και με τη χρησιμοποίηση οπλισμού. Ο τελευταίος τρόπος περιγράφεται στα οπλισμένα φράγματα βάρους.



Σχήμα 4.18. Υποστήριξη ρύγχους με κονσόλες

2. Το βάρος του γείσου με το βάρος του υπερκείμενου υδατοφορτίου προστίθεται στις κατακόρυφες δυνάμεις. Διακρίνονται δύο στάδια:

- πριν από την πλήρωση του φράγματος με νερό (δηλαδή ευθύς μετά την κατασκευή του): το βάρος από το τμήμα του γείσου, που εξέχει του κορμού, ασκεί ένα πρόσθετο μικρό φορτίο στο φράγμα, το οποίο μεταφέρεται στο φραγματικό σώμα περίπου κατά τη διεύθυνση δράσης του βάρους της συνολικής κατασκευής, γι' αυτό και δεν προκαλεί τάσεις εφελκυσμού στο ανάντες μέτωπο ή οι ελάχιστες που δημιουργεί, παραμένουν πολύ μικρότερες των επιτρεπτών ($0,5 \div 1,0 \text{ kg/cm}^2$)

- μετά την πλήρωση του φράγματος: ο γείσος προσθέτει στο φράγμα και το φορτίο της υδάτινης στήλης που τον υπερπηδά. Το συνολικό φορτίο (βάρος νερού και φερτών υλών + βάρος γείσου) προστίθεται στις κατακόρυφες δυνάμεις περίπου κατά την διεύθυνση δράσης του βάρους της κατασκευής κ'έτσι συμβάλλει στην ευστάθεια του φράγματος.

Ο γείσος κατασκευάζεται σ'όλο το ανάπτυγμα του διαρρου. Όπως όμως είναι γνωστό, ο διαρρους δεν ε-

κτείνεται σ'όλο το ανάπτυγμα της φραγματικής κατασκευής. Συνήθως περιορίζεται στο ήμισυ της. Συνεπώς η απαιτούμενη δαπάνη κατασκευής ενός γείσου παραμένει περιορισμένη. Για πάχος γείσου μέχρι $0,3 \div 0,4 \text{ m}$ δεν απαιτείται συνήθως υποστήριξη με κονσόλες ή χρήση σπλισμού. Το βάθος του γείσου στο κάταντες άκρο του φθάνει τα $H_{1u} = 20 \div 40 \text{ cm}$, ενώ στο ανάντες πέρασ του ταυτίζεται συνήθως με εκείνο της στέψης και είναι $H_{1o} = 0,8 \div 1,0 \text{ m}$ ή παίρνεται μικρότερό του. Σε φράγματα όμως με $H_s > 15 \text{ m}$ αυτό πρέπει να παίρνεται $H_{1o} > 1,0 \text{ m}$. Συχνά ο γείσος επενδύεται με ανθεκτικούς λίθους, τα δε πλευρικά πέρατά του ενώνονται με τα πέρατα των πτερυγίων στο διάρρου, ώστε να επιμηκύνονται αυτά κι έτσι να μην εκχύνονται τα νερά και τα υλικά από τις πλευρές του γείσου στο κάταντες μέτωπο της κατασκευής (σχήμα 4.18). Κονσόλες κατασκευάζονται σε όχι ιδιαίτερα μεγάλους γείσους και έχουν πάχος συνήθως $0,30 \div 0,60 \text{ m}$ και διατάσσονται ανά $1,0 \div 1,50 \text{ m}$. Τα τελευταία χρόνια έχουν υποκατασταθεί από τη χρήση σπλισμού. Στη βιβλιογραφία δεν δίνεται τρόπος διαστασιολόγησής τους. Ο υπολογισμός τους γίνεται εμπειρικά σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν.

Ο υπολογισμός του γείσου πρέπει να γίνεται ως προς το επίπεδο της κοίτης, δηλ. παίρνοντας υπόψη το ύψος πτώσης των νερών H_h - όχι το συνολικό ύψος της κατασκευής H_s - με βάση τη σχέση:

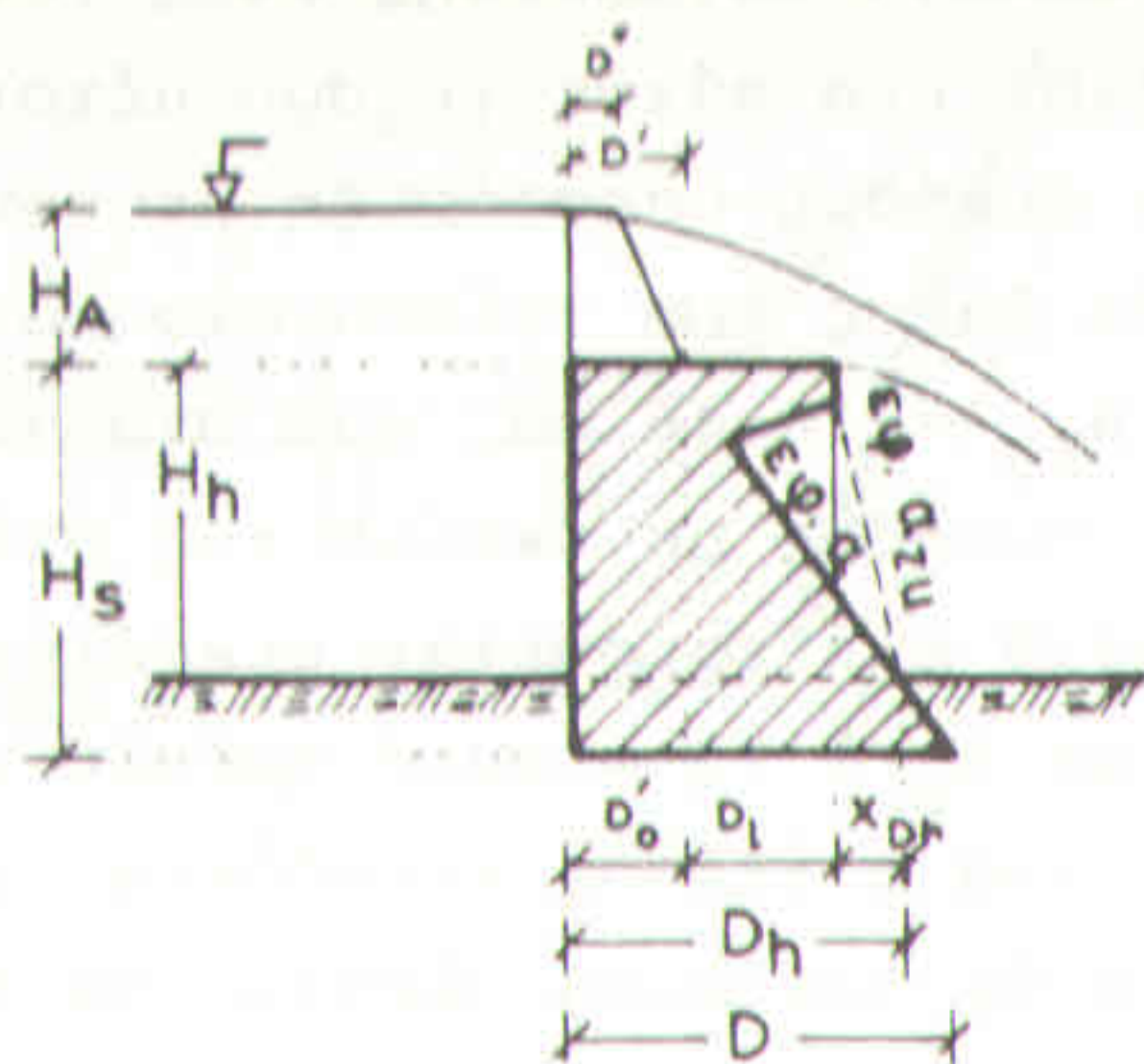
$$D_1 = D_h - (D_o + X_{Dh}) \quad \text{ή} \quad D_1 + D_o = D_h - X_{Dh}$$

όπου D_1 : το πάχος του γείσου στο επίπεδο της στέψης του φράγματος (m)

D_h : το πάχος του φράγματος στο επίπεδο της κοίτης, δηλ. για ύψος πτώσης H_h (m)

D_o : το πάχος του φράγματος στο ύψος της στέψης (m)

X_{Dh} : η διαφορά απόστασης μεταξύ πέρατος του γείσου D_1 και πέρατος της βάσης D_h του φράγματος στο επίπεδο της κοίτης (m)



Σχήμα 4.19. Υπολογισμός του ρύγχους (γείσου)

Μετά από τον προσδιορισμό των D και D' και την διαμόρφωση της φραγματικής διατομής με βάση τις κύριες δρώσες δυνάμεις (P_h, G, A) επακολουθεί έλεγχος του φράγματος για όλες τις συνθήκες ευστάθειας.

4.4.3.2.2. Η φραγματική διατομή βάρους με τη παραδοχή αναλήψιμων τάσεων εφελκυσμού

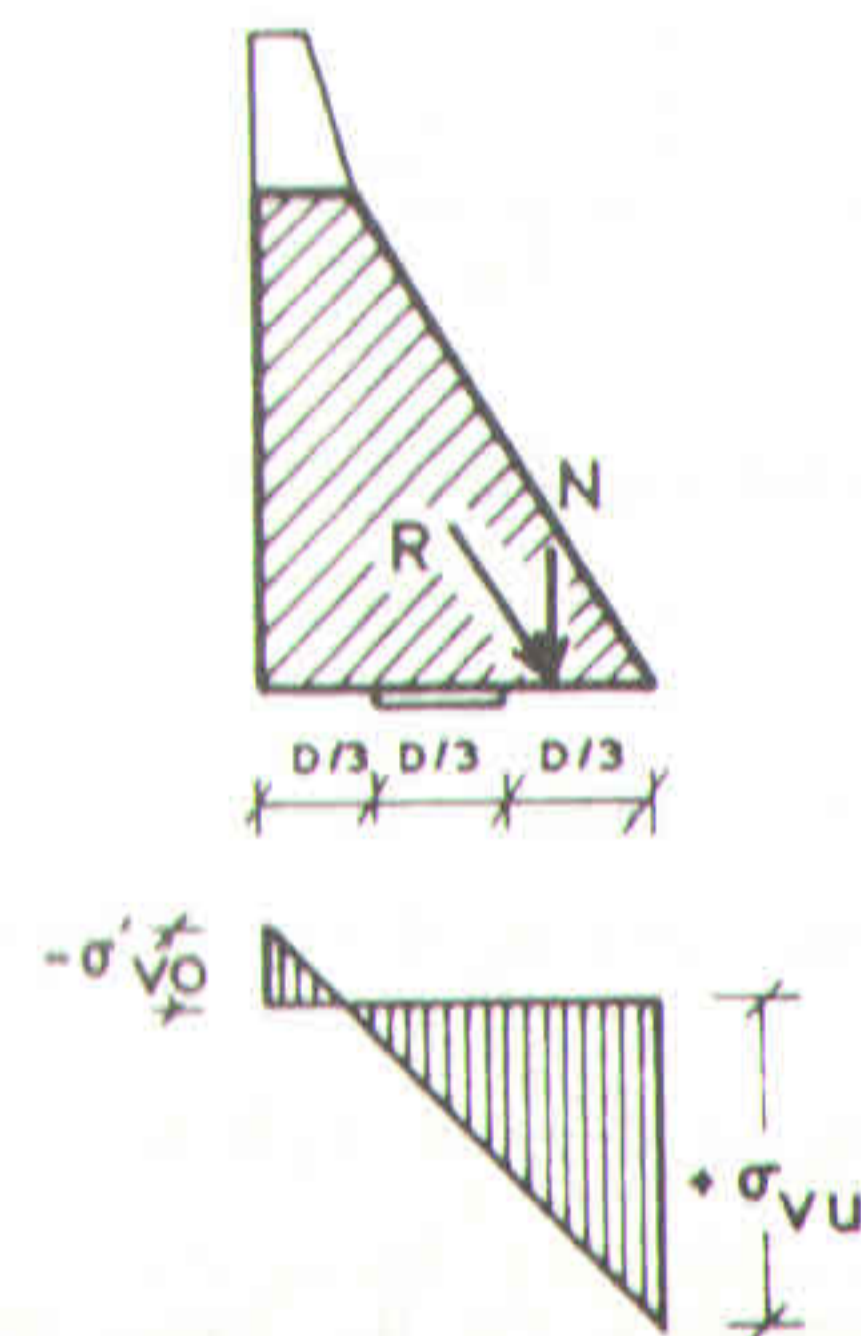
Σημαντική οικονομία στις διαστάσεις των φραγμάτων μπορεί να πραγματοποιηθεί, εάν επιτραπεί η ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στο σώμα τους, οι οποίες όμως να μην υπερβαίνουν τις επιτρεπτές τάσεις σε εφελκυσμό της τοιχοποιίας, που ανέρχονται, όπως αναφέρθηκε, σε 0,5 ÷ 1,2 kg/cm² (βλ. και Μέρος I).

Με βάση το σκεπτικό αυτό ο συγγραφέας του παρόντος προτείνει την ακόλουθη μέθοδο για την διαμόρφωση της διατομής των φραγμάτων βάρους με την παραδοχή αναλήψιμων τάσεων εφελκυσμού από την τοιχοποιία.

Οι εφελκυστικές τάσεις, που αναπτύσσονται στο άνω μέρος της βάσης του φράγματος δίνονται από τη γενική σχέση (όπου e: εκκεντρότητα):

$$\sigma_{vo} = \frac{N}{D} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{D}\right)$$

Εάν γίνει δεκτό, ότι η συνισταμένη R μπορεί να διέρχεται από το κέντρο του εξωτερικού τρίτου της βάσης της κατασκευής, δηλ. σε απόσταση e=2D/6 από το μέσο της βάσης της, ώστε να εξακολουθεί να διασφαλίζεται η



Σχήμα 4.20. Διατομή με την παραδοχή τάσεων εφελκυσμού για συνισταμένη R, που διέρχεται σε απόσταση D/6 από το κάταντες άκρο του φράγματος

μη ανατροπή του φράγματος, τότε οι αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις είναι (σχήμα 4.20):

$$\sigma_{vo} = \frac{N}{D} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot \frac{2D}{6}}{D}\right) = \frac{N}{D} \cdot (1 - 2) = - \frac{N}{D}$$

Συνεπώς, παίρνοντας την απόλυτη τιμή του σ_{vo} προκύπτει:

$$N = \left| \sigma_{vo} \right| \cdot D$$

και αφού:

$$N = G \approx \frac{1}{2} D \cdot (H_s + H_A) \cdot \gamma_b$$

άρα:

$$\frac{1}{2} \cdot D \cdot (H_s + H_A) \cdot \gamma_b = \left| \sigma_{vo} \right| \cdot D$$

και

$$(H_s + H_A) = \frac{2 \cdot \left| \sigma_{vo} \right|}{\gamma_b}$$

Κάνοντας δεκτό ως όριο επιτρεπτών τάσεων εφελκυσμού της τοιχοποιίας τη μέση τιμή των $0,5 \pm 1,2 \text{ kg/cm}^2$ δηλ. τα $0,7 \text{ kg/cm}^2$ ή 7 t/m^2 - δεν είναι σκόπιμο να εξαντλείται πλήρως, το ανώτατο όριο της εφελκυστικής αντοχής - και θεωρώντας, ότι $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$ προκύπτει ότι:

$$H_s + H_A = \frac{2 \cdot 7}{2,4} = 5,8 \text{ m}$$

Εάν δε ληθεί υπόψη ότι το H_A έχει συνήθως τιμή $H_A = 0,8 \pm 1,0 \text{ m}$, τότε ισχύει:

$$H_s = 5,0 \text{ m}$$

Συνεπώς σε φράγματα με ύψος $H_s < 5,0 \text{ m}$ μπορεί η συνισταμένη R να διέρχεται από το μέσο του ακραίου τρίτου της βάσης ($\frac{D}{3}$), οπότε οι αναπτυσσόμενες τάσεις εφελκυσμού δεν υπερβαίνουν τις επιτρεπόμενες στην τοιχοποιία. Στην περίπτωση αυτή οι εξισώσεις, που δίνουν το πάχος της βάσης του φράγματος σύμφωνα

με το βασικό τρίγωνο (βλ. κεφ. 4.2.1.) παίρνουν την ακόλουθη μορφή:

$$\begin{aligned} \text{με άνωση: } D &= \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \lambda \cdot \gamma_w} \right) \cdot (H_s + H_A)} \quad \text{ή} \\ D &= 0,8 \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \lambda \cdot \gamma_w} \cdot (H_s + H_A)} \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{χωρίς άνωση: } D &= \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_b} \cdot (H_s + H_A)} \quad \text{ή} \\ D &= 0,8 \cdot \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b} \cdot (H_s + H_A)} \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

και, συνεπώς, παρέχουν πάχος βάσης μειωμένο κατά 20%. Εάν δεχθούμε, ότι $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$ και $\lambda = 0,20$ (συνήθεις τιμές), οι παραπάνω εξισώσεις απλοποιούνται για πρακτικούς σκοπούς, ως εξής:

$$\begin{aligned} \text{με άνωση: } D &= 0,53 \cdot (H_s + H_A) \\ \text{χωρίς άνωση: } D &= 0,51 \cdot (H_s + H_A) \end{aligned}$$

Από τα παραπάνω προκύπτει ο εξής πρακτικός κανόνας: σε φράγματα με $H_s < 5,0 \text{ m}$ το πάχος της βάσης τους ισούται με το μισό του ύψους τους. Θα πρέπει πάντως να τονιστεί, ότι τα παραπάνω δεν ισχύουν στη περίπτωση των φραγμάτων κατά χειμαρρολάβας.

Στα φράγματα, που επιτρέπεται να εμφανίζουν τάσεις εφελκυσμού, δημιουργείται και το εξής πρόβλημα:

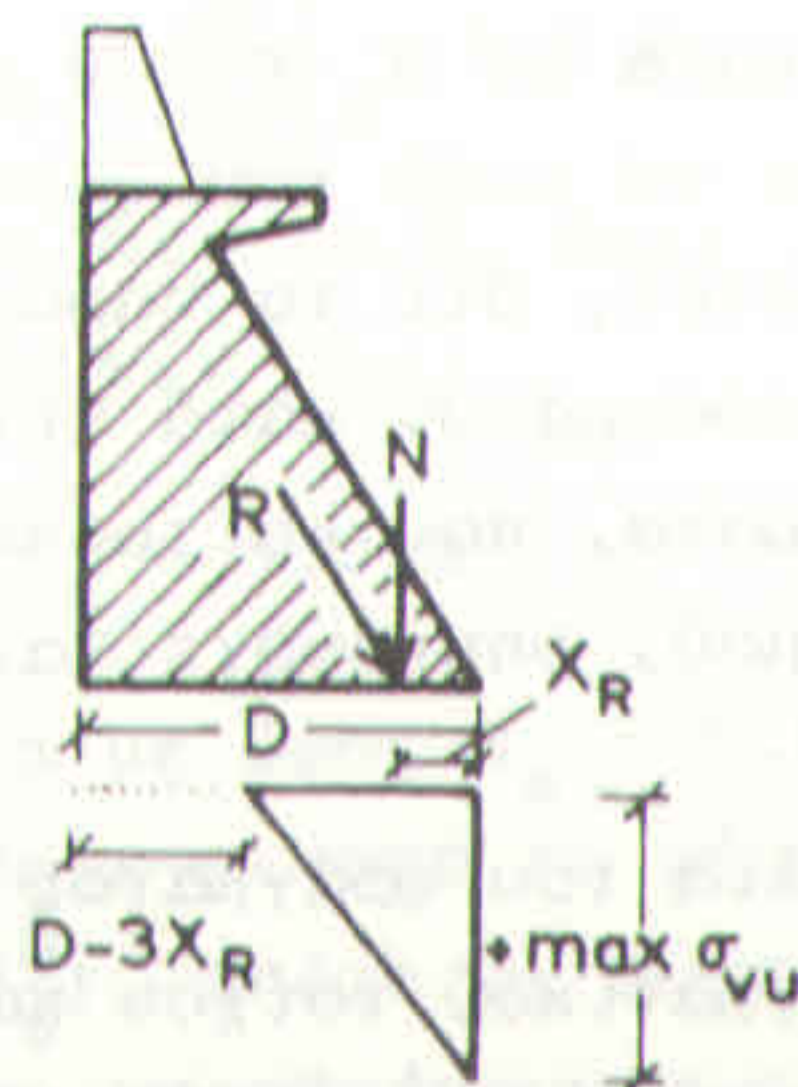
Στα θεμέλια του φράγματος δεν υπάρχει συνοχή μεταξύ του φραγματικού τοίχου και του γεωυποθέματος ή αυτή είναι πολύ μικρή, οπότε δεν μπορούν να εμφανισθούν τάσεις εφελκυσμού. Ενώ λοιπόν αναπτύσσονται εφελκυστικά πεδία σ' ολόκληρο το κορμό της κατασκευ-

ής, οπότε ένα μέρος της κατακόρυφης συνιστώσας N (ορθή δύναμη) αναλύεται στη δημιουργία των εφελκυστικών τάσεων σ' αυτά, αντίθετα στο θεμέλιο χώρο ολόκληρη η N ασκείται μόνο στο τμήμα του εδάφους όπου εμφανίζονται τα θλιπτικά πεδία, με αποτέλεσμα να μεγιστοποιείται η εμφανιζόμενη θλιπτική τάση, δηλαδή να δημιουργείται η $\max \sigma_{vu}$. Η ορθή δύναμη N δρά, όπου και η R , δηλαδή σε απόσταση X_R από το κάτω άκρο της βάσης D , η δε κατανομή της αποδίδεται με ορθογώνιο τρίγωνο, που έχει το κέντρο βάρους του σε απόσταση X_R από το κάτω άκρο της D (σχήμα 4.21). Άρα η οριζόντια πλευρά του τριγώνου είναι $3X_R$ και η κατακόρυφη πλευρά $\max \sigma_{vu}$. Ισχύει λοιπόν ότι:

$$N = \frac{1}{2} \cdot \max \sigma_{vu} \cdot 3X_R$$

και επομένως, ότι:

$$\max \sigma_{vu} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot X_R}$$



Σχήμα 4.21. Μεγιστοποίηση της θλιπτικής τάσης σε φράγματα, που αναπτύσσουν τάσεις εφελκυσμού

Συνεπώς στα φράγματα με εφελκυστικές τάσεις θα πρέπει ο έλεγχος της 4ης συνθήκης (βύθισης) να γίνεται με βάση την $\max \sigma_{vu}$ και όχι την σ_{vu} . Άρα η συνθήκη αυτή πληρούται, όταν ισχύει:

$$\max \sigma_{vu} \leq \sigma_{zu}$$

Εε περίπτωση δε, που η R διέρχεται σε απόσταση $\frac{D}{6}$ από το κάτω άκρο, η σχέση αυτή γίνεται:

$$\max \sigma_{vu} = \frac{2N}{3 \cdot \frac{D}{6}} = \frac{4N}{D}$$

ενώ η θλιπτική τάση, που υπολογίζεται από τον τύπο εκκεντρότητας για R , που διέρχεται στη θέση $\frac{D}{6}$, είναι:

$$\sigma_{vu} = \frac{2N}{D} \left(2 - \frac{3X_R}{D} \right) = \frac{2N}{D} \left(2 - \frac{3 \cdot \frac{D}{6}}{D} \right) = \frac{2N}{D} \left(2 - \frac{1}{2} \right) = \frac{3N}{D}$$

Μεταξύ των δύο αυτών τάσεων η διαφορά είναι:

$$\max \sigma_{vu} - \sigma_{vu} = \frac{4N}{D} - \frac{3N}{D} = \frac{N}{D}$$

Από τα παραπάνω προκύπτει ο εξής πρακτικός κανόνας σε φράγματα με ελεγχόμενες εφελκυστικές τάσεις, οι τάσεις θλίψης, που αναπτύσσονται στο κάτω άκρο τους, είναι μεγαλύτερες από τις κανονικές θλιπτικές τάσεις κατά το μέγεθος της μέσης θλιπτικής τάσης N/D , δηλ. κατά 1/4 ή κατά 25%. Αυτό πρέπει να παίρνεται υπόψη κατά τον έλεγχο του επιτρεπτού ύψους του φράγματος σε κάθε θέση ίδρυσης, οπότε η σχέση που το παρέχει, τροποποιείται ως εξής:

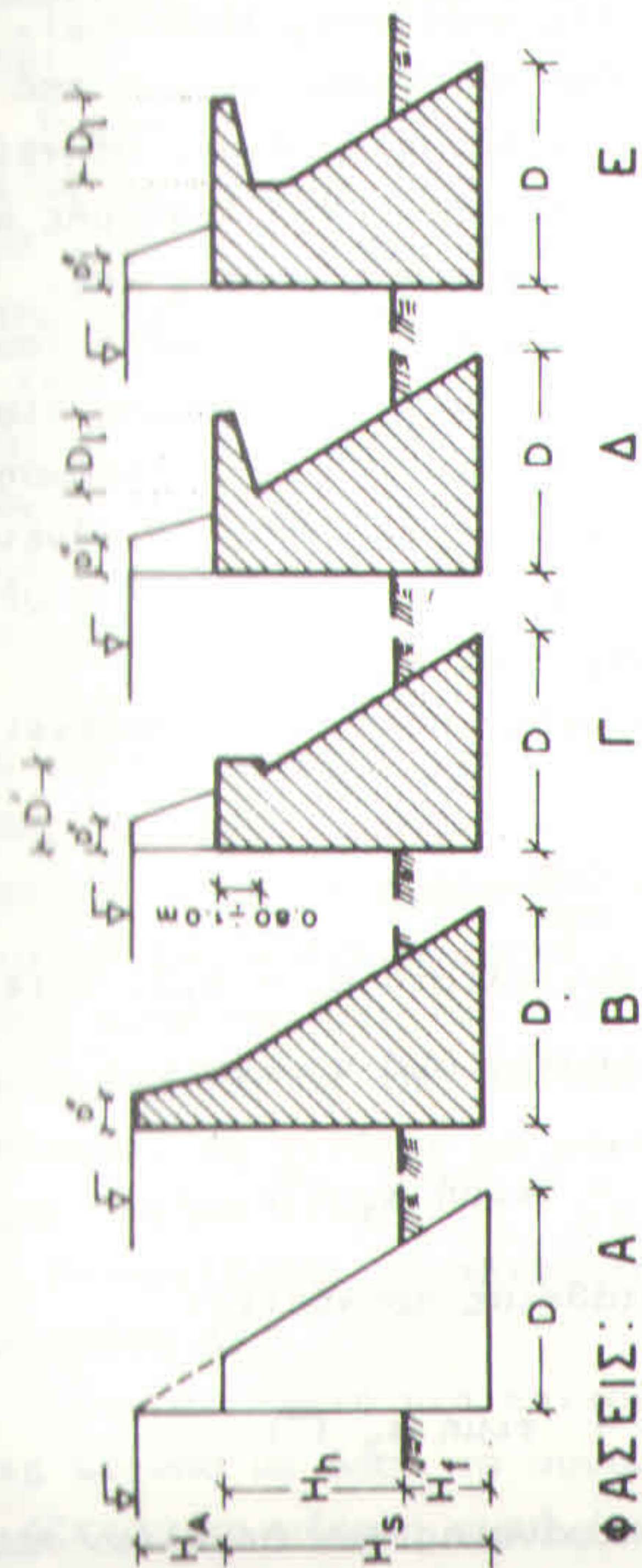
$$h_{zu} = 0,42 \cdot \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b}$$

4.4.3.3. Η μορφοποίηση της διατομής χωρίς οπλισμό στους εκχειλιστές βάρους

4.4.3.3.1. Γενική μορφοποίηση της διατομής, συνέπειες

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν, η διατομή των φραγμάτων βάρους, που δρουν ως εκχειλιστές, μορφοποιείται με κατακόρυφο άναντες μέτωπο και παρακολουθεί το βασικό τρίγωνο των πιέσεων, το οποίο καθορίζεται από τις κύριες δυνάμεις, που ενεργούν σε κάθε συγκεκριμένη περίπτωση. Η διαμόρφωση της διατομής γίνεται ως εξής (σχήμα 4.22):

1. Υπολογίζεται το πάχος D της βάσης του φράγματος και διαμορφώνεται το τρίγωνο των πιέσεων (φάση Α).
2. Εκτιμάται το D' των πτερυγίων και διαμορφώνεται το σχήμα της διατομής του φράγματος στο χώρο τους (φάση Β).
3. Υπολογίζεται το πάχος της στέψης D'' και διαμορφώνεται η διατομή στο χώρο του διάρρου (φάση Γ).
4. Υπολογίζεται η μέγιστη επιτρεπτή κλίση στο κάτω μέτωπο για ύψος πτώσεως του νερού H_h και εξετάζεται, κατά πόσο απαιτείται η κατασκευή ρύγχους για την επίτευξή της. Σε καταφατική περίπτωση υπολογίζονται οι διαστάσεις του ρύγχους και η στήριξή του (κονσόλες ή οπλισμός) και σχεδιάζεται η μορφή του (φάση Δ). Εάν το ρύγχος προβλέπεται πολύ παχύ και βαθύ ιδίως στα φράγματα με $H_s > 10$ m ή λόγω πολύ έντονης στερεομεταφοράς από ογκώδεις λίθους - σε σχέση με το πάχος D'_0 του φράγματος στη θέση, όπου αυτό πρόκειται να επικαθήσει - διευρύνεται ανάλογα το πάχος του φραγματικού κορμού στη θέση κατασκευής, ώστε να εξασφαλίζεται καλύτερη στήριξή του (σχήμα 4.22).



Σχήμα 4.22. Μορφοποίηση διατομής σε εκχειλιστή βάρους.

Εφόσον η διατομή διαστασιολογείται σύμφωνα με τα παραπάνω, τα οποία στηρίζονται στο βασικό τρίγωνο, ισχύουν αυτόματα οι συνθήκες της μη ανάπτυξης τάσεων εφελκυσμού ή της ανάπτυξης αναλήψιμων τέτοιων τάσεων και κατεπέκταση η συνθήκη της μη ανατροπής. Εφόσον δε το καταρχή ύψος της φραγματικής κατασκευής ανταποκρίνεται στην επιτρεπόμενη θλίψη του εδάφους, ισχύει και η συνθήκη της καθίζησης (βύθισης). Συνεπώς εναπομένει η συνθήκη ολίσθησης ως μια από τις σπουδαιότερες, που, όταν δεν πληρούται, οδηγεί συχνά στη μεταβολή των διαστάσεων της διατομής και έτσι στην τροποποίηση της αρχικής μορφής της.

Για να αποφεύγεται αυτό, ο συγγραφέας του παρόντος προτείνει την ελεγχόμενη αύξηση της τιμής του συντελεστή ολίσθησης n_G , μέχρι το όριο πλήρωσης της συνθήκης με την κατασκευή κεκλιμένης επιφάνειας θεμελίων - χωρίς να μεταβάλλονται οι υπολογισθείσες διαστάσεις της διατομής - ως εξής:

Έστω, ότι ο στατικός υπολογισμός παρέχει συντελεστή ασφάλειας:

$$n_G = \frac{\epsilon\phi\phi}{\epsilon\phi\alpha} = 0,8$$

έναντι του αποδεικτού συντελεστή $n_G = 1,2$. Τότε:

- από το στατικό υπολογισμό προκύπτει:

$$\epsilon\phi\alpha_1 = \frac{\epsilon\phi\phi}{0,8} \rightarrow \text{τιμή } \alpha_1 \text{ (}^\circ\text{)}$$

- από το όριο ευστάθειας προκύπτει:

$$\epsilon\phi\alpha_2 = \frac{\epsilon\phi\phi}{1,2} + \text{τιμή } \alpha_2 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Συνεπώς η κλίση της επιφάνειας των θεμελίων προς τα άνω θα πρέπει να είναι:

$$\epsilon\phi\Delta\alpha = \epsilon\phi(\alpha_1 - \alpha_2)$$

οπότε πληρούται και η συνθήκη ολίσθησης.

4.4.3.3.2. Ειδική μορφοποίηση της διατομής σε φράγματα κατά χειμαρρολάβας

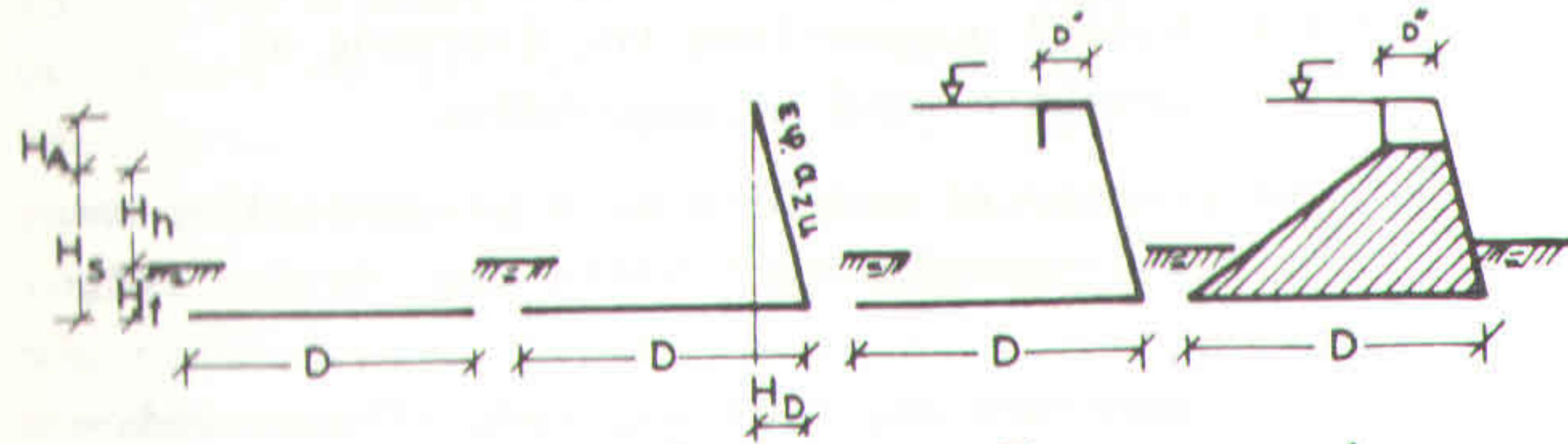
Στα χειμαρρικά φράγματα κατά χειμαρρολάβας δεν ακολουθείται η παραπάνω διαδικασία για τους εξής λόγους:

Η μορφοποίηση της διατομής ενός τέτοιου φράγματος με κατακόρυφο άνω μέτωπο οδηγεί σε πολύ ισχυρή κλίση του κατόντη μετώπου του, επειδή το πάχος της αναγκαίας βάσης είναι δυσανάλογα μεγάλο ως προς εκείνο της αντίστοιχης στέψης. Έτσι π.χ. σε φράγμα κατά χειμαρρολάβας με $H_S = 5,0$ m και $H_A = 1,5$ m το πάχος της στέψης του ανέρχεται σε $D = 3,0$ m και συνεπώς αντιστοιχεί στα 20% του πάχους της βάσης, το οποίο ανέρχεται σε $D = 15$ m.

Στη περίπτωση αυτή, εάν εφαρμοσθεί ο προηγούμενος τρόπος μορφοποίησης, θα απαιτηθεί η κατασκευή θύγχους με μήκος περίπου 8÷10 m, πράγμα, που κατασκευαστικά είναι απαράδεκτο. Πέρα απ' αυτό όμως, σε τέτοια φράγματα δεν συνιστάται γενικά η κατασκευή θύγχους λόγω του μεγάλου ειδικού βάρους της λάβας. Η μορφοποίηση λοιπόν της διατομής στις περιπτώσεις αυτές επιβάλλεται να γίνεται με κεκλιμένο άνω μέτωπο ως εξής (σχήμα 4.23):

1. Υπολογίζεται το πάχος της βάσης D και σχεδιάζεται (φάση Α).
2. Γίνεται δεκτή μια επιτρεπτή κλίση για το κατόντη μέτωπο με βάση το συνολικό ύψος $H_S + H_A$ και σχεδιάζεται το μέτωπο αυτό (φάση Β).

3. Υπολογίζεται το πάχος της στέψης D' , γίνεται δεκτό, ότι ισχύει $D' = D''$ και σχεδιάζεται το D' και η μορφή του πτερυγίου (φάση Γ).



ΦΑΣΕΙΣ: A B Γ Δ
Σχήμα 4.23. Μορφοποίηση της διατομής σε εκχειλιστή βάρους κατά χειμαρρολάβας

4. Ολοκληρώνεται η διατομή συνενώνοντας τα ανάντη άκρα των D και D' , οπότε προκύπτει το άναντες μέτωπο (φάση Δ).

Η διατομή, που διαμορφώνεται με το παραπάνω τρόπο, ισχύει για ολόκληρη την κατασκευή και όχι μόνο για το ανάπτυγμα του διάρρου.

Παρόλο λοιπόν, που το πάχος της βάσης D στο φράγμα κατά χειμαρρολάβας προκύπτει από την εξίσωση του βασικού τριγώνου, η διατομή μορφοποιείται αναγκαστικά με κεκλιμένο άναντες μέτωπο και μάλιστα χωρίς την ανάλογη προσαύξησή του κατά την ποσότητα:

$$\frac{p \cdot D^2 \cdot \eta \mu^2 \alpha_w}{6N}$$

ώστε να μην εμφανίζονται τάσεις εφελκυσμού. Αυτό δικαιολογείται για τους εξής λόγους:

- η οριζόντια δύναμη της χειμαρρολάβας δεν μπορεί να καθοριστεί επακριβώς, όπως συμβαίνει με την οριζόντια υδροστατική δύναμη P_h , αλλά εκτιμάται χονδροειδώς ως 3÷4 φορές μεγαλύτερη της P_h , πράγμα, που

δεν επιτρέπει την ακριβή εκτίμηση του D

- η δύναμη αυτή έχει στιγμιαίο χαρακτήρα και συνεπώς επιτρέπεται η υπέρβαση των ορίων ασφαλείας (άρα και του ορίου διέλευσης της R , συνεπώς και του ορίου αντοχής σε εφελκυσμό) κατά ποσοστό μέχρι 25% - το κεκλιμένο άναντες μέτωπο διευκολύνει τη δυναμική κίνηση της χειμαρρολάβας για την υπερπήδηση της κατασκευής και έτσι την ανακούφιση του φράγματος από την κρουστική δράση της.

Σε περίπτωση πάντως, που θεωρείται υπερβολικό το μέγεθος των τάσεων εφελκυσμού, οι οποίες αναπτύσσονται ($-\sigma_{v,0} \gg 10 \text{ t/m}^2$), ο περιορισμός τους μπορεί να γίνει ως εξής:

- μειώνεται το φραγματικό ύψος $H_s < 5,0 \text{ m}$ και
- ο υπολογισμός των διαστάσεων στα υψηλότερα φράγματα γίνεται με αυξημένο συντελεστή κατά μια μονάδα δηλ. αντί $\sqrt{3 \div 4}$ φορές παίρνεται $\sqrt{4 \div 5}$ φορές.

Πάντως στα φράγματα κατά χειμαρρολάβας προέχει η αντοχή του φράγματος κατά της λαβαδύναμης σε σχέση με την οικονομικότητα της διατομής του.

Στη περίπτωση των κοινών χειμαρρικών φραγμάτων, που αναμένεται, ότι μετά την πρόσχωσή τους θα δεχθούν χειμαρρολάβες στα πτερύγια τους, η μορφοποίηση της διατομής τους μπορεί να γίνει με τις εξής παραλλαγές:

- διαμορφώνεται ευρύς, σκαφοειδής διάρρος, που να διευκολύνει την διέλευση της χειμαρρολάβας (σε περίπτωση ήπιων χειμαρρολαβών), οπότε αποφεύγεται ο ειδικός υπολογισμός και ακολουθούνται οι αρχές της γενικής μορφοποίησης

- υπολογίζεται ο αναγκαίος οπλισμός στα πτερύγια για την παραλαβή της πρόσθετης δύναμης της χει-

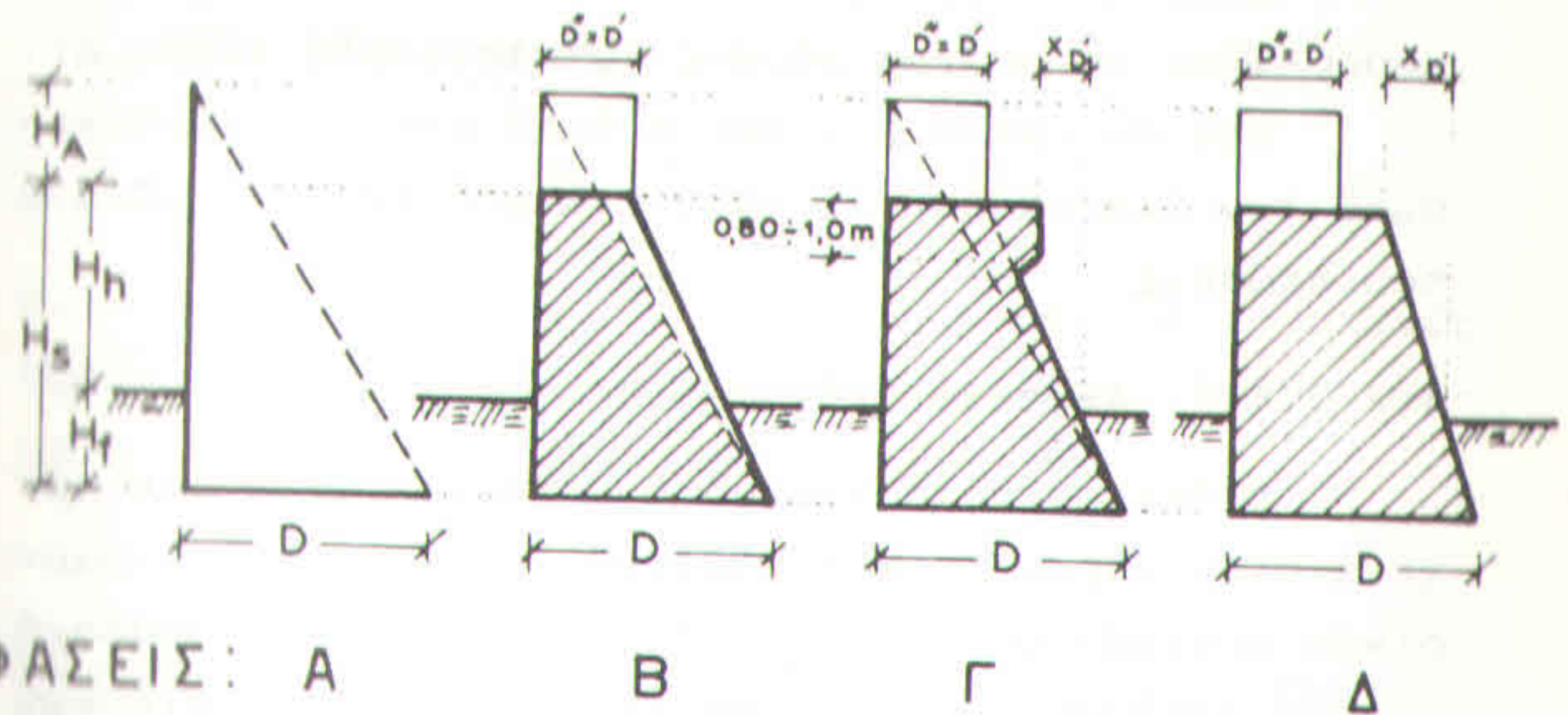
μαρρολάβας, (σε φράγματα από μπετόν). Ο σχετικός υπολογισμός αναπτύσσεται στα οπλισμένα φράγματα δοκούς

- κατασκευάζονται πτερύγια, τα οποία έχουν σ'όλο το ύψος τους πάχος $\sqrt{3 \div 4}$ φορές μεγαλύτερο του κανονικού πάχους της στέψης. Επειδή σε τέτοια περίπτωση η κατασκευή ρύγχους πρέπει να αποκλείεται (μικρή προεξοχή μέχρι 1 m είναι επιτρεπτή), η μορφοποίηση της διατομής είναι δυνατή μόνο, όταν το κατά $\sqrt{3 \div 4}$ φορές αυξημένο πάχος της στέψης (ελάχιστο πάχος $\sqrt{3 \cdot 0,80} \text{ m} = 1,40 \text{ m}$) σχηματίζει (για κατακόρυφο άναντες) κλίση στο κάταντες μέτωπο ίση ή μικρότερη με την επιτρεπόμενη. Πάντως σε τέτοιες κατασκευές καλό είναι να αποφεύγονται ως αντιοικονομικές και να προτιμάται ο σκαφοειδής διάρρους ή η χρήση οπλισμού.

Στη περίπτωση, που προκρίνεται η κατασκευή ογκωδών πτερυγίων (χωρίς οπλισμό) κατά χειμαρρολάβας σε κανονικό(κοινό) φράγμα, η μορφοποίηση της διατομής πρέπει να γίνεται ως εξής (σχήμα 4.24):

1. Υπολογίζεται το πάχος D της βάσης του φράγματος κανονικά και διαμορφώνεται το τρίγωνο των πιέσεων, όπως στην περίπτωση 4.4.3.3.1. (φάση Α).
2. Υπολογίζεται το πάχος της στέψης D' κατά της χειμαρρολάβας, θεωρείται D'' = D' και σχεδιάζεται το κάταντες μέτωπο ενώνοντας τα άκρα των D' και D (φάση Β).
3. Ελέγχεται κατά πόσο η κλίση του κάταντη μετώπου διαφέρει ως προς την επιτρεπτή. Εάν είναι μεγαλύτερη από αυτή, προεκτείνεται η στέψη σε μήκος το πολύ μέχρι 1 m από το κάταντες μέτωπο (μικρό ρύγχος) (φάση Γ).
4. Εάν η προεξοχή υπερβαίνει το 1 m, προτιμάται

η διαμόρφωση διαφορετικής κλίσης στο κάταντες μέτωπο, τουλάχιστο στο χώρο του διάρρους (φάση Δ).



ΦΑΣΕΙΣ: Α Β Γ Δ

Σχήμα 4.24. Μορφοποίηση διατομής κανονικού φράγματος με πτερύγια (χωρίς οπλισμό) κατά χειμαρρολάβας

4.4.3.4. Η διαστασιολόγηση της διατομής στους εκχειλιστές βάρους χωρίς οπλισμό

4.4.3.4.1. Τρόποι διαστασιολόγησης

Με βάση, όσα αναφέρθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, διακρίνονται εδώ οι εξής περιπτώσεις διαστασιολόγησης των εκχειλιστών βάρους χωρίς οπλισμό, και ιδίως των χειμαρρικών φραγμάτων:

= γενική διαστασιολόγηση όλων των εκχειλιστών και ιδίως των χειμαρρικών φραγμάτων με $H_S > 5 \text{ m}$, χωρίς την παραδοχή τάσεων εφελκυσμού (υπολογισμός τύπου Α)

= διαστασιολόγηση των μικρών χειμαρρικών φραγμάτων με $H_S < 5 \text{ m}$, με την παραδοχή αναλήψιμων τάσεων εφελκυσμού (υπολογισμός τύπου Β)

- διαστασιολόγηση φραγμάτων κατά χειμαρρολάβας (υπολογισμός τύπου Γ)

- διαστασιολόγηση των πτερυγίων κατά της χειμαρρολάβας σε φράγμα βάρους (υπολογισμός τύπου Δ).

Στη συνέχεια δίνεται η διαδικασία υπολογισμού των διαστάσεων σε κάθε μια από τις παραπάνω περιπτώσεις.

4.4.3.4.2. Διαστασιολόγηση τύπου Α

Πρόκειται για γενική διαστασιολόγηση των εκχειλιστών βάρους χωρίς οπλισμό - ιδίως των χειμαρρικών φραγμάτων - με $H_S > 5$ m χωρίς την παραδοχή τάσεων εφελκυσμού, με βάση το τρίγωνο των πιέσεων (πρόταση του συγγραφέα) ως εξής:

1. Το επιτρεπόμενο ύψος του εκχειλιστή στη συγκεκριμένη θέση είναι:

$$h_{zu} = 0,84 \cdot \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b}$$

οπότε πρέπει:

$$H_S + H_A \leq h_{zu}$$

Για $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$ προκύπτει ότι:

$$H_S + H_A \leq h_{zu} = 0,417 \cdot \sigma_{zu}$$

2. Το άνω μέτωπο: κατακόρυφο

3. Το πάχος της βάσης D : συνιστάται να προσμετρείται και η άνωση. Η απόφαση εναπόκειται στον μελετητή. Συνεπώς το πάχος της βάσης D υπολογίζεται ως εξής:

• με άνωση:

$$D = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot (H_S + H_A) \quad (m)$$

• χωρίς άνωση:

$$D = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_S + H_A) \quad (m)$$

Για κατασκευές με $H_S < 10 \div 12$ m σε σχετικά στενές κοίτες και με παραδοχή $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$ και $\lambda = 0$ η παραπάνω εξίσωση απλοποιείται ως εξής:

$$D = 0,67 \cdot (H_S + H_A) \quad (m)$$

Σε μεγαλύτερα όμως φράγματα καθώς και για εκχειλιστές σε ευρείες κοίτες μεγάλων ρευμάτων πρέπει να γίνεται ακριβής υπολογισμός της βάσης σύμφωνα με τις τιμές των γ_b και λ .

4. Το πάχος της στέψης D' : υπολογίζεται από τη σχέση:

$$D' = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_A + \frac{v_o^2}{2g}) \quad (m)$$

Σύμφωνα με τις αναφερθείσες προϋποθέσεις και παραδοχές, καθώς και για $v_o = 3,0 \text{ m/s}$ η εξίσωση αυτή απλοποιείται ως εξής:

$$D' = 0,30 + 0,65 \cdot H_A \quad (m)$$

Σε περίπτωση, που αναμένεται ότι, στη στέψη θα κινούνται μεγάλοι ογκόλιθοι, προσαυξάνεται ανάλογα το μέγεθος της κατά την κρίση του μελετητή. Πάντως το τελικό πάχος της στέψης θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο του οριακού πάχους των $0,70 \div 0,80$ m, που αναφέρθηκε. Σε περίπτωση, που αυτό είναι μικρότερο, α-

πορρίπτεται και ως πάχος παίρνεται το οριακό πάχος των 0,7÷0,8 m.

5. Το βάθος (ύψος) της στέψης: εφόσον η στέψη αποσκοπεί στο να αντιστέκεται στη ροή του νερού και στην κίνηση (πρόσκρουση, τριβή) λίθων, το βάθος της καθορίζεται σε 0,60÷1,0 m ως εξής:

- σε αβαθείς και πλατείς διάρρους με μικρές ειδικές υδατοπαροχές: 0,60 m

- σε πολύ βαθείς διάρρους με μεγάλες ειδικές υδατοπαροχές: 1,0 m.

6. Το κάταντες μέτωπο: κατασκευάζεται κεκλιμένο. Η κλίση του μετώπου προσδιορίζεται από το βασικό τρίγωνο ως εξής:

$$\epsilon\phi\alpha = \frac{D}{H_S + H_A} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \quad \text{ή} \quad \epsilon\phi\alpha = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}}$$

εάν $\lambda = 0$. Για κατασκευές με ύψος $H_S < 10 \div 12$ m σε σχετικά στενές κοίτες και με την παραδοχή $\gamma_b = 2,4$ t/m² και $\lambda = 0,20$ η εξίσωση απλοποιείται ως εξής:

$$\epsilon\phi\alpha = 0,674 \approx 1 : 1,5$$

Σε μεγαλύτερες κατασκευές και σε κάθε εκχειλιστή με ειδικές συνθήκες η κλίση προσδιορίζεται μετά από ειδικό υπολογισμό του γ_b και του λ .

Η επιτρεπόμενη κλίση $\epsilon\phi\alpha_{zu}$ του κάταντη μετώπου, ώστε να μη προσβάλλεται αυτό από το νερό και τα φερτά υλικά, δίνεται από τον κανόνα του Μουλοπούλου (1:5) ή από την εξίσωση του Wehrmann (με βάση το ύψος H_h):

$$\frac{X_{Dh}}{\sqrt{H_h}} = 0,25$$

7. Το πάχος D_1 του ρύγχους (γείσου): δίνεται από τη σχέση:

$$D_1 + D'_0 = D_h - X_{Dh} \quad (m)$$

όπου D_h : το πάχος του φράγματος στο επίπεδο της κοίτης, δηλ. για ύψος φράγματος H_h , το οποίο προσδιορίζεται ως εξής:

$$D_h = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot (H_S + H_A) \quad (m)$$

D'_0 : το πάχος του φράγματος στο επίπεδο της στέψης, το οποίο παρέχεται ως εξής:

$$D'_0 = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot H_A \quad (m)$$

X_{Dh} : η διαφορά στην απόσταση μεταξύ του πέρατος του γείσου D_1 και του πέρατος της βάσης D_h στο κάταντες άκρο του φράγματος. Δίνεται, από τον κανόνα του Μουλόπουλου (1:5) ή από τη σχέση του Wehrmann:

$$X_D = 0,25 \cdot \sqrt{H_h} \quad (m)$$

Το ύψος (βάθος) του ρύγχους (γείσου) είναι:

- στο κάταντες άκρο του: $H_{1u} = 0,20 \div 0,50$ m
- στο άναντες άκρο του: $H_{10} = 0,60 \div 1,20$ m

Θε άναντες βάθος ρύγχους παίρνεται το βάθος της στέψης. Όπου το D'_0 είναι δυσανάλογα μικρό ως προς τις διαστάσεις του ρύγχους - σε υψηλά φράγματα ($H_S > 10$ m) και για έντονη στερεομεταφορά από ογκολίθους - διευρύνεται αυτό ανάλογα, ώστε να διασφαλίζεται η καλύτερη στήριξη του ρύγχους.

8. Το πάχος της στέψης στα πτερύγια παίρνεται $D'' =$

= 0,20÷0,50 m ανάλογα με το ύψος του φράγματος και τον όγκο της υδατοστερεοπαροχής του ρεύματος.

4.4.3.4.3. Διαστασιολόγηση τύπου Β

Αποσκοπεί στη διαστασιολόγηση σύμφωνα με το τρίγωνο των πιέσεων των μικρών χειμαρρικών φραγμάτων χωρίς οπλισμό με $H_s < 5$ m και με την παραδοχή αναλήψιμων τάσεων εφελκυσμού (κατά την πρόταση του συγγραφέα). Στην περίπτωση αυτή, θεωρείται, ότι η R διέρχεται σε απόσταση $\frac{D}{6}$ από το κάταντες άκρο της βάσης D.

Ο υπολογισμός της διατομής ακολουθεί την εξής σειρά:

1. Το επιτρεπτό ύψος φράγματος για τη συγκεκριμένη θέση είναι:

$$h_{zu} = 0,42 \cdot \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b}$$

ή για $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$

$$h_{zu} = 0,17 \cdot \sigma_{zu}$$

οπότε πρέπει $H_s + H_A \leq h_{zu}$

2. Το άνω μέτωπο: κατακόρυφο

3. Το πάχος της βάσης D : (κατά την κρίση του μελετητή):

- με άνωση : $D = 0,53 \cdot (H_s + H_A)$

- χωρίς άνωση: $D = 0,51 \cdot (H_s + H_A)$

4. Το πάχος της στέψης D' :

$$D' = 0,28 + 0,6 \cdot H_A$$

Για τη στέψη πάντως ισχύει, ότι και στην προηγούμενη, γενική περίπτωση Α.

5. Το βάθος (ύψος) της στέψης: παίρνεται ως 0,6÷1,0 m.

6. Το κάταντες μέτωπο: κεκλιμένο με κλίση:

$$e_{\phi a} = 0,53 \text{ (με άνωση) ή } 0,51 \text{ (χωρίς άνωση)}$$

Επιτρεπόμενη κλίση του μετώπου αυτού κατά τον κανόνα του Μουλόπουλου $e_{\phi a_{zu}} = 1:4 \div 1:5$.

7. Το πάχος του ρύγχους (γείσου):

$$D_1 + D_0 = D_h - X_{ph} \quad (m)$$

Εφαρμόζονται, όσα αναφέρθηκαν και στη περίπτωση του τύπου Α. Το βάθος (ύψος) του ρύγχους είναι, όσο εκείνο της στέψης, δηλ. $H_{10} = 0,6 \div 1,0$ m στο άνω άκρο και $H_{1u} = 0,20 \div 0,40$ m στο κάτω άκρο του.

8. Πάχος των πτερυγίων D'' : παίρνεται $D'' = 0,25 \div 0,40$ m.

4.4.3.4.4. Διαστασιολόγηση τύπου Γ

Αναφέρεται στη διαστασιολόγηση φράγματος βάθους κατά χειμαρρολάβας χωρίς οπλισμό και χωρίς την παραδοχή τάσεων εφελκυσμού.

1. Επιτρεπτό ύψος φράγματος:

$$H_s + H_A \leq h_{zu} = 0,84 \cdot \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b}$$

για $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$ ισχύει:

$$H_s \leq 0,417 \cdot \sigma_{zu}$$

2. Το άνω μέτωπο: κεκλιμένο

3. Το πάχος της βάσης D :

$$D = \sqrt{(3 \div 4)} \cdot \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot (H_s + H_A)$$

ή

$$D = \frac{1,73 \div 2,0}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot (H_s + H_A) \quad (m)$$

Λόγω του μεγάλου πάχους του βάσης συνιστάται να παίρνεται πάντοτε υπόψη η άνωση.

4. Το πάχος της στέψης D' :

$$D' = \sqrt{(3 \div 4)} \cdot \left[\frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot (H_A + \frac{v^2}{2g}) \right] \quad (m)$$

Για $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$ και $v = 3,5 \text{ m/s}$ και $\lambda = 0,2$ ο τύπος απλοποιείται ως εξής:

$$D' = (3 \div 4) \cdot [0,674 \cdot (H_A + 0,62)]$$

$$D' = (1,73 \div 2) \cdot [0,674 \cdot (H_A + 0,62)] \quad (m)$$

Σε περίπτωση, που ο υπολογισμός γίνεται χωρίς την άνωση ($\lambda = 0$) ισχύει:

$$D' = (1,73 \div 2) \cdot [0,645 \cdot (H_A + 0,62)] \quad (m)$$

5. Το βάθος (ύψος) της στέψης: η στέψη συνενώνεται με τη βάση διαμορφώνοντας τον κορμό της κατασκευής. Συνεπώς βάθος στέψης δεν υπάρχει.

6. Το κάταντες μέτωπο: κατασκευάζεται κεκλιμένο κατά την επιτρεπτή κλίση - για προστασία του - η οποία δίνεται από τον κανόνα του Μουλόπουλου ($\epsilon\phi\alpha_{zu} = 1:4 \div 1:5$) ή από την σχέση του Wehrmann:

$$X_{Dh} = 0,25 \cdot \sqrt{H_h} \quad (m)$$

7. Ρύγχος (γείσος): δεν κατασκευάζεται. Υπολογίζεται όμως το μέγεθος X_D (προεξοχή της βάσης ως προς τη στέψη) στο επίπεδο των θεμελίων, δηλ. για ύψος H_B ως εξής:

$$X_D = H_s \cdot \epsilon\phi\alpha_{zu}$$

8. Πάχος πτερυγίων: παίρνεται όσο και το πάχος της στέψης:

$$D'' = D'$$

οπότε με βάση αυτό διαμορφώνεται και η κλίση στο άνω μέρος μέτωπο.

4.4.3.4.5. Διαστασιολόγηση τύπου Δ

Πρόκειται για τη διαστασιολόγηση φράγματος βάθους με πτερύγια ανθεκτικά κατά χειμαρρολάβας. Η περίπτωση αφορά πτερύγια χωρίς οπλισμό.

Ο υπολογισμός των διαστάσεων γίνεται όπως και στους τύπους Α και Β, με τις παρακάτω διαφορές:

1, 2 και 3: όπως στους τύπους Α και Β.

4. Το πάχος της στέψης D' : δίνεται από τη σχέση

$$D' = \sqrt{(3 \div 4)} \cdot [0,645 \cdot (H_A + 0,62)]$$

ή

$$D' = (1,73 \div 2,0) \cdot [0,645 \cdot (H_A + 0,62)] \quad (m)$$

5. Όπως και στους τύπους Α και Β.

6. Δεν υπολογίζεται.

7. Προεξοχή στέψης και διαμόρφωση του κάταντη μετώπου:

η υφισταμένη προέκταση της βάσης D_h που διαμορφώνεται σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο, ως προς τη στέψη D'' σε ύψος H_h υπολογίζεται ως εξής:

$$X_{Dh\text{τριγ}} = D_h - D''$$

- η αναγκαία προέκταση X_{Dh} της βάσης D ως προς τη στέψη D στο επίπεδο της κοίτης για την προστασία του κατάντη μετώπου προσδιορίζεται ως εξής: καθορίζεται αρχικά η επιτρεπτή κλίση του μετώπου αυτού από τον κανόνα του Μουλόπουλου ως $\epsilon\phi\alpha_{zu} = 1:4 \div 1:5$, οπότε η αναγκαία προέκταση παρέχεται ως εξής:

$$X_{Dh} = H_h \cdot \epsilon\phi\alpha_{zu}$$

ή δίνεται απευθείας από τη σχέση του Wehrmann:

$$X_{Dh} = 0,25 \cdot \sqrt{H_h}$$

- γίνεται έλεγχος, μεταξύ των δυο προεκτάσεων ώστε η στέψη να μην προεκτείνεται πέρα του 1 m:

$$X_{Dh\text{τριγ.}} - X_{Dh} \leq 1,0 \text{ m}$$

Εάν $X_{Dh\text{τριγ.}} - X_{Dh} > 1,0 \text{ m}$, αυξάνεται το πάχος της στέψης του φράγματος τουλάχιστον κατά την επιπλέον διαφορά, ώστε να ισχύει ο παραπάνω περιορισμός.

4.4.3.5. Έλεγχος της ευστάθειας στους εκχειλιστές βάρους χωρίς οπλισμό

4.4.3.5.1. Έλεγχος σε φράγματα βάρους χωρίς τάσεις εφελκυσμού

Μετά τον υπολογισμό των διαστάσεων του εκχειλιστή επακολουθεί ο έλεγχος της ευστάθειάς του για όλες τις συνθήκες και για όλες τις δυνάμεις, που γίνεται αποδεκτό, ότι τον επηρεάζουν στατικά, ως εξής:

Εφόσον η διατομή του φράγματος παρακολουθεί το βασικό τρίγωνο, η R, που διαμορφώνεται από τις κύριες δυνάμεις (P_h, G, P_s), διέρχεται από το άκρο του μέσου τρίτου της βάσης του. Επομένως ο στατικός έ-

λεγχος περιορίζεται στο να εξετάζει κατά πόσο επαληθεύεται αυτό, ή ακόμη, κατά πόσο το φράγμα εξακολουθεί να ευσταθεί και μετά τη δράση τυχόν άλλων δυνάμεων (σε μεγάλα φράγματα). Στην περίπτωση δε, που η R αποκλίνει έξω από το άκρο του μέσου τρίτου της βάσης, η απόκλιση αποκτά τη μεγαλύτερη δυνατή τιμή στη βάση του φράγματος.

Συνεπώς, στα φράγματα που διαστασιοποιούνται σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο, ο στατικός έλεγχος μπορεί να περιορίζεται μόνο στη βάση της κατασκευής, δηλαδή να γίνεται για το σύνολο της διατομής και μόνο αν διαπιστωθεί, ότι η R διέρχεται εξωτερικότερα του $\frac{D}{3}$ (ανάπτυξη τάσεων εφελκυσμού), γίνεται αναλυτικός έλεγχος κατά αρμούς (ιδίως σε υψηλότερες κατασκευές), για να διαπιστώνεται, από που αρχίζει το πρόβλημα. Στη περίπτωση αυτή διαιρείται η διατομή σε τμήματα 3÷5 m και επαναλαμβάνεται ο έλεγχος σ' αυτά.

Όπου εμφανίζονται τάσεις εφελκυσμού, πρέπει να ελέγχεται καταρχή κατά πόσο αυτές υπερβαίνουν τις επιτρεπόμενες. Σε καταφατική περίπτωση διευρύνεται ανάλογα η βάση του φράγματος όπου αυτό είναι δυνατό. Εάν δημιουργείται κίνδυνος ολίσθησης, διαμορφώνεται η βάση του φράγματος κεκλιμένη. Όπου δε η θλίψη που ασκείται, είναι μεγαλύτερη από την επιτρεπόμενη ισοτιμάται η κατασκευή μικρότερου φράγματος. Επίσης είναι δυνατή μικρή διεύρυνση της βάσης του φράγματος προς τα κατάντη κατά 0,20÷0,30 m και σε ύψος 0,80 ÷ 1,0 m, ώστε να μην προσβάλλεται από τον υδατικό κορμό και τα κινούμενα ογκώδη υλικά στο χώρο της υποσκαφής.

Η κατασκευή ρύγχους στους εκχειλιστές δεν δημιουργεί, σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, στατικά προβλήματα, όπως η κατασκευή ευρείας στέψης στην περίπτωση ταμειυτήρων. Κατά κανόνα η διατομή του ρύγχους είναι μικρότερη εκείνης της ευρείας στέψης των

ταμιευτήρων. Εξάλλου το κέντρο βάρους του ρύγχους σχεδόν συμπίπτει με το κέντρο βάρους της όλης φραγματικής κατασκευής. Εφόσον λοιπόν το ρύγχος δεν δημιουργεί έκκεντρη φόρτιση, το βάρος της κατασκευής δεν εξαναγκάζεται να βγαίνει έξω από τον πυρήνα της βάσης προς το άναντες μέτωπο, όταν το φράγμα είναι κενό (στάδιο κατασκευής) κι έτσι να δημιουργεί εφελκυστικές τάσεις στο κάτω μέτωπο. Αλλά και αυτό αν συμβεί, οι αρνητικές αυτές τάσεις παραμένουν πάντοτε εντός των ορίων των $5 \div 10 \text{ t/m}^2$, που μπορεί να παραλαμβάνει η τοιχοποιία, διαρκούν ελάχιστα, αφού η πλήρωση του εκχειλιστή αρχίζει από το πέρας της κατασκευής του και, επιπλέον, μπορούν να εξουδετερωθούν εξαρχής με μικρή τεχνητή πρόσχωση της κατασκευής. Συνεπώς δεν απαιτείται να γίνεται έλεγχος της ευστάθειας στους εκχειλιστές για φράγμα κενό, εφόσον η διατομή παρακολουθεί το βασικό τρίγωνο.

Από τα παραπάνω προκύπτει, ότι ο στατικός έλεγχος των φραγμάτων βάρους, που δρουν ως εκχειλιστές και παρακολουθούν το βασικό τρίγωνο πρέπει να γίνεται μόνο για φράγμα πλήρες. Εξετάζονται δε η περίπτωση φόρτισης 1 ή 3 ή και ο συνδυασμός αυτών. Η περίπτωση 5 δεν εξετάζεται. Στα πολύ μεγάλα φράγματα ($H_s > 20 \div 25 \text{ m}$), σε ειδικές κατασκευές και σε έντονα σειсмоγενείς θέσεις μπορεί μετά τον παραπάνω έλεγχο να επακολουθεί και έλεγχος ως προς τις σεισογενείς δυνάμεις.

Κατά τις τελευταίες δεκαετίες ο στατικός έλεγχος των φραγμάτων γίνεται κυρίως αναλυτικά, επειδή διευκολύνεται ιδιαίτερα από την χρήση των ηλεκτρονικών υπολογιστών. Γραφοστατικός έλεγχος δεν χρησιμοποιείται.

4.4.2.5.2. Έλεγχος σε φράγματα βάρους κατά χειμαρρολάβας

Στη περίπτωση των φραγμάτων κατά χειμαρρολάβας η δύναμη της λάβας δεν είναι δυνατό να εκτιμηθεί ακριβώς. Υπολογίζεται κατά κανόνα ως $3 \div 4$ φορές, σπανιότερα μέχρι 7 φορές μεγαλύτερη της υδροστατικής. Εξάλλου η δράση της είναι στιγμιαία, γεγονός, που επιτρέπει την υπέρβαση των ορίων του στατικού υπολογισμού μέχρι και κατά 25%. Παρόλο λοιπόν, που τέτοια φράγματα, δεν μορφοποιούνται τελικά με κατακόρυφο άναντες μέτωπο, συνιστάται, για τους παραπάνω λόγους, ο στατικός έλεγχός τους να γίνεται καταρχή για το σύνολο της διατομής και μόνο, αν διαπιστωθούν εφελκυστικές τάσεις μη αναλήψιμες, να επακολουθεί έλεγχος κατά τμήματα. Για μεγαλύτερη δε ασφάλεια της κατασκευής συνιστάται να μην προσμετρείται κατά τον έλεγχο το κατακόρυφο φορτίο της χειμαρρολάβας $E_{mv} = (3 \div 4) \cdot P_v$ στο κεκλιμένο άναντες μέτωπό τους, αλλά μόνο το P_v του νερού. Ας σημειωθεί, ότι η ισχυρή κλίση, που αναγκαστικά αποκτάει το μέτωπο αυτό, διευκολύνει την ανθεκτική διαολίσθηση της λάβας, συνεπώς μειώνει έτσι την κρουστική της επίδραση και αυξάνει το φορτίο P_v , πράγμα που συμβάλλει ιδιαίτερα στην αύξηση της ασφάλειας της κατασκευής.

4.4.3.5.3. Έλεγχος σε φράγματα βάρους με τάσεις εφελκυσμού

Και στη περίπτωση αυτή ισχύουν, όσα αναφέρθηκαν προηγουμένως με τη διαφορά, ότι ο έλεγχος πρέπει να αποδεικνύει, κατά πόσο οι αναπτυγμένες τάσεις εφελκυσμού παραμένουν μικρότερες των ορίων α-

ντοχής σε εφελκυσμό του υλικού κατασκευής.

4.4.4. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΙ ΕΚΧΕΙΛΙΣΤΕΣ ΒΑΡΟΥΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΥΨΟΣ $H_S > 5,0$ m

4.4.4.1. Γενικά για τον οπλισμό

Στην πράξη δεν συνηθίζεται μέχρι σήμερα να χρησιμοποιείται οπλισμός για την παραλαβή των εφελκυστικών τάσεων σε εκχειλιστές βάρους και ιδίως στα φράγματα βάρους, που κατασκευάζονται σε διευθετήσεις χειμάρρων, ούτε στη βιβλιογραφία δίνονται σχετικές μέθοδοι υπολογισμού. Επικρατεί γενικά η άποψη ότι η οικονομία σε υλικό τοιχοποιίας, που θα προέκυπτε από τη χρήση του οπλισμού, αντισταθμίζεται από το κόστος, που δημιουργεί ο σιδηρούς οπλισμός. Μόνο για την εξασφάλιση του ρύγχους χρησιμοποιείται συχνά οπλισμός. Δεν δίνεται όμως στη βιβλιογραφία, μέθοδος υπολογισμού, παρέχεται μόνο η διάταξή του στο χώρο.

Ο συγγραφέας του παρόντος πιστεύει, ότι πρέπει να εξετάζεται πάντοτε η δυνατότητα της παραλαβής των εφελκυστικών τάσεων, που αναπτύσσονται στα φράγματα βάρους, όταν η R διέρχεται σε απόσταση $\frac{D}{6}$ από το κάταντες άκρο της βάσης με τη χρήση ελαφρού οπλισμού. Δέχεται δε την απόσταση αυτή των $\frac{D}{6}$ ως ελάχιστη, για να εξασφαλίζεται το φράγμα κατά της ανατροπής του. Το κατά πόσο συμφέρει ένας τέτοιος οπλισμός, είναι θέμα, που αφορά τον οικονομικό υπολογισμό. Γι' αυτό ανέπτυξε έναν τρόπο υπολογισμού του οπλισμού στον κορμό του φράγματος με βάση τις σχετικές γενικές αρχές του καθηγητή της στατικής Csery (1971). Στη συνέχεια δίνεται ο υπολογισμός αυτός μαζί

με ένα πρακτικό τρόπο υπολογισμού του γείσου.

4.4.4.2. Υπολογισμός του οπλισμού στο κορμό φράγματος βάρους με τάσεις εφελκυσμού

Σε φράγματα με ύψος $H_S < 5,0$ m και συνισταμένη R, που διέρχεται σε απόσταση $\frac{D}{6}$ από το κάταντες άκρο της βάσης, οι αναπτυσσόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις εξουδετερώνονται από την αντοχή σε εφελκυστικό του σκυροδέματος. Συνεπώς, η μέθοδος, που αναφέρεται στη συνέχεια, αφορά τις εξής περιπτώσεις:

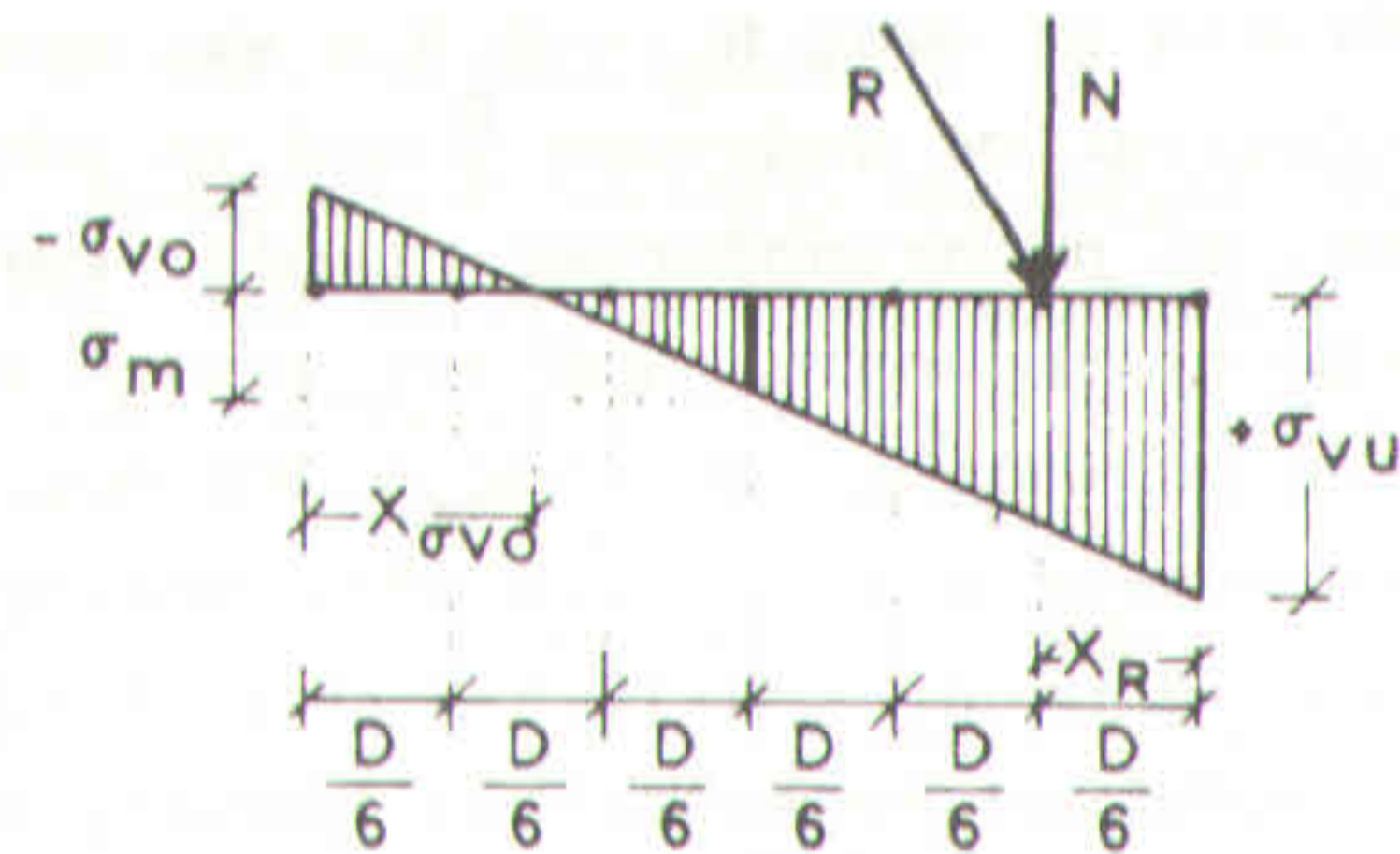
= φράγματα με $H_S = 5 \div 10$ m : σ' αυτά λόγω των σχετικά περιορισμένων εφελκυστικών τάσεων, που εμφανίζονται, ο οπλισμός τοποθετείται στο κατώτερο τμήμα τους (κάτω από τα πρώτα 5 m), όπου οι τάσεις εφελκυσμού αποκτούν τη μεγαλύτερη τιμή τους, ενώ στο ανώτερο τμήμα του φράγματος οι τάσεις αυτές εξουδετερώνονται από την αντοχή του υλικού τοιχοποιίας

= φράγματα με $H_S > 10$ m: σ' αυτά λόγω των σημαντικών εφελκυστικών τάσεων, που αναπτύσσονται, καθώς και του σημαντικού οπλισμού, που κατά κανόνα χρησιμοποιείται στο γείσου τους, συνιστάται να επενδύεται ο οπλισμός σ' όλο το κατασκευαστικό ύψος H_S (μέχρι τη στέψη), ώστε να εξουδετερώνονται εντελώς οι τάσεις εφελκυσμού, που δημιουργούνται.

Ο υπολογισμός του αναγκαίου ελαφρού οπλισμού για την παραλαβή των εφελκυστικών τάσεων σε φράγμα, όταν η R διέρχεται στα $\frac{D}{6}$ της βάσης, μπορεί να γίνει κατά τον συγγραφέα του παρόντος ως εξής (σχήμα 4.25):

Έστω κατακόρυφη "φέτα" του φράγματος με πάχος l m, που παίρνεται στο μέσο του διάρρου και πα-

ρέχει τη μορφή της διατομής του. Το μέγεθος της εφελκυστικής δύναμης με σφηνόμορφη κατανομή, που δημιουργείται, όταν στη διατομή η συνισταμένη R διέρχεται έξω από το μέσο τρίτο της βάσης D (σχήμα 4.25),



Σχήμα 4.25. Εφελκυστική και θλιπτική ζώνη στη βάση φράγματος βάρους με συνισταμένη R, που διέρχεται σε απόσταση $\frac{D}{6}$ από το κάταντες άκρο του

προσδιορίζεται από την εξής αναλογία (Cserny, 1971):

$$\frac{|\sigma_{vo}| + |\sigma_{vu}|}{D} = \frac{|\sigma_{vo}|}{X_{\sigma vo}}$$

(τα μεγέθη σ_{vo} και σ_{vu} αποδίδονται στο τύπο με τις απόλυτες τιμές τους). Άρα ισχύει:

$$X_{\sigma vo} = \frac{|\sigma_{vo}| \cdot D}{|\sigma_{vo}| + |\sigma_{vu}|} \quad (\text{m})$$

οπότε το μέγεθος της εφελκυστικής δύναμης K_z στη βάση του φράγματος δίνεται ως εξής:

$$K_z = \left(\frac{1}{2} \cdot X_{\sigma vo} \cdot \sigma_{vo} \right) \cdot 1000$$

άρα
$$K_z = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}^2 \cdot D}{\sigma_{vo} + \sigma_{vu}} \right) \cdot 1000 \quad (\text{kg})$$

(προσοχή: τα μεγέθη σ_{vo} και σ_{vu} δίνονται σε t/m^2)
Ευνενπώς η επιφάνεια του αναγκαίου οπλισμού Fe για την "φέτα" του φράγματος με βάθος 1 m (1m = 100cm) ανέρχεται συνολικά σε:

$$Fe = \frac{K_z}{\sigma_{Fe, zu}} \quad (\text{cm}^2)$$

όπου $\sigma_{Fe, zu}$: η επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού του σιδήρου.

Με βάση την συνολική επιφάνεια Fe του οπλισμού (ανά τρέχον μέτρο πλάτους) υπολογίζονται στη συνέχεια η διάμετρος των ράβδων, που θα χρησιμοποιηθούν, και τα τεμάχια των ράβδων, που αντιστοιχούν σ' αυτή κ'έτσι καθορίζεται η απόσταση των τεμαχίων μεταξύ τους. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιείται ο πίνακας 4.2.

Ο οπλισμός, που υπολογίζεται με τον τρόπο αυτό, πρέπει να τοποθετείται στο κέντρο βάρους της εφελκυστικής σφήνας στη βάση του φράγματος, το οποίο βρίσκεται σε απόσταση:

$$\frac{X_{\sigma vo}}{3}$$

από το άνω άκρο της (σχήμα 4.25, 4.26). Προϋποτίθεται βέβαια, ότι ο οπλισμός θα επικαλύπτεται πάντοτε από στρώμα μπετόν πάχους τουλάχιστον 5,0cm. Ο οπλισμός διανομής δεν είναι αναγκαίος.

Ευνιστάται να γίνεται αγκύρωση του οπλισμού. Για το σκοπό αυτό κάμπονται με γωνία 90° , οι σιδη-

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 4.2.

Διάμετρος, βάρος, περίμετρος, επιφάνεια και αριθμός τεμαχίων σιδηρού ογκισμού
(κατά Cserny, 1971)

Διάμε- τρος φ (mm)	Βάρος kg/m	Περίμε- τρος cm	Επιφάνεια Fe σε cm ² για τον εξής αριθμό τεμαχίων:									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	0,40	2,51	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,62	3,14	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,89	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,21	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,58	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
18	2,00	5,66	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45
20	2,47	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
22	2,98	6,91	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
24	3,55	7,54	4,52	9,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,72	45,24
26	4,17	8,17	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	53,09

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 4.2. (συνέχεια)

28	4,83	8,80	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58
30	5,55	9,43	7,07	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,69
32	6,31	10,05	8,04	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,43
34	7,13	10,68	9,08	18,16	27,24	36,32	45,40	54,48	63,56	72,64	81,72	90,79
36	7,99	11,31	10,18	20,36	30,54	40,74	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	101,79
38	8,90	11,94	11,34	22,68	34,02	45,36	56,70	68,04	79,38	90,72	102,00	113,41
40	9,87	12,57	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,06	125,66
42	10,88	13,20	13,85	27,71	41,56	55,42	69,27	83,13	96,98	110,84	124,69	138,54
45	12,49	14,14	15,90	31,80	47,70	63,60	79,50	95,40	111,30	127,20	143,10	159,00
50	15,41	15,71	19,63	39,26	58,89	78,52	98,15	117,78	137,41	157,04	176,67	196,30

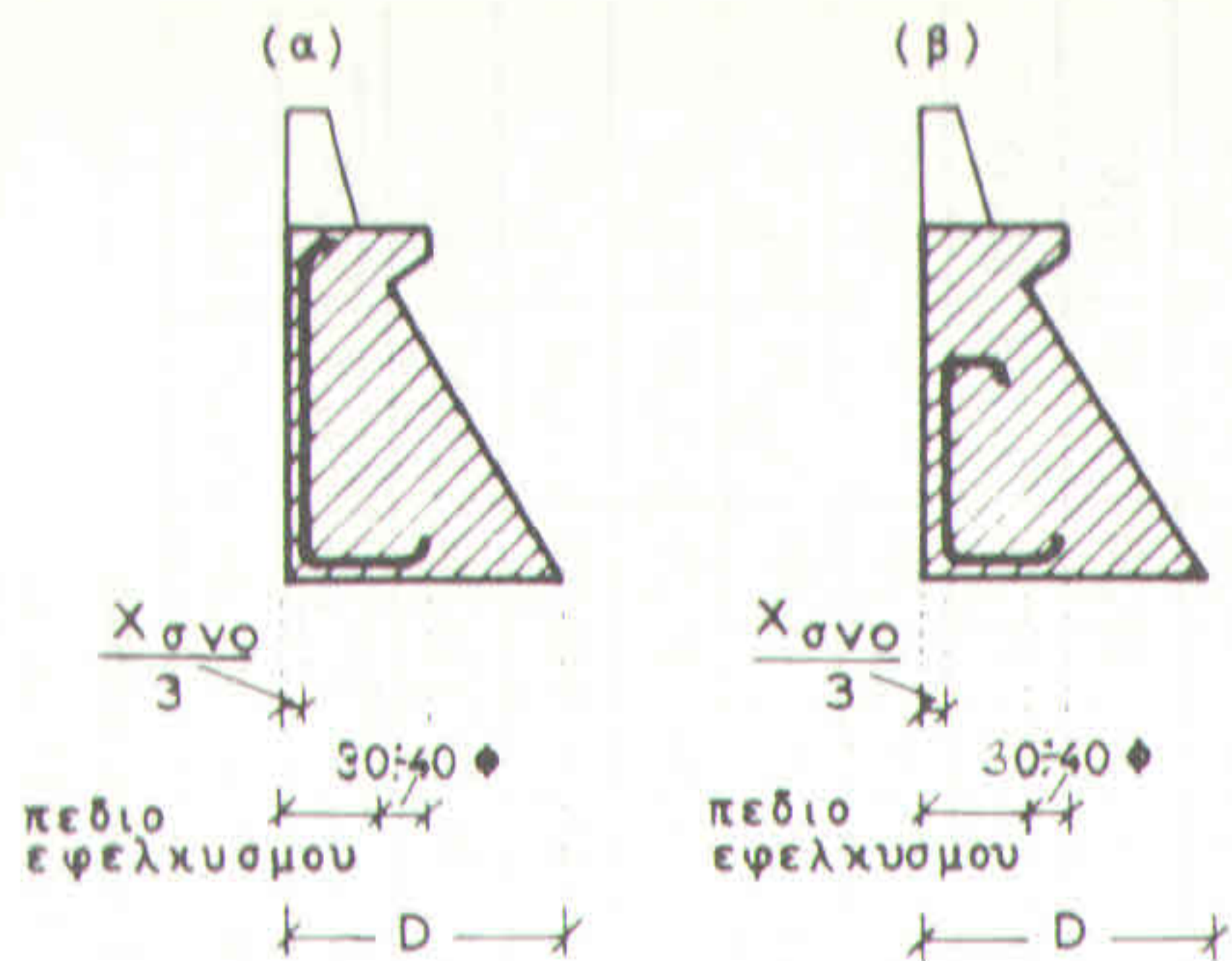
Επιτρέπεται διακύμανση πάχους:

- για φ < 25mm ±0,5mm
- για φ > 25mm ±0,75mm

Σύνηθες μήκος ράβδων

στο εμπόριο 10-14 m.

Ειδικό βάρος 7,85 kg/dm³



Σχήμα 4.26. Τοποθέτηση οπλισμού σ' όλο το ύψος της φραγματικής κατασκευής (α) και στο κατώτερο υπόλοιπο μέρος της μετά τα πρώτα 5,0 m

ρές ράβδοι στη βάση του φράγματος και επεκτείνονται προς το εσωτερικό του παράλληλα με την επιφάνεια των θεμελίων, μέχρις ότου εξέλθουν από τη ζώνη εφελκυσμού και εισέλθουν στην θλιπτική ζώνη σε βάθος τουλάχιστον κατά 30÷40 φορές μεγαλύτερο της διαμέτρου των ράβδων (σχήμα 4.26). Το ίδιο πρέπει να γίνεται και στο ανώτερο πέρα του οπλισμού. Εκεί οι ράβδοι κάμπονται:

- σε ολόσωμο οπλισμό (σχήμα 4.26α): προς το χώρο της στέψης
- σε οπλισμό μέχρι τα ανώτερα 5,0 m (σχήμα 4.26β) προς το εσωτερικό του φραγματικού κορμού, ώστε να εξέλθουν από τη ζώνη εφελκυσμού, που δημιουργείται εκεί.

Για την κατασκευή ενός ελαφρά οπλισμένου φράγματος βάρους αρκεί συνήθως η χρήση μπετόν Β160. Ως υ-

λικό οπλισμού χρησιμοποιείται χάλυβας της κατηγορίας ΒεΙ με επιτρεπόμενη αντοχή σε εφελκυσμό $\sigma_{Fe, zu} = 1400 \text{ kg/cm}^2$.

Ο οπλισμός, που πρέπει τελικά να επιλεγεί, και ο τρόπος, που αυτός θα χρησιμοποιηθεί, επηρεάζονται από διάφορους παράγοντες. Έτσι π.χ.:

- η πυκνότητα τοποθέτησης των ράβδων ανά τρέχον μέτρο εξαρτάται από την διάμετρο οπλισμού. Συνιστάται, οι αποστάσεις μεταξύ των ράβδων να μην υπερβαίνουν τα 25 cm, ώστε να μπορεί ο οπλισμός να ασκεί την δράση του. Από την άποψη αυτή συνιστάται η διάμετρος των ράβδων να είναι $\Phi > 8 \text{ mm}$. Το μέγεθος αυτό αποτελεί και τη μικρότερη διάμετρο ράβδων, που κυκλοφορούν σήμερα στο εμπόριο

- η τοποθέτηση του οπλισμού σε χώρο με έντονες υγρασιακές συνθήκες, όπως τα φράγματα, επιβάλλει χρησιμοποίηση ράβδων με ελάχιστη διάμετρο $\Phi > 10 \div 12 \text{ mm}$.

Για όλους τους παραπάνω λόγους ως ελάχιστος επιτρεπτός οπλισμός για την παραλαβή των εφελκυστικών τάσεων στα φράγματα βάρους συνιστάται να παίρνεται $4\Phi 10 \div 12, \Phi(10 \div 12)/25$, που αντιστοιχεί σε επιφάνεια $Fe = 3,14 \div 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$. Στη περίπτωση λοιπόν, που ο υπολογισμός δίνει μικρότερο οπλισμό, απαιτείται το αποτέλεσμά του και χρησιμοποιείται ο παραπάνω ελάχιστος επιτρεπτός οπλισμός.

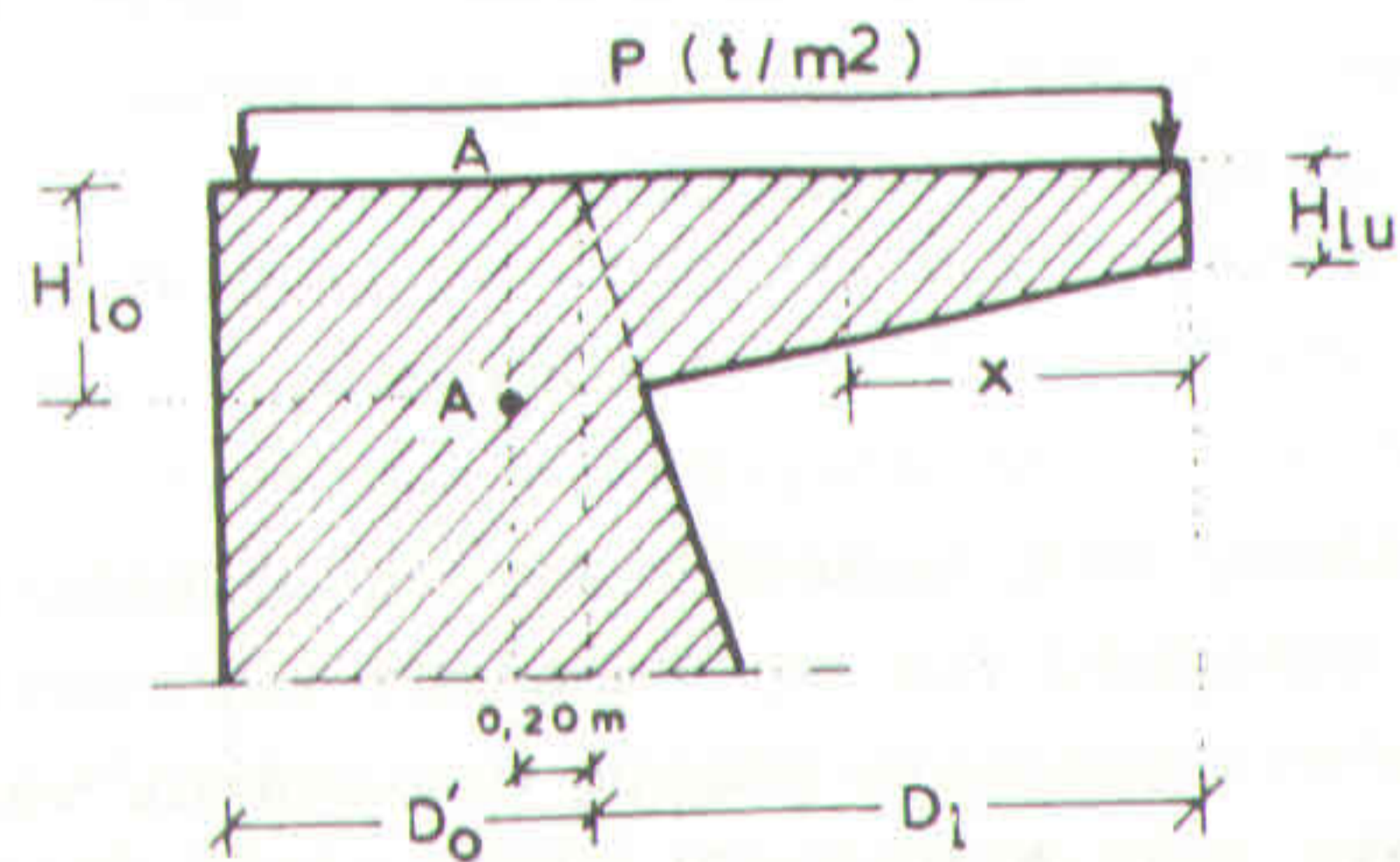
Η έρευνα έδειξε ότι για συνήθη φράγματα με $H_s = 5 \div 10 \text{ m}$ ο ελάχιστος οπλισμός είναι κατά κανόνα επαρκής. Σε φράγματα όμως με $H_s > 15 \text{ m}$ πρέπει να γίνεται λεπτομερής υπολογισμός του.

Οπλισμός διανομής γενικά δεν απαιτείται. Μπορεί όμως να χρησιμοποιείται ένας ελάχιστος οπλισμός διανομής $4\Phi 8, \Phi 8/25$.

θα πρέπει πάντως να τονιστεί, ότι ο οπλισμός, που υπολογίζεται με τον παραπάνω τρόπο, αποσκοπεί μόνο στο να παραλαμβάνει τις τάσεις εφελκυσμού, που αναπτύσσονται στα φράγματα βάρους, όταν η R διέρχεται σε απόσταση $\frac{D}{6}$ από το κάτω άκρο της βάσης τους.

4.4.4.3. Υπολογισμός του οπλισμού στο γείσο

Ο γείσος λειτουργεί, όπως αναφέρθηκε, ως πακτωμένος πρόβολος. Ο οπλισμός, που απαιτείται για την παραλαβή των τάσεων και εφελκυσμού στο σώμα του, υπολογίζεται ως εξής (σχήμα 4.27):



Σχήμα 4.27. Ο γείσος ως πακτωμένος πρόβολος

Εάν το συνολικό γραμμικό φορτίο του γείσου είναι q και αποτελείται από:

- το γραμμικό υδροστατικό φορτίο: Πρόκειται για φορτίο λόγω της Q_{max100} που πρακτικά θεωρείται "στιγμιαίο" (η παροχή αυτή διαρκεί ελάχιστο χρόνο) και σπάνια επαναλαμβανόμενο (έχει περίοδο 100 ετών). Εδώ θεωρείται ως μόνιμο με μέγεθος:

$$P = H_A \cdot \gamma_w \quad (t/m)$$

- το ίδιο βάρος του γείσου σ_{D1} τότε η ροπή, που δημιουργείται σε μια οποιαδήποτε διατομή του γείσου - πρόβολου σε απόσταση x από το

κέντρου (άκρο) του H_{1u} στα κάτω άκρα θα είναι:

$$M = q \cdot \frac{x^2}{2}$$

Ευνεπώς το μέγεθος της ροπής άρα και του οπλισμού μεταβάλλεται σε κάθε διατομή ανάλογα με την απόσταση x από το άκρο του γείσου H_{1u} . Για το λόγο αυτό ο υπολογισμός του οπλισμού πρέπει να γίνεται σε διατομές με διάφορες αποστάσεις. Αφετηρία αποτελεί η διατομή A-A σε απόσταση 0,2 m στο εσωτερικό του φράγματος, δηλαδή σε απόσταση $D_1 + 0,2$ m.

Στη θέση $D_1 + 0,2$ m ο γείσος έχει βάθος H_{10} , οπότε το γραμμικό βάρος του μετά το μετασχηματισμό του σε ομοιόμορφο (για μεγαλύτερη ασφάλεια) είναι:

$$\sigma_{D1} = \frac{1}{2} \cdot (H_{10} + H_{1u}) \cdot \gamma_b$$

και συνεπώς η ροπή του γίνεται:

$$M = \left[H_A \cdot \gamma_w + \frac{1}{2} (H_{10} + H_{1u}) \cdot \gamma_b \right] \cdot \frac{(D_1 + 0,2)^2}{2} \quad (mt)$$

Με βάση την τιμή του M υπολογίζεται στη συνέχεια ο συντελεστής k_h ως εξής:

$$k_h = \frac{H_{10} - 5}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{(H_{10} - 5) \cdot \sqrt{b}}{\sqrt{M}}$$

όπου b είναι πάχος φέτας φράγματος (b=1,0 m). Ο αριθμός 5 εκφράζει την επικάλυψη κατά 5 cm του οπλισμού με θηυρόδεμα, οπότε:

$$k_h = \frac{H_{10} - 5}{\sqrt{M}}$$

(προσοχή: το H_{10} σε cm! για διαφορετική επικάλυψη αντικαθίστανται τα 5 cm με το αντίστοιχο πάχος).

Ακολουθεί με τη βοήθεια του επόμενου πίνακα 4.3. ο έλεγχος της επάρκειας του σκυροδέματος, από άποψη διατομής σύμφωνα με την τιμή του k_h . Σ' αυτόν παρέχονται οι ελάχιστες επιτρεπτές τιμές του παραπάνω συντελεστή με την έδειξη k_h^* και συνεπώς οι τιμές του συντελεστή k_e , που αντιστοιχούν στις τιμές των k_h και k_h^* . Για τους γείσους σε χειμαρρικά φράγματα συνιστάται να χρησιμοποιείται στον πίνακα τάση προβόλου μόνο μέχρι 60 kg/cm². Σε περίπτωση, που η υπολογιζόμενη τιμή του συντελεστή είναι $k_h > 17,3$ παίρνεται η ελάχιστη τιμή του k_e στον πίνακα, που είναι $k_e = 0,78$.

Ελέγχεται λοιπόν καταρχή από τους πίνακες, εάν το k_h που υπολογίστηκε, είναι $k_h > k_h^*$ για τη δεδομένη τάση σ_b . Με βάση αυτό το k_h προσδιορίζεται στη συνέχεια από τον πίνακα 4.3 η τιμή του συντελεστή k_e , οπότε η συνολική επιφάνεια του αναγκαίου οπλισμού (ανά τρέχον μέτρο βάθους φράγματος) για την ανάληψη των καμψελεφελευστικών τάσεων δίνεται ως εξής:

$$Fe = \frac{M}{H_{10} - 0,05} \cdot k_e \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

(προσοχή: το H_{10} εκφράζεται σε m, ενώ το Fe υπολογίζεται σε cm²/m!). Εκτός όμως από την τιμή του Fe, θα πρέπει να υπολογίζεται και η επιφάνεια ενός οπλισμού διανομής, της οποίας το μέγεθος παίρνεται $0,2 \cdot Fe$ (δηλαδή 20% του Fe).

Οι επιφάνειες του οπλισμού Fe και του οπλισμού διανομής $0,2 \cdot Fe$ κατανέμονται στη συνέχεια με

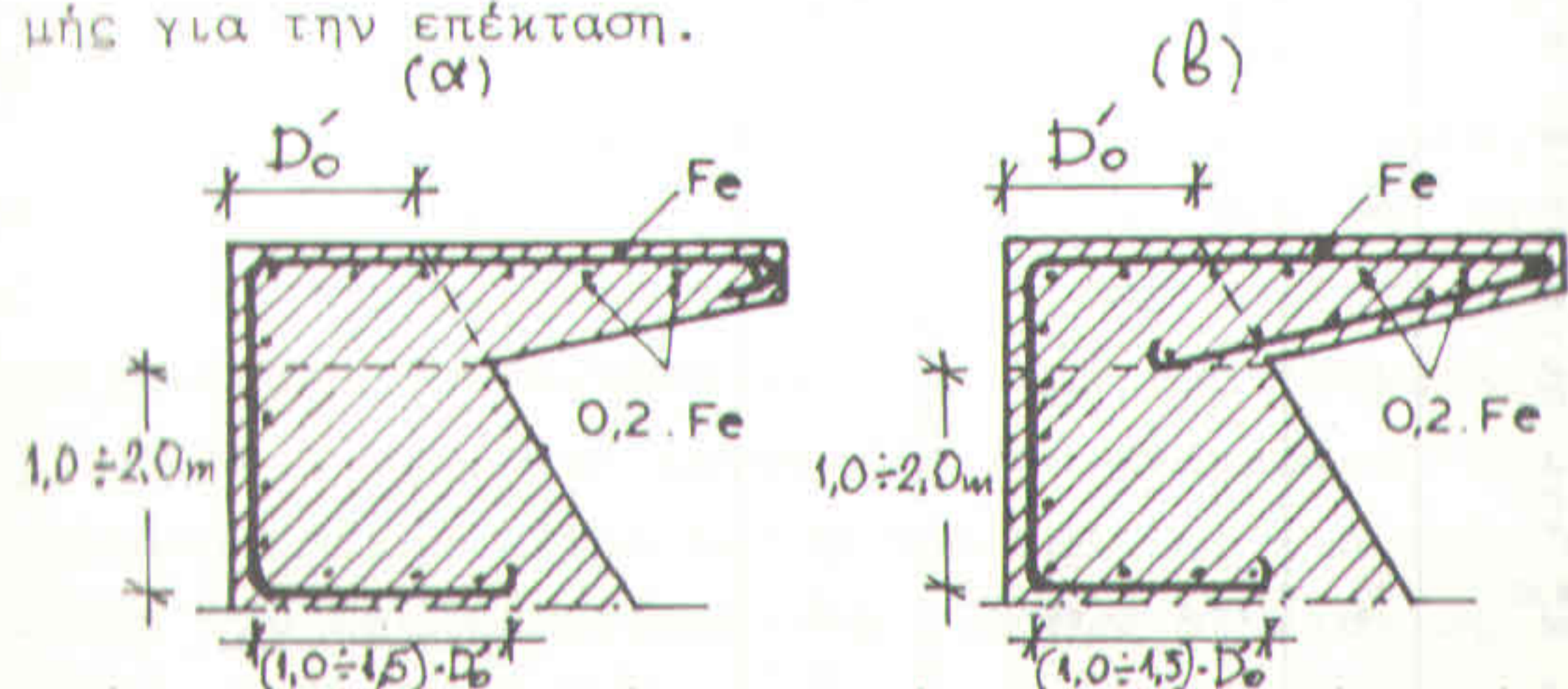
Πίνακας 4.3
Παρέει το k_h και k_h^* και συντελεστή k_e (Γενέλης 1973).

σ_b (kg/cm ²)	30	40	45	50	60	70	80	90	100	110	120
k_h και k_h^*	17,3	13,6	12,4	11,4	9,9	8,8	8,0	7,4	6,8	6,4	6,0
k_e	0,78	0,79	0,80	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85	0,86	0,87	0,88

1. Σε γείσους φραγμάτων παίρνεται $\sigma_b \leq 60$ kg/cm²
 2. Για $k_h > 17,3$ παίρνεται $k_e = 0,78$

τη βοήθεια του πίνακα 4.2. σε επιμέρους τεμάχια σιδηροβεργών, όπως και στη περίπτωση του οπλισμού στα φράγματα βάρους.

Η διάταξη του οπλισμού (κύριου και διανομής) στο χώρο του γείσου δίνεται από το σχήμα 4.28α. Συνιστάται όμως, ο κύριος οπλισμός να επεκτείνεται περιβάλλοντας όλο τον γείσο - δηλ. όχι μόνο στην άνω επιφάνειά του - να εισέρχεται στο κορμό (άναντες μέτωπο) σε βάθος $1 \div 2$ m και να εκτείνεται οριζόντια σε διάστημα $(1,0 \div 1,5) \cdot D_0$ (σχ. 5.28β). Στη περίπτωση αυτή χρειάζεται να επεκτείνεται αντίστοιχα και ο οπλισμός διανομής $0,2$ Fe. Τότε όμως μπορεί να επιλέγεται μικρότερος δηλ. ελαφρύτερος οπλισμός διανομής για την επέκταση.



Σχήμα 4.28. Οπλισμός στο γείσο με διανομή απλή (α) και προεκτεινόμενη (β)

Ο οπλισμός διανομής τοποθετείται πάντοτε στο εσωτερικό του κύριου οπλισμού και σε επαφή με αυτόν. Η απόσταση μεταξύ των ράβδων δεν πρέπει να παίρνεται μεγαλύτερη των 25 cm. Η ακριβή απόσταση προκύπτει από τον πίνακα 4.2. μετά τον καθορισμό των ράβδων, που θα χρησιμοποιηθούν.

Για την κατασκευή του οπλισμένου γείσου γίνεται χρήση B160 και οπλισμού StI με $\sigma_{Fe, zu} = 1400 \text{ kg/cm}^2$.

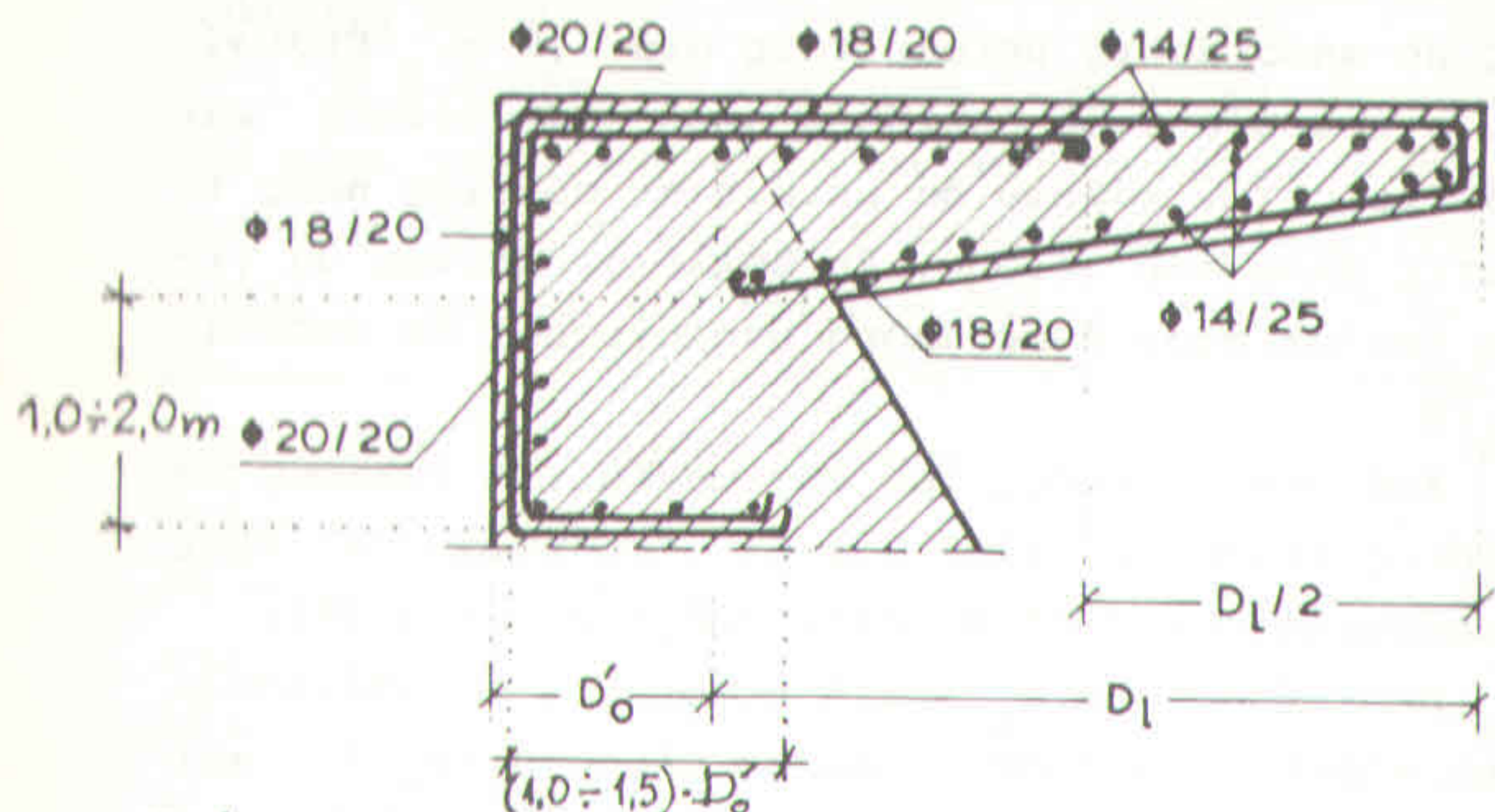
Σε μεγαλύτερους γείσους συνιστάται ο υπολογισμός του οπλισμού να γίνεται και σε ενδιάμεσες διατομές με αποστάσεις μεταξύ τους ανά 1,0 m. Έτσι γίνεται οικονομία στον οπλισμό, αφού η πυκνότητα και η διάμετρος των ράβδων θα μειώνεται συνεχώς προς το κέντρο του γείσου. Επιβάλλεται πάντως να γίνεται τουλάχιστον ένας ακόμη υπολογισμός σε απόσταση $D_1/2$.

Από υπολογισμούς του συγγραφέα για διάφορες περιπτώσεις γείσων με B160 και StI, προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα, που βοηθούν στην πράξη (σχήμα 4.29):

1. Σε γείσους με $D_1 < 2,5$ m, αρκεί η τοποθέτηση ενιαίου, κύριου οπλισμού σ' όλο το μήκος $D_1 + D_0$ ή και στην κάτω επιφάνεια και το βάθος του γείσου. Αυτός μπορεί να είναι $5\Phi 18$, $\Phi 18/20$ (απόσταση μεταξύ των ράβδων: 0,20 m) για $H_{1u} = 0,30$ m, $H_{1o} = 0,70$ m.
2. Σε γείσους με $D_1 = 2,5 - 4,0$ m, διατηρείται ο προηγούμενος κύριος οπλισμός σ' όλο το μήκος και προτίθεται οπλισμός $5\Phi 20$, $\Phi 20/20$ για το τμήμα του γείσου προς τα άνω από τη θέση $D_1/2$ (απόσταση μεταξύ των ράβδων: 10 cm) για $H_{1u} = 0,40$ m, $H_{1o} = 0,80$ m.
3. Σε μεγαλύτερους γείσους συνιστάται να γίνεται ειδικός υπολογισμός.
4. Σ' όλες τις περιπτώσεις προστίθεται και οπλισμός διανομής $0,2$ Fe ως εξής: $4\Phi 14$, $\Phi 14/25$ (απόσταση μεταξύ ράβδων: 25 cm).

Το σχήμα 4.29 δείχνει την εφαρμογή του παραπάνω κανόνα, ο οποίος διευκολύνει ιδιαίτερα τις συνήθειες, απλές περιπτώσεις υπολογισμού γείσου, που αντιμετωπίζονται στην πράξη. Συνεπώς, είναι δυνατό να χρησιμοποιούνται χωρίς ιδιαίτερους υπολογισμούς οι παραπάνω οπλισμοί. Στη περίπτωση, που απαιτείται

ακρίβεια, μπορεί να γίνεται ειδικός υπολογισμός του



Σχήμα 4.29. Διανομή οπλισμού σε γείσο με $D_1 > 4,0$ m

οπλισμού με την παραπάνω μέθοδο.

4.4.4.4. Μορφοποίηση και διαστασιολόγηση της διατομής στους εκχειλιστές βάρους με οπλισμό

Η μορφοποίηση της διατομής στους εκχειλιστές βάρους με οπλισμό γίνεται, όπως σ'εκείνους χωρίς οπλισμό.

Η διαστασιολόγηση ακολουθεί την εξής διαδικασία:

1. Το ύψος του φράγματος στη συγκεκριμένη θέση δίνεται από τη σχέση $H_s \leq h_{zu}$, όπου:

$$h_{zu} = 0,42 \cdot \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b}$$

Για $\gamma_b = 2,4$ t/m³ προκύπτει: $h_{zu} = 0,12 \cdot \sigma_{zu}$

2. Το άνω μέτωπο: κατακόρυφο

3. Το πάχος του φράγματος D : συνιστάται να προσδιορίζεται με την προσμέτρηση και της άνωσης - επαφίεται στην κρίση του μελετητή - ως εξής:

$$D = 0,8 (H_s + H_A) \cdot \sqrt{\frac{1}{(\gamma_b - \lambda)}} \quad (m)$$

Εάν η άνωση δεν προσμετράται, παραλείπεται στον τύπο το λ .

4. Το πάχος της στέψης D' : το ελάχιστο πάχος υπολογίζεται συνήθως ως εξής:

$$D' = 0,28 + 0,6 \cdot H_A \quad (m)$$

κατά τα λοιπά, ισχύουν, όσα αναφέρθηκαν για τη στέψη στο κεφάλαιο 4.4.3.3.

5. Το ύψος (βάθος της στέψης), παίρνεται $0,60 \pm 1,0$ m (βλ. κεφ. 4.4.3.3).

6. Το κάτω μέτωπο: κατασκευάζεται κεκλιμένο με κλίση, που δίνεται με άνωση ως εξής:

$$e_{\phi a} = \frac{D}{H_s + H_A} = \frac{0,8}{\gamma_b - \lambda}$$

ή χωρίς άνωση ως εξής:

$$e_{\phi a} = \frac{0,8}{\sqrt{\gamma_b}}$$

Για $\gamma_b = 2,4$ t/m³ και $\lambda = 0,20$ ισχύει:

$$e_{\phi a} = 0,674 = 1 : 1,5$$

Η επιτρεπτή κλίση υπολογίζεται από τον κανόνα του Μουλόπουλου (1:4 έως 1:5) ή από τη σχέση του Wehr-

$$X_D = 0,25 \cdot \sqrt{H_h}$$

7. Το πάχος του ρύγχους (γείσου) δίνεται από τη σχέση:

$$D_1 + D'_0 = D_h - X_{Dh} \quad (m)$$

και υπολογίζεται, όπως στην περίπτωση του τύπου Α. Το X_D δίνεται από τον κανόνα του Μουλόπουλου (εφα_{zu} = 1 : 4 ÷ 1 ÷ 5) ή και από τη σχέση του Wehrmann:

$$X_{Dh} = 0,25 \cdot \sqrt{H_h}$$

Στο κάτω άκρο το ύψος (βάθος) του γείσου είναι $H_{1u} = 0,20 \div 0,40$ m, ενώ στο άνω άκρο ανέρχεται σε $H_{1o} = 0,60 \div 1,20$ m.

8. Το πάχος της στέψης των πτερυγίων D'' δίνεται ως εξής:

$$D'' = 0,30 \div 0,50 \text{ m}$$

9. Ο οπλισμός στο κορμό του φράγματος για B160 και StI υπολογίζεται ως εξής:

- οι τάσεις σ_{vo} και σ_{vu} δίνονται από τη σχέση:

$$\sigma_v = \frac{N}{D} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{D}\right) \quad (t/m^2)$$

- η εφελκυστική δύναμη είναι:

$$K_z = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_{vo}^2 \cdot D}{|\sigma_{vo}| + |\sigma_{vu}|} \cdot 1000 \quad (kg)$$

(Τα μεγέθη σ_{vo} και σ_{vu} σε απόλυτες τιμές και σε t/m^2)

- η επιφάνεια της διατομής του οπλισμού είναι:

$$Fe = \frac{K_z}{1400} \quad (cm^2/m)$$

(αντιστοιχεί σε οπλισμό StI με $\sigma_{Fe, zu} = 1400$ kg/cm²)

= η διάμετρος, τα τεμάχια και η απόσταση μεταξύ των ράβδων του οπλισμού ανά τρέχον μέτρο δίνονται με βάση τον πίνακα 4.2 και καθορίζονται παίρνοντας υπόψη και την προσφορά της αγοράς

= η θέση του οπλισμού: στο κέντρο του εφελκυστικού τριγώνου, δηλ. σε απόσταση:

$$X_{Fe} = \frac{x_{\sigma_{vo}}}{3} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\sigma_{vo} \cdot D}{\sigma_{vo} + \sigma_{vu}} \quad (m)$$

(τα μεγέθη $\sigma_{v,o}$ και $\sigma_{v,u}$ σε απόλυτες τιμές!)

Πρέπει όμως να ισχύει πάντοτε $X_{Fe} > 0,05$ m, ώστε να υπάρχει η αναγκαία επικάλυψη του οπλισμού

= η διάταξη του οπλισμού: κατακόρυφη

= οπλισμός διανομής: δεν είναι αναγκαίος

= ύψος οπλισμού: σ'όλο το ύψος του κατώτερου μέρους του φράγματος, εκτός από τα πρώτα 5 m κάτω από τη στέψη.

10. Ο οπλισμός στο γείσο του φράγματος:

1) Υπολογισμός του οπλισμού

α) Υπολογισμός στη θέση $D_1 + 0,2$ m

η ροπή στη διατομή αυτή είναι:

$$M = \left[H_A \cdot \gamma_w + \frac{1}{2} (H_{1o} + H_{1u}) \cdot \gamma_b \right] \cdot \frac{(D_1 + 0,2)^2}{2} \quad (mt)$$

ο συντελεστής k_h είναι:

$$k_h = \frac{H_{1o} - 5}{\sqrt{M}}$$

(προσοχή! το H_{1o} εκφράζεται σε cm!)

με βάση τον πίνακα 4.3 :

7. Το πάχος του ρύγχους (γείσου) δίνεται από τη σχέση:

$$D_1 + D'_0 = D_h - X_{Dh} \quad (m)$$

και υπολογίζεται, όπως στην περίπτωση του τύπου Α. Το X_D δίνεται από τον κανόνα του Μουλόπουλου (εφα_{zu} = 1 : 4 ÷ 1 ÷ 5) ή και από τη σχέση του Wehrmann:

$$X_{Dh} = 0,25 \cdot \sqrt{H_h}$$

στο κάτω άκρο το ύψος (βάθος) του γείσου είναι $H_{1u} = 0,20 \div 0,40$ m, ενώ στο άνω άκρο ανέρχεται σε $H_{1o} = 0,60 \div 1,20$ m.

8. Το πάχος της στέψης των πτερυγίων D'' δίνεται ως εξής:

$$D'' = 0,30 \div 0,50 \text{ m}$$

9. Ο οπλισμός στο κορμό του φράγματος για B160 και StI υπολογίζεται ως εξής:

- οι τάσεις σ_{vo} και σ_{vu} δίνονται από τη σχέση:

$$\sigma_v = \frac{N}{D} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{D}\right) \quad (\text{t/m}^2)$$

- η εφελκυστική δύναμη είναι:

$$K_z = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_{vo}^2 \cdot D}{|\sigma_{vo}| + |\sigma_{vu}|} \cdot 1000 \quad (\text{kg})$$

(Τα μεγέθη σ_{vo} και σ_{vu} σε απόλυτες τιμές και σε t/m^2)

- η επιφάνεια της διατομής του οπλισμού είναι:

$$Fe = \frac{K_z}{1400} \quad (\text{cm}^2/\text{m})$$

(αντιστοιχεί σε οπλισμό StI με $\sigma_{Fe, zu} = 1400 \text{ kg/cm}^2$)

= η διάμετρος, τα τεμάχια και η απόσταση μεταξύ των ράβδων του οπλισμού ανά τρέχον μέτρο δίνονται με βάση τον πίνακα 4.2 και καθορίζονται παίρνοντας υπόψη και την προσφορά της αγοράς

= η θέση του οπλισμού: στο κέντρο του εφελκυστικού τριγώνου, δηλ. σε απόσταση:

$$X_{Fe} = \frac{x_{\sigma_{vo}}}{3} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\sigma_{vo} \cdot D}{\sigma_{vo} + \sigma_{vu}} \quad (m)$$

(τα μεγέθη $\sigma_{v,o}$ και $\sigma_{v,u}$ σε απόλυτες τιμές!)

Πρέπει όμως να ισχύει πάντοτε $X_{Fe} > 0,05 \text{ m}$, ώστε να υπάρχει η αναγκαία επικάλυψη του οπλισμού

= η διάταξη του οπλισμού: κατακόρυφη

= οπλισμός διανομής: δεν είναι αναγκαίος

= ύψος οπλισμού: σ'όλο το ύψος του κατώτερου μέρους του φράγματος, εκτός από τα πρώτα 5 m κάτω από τη στέψη.

10. Ο οπλισμός στο γείσο του φράγματος:

I) Υπολογισμός του οπλισμού

α) Υπολογισμός στη θέση $D_1 + 0,2 \text{ m}$

= η ροπή στη διατομή αυτή είναι:

$$M = \left[H_A \cdot \gamma_w + \frac{1}{2} (H_{1o} + H_{1u}) \cdot \gamma_b \right] \cdot \frac{(D_1 + 0,2)^2}{2} \quad (\text{mt})$$

= ο συντελεστής k_h είναι:

$$k_h = \frac{H_{1o} - 5}{\sqrt{M}}$$

(προσοχή! το H_{1o} εκφράζεται σε cm!)

= με βάση τον πίνακα 4.3 :

• γίνεται έλεγχος επάρκειας του σκυροδέματος ως εξής:

$$k_h > k_h^*$$

• εκτιμάται το μέγεθος του συντελεστή k_e (με βάση το αποδεκτό $k_h \geq k_h^*$)

- υπολογισμός της επιφάνειας του αναγκαίου οπλισμού:

$$Fe = k_e \cdot \frac{M}{H_{10} - 0,05} \quad (\text{cm}^2 / \text{m})$$

(προσοχή το H_{10} σε m!).

- υπολογισμός της επιφάνειας του οπλισμού διανομής: παίρνεται ως $0,20 \cdot Fe$

- διάμετρος, τεμάχια και απόσταση μεταξύ των ράβδων του κύριου οπλισμού (ανά τρέχον μέτρο): δίνονται από τον πίνακα 4.2. και καθορίζονται παίρνοντας υπόψη και την προσφορά της αγοράς. Ο οπλισμός διανομής είναι κατά κανόνα: $4\Phi 14$, $\Phi 14/25$ (σε απόσταση ανά $0,25$ m)

- η διάταξη του οπλισμού:

• ο κύριος οπλισμός: διατίθεται ευθύς κάτω από την επιφάνεια του γείσου και της στέγης σ'όλο το μήκος $D_0' + D_1$ με βάθος επικάλυψης τουλάχιστον 5 cm (σχήμα 4.28α). Σε ευρείες στέψεις επεκτείνεται και στη κάτω επιφάνεια του γείσου (σχήμα 4.28β)

• ο οπλισμός διανομής ($0,2 \cdot Fe$): τοποθετείται κατά κανόνα μόνο στο εσωτερικό μέρος του κύριου οπλισμού στην οροφή της στέγης (σχήμα 4.28α). Σε ευρείες στέψεις επεκτείνεται και στις πλευρές, όσο και στη βάση του κυρίως οπλισμού, (σχήμα 4.28β)

β) Υπολογισμός στη θέση $D_1/2$

Επαναλαμβάνεται ο ίδιος υπολογισμός και για τη διατομή $D_1/2$, όπου ισχύουν, όσα αναφέρθηκαν για τη θέση $D_1+0,2$ με την αυτή σειρά, με μόνο τη διαφορά, ότι στους τύπους αντικαθίστανται τα εξής μεγέθη: το H_{10} με $H_{1D}/2$ και το $D_1+0,2$ με το $D_1/2$. Εφόσον από τον υπολογισμό προκύψει ο ίδιος ή περίπου ο ίδιος οπλισμός με την περίπτωση $D_1+0,2$ m, γίνεται αποδεκτός ενιαίος οπλισμός. Αλλιώς εφαρμόζεται σ' όλη την επιφάνεια του γείσου και της στέγης ($D_0'+D_1$) ο οπλισμός, που υπολογίστηκε για $D_1/2$, και η διαφορά του οπλισμού αυτού από τον οπλισμό, που υπολογίστηκε για $D_1+0,2$ m, τοποθετείται στη περιοχή από τη θέση $D_1/2$ μέχρι το άνω μέτωπο, στο οποίο επεκτείνεται σε βάθος H_{10} (σχήμα 4.29).

γ) Υπολογισμός σε περισσότερες θέσεις

Σε πολύ μεγάλους προβόλους ή σε ειδικές περιπτώσεις μπορούν να εφαρμόζονται τα παραπάνω για περισσότερες θέσεις (συνήθως ανά 1 m), οπότε γίνεται ανάλογη προσαρμογή του οπλισμού, όπως στη περίπτωση (β).

II. Εκτίμηση του οπλισμού

Στις συνήθεις απλές περιπτώσεις, που απαντώνται στη πράξη, τοποθετούνται χωρίς υπολογισμό οι εξής οπλισμοί:

1. Για $D_1 < 2,5$ m: ενιαίος, κύριος οπλισμός $5\Phi 18$ $\Phi 18/20$.

2. Για $D_1 = 2,5 \div 4,0$ m:

= σε όλο το μήκος D_1 : $5\Phi 18$, $\Phi 18/20$

= στο τμήμα από το σημείο $D_1/2$ μέχρι το άνω μέτωπο (σε βάθος $H_{10}+0,20$ m): πρόσθετος οπλι-

σμός 5Φ20, Φ20/20, που παρεμβάλλεται.

3. Στις παραπάνω περιπτώσεις ο οπλισμός διανομής είναι: 4Φ14, Φ14/25.

4. Βάθος επικάλυψης οπλισμού: 5 cm.

5. Για $D_1 > 4,0$ m συνιστάται να γίνεται οπωσδήποτε ειδικός υπολογισμός του κύριου οπλισμού και εκκείνου της διανομής.

4.4.4.5. Έλεγχος της ευστάθειας στους εκχειλιστές βάρους με οπλισμό

Η ευστάθεια των εκχειλιστών βάρους με οπλισμό ελέγχεται, όπως και των άλλων εκχειλιστών, για όλες τις συνθήκες ευστάθειας. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται κατά τον έλεγχο, κατά πόσο οι εφελκυστικές τάσεις, που αναπτύσσονται, παραλαμβάνονται πράγματι από τον ελαφρύ οπλισμό και κατά πόσο στα ανώτερα 5 m του φραγματικού κορμού οι εφελκυστικές τάσεις παραμένουν μικρότερες των αντίστοιχων της αντοχής του υλικού. Πάντως ο έλεγχος της 4ης συνθήκης (βύθισης), πρέπει να γίνεται πάντοτε με βάση την τάση $\max_{\sigma_{\nu}}$.

4.4.5. ΕΚΧΕΙΛΙΣΤΕΣ ΒΑΡΟΥΣ ΑΠΟ ΣΥΡΜΑΤΟΠΛΕΚΤΑ ΚΙΒΩΤΙΑ ΚΑΙ ΑΠΟ ΞΗΡΟΛΙΘΙΑ

4.4.5.1. Ορισμοί και εφαρμογές

Τα Ξηρολίθινα φράγματα είναι κατασκευές από λιθοδομή χωρίς κονίαμα. Χρησιμοποιήθηκαν, ιδίως κα-

τά τις αρχές της ανάπτυξης των διευθετήσεων χειμάρρων, αρχικά στη Γαλλία και στη συνέχεια σ'όλες τις αναπτυγμένες χώρες. Αποτελούσαν μέχρι πριν 25 χρόνια μια από τις καλύτερες, απλές κατασκευές για την διευθέτηση δευτερευουσών χαραδρών. Κατά τις τελευταίες 10ετίες όμως έχει περιοριστεί σημαντικά η χρησιμοποίησή τους.

Τα φράγματα από συρματοπλεκτα κιβώτια είναι νεώτερες κατασκευές, σχετικά με τα Ξηρολίθινα έργα, οι οποίες αρχικά χρησιμοποιήθηκαν στις διευθετήσεις ποταμών και μετά επεκτάθηκαν και στις διευθετήσεις χειμάρρων. Σήμερα βρίσκουν ευρεία εφαρμογή.

Όσο τα Ξηρολίθινα, όσο και τα συρματοπλεκτα φράγματα αποτελούν ημιχαλαρές, ευέλικτες κατασκευές, γι'αυτό και δέχονται παραμορφώσεις χωρίς να καταστρέφονται. Τα συρματοπλεκτα φράγματα πλεονεκτούν ιδιαίτερα από άποψη ευελιξίας. Αυτό και το γεγονός, ότι είναι εύκολα και γρήγορα κατασκευάσιμα, εξηγεί την προτίμησή τους έναντι των λοιπών κατασκευών. Κυρίως χρησιμοποιούνται σε θέσεις με ολιγαθαίνοντα πρηνή.

Τα Ξηρολίθινα και τα συρματοπλεκτα φράγματα, χαρακτηρίζονται επιπλέον και από τα εξής:

- είναι κατασκευές σχετικά διαπερατές στο νερό
- έχουν μικρότερο ειδικό βάρος ($\gamma_D = 1,6 \div 1,8$ t/m³), γι'αυτό και οδηγούν σε ογκοδέστερες κατασκευές
- είναι ευπαθή στη στερεομεταφορά και σε γεωκαταπτώσεις.

Για τους παραπάνω λόγους τα φράγματα αυτά πρέπει να έχουν περιορισμένο ύψος ($H_S \leq 3,0$ m) και να κατασκευάζονται μόνο σε δευτερεύουσες χαράδρες με μικρή υψομετρική και περιορισμένη, λεπτόκοκκη στερεομεταφορά. Τα συρματοπλεκτα κιβώτια βρίσκουν επίσης ι-

διαίτερη εφαρμογή και στη κατασκευή παράλληλων τοίχων και προβόλων.

4.4.5.2. Προσδιορισμός της διατομής στη βιβλιογραφία

Ο Daubrée συνιστά να ακολουθείται στην πράξη ο εξής γενικός κανόνας: τα ξηρολίθινα και τα συρματόπλεκτα φράγματα πρέπει να έχουν διαστάσεις κατά 1/4 περίπου μεγαλύτερες από εκείνες των φραγμάτων από λιθοδομή με κονίαμα ή από σκυρόδεμα.

Οι σημαντικότεροι από τους τύπους και τους κανόνες προσδιορισμού των διαστάσεων στα ξηρολίθινα και συρματόπλεκτα κυβώτια, που αναφέρονται στη βιβλιογραφία, είναι οι εξής:

- ο Demonzey συνιστά κλίση του κάταντη μετώπου 25%. Επίσης δέχεται, ότι το φράγμα στο μέσο της διατομής του πρέπει να έχει πάχος $H_s/2$

- ο de Horatiis δέχεται το πάχος της βάσης σε τέτοια φράγματα 1,2 ÷ 1,5 φορές μεγαλύτερο, από εκείνο των λίθινων φραγμάτων με σιμεντοκονία

- ο Daubrée προσδιορίζει το πάχος της βάσης και της στέψης των φραγμάτων αυτών ως εξής:

	$\gamma_w = 1,0$	$\gamma_w = 1,20 \text{ t/m}^3$
• για $\gamma_{e-} = 1,8$	$D = 0,678 \cdot H_s$ $D' = 0,478 \cdot H_s$	$D = 0,747 \cdot H_s$ $D' = 0,547 \cdot H_s$
• για $\gamma_{e-} = 1,6$	$D = 0,721 \cdot H_s$ $D' = 0,521 \cdot H_s$	$D = 0,795 \cdot H_s$ $D' = 0,595 \cdot H_s$

όπου γ_{e-} : φαινόμενο ειδικό βάρος της τοιχοποιίας από φυσικά υλικά

- ο Wehrmann προτείνει τους ακόλουθους τύπους για τον προσδιορισμό του πάχους της βάσης:

• στα ξηρολίθινα φράγματα:

$$D = 2,5 \cdot H_w \cdot \sqrt{\frac{\gamma_w}{5\gamma_{e-}} \left(1 + 3 \frac{H_A}{H_S}\right)} \quad (m)$$

• στα συρματόπλεκτα φράγματα:

$$D = 3,0 \cdot H_w \cdot \sqrt{\frac{\gamma_w}{5\gamma_{e-}} \left(1 + 3 \frac{H_A}{H_S}\right)} \quad (m)$$

όπου γ_{e-} : όπως και παραπάνω και $H_w = H_h + H_A$ (m).

Επίσης προτείνει κλίση στο κάταντες μέτωπο 20 ÷ 25%, σε περίπτωση δε βαθμίδωσης του κάταντη μετώπου, συνιστά πλάτος βαθμίδων 0,5 m

ο Hauska δίνει την ακόλουθη εξίσωση για το πάχος της βάσης σε κυβωτιόμορφα φράγματα:

$$D = \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_{e-}} \cdot \left[H_A + \frac{H_S}{2} + 2 \cdot \left(H_A + \frac{H_S}{2} \right) \right] \cdot H_S}$$

και δέχεται ότι, εάν το ειδικό βάρος του υλικού κατασκευής είναι γ_e , το ειδικό βάρος της συρματόπλεκτης τοιχοποιίας γ_{e-} γίνεται:

$$\gamma_{e-} = \frac{3}{4} \cdot \gamma_e$$

Από τα παραπάνω προκύπτει, ότι, όσοι από τους τύπους και τους κανόνες αυτούς είναι εμπειρικοί ρηθίζουν τη διατύπωσή τους σε επιτυχείς πρακτικές εφαρμογές. Όσοι δεν είναι εμπειρικοί, έχουν ως βάση την υδροστατική πίεση και συνεπώς στηρίζονται στη διέλευση της R από το άκρο του μέσου τρίτου της βάσης του φράγματος. Κανένας από τους τύπους αυτούς δεν παίρνει υπόψη του την κατανομή της υδροστατικής πίεσης στο φραγματικό τοίχο.

4.4.5.3. Διαστασιολόγηση των φραγμάτων και μορφοποίηση της διατομής τους

Οι δυνάμεις, που ασκούνται στα Ξηρολίθινα και στα συρματόπλεκτα φράγματα, είναι ίδιες με εκείνες, στους εκχειλιστές βάρους από σκυρόδεμα ή από λιθοδομή με κονίαμα. Συνεπώς η διατομή και των φραγμάτων αυτών πρέπει κατά τον συγγραφέα, να μορφοποιείται επίσης σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο των πιέσεων ως εξής:

Το άνω μέτωπο του Ξηρολίθινου ή συρματόπλεκτου φράγματος διαμορφώνεται κατακόρυφο, ενώ το κάτω κατασκευάζεται κεκλιμένο ή και κλιμακωτό. Ο διάρρους και ιδίως η στέψη του αποτελεί το ευαίσθητο σημείο της όλης κατασκευής, επειδή πρέπει να ανθίσταται στα διερχόμενα φερτά υλικά. Για την καλύτερη εξασφάλισή της η στέψη κατασκευάζεται ισχυρότερη και επικαλύπτεται με χονδρούς λίθους ή με σιμεντόπλακα. Ρύγχος δεν κατασκευάζεται λόγω του μικρού ύψους της κατασκευής.

Εφόσον η στέψη αποκτάει πάχος μεγαλύτερο του κανονικού, η τραπεζοειδής μορφή, που δίνεται στη φραγματική διατομή, αποκλείνει από το βασικό τρίγωνο. Ο συγγραφέας του παρόντος προτείνει τον ακόλουθο τρόπο διαστασιολόγησης και μορφοποίησης της διατομής προκειμένου να ελαχιστοποιείται η απόκλιση αυτή:

1. Το πάχος της βάσης D προσδιορίζεται χωρίς άνωση από τη σχέση:

$$D = \frac{1}{\sqrt{\gamma_B}} \cdot (H_S + H_A) \quad (m)$$

2. Το πάχος της στέψης D' καθορίζεται από το πάχος της βάσης και από την κλίση του κάτω μετώπου

η οποία μπορεί να παίρνεται ως 1:3, δηλ. $\epsilon_{\phi\alpha_{zu}} = 0,33$, (κανόνας Μουλόπουλου), οπότε ισχύει:

$$D' = D - \epsilon_D = D - 0,33 \cdot H_S \quad (m)$$

Η ελάχιστο πάχος στέψης καθορίζονται τα 0,80 m.

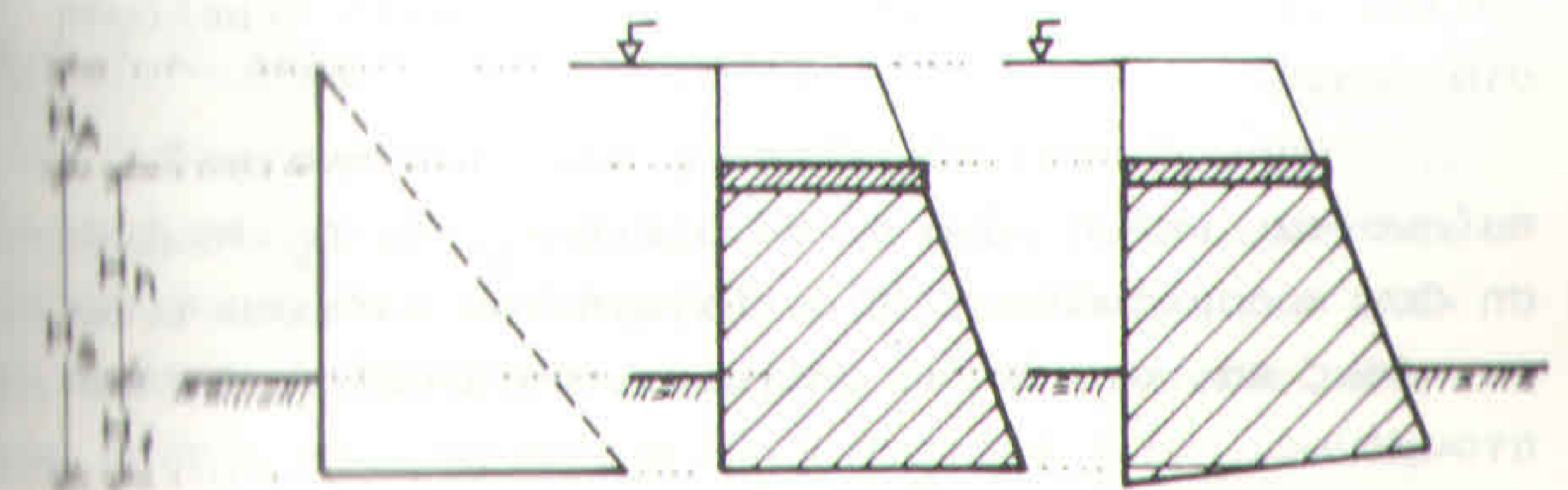
3. Το πάχος των πτερυγίων D'' διαμορφώνεται από την προέκταση της κλίσης του κάτω μετώπου, δηλαδή ισχύει:

$$D'' = D - 0,33 \cdot (H_S + H_A) \quad (m)$$

Η ελάχιστο πάχος πτερυγίων καθορίζονται τα 0,25 m.

Η μορφοποίηση της διατομής γίνεται ως εξής:

1. Προσδιορίζεται το πάχος της βάσης D, σχεδιάζεται το μέγεθός του και καθορίζεται το βασικό τρίγωνο,



Εικόνα 4.30. Μορφοποίηση της διατομής σε φράγματα από Ξηρολιθιά και συρματόπλεκτα κιβώτια

2. Υπολογίζεται το πάχος της στέψης D' και σχεδιάζεται το κάτω μέτωπο πρηνές.

3. Η επιφάνεια της βάσης διατάσσεται με ελαφριά κλίση προς τα άνω για την αύξηση της αντίστασης κατά ολίσθησης.

Κατά την μορφοποίηση της διατομής σε φράγματα

από συρματοπλεκτα κιβώτια είναι σκόπιμο, το ύψος της κατασκευής να είναι πολλαπλάσιο του ύψους του συρματοπλεκτου κιβωτίου.

Το ειδικό βάρος γ_e των κιβωτίων πρέπει να υπολογίζεται κάθε φορά ανάλογα με το είδος του υλικού, που χρησιμοποιείται για την πλήρωσή τους και με τους κενούς χώρους, που δημιουργούνται από τη διάταξή του στο χώρο. Συνήθως κυμαίνεται μεταξύ 1,6 και 1,8 t/m³ τόσο για τα συρματοπλεκτα κιβώτια, όσο και για την ξηρολιθοδομή.

4.4.5.4. Ο έλεγχος της ευστάθειας

Λόγω του μικρού ύψους και της απλότητας της κατασκευής και λόγω της προσαρμοστικής ικανότητας των φραγμάτων αυτών δεν γίνεται κατά κανόνα έλεγχος της ευστάθειάς τους, ιδίως για κατασκευές σε στενές κοίτες με ήπια στερεομεταφορά και με καλή θεμελίωση στα πρανή.

Όπου ο στατικός έλεγχος κρίνεται αναγκαίος, παίρνονται υπόψη μόνο οι δυνάμεις R_h , G , P_k (η άνωση δεν προσμετράται). Η διεξαγωγή του ελέγχου γίνεται όπως και στα λοιπά φράγματα, που αναφέρθηκαν προηγουμένως.

4.4.6. ΕΚΧΕΙΛΙΣΤΕΣ ΒΑΡΟΥΣ ΑΠΟ ΠΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ

Κατά τα τελευταία χρόνια γίνεται ευρεία χρήση προκατασκευασμένων υλικών στις διευθετήσεις χειμάρρων. Διακρίνονται δύο ειδών προκατασκευές:

- από ογκώδη σκυροδεματοτεμάχια, τα οποία μεταφέρονται έτοιμα στον τόπο ίδρυσης και δομούνται με την χρήση κονιάματος ή σιδηρών ράβδων. Πρόκειται για

απαισπεράτες κατασκευές, στις οποίες εφαρμόζεται από άπαση διαστασιολόγησης και στατικού ελέγχου, ότι και στα φράγματα από μπετόν

από διάφορα πλαίσια ή ράβδους, που συναρμολογούνται σε κιβώτια στη θέση ίδρυσης του φράγματος και στη συνέχεια πληρούνται με λίθους ή άλλα υλικά. Τα φράγματα αυτά αποτελούν διαπερατές, ημιχαλαρές κατασκευές, γι' αυτό και ακολουθούν από άπαση μορφοποίησης και διαστασιολόγησης, ότι ισχύει στα συρματοπλεκτα και στα ξηρολίθινα φράγματα.

Τα φράγματα από προκατασκευασμένα υλικά δεν είναι κατάλληλα για την συγκράτηση χειμαρρολάβας.

4.4.7. ΕΦΑΡΜΟΓΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΚΧΕΙΛΙΣΤΩΝ ΒΑΡΟΥΣ ΑΠΟ ΕΚΥΡΟΔΕΜΑ. ΑΠΟ ΛΙΘΟΔΟΜΗ ΚΑΙ ΑΠΟ ΣΥΡΜΑΤΟΠΛΕΚΤΑ ΚΙΒΩΤΙΑ

4.4.7.1. Δεδομένα προβλήματος

Επὶ την κεντρική κοίτη χειμαρρικού ρεύματος, στην οποία μεταφέρονται χαλίκωδη υλικά και σε βραχώδη θέση με υπερθαλάσσιο ύψος 700 m και επιτρεπόμενη θλίψη υπόβαθρου 80 t/m² πρόκειται να κατασκευασθεί φράγμα βάθους από σκυρόδεμα B160 ($\gamma_B = 2,4$ t/m³) με υπέργειο ύψος 7,5 m, βάθος θεμελίωσης 3,5 m και βάθος διαβάθρου 1,5 m, το οποίο θα αποσκοπεί στην συγκράτηση περστών υλών. Σε παρακείμενη χαράδρα ευθύς κάτω από τη θέση ίδρυσης του παραπάνω φράγματος και σε θέση με γεώδη συγκρότηση θα κατασκευαστεί ένα φράγμα από συρματοπλεκτα κιβώτια ($\gamma_e = 1,8$ t/m³) με υπέργειο ύψος 2,0 m, βάθος θεμελίωσης 1,0 m, και βάθος διαβάθρου 1,0 m, καθώς και ένα φράγμα από λιθοδομή (με κονίαμα) με υπέργειο ύψος 3,0 m, βάθος θεμελίωσης

1,0 m και βάθος διάρρου 1,0 m ($\gamma_b = 2,2 \text{ t/m}^3$). Η επι-
τρεπόμενη θλίψη του υπόβαθρου στη θέση αυτή ανέρχε-
ται σε $20,0 \text{ t/m}^2$.

Ζητούνται:

1. Στο φράγμα με υπέργειο ύψος 7,5 m:
- οι διαστάσεις και η μορφή της διατομής του για
τις εξής περιπτώσεις:

- με άνωση ($\lambda = 0,20$) και χωρίς οπλισμό
- χωρίς άνωση, με και χωρίς οπλισμό
- με χειμαρρολάβα, που ασκείται στο σύνολο της κατασκευής ή μόνο στα πτερύγια, χωρίς άνωση και οπλισμό

- Η ευστάθεια της κατασκευής (έλεγχος) για τις εξής περιπτώσεις:

- χωρίς οπλισμό και άνωση
- με χειμαρρολάβα στο κορμό
- με οπλισμό και χωρίς άνωση

2. Στο φράγμα από λιθοδομή: οι διαστάσεις και η μορφή της διατομής με παραδοχή τάσεων εφελκυσμού, κα-
θώς και ο έλεγχος της ευστάθειας.

3. Στο φράγμα από συρματόπλεκτα κιβώτια: οι δια-
στάσεις και η μορφή της διατομής.

4.4.7.2. Προσδιορισμός των διαστάσεων και της μορφής της διατομής

4.4.7.2.1. Υπολογισμός της διατομής χωρίς άνωση και χωρίς οπλισμό

1. Έλεγχος της δυνατότητας ίδρυσης τέτοιου φράγ-
ματος στη θέση επιλογής:

$$h_{zu} = 0,84 \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b} = 0,84 \frac{80,0}{2,4} = 28,00 \text{ m} > H_s + H_A = 12,50 \text{ m}$$

2. Άναντες μέτωπο : κατακόρυφο

3. Πάχος βάσης D:

$$D = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_s + H_A) = \frac{1}{\sqrt{2,4}} \cdot 12,5 = 8,07 \text{ m}$$

4. Πάχος στέψης D' : (παραδοχή $u_0 = 3,0 \text{ m/s}$):

= πάχος στέψης, που αντιστοιχεί στο βασικό τρί-
γωνο:

$$D'_0 = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot H_A = \frac{1}{\sqrt{2,4}} \cdot 1,5 = 0,97 \text{ m}$$

= πάχος στέψης για αντοχή στη κρούση νερού και
φερτών υλών:

$$D'' = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \left(H_A + \frac{u_0^2}{2g} \right) = \frac{1}{\sqrt{2,4}} \left(1,5 + \frac{3,0^2}{2 \cdot 9,81} \right) = 1,26 \text{ m} > 0,80 \text{ m}$$

Αγωγή ογκολίθων προσαύξηση στέψης σε $D' = 1,6 \text{ m}$.

5. Βάθος στέψης: 1,0 m (παραδοχή).

6. Κλίση κάταντη μετώπου φράγματος:

$$\epsilon_{\phi a} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} = \frac{1}{\sqrt{2,4}} = 0,645$$

7. Διαστάσεις γείσου D_1 :

• βάθος γείσου:

= στα άναντη: $H_{10} = 1,0 \text{ m}$

= στα κάταντη: $H_{1u} = 0,40 \text{ m}$

• πάχος φράγματος στο ύψος της κοίτης ($H_h = 7,5 \text{ m}$)

$$D_h = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_h + H_A) = \frac{1}{\sqrt{2,4}} \cdot (7,50 + 1,50) = 5,81 \text{ m}$$

• διάσταση X_{Dh} για $H_h = 7,5 \text{ m}$ και για κλίση κα-
τά Μουλόπουλο 1:5.

$$X_{Dh} = H_h \cdot \epsilon_{\phi a_{zu}} = 7,5 \cdot 0,20 = 1,50 \text{ m}$$

• πάχος γείσου και φράγματος στη στέψη:

$$D_1 + D'_0 = D_h - X_{Dh} = 5,81 - 1,50 = \underline{4,31} \text{ m}$$

• προεξοχή του γείσου:

$$D_1 = 4,31 - D'_0 = 4,31 - 0,97 = \underline{3,34} \text{ m}$$

• στήριξη γείσου: με κονσόλες ύψους 2,0 m βάθους 0,60 m και ανοίγματος (πάχους):

$$2D_1/3 = 2 \cdot 3,34/3 = \underline{2,22} \text{ m}$$

απόσταση ανάμεσα σε κονσόλες: 1,30 m

8. Πάχος πτερυγίων D'' : παραδοχή $D'' = \underline{0,40} \text{ m}$

9. Μορφοποίηση της διατομής: αποδίδεται στο σχήμα 4.31. με βάση τις διαστάσεις, που υπολογίστηκαν.

4.4.7.2.2. Υπολογισμός της διατομής με άνωση και χωρίς οπλισμό

Για τις περιπτώσεις 1, 2 και 5, ισχύει, ό,τι και στην προηγούμενη περίπτωση. Οι λοιπές διαστάσεις διαμορφώνονται ως εξής:

3. Πάχος βάσης D : (παραδοχή $\lambda = 0,20$)

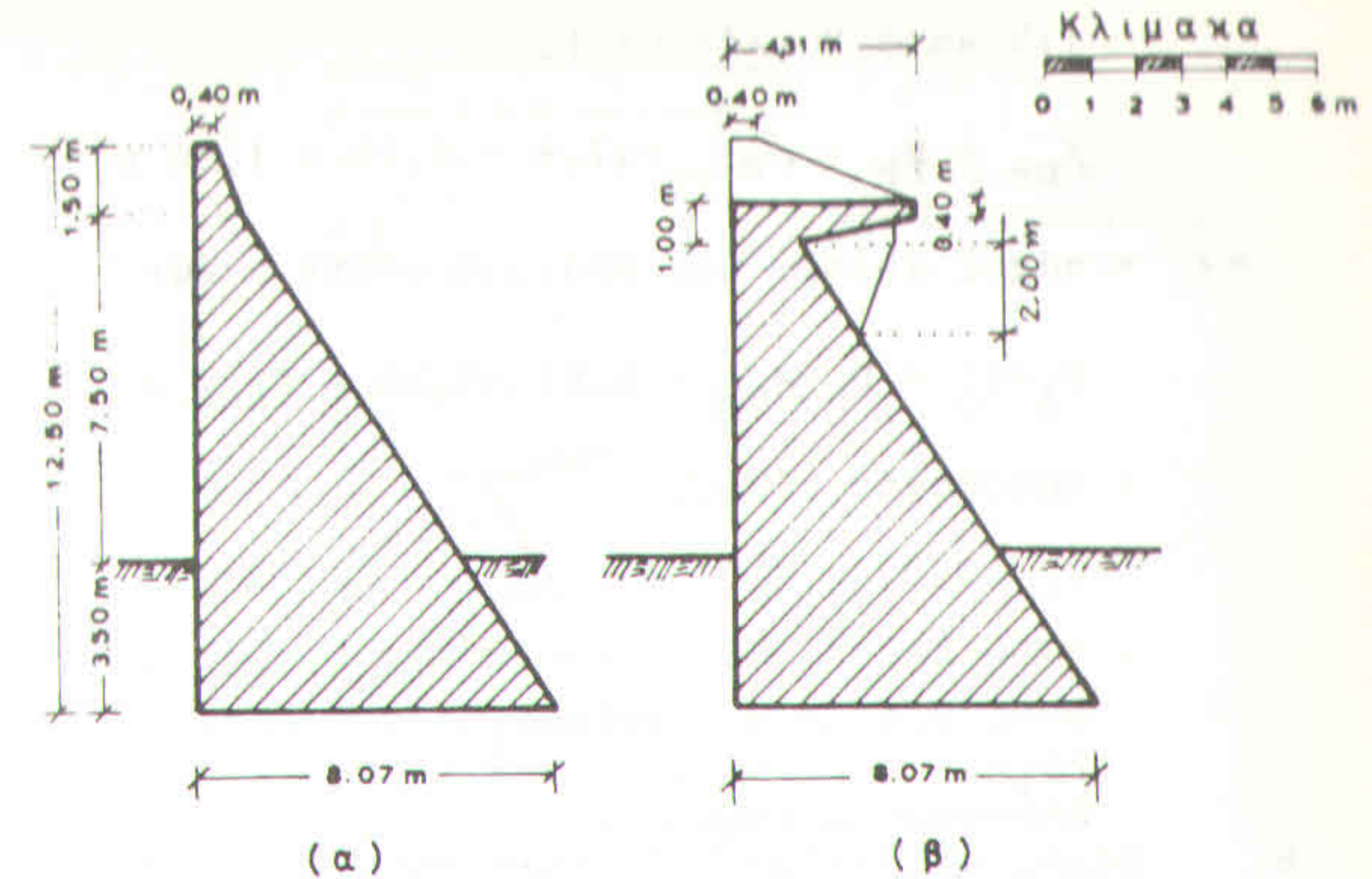
$$D = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot (H_s + H_A) = \frac{1}{\sqrt{2,4 - 0,20}} \cdot (11,0 + 1,5) = \underline{8,43} \text{ m}$$

4. Πάχος στέψης, που αντιστοιχεί στο βασικό τρίγωνο:

$$D'_0 = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot H_A = \frac{1}{\sqrt{2,4 - 0,2}} \cdot 1,5 = \underline{1,01} \text{ m}$$

6. Κλίση του κάταντη μετώπου:

$$\epsilon_{\phi\alpha} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} = \frac{1}{\sqrt{2,4 - 0,2}} = \underline{0,674}$$



Σχήμα 4.31. Διατομή του φράγματος χωρίς άνωση και χωρίς οπλισμό μετά τη διαστασιολόγησή του
α) διατομή στα πτερύγια
β) διατομή στο διάρρου

7. Διαστάσεις γείσου D_1 :

• βάθος γείσου:

- στα άνωτη: $H_{10} = \underline{1,00} \text{ m}$

- στα κάτωτη: $H_{1u} = \underline{0,40} \text{ m}$

• πάχος φράγματος D_h στο ύψος της κοίτης ($H_h = 7,5 \text{ m}$):

$$D_h = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot (H_h + H_A) = \frac{1}{\sqrt{2,4 - 0,2}} \cdot (7,5 + 1,5) = \underline{6,07} \text{ m}$$

• διάσταση X_{Dh} για ύψος $H_h = 7,5 \text{ m}$ (για κλίση

1:5 κατά Μουλόπουλο):

$$X_{Dh} = H_h \cdot \epsilon_{\phi_{zu}} = 7,5 \cdot 0,20 = 1,50 \text{ m}$$

• πάχος γείσου και φράγματος στη στέψη:

$$D_1 + D_0^- = D_h - X_{Dh} = 6,07 - 1,50 = \underline{4,57 \text{ m}}$$

• προεξοχή γείσου:

$$D_1 = 4,57 - 1,01 = \underline{3,57 \text{ m}}$$

• στήριξη γείσου: με κονσόλες ύψους 2,0 m βάθους 0,60 m και ανοίγματος (πάχους):

$$2D_1/3 = 2 \cdot 3,57/3 = \underline{2,38 \text{ m}}$$

Απόσταση μεταξύ τους: 1,30 m

8. Πάχος πτερυγίων D'' : παραδοχή $D'' = \underline{0,40 \text{ m}}$

9. Μορφοποίηση της διατομής: αποδίδεται στο επόμενο σχήμα 4.32. για καλύτερη σύγκριση με την προηγούμενη (χωρίς άνωση) και την επόμενη (με οπλισμό) διατομή.

4.4.7.2.3. Υπολογισμός της διατομής με οπλισμό και χωρίς άνωση

1. Έλεγχος της δυνατότητας ίδρυσης τέτοιου φράγματος στη θέση επιλογής:

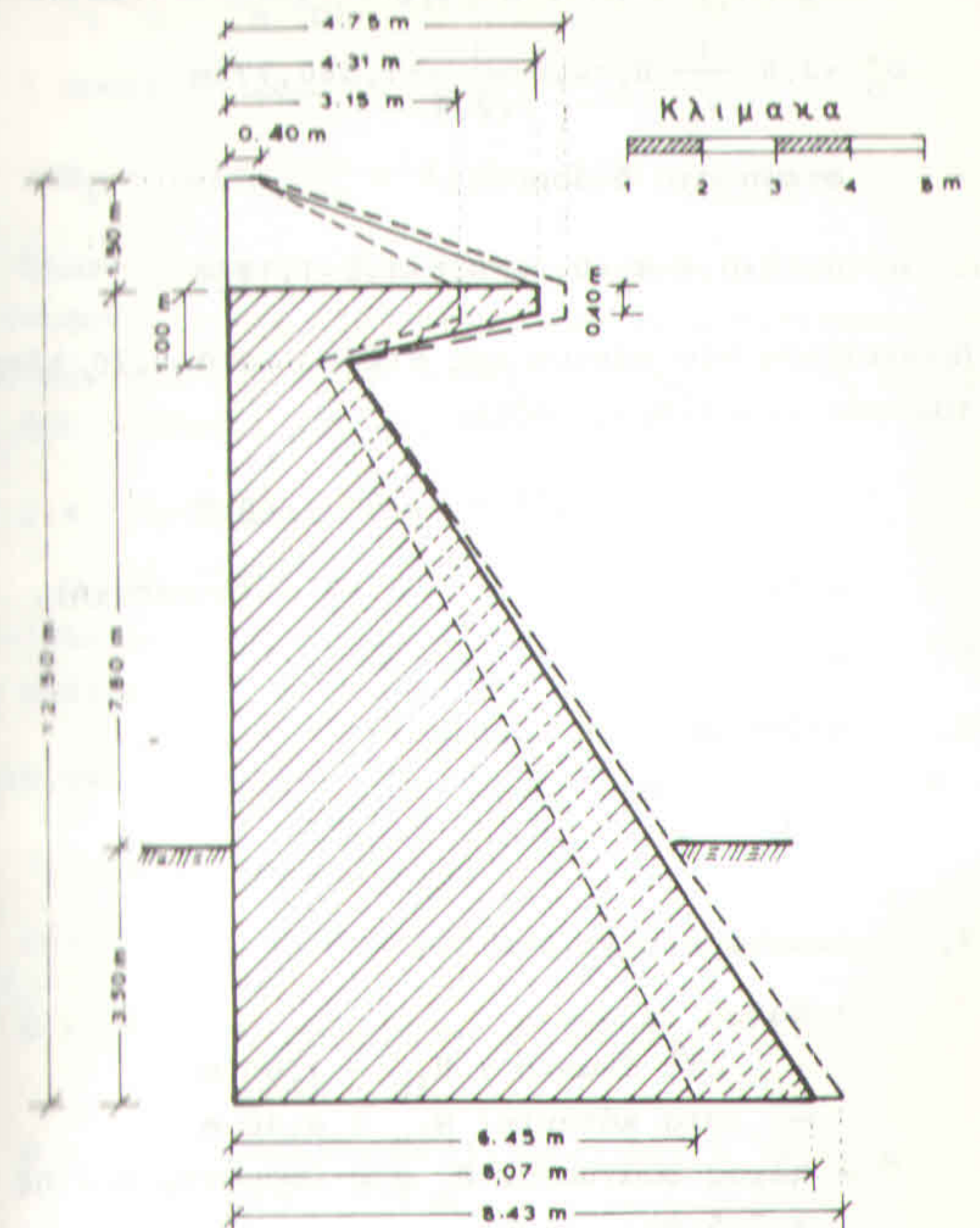
$$h_{zu} = 0,42 \cdot \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b} = 0,42 \cdot \frac{80,0}{2,4} = \underline{14,00 \text{ m}} > H_s + H_A = 12,5 \text{ m}$$

2. Άναντες μέτωπο: κατακόρυφο

3. Το πάχος D της βάσης:

$$D = 0,8 \cdot (H_s + H_A) \cdot \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} = 0,8 \cdot 12,5 \cdot \frac{1}{\sqrt{2,4}} = \underline{6,45 \text{ m}}$$

4. Το πάχος D' της στέψης:



Σχήμα 4.32. Διατομή του φράγματος για τις περιπτώσεις

- με άνωση, χωρίς οπλισμό : - - - - -
- χωρίς άνωση, και χωρίς οπλισμό: _____
- με οπλισμό, χωρίς άνωση : - - - - -

- στέψη, που αντιστοιχεί στο βασικό τρίγωνο:

$$D_o^- = 0,8 \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot H_A = 0,8 \cdot \frac{1}{\sqrt{2,4}} \cdot 1,5 = 0,77 \text{ m}$$

- στέψη στο διάρρου:

$$D^- = 0,28 + 0,6 \cdot H_A = 0,28 + 0,6 \cdot 1,5 = 1,18 \text{ m}$$

Προσαύξηση του πάχους της στέψης κατά 0,20, λόγω μεταφοράς ογκολίθων, οπότε:

$$D^- = 1,18 + 0,20 = 1,38 \text{ m}$$

- στέψη πτερυγίων $D^- = 0,40 \text{ m}$ (παραδοχή).

5. Βάθος στέψης: 1,0 m (παραδοχή).

6. κλίση κατάντη μετώπου:

$$e_{\phi a} = \frac{0,80}{\sqrt{\gamma_b}} = \frac{0,80}{\sqrt{2,4}} = 0,516$$

7. Διαστάσεις γείσου D_1 :

• βάθος γείσου:

- στα άναντη : $H_{1o} = 1,00 \text{ m}$

- στα κάτω : $H_{1u} = 0,40 \text{ m}$

• πάχος φράγματος D_h στο ύψος της κοίτης ($H_h = 7,5 \text{ m}$).

$$D_h = 0,8 \cdot (H_h + H_A) \cdot \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} = 0,8 \cdot (7,5 + 1,5) \cdot \frac{1}{\sqrt{2,4}} = 4,65 \text{ m}$$

• διάσταση X_{Dh} για ύψος $H_h = 7,5 \text{ m}$ (για κλίση 1:5 κατά Μουλόπουλο):

$$X_{Dh} = H_h \cdot e_{\phi a_{zu}} = 7,5 \cdot 0,20 = 1,50 \text{ m}$$

• πάχος γείσου και φράγματος στη στέψη:

$$D_1 + D_o^- = D_h - X_{Dh} = 4,65 - 1,50 = 3,15 \text{ m}$$

• προεξοχή γείσου:

$$D_1 = 3,15 - D_o^- = 3,15 - 0,77 = 2,38 \text{ m}$$

8. Μορφοποίηση της διατομής: αποδίδεται στο σχήμα 4.32 σύμφωνα με τις διατάξεις, που υπολογίστηκαν προηγουμένως, ώστε να είναι δυνατή η σύγκρισή της με τις άλλες δυο διατομές (με και χωρίς άνωση).

4.4.7.2.4. Υπολογισμός της διατομής για χειμαρρολάβα

1. Έλεγχος της καταρχή δυνατότητας ίδρυσης τέτοιου φράγματος στη θέση επιλογής:

$$h_{zu} = 0,84 \cdot \frac{\sigma_{zu}}{\sqrt{\gamma_b}} = 0,84 \cdot \frac{80,0}{\sqrt{2,4}} = 43,38 \text{ m} > H_s + H_A = 12,5 \text{ m}$$

2. Άναντες μέτωπο κεκλιμένο

3. Πάχος βάσης D: (παραδοχή: τριπλάσια υδροστατ.δύν)

$$D = \sqrt{(3+4)} \cdot \frac{1}{\sqrt{\gamma_b - \lambda}} \cdot (H_s + H_A)$$

$$D = \sqrt{3} \cdot \frac{1}{\sqrt{2,4 - 0,2}} \cdot (11,00 + 1,50) = 14,60 \text{ m}$$

4. Πάχος στέψης D^- : (παραδοχή: τριπλάσια υδροστατ.δύν)

$$D^- = \sqrt{(3+4)} \cdot [0,674 \cdot (H_A + 0,62)]$$

$$D^- = \sqrt{3} \cdot [0,674 \cdot (1,50 + 0,62)] = 2,48 \text{ m}$$

5. Βάθος στέψης: συνένωση στέψης με τη βάση κατά την επιτρεπτή κλίση.

6. κλίση του κατάντη μετώπου: η επιτρεπτή κλίση κατά τον κανόνα του Μουλόπουλου: 1:5 ή $e_{\phi a_{zu}} = 0,20$.

7. Ρύγχος: δεν κατασκευάζεται, συνεπώς για $\epsilon\phi\alpha_{zu} = 0,20$ ισχύει:

$$X_D = H_S \cdot 0,20 = 11,00 \cdot 0,20 = \underline{2,20 \text{ m}}$$

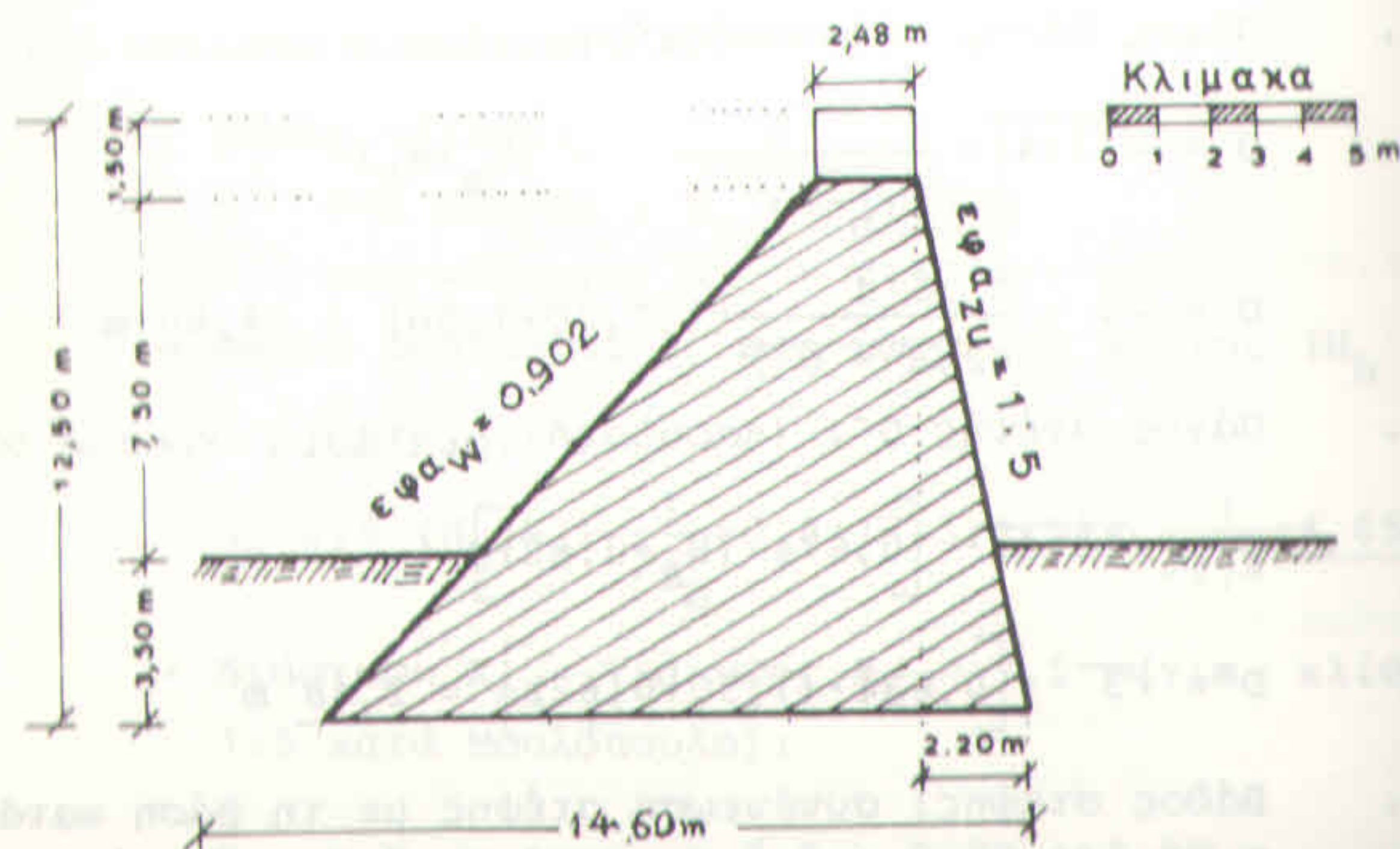
$$X_{\text{Dανάντη}} = D - (D'_O + X_D) = 14,60 - (2,48 + 2,20) = \underline{9,92 \text{ m}}$$

$$\epsilon\phi\alpha_{\text{ανάντη}} = \frac{X_{\text{Dανάντη}}}{H_S} = \frac{9,92}{11,00} = \underline{0,902}$$

8. Πάχος πτερυγίων D'' : όσο και το πάχος της στέψης, δηλ:

$$D'' = D' = \underline{2,37 \text{ m}}$$

9. Μορφοποίηση της διατομής: αποδίδεται στο επόμενο σχήμα 4.33.



Σχήμα 4.33. Διατομή του φράγματος κατά χειμαρρολόβα

4.4.7.2.5. Υπολογισμός του πάχους των πτερυγίων κατά χειμαρρολόβα σε διατομή χωρίς άνωση και οπλισμό

Ισχύουν οι διαστάσεις του φράγματος, όπως υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 4.4.7.2.1., εκτός από την περίπτωση 4, και 8, όπου ο υπολογισμός γίνεται ως εξής:

4. Πάχος στέψης D' : (προσαύξηση κατά 0,30 m λόγω κινούμενων ογκολίθων):

$$D' = \sqrt{(3+4)} \cdot [0,645 \cdot (H_A + 0,62)] + 0,30 \text{ m}$$

παραδοχή 4 πλάσια υδροστατική δύναμη, οπότε:

$$D' = \sqrt{4} \cdot [0,645 \cdot (1,5 + 0,62)] + 0,30 = \underline{3,03 \text{ m}}$$

7. Προεξοχή στέψης:

- προέκταση της βάσης (στο ύψος πτώσης H_h) ως προς τη στέψη, σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο: (βλ. κεφ. 4.4.7.2.1., περίπτωση 7: για $H_h = 7,5 \text{ m} + D_h = 5,81 \text{ m}$)

$$X_{\text{Dητριγ}} = D_h - D' = 5,81 - 3,03 = \underline{2,78 \text{ m}}$$

- παραδοχή επιτρεπτής κλίσης: $\epsilon\phi\alpha_{zu} = 1:5 = 0,20$

- προέκταση της βάσης (σε $H_h = 7,5 \text{ m}$) για $\epsilon\phi\alpha_{zu}$:

$$X_{Dh} = H_h \cdot \epsilon\phi\alpha_{zu} = 7,5 \cdot 0,20 = \underline{1,5 \text{ m}}$$

- έλεγχος περιορισμού:

$$X_{\text{Dητριγ}} - X_{Dh} = 2,78 - 1,50 = \underline{1,28 \text{ m}} > 1,0$$

απορρίπτεται! Γι' αυτό:

- αύξηση του πάχους της στέψης σε $D' = 3,5$ m
- νέος έλεγχος:

$$X_{DHTPPIY} = 5,81 - 3,50 = 2,31 \text{ m}$$

$$X_{DHTPPIY} - X_{Dh} = 2,31 - 1,50 = 0,81 \text{ m} < 1,0 \text{ m}$$

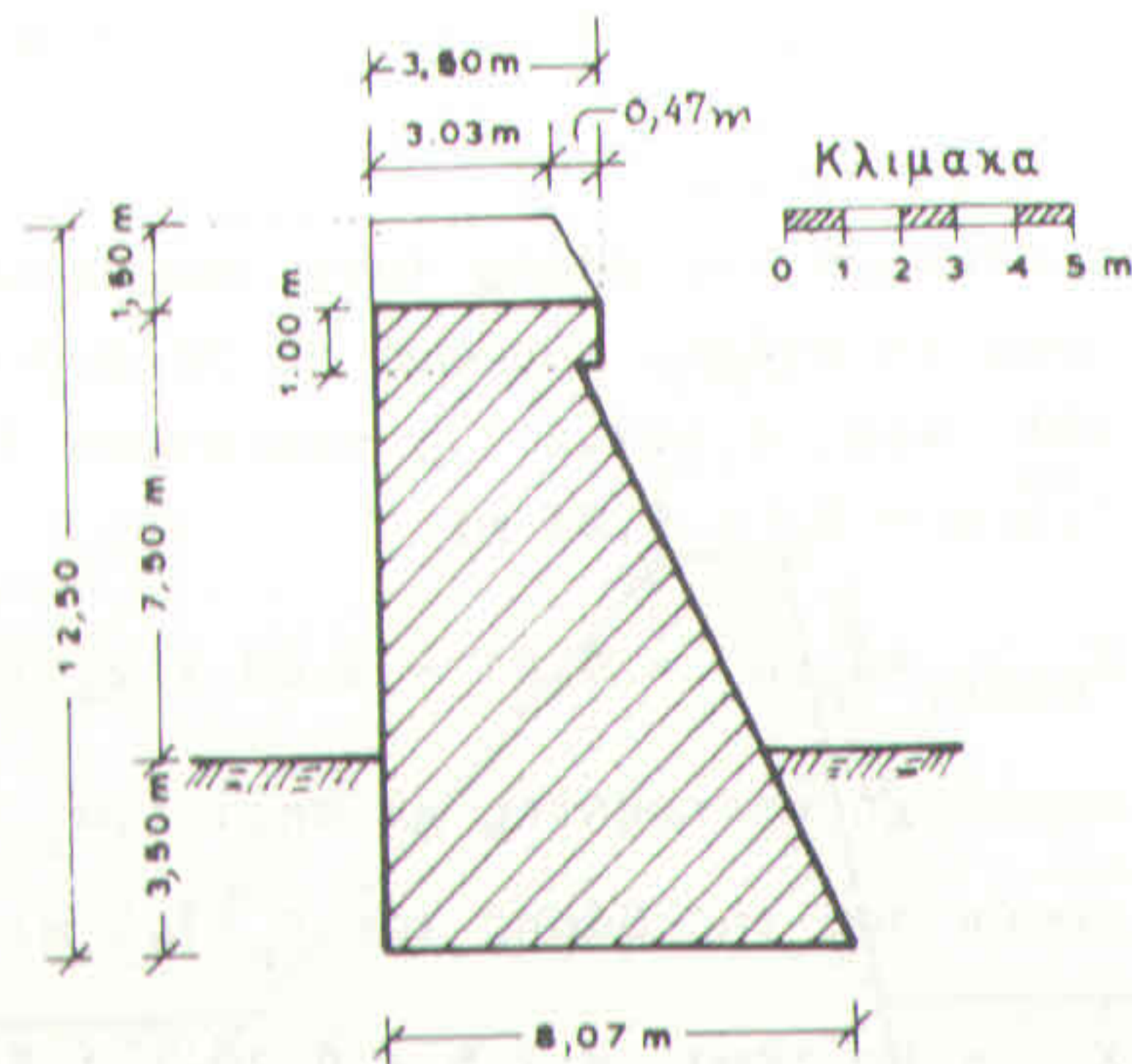
- προεξοχή της στέψης : $3,50 - 3,03 = 0,47$ m

- βάθος στέψης: $1,0$ m

8. Πάχος πτερυγίων D'' :

$$D'' = D' = 3,03 \text{ m}$$

9. Μορφοποίηση διατομής: βλέπε σχήμα 4.34.



Σχήμα 4.34. Διατομή του φράγματος για αντοχή πτερυγίων κατά χειμαρρολάβας

- 4.4.7.2.6. Υπολογισμός της διατομής στο φράγμα από συρματόπλεκτα κιβώτια
- άναντες μέτωπο: κεκλιμένο

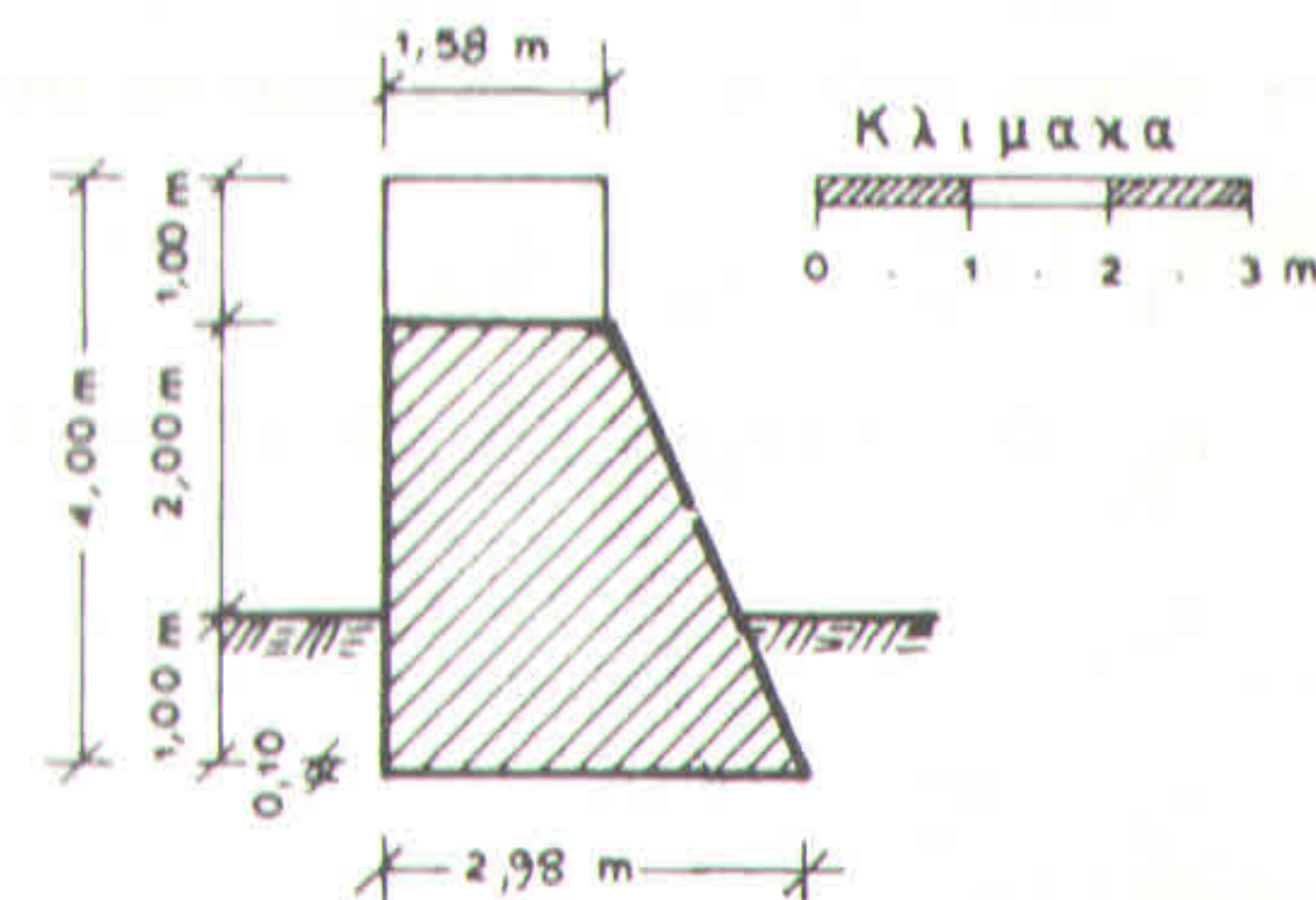
- πάχος βάσης (επιλογή ειδ. βάρους $\gamma_{e-} = 1,8 \text{ t/m}^3$):

$$D = \frac{1}{\sqrt{\gamma_{e-}}} \cdot (H_S + H_A) = \frac{1}{\sqrt{1,8}} \cdot (3,0 + 1,0) = 2,98 \text{ m}$$

- πάχος στέψης:

$$D'' = D - H_S \cdot 0,35 = 2,98 - 4 \cdot 0,35 = 1,58 \text{ m}$$

- μορφοποίηση της διατομής: βλέπε το σχήμα 4.35.



Σχήμα 4.35. Διατομή του φράγματος από συρματόπλεκτα κιβώτια

- 4.4.7.2.7. Υπολογισμός της λιθόδητης διατομής με παραδοχή τάσεων εφελκυσμού

1. Επιτρεπόμενο ύψος φράγματος:

$$H_{zu} = 0,63 \cdot \frac{\sigma_{zu}}{\gamma_b} = 0,63 \cdot \frac{20}{2,2} = 5,73 \text{ m} > H_S + H_A = 4,0 \text{ m}$$

2. Άναντες μέτωπο: κατακόρυφο

3. Πάχος βάσης: (χωρίς άνωση)

$$D = 0,51 \cdot (H_S + H_A) = 0,51 \cdot (3,00 + 1,00) = 2,04 \text{ m}$$

4. Πάχος στέψης:

$$D' = 0,28 + 0,6 \cdot H_A = 0,28 + 0,6 \cdot 1,00 = \underline{0,88 \text{ m}}$$

5. Βάθος στέψης: 0,60 m

6. Κλίση του κάταντη μετώπου του φράγματος:

$$e_{\phi a} = 0,8 \cdot \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} = 0,8 \cdot \frac{1}{\sqrt{2,2}} = 0,8 \cdot 0,645 = \underline{0,539}$$

7. Διαστάσεις γείσου (για ύψος πτώσης $H_h = 2,0 \text{ m}$):

- επιτρεπτή κλίση κάταντη μετώπου: κανόνας Μουλόπουλου: 1:4 ή $e_{\phi a_{zu}} = 0,25$
- πάχος γείσου και φράγματος στη στέψη:

$$D_1 + D'_0 = D_h - X_{Dh}$$

$$D_h = 0,539 \cdot (H_h + H_A) = 0,539 \cdot (2,00 + 1,00) = \underline{1,62 \text{ m}}$$

$$X_{Dh} = H_h \cdot 0,25 = 2,00 \cdot 0,25 = \underline{0,50 \text{ m}}$$

$$D_1 + D'_0 = 1,62 - 0,50 = \underline{1,12 \text{ m}}$$

- προεξοχή γείσου από το βασικό τρίγωνο:

$$D'_0 = 0,539 \cdot H_A = 0,539 \cdot 1,00 = \underline{0,54 \text{ m}}$$

$$D_1 = 1,12 - 0,54 = \underline{0,58 \text{ m}}$$

- προεξοχή γείσου από τη στέψη:

$$(D'_0 + D_1) - D' = (0,54 + 0,58) - 0,88 = \underline{0,24 \text{ m}}$$

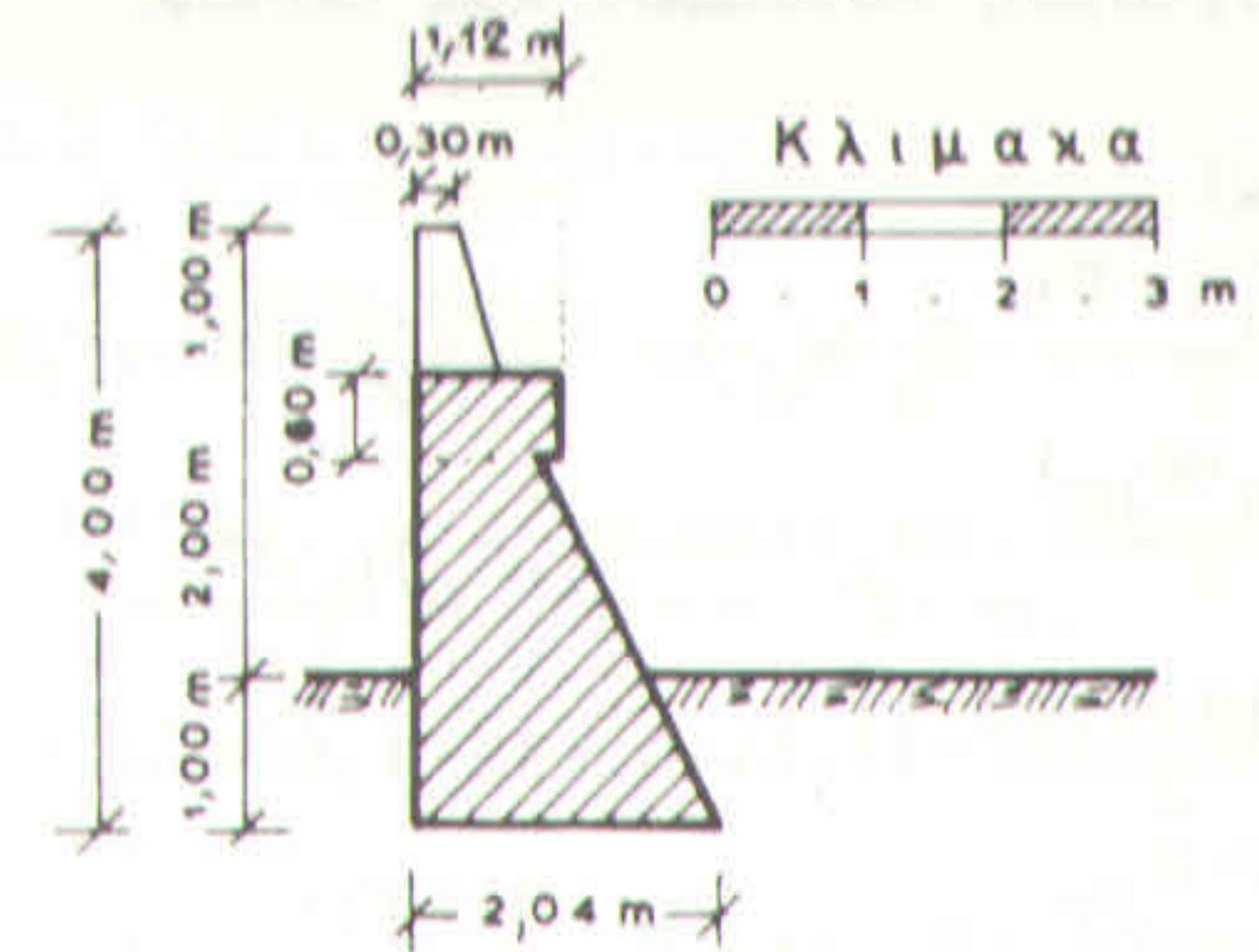
Συνεπώς πρόκειται για μικρή προέκταση της στέψης.

- βάθος γείσου: όσο το βάθος της στέψης, δηλαδή 0,60 m

8. Πάχος πτερυγίων: $D'' = \underline{0,30 \text{ m}}$ (παραδοχή)

9. Μορφοποίηση διατομής: δίνεται στο επόμενο σχή-

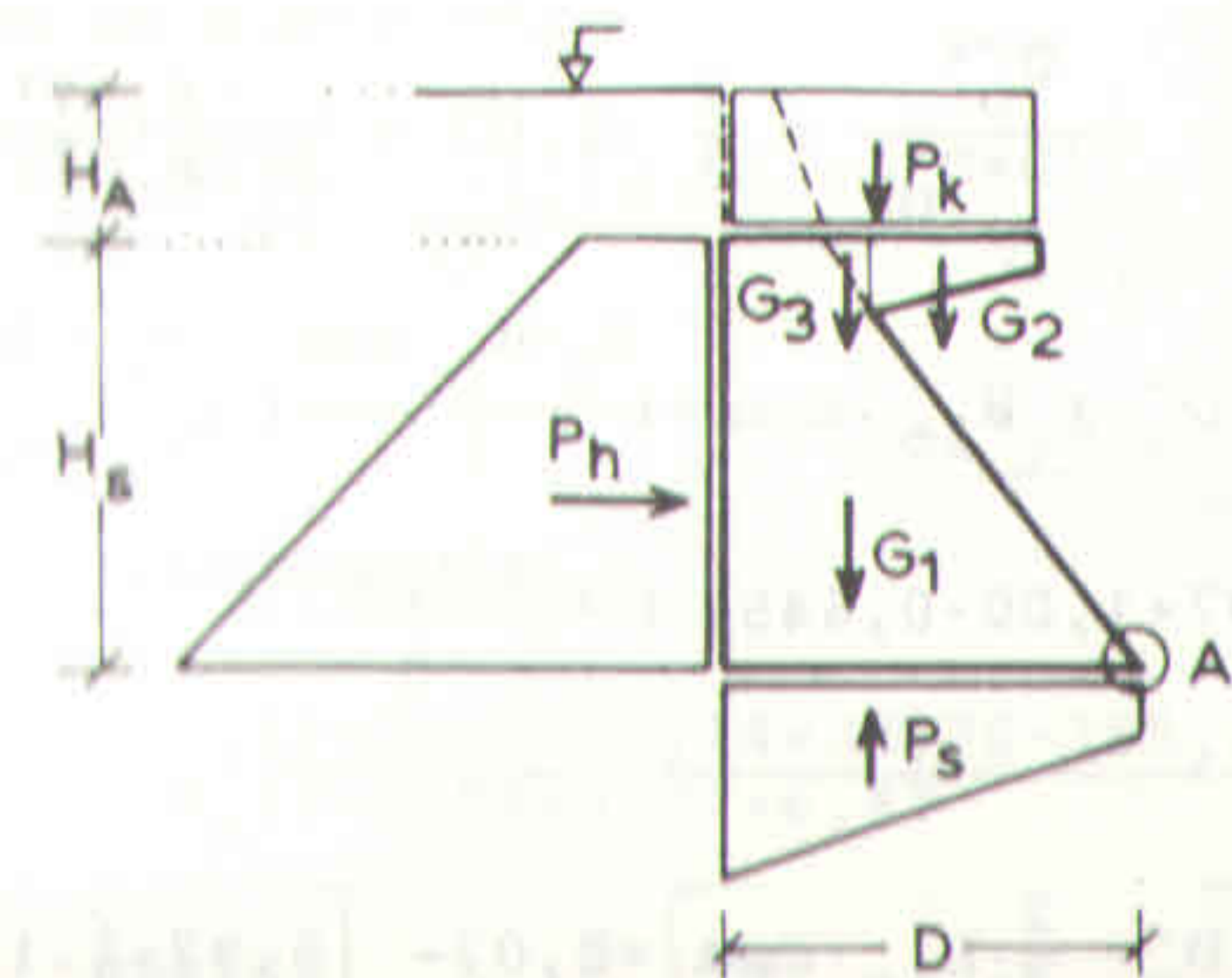
μα 4.36.



Σχήμα 4.36. Διατομή στο φράγμα με παραδοχή τάσεων εφελκυσμού

4.4.7.3. Έλεγχος της ευστάθειας των φραγμάτων

4.4.7.3.1. Ευστάθεια του μεγάλου φράγματος χωρίς οπλισμό και χωρίς άνωση (περίπτωση διαστάσεων 4.4.7.2.1.) για φράγμα πλήρες νερού (σχήμα 4.37)



Σχήμα 4.37. Σχηματική παράσταση δυνάμεων

I) Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις:

$$G_1 = \frac{(D'_O + D)}{2} \cdot H_S \cdot \gamma_b \cdot 1 = \frac{0,97+8,07}{2} \cdot 11,00 \cdot 2,4 \cdot 1 = \underline{119,33t}$$

$$G_2 = \frac{(H_{1u} + H_{1o})}{2} \cdot (D_1 - \epsilon \phi \alpha \cdot H_{1o}) \cdot \gamma_b \cdot 1 =$$

$$= \frac{0,40+1,00}{2} \cdot (3,34 - 0,645 \cdot 1,00) \cdot 2,4 \cdot 1 = \underline{4,53 t}$$

$$G_3 = \frac{\epsilon \phi \alpha \cdot H_{1o}}{2} \cdot H_{1o} \cdot \gamma_b \cdot 1 = \frac{0,645 \cdot 1,00}{2} \cdot 1,00 \cdot 2,4 \cdot 1 = \underline{0,77t}$$

$$P_h = \frac{(H_S + H_A) + H_A}{2} \cdot (H_S + H_A) \cdot \gamma_w \cdot 1 = \frac{(11,00+1,50)+1,50}{2} \cdot$$

$$\cdot (11,00+1,50) \cdot 1,00 \cdot 1 = \underline{87,50 t}$$

$$P_k = (D'_O + D_1) \cdot H_A \cdot \gamma_w \cdot 1 = (0,97+3,34) \cdot 1,50 \cdot 1,0 \cdot 1 = \underline{6,47 t}$$

$$P_s = \lambda \cdot \frac{(H_S + H_A) + (H_f + H_A)}{2} \cdot D \cdot \gamma_w \cdot 1 = \text{δεν υπολογίζεται}$$

Μοχλοβραχίονες:

$$l_{G1} = \frac{2}{3} \cdot D - \frac{D'^2_O}{3(D+D'_O)} = \frac{2}{3} \cdot 8,07 - \frac{0,97^2}{3 \cdot (8,07+0,97)} = \underline{5,35m}$$

$$l_{G2} = D - \left[D'_O + H_{1o} \cdot \epsilon \phi \alpha + \left(\frac{D_1 - H_{1o} \cdot \epsilon \phi \alpha}{3} \right) \cdot \left(\frac{H_{1o} + 2H_{1u}}{H_{1o} + H_{1u}} \right) \right] = 8,07 -$$

$$- \left[0,97 + 1,00 \cdot 0,645 + \left(\frac{3,34 - 1,00 \cdot 0,645}{3} \right) \cdot \left(\frac{1,00 + 2 \cdot 0,40}{1,00 + 0,40} \right) \right] =$$

$$= \underline{5,30 m}$$

$$l_{G3} = D - \left[D'_O + \frac{2}{3} \cdot H_{1o} \cdot \epsilon \phi \alpha \right] = 8,07 - \left[0,97 + \frac{2}{3} \cdot 1,00 \cdot 0,645 \right] =$$

$$= \underline{6,67 m}$$

$$l_{Ph} = \frac{H_A}{3} \cdot \frac{3H_A + H_S}{2H_A + H_S} = \frac{11,00}{3} \cdot \frac{3 \cdot 1,50 + 11,00}{2 \cdot 1,50 + 11,00} = \underline{4,06 m}$$

$$l_{Pk} = D - \frac{D'_O + D_1}{2} = 8,07 - \frac{0,97 + 3,34}{2} = \underline{5,92 m}$$

$$l_{Ps} = \frac{D}{3} \cdot \frac{(H_f + H_A) + 2(H_S + H_A)}{(H_f + H_A) + (H_S + H_A)} \text{ δεν υπολογίζεται.}$$

Ροπές:

$$M_{G1} = 119,33 \cdot 5,35 = \underline{638,42 mt}$$

$$M_{G2} = 4,53 \cdot 5,30 = \underline{24,01 mt}$$

$$M_{G3} = 0,77 \cdot 6,67 = \underline{5,14 mt}$$

$$M_{Ph} = 87,50 \cdot 4,06 = \underline{355,25 mt}$$

$$M_{Pk} = 6,47 \cdot 5,92 = \underline{38,30 mt}$$

$$M_{Ps} = \text{δεν υπολογίζεται.}$$

II) Έλεγχος ευστάθειας

1. Συνθήκη μη ανατροπής:

$$n_k = \frac{\sum M_B}{\sum M_U} = \frac{638,42 + 24,01 + 5,14 + 38,30}{355,25} = \frac{705,87}{355,25} =$$

$$= \underline{1,99} > 1,2$$

2. Συνθήκη εφελκυσμού:

$$n_H = \frac{\sum M_1 - \sum M_T}{\sum K_V} = \frac{638,42 + 24,01 + 5,14 + 38,30 - 355,25}{119,33 + 4,53 + 0,77 + 6,47} =$$

$$= \frac{350,62}{131,10} = \underline{2,67} \approx \frac{D}{3} = 2,69 m$$

3. Συνθήκη ολίσθησης:

$$n_G = \frac{\Sigma K_w}{\Sigma K_t} = \frac{N \cdot \epsilon\phi}{\Sigma K_t} = \frac{(119,33 + 4,53 + 0,77 + 6,47) \cdot 0,70}{87,50} = 1,05 < 1,5$$

Άρα η συνθήκη δεν ισχύει! Συνεπώς πρέπει να κατασκευασθεί κεκλιμένη επιφάνεια θεμελιώς ως εξής:

$$\frac{N \cdot \epsilon\phi}{\Sigma K_t} = \frac{\epsilon\phi}{\epsilon\phi_a} = \frac{0,70}{\epsilon\phi_a}$$

• για $\frac{0,70}{\epsilon\phi_a} = 1,05$, $\epsilon\phi_a = \frac{0,70}{1,05} = 0,667 \rightarrow \alpha = 33,69^\circ$

• για $\frac{0,70}{\epsilon\phi_a} = 1,5$, $\epsilon\phi_a = \frac{0,70}{1,5} = 0,467 \rightarrow \alpha = 12,02^\circ$

• συνεπώς: $\epsilon\phi(33,69^\circ - 25,02^\circ) = \epsilon\phi(8,67^\circ) = 0,152$

Ύψος πόδα της κεκλιμένης επιφάνειας στο ανάντη άκρο του φράγματος: $D \cdot 0,152 = 8,07 \cdot 0,152 = 1,23 \text{ m}$

4. Συνθήκη βύθισης:

α) Έλεγχος θλίψης:

$$e = \frac{D}{2} - x_R = \frac{8,07}{2} - 2,67 = 1,37 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{N}{D} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{D}\right) = \frac{131,10}{8,07} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 1,37}{8,07}\right) = 16,25 \cdot (1 \pm 1,02) =$$

$$\begin{cases} \sigma_{vu} = 16,25 \cdot (2,02) = 32,79 \text{ t} \\ \sigma_{vo} = 16,25 \cdot (-0,02) = -0,30 \text{ t (αμελητέο)} \end{cases}$$

$$n_p = \frac{\sigma_{ez}}{\sigma_{nu}} = \frac{80}{32,50} = 2,44 > 1,2$$

β) Έλεγχος υδραυλικής θραύσης εδάφους:

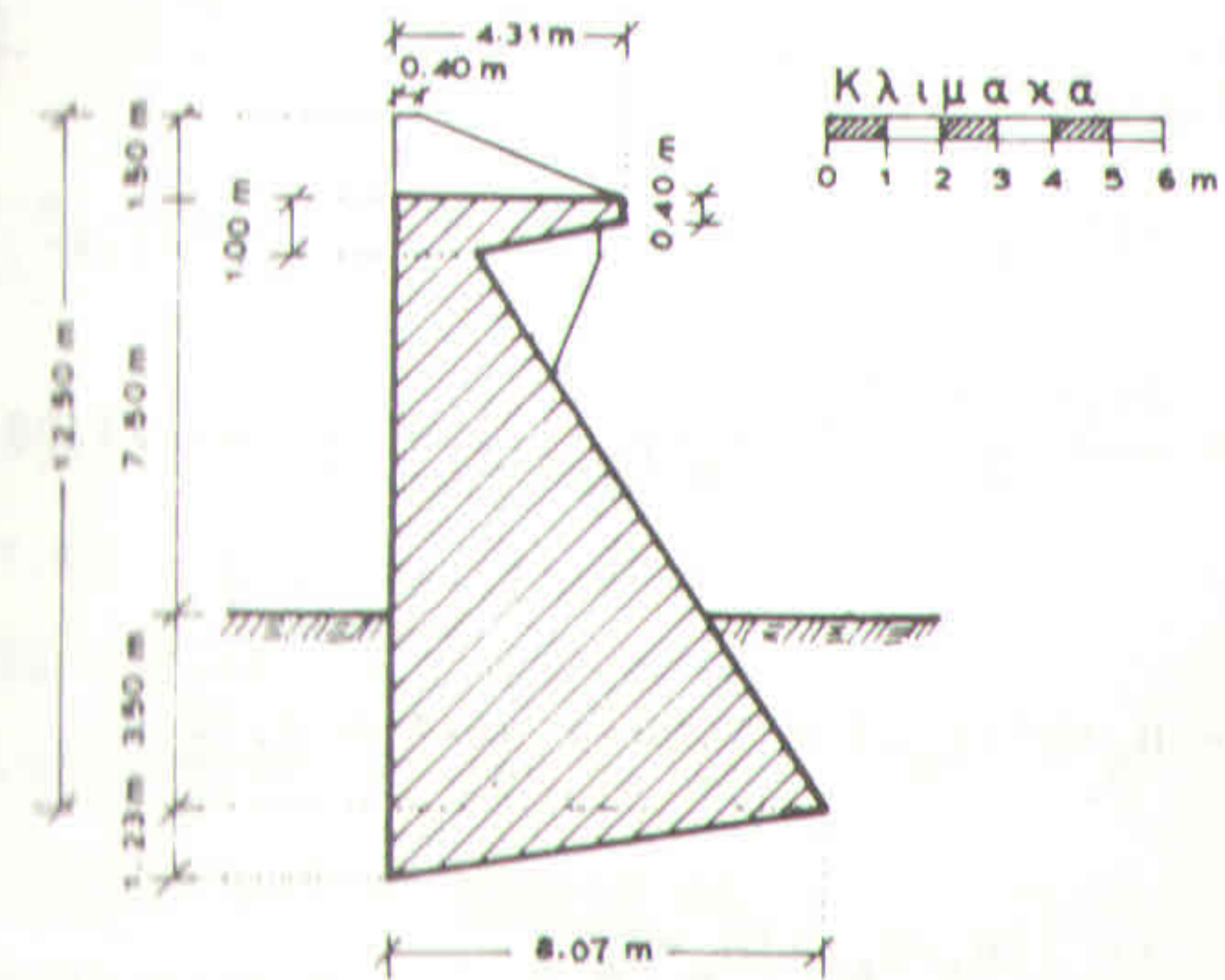
$$i_v = \frac{\Delta H}{B_v} = \frac{H_h}{H_f + D + H_f} = \frac{7,50}{3,50 + 8,07 + 3,50} = 0,50$$

$$n_g = \frac{i_k}{i_v} = \frac{1,17}{0,50} = 2,34 < 2,5 \text{ (οριακή κατάσταση)}$$

(βλέπε επανέλεγχο στη μορφοποίηση)

5. Συνθήκη άνωσης: δεν εξετάζεται.

6. Μορφοποίηση της διατομής μετά τον έλεγχο της ευστάθειας (κεκλιμένη επιφάνεια θεμελιών): δίνεται από το σχήμα 4,38, και νέος έλεγχος της υδραυλικής θραύσης:

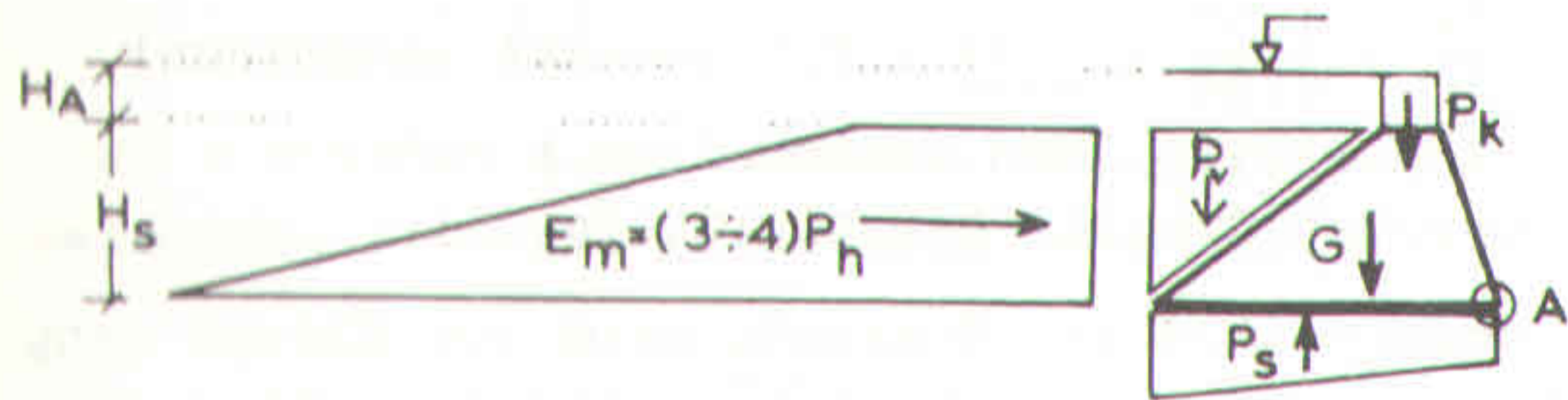


Σχήμα 4,38. Τελική μορφή της φραγματικής διατομής χωρίς οπλισμό και άνωση

$$i_v = \frac{\Delta H}{B_v} = \frac{H_h}{(H_f + D \cdot 0,152) + \sqrt{(D \cdot 0,152)^2 + D^2} + H_f} = \frac{7,50}{(3,50 + 1,23) + \sqrt{1,23^2 + 8,07^2} + 3,50} = 0,46$$

$$n_g = \frac{i_k}{i_v} = \frac{1,17}{0,46} = 2,54 > 2,5$$

4.4.7.3.2. Ευστάθεια του φράγματος κατά χειμαρρολάβας (περίπτωση διαστάσεων 4.4.7.2.4.) (σχήμα 4.39)



Σχήμα 4.39. Σχηματική παράσταση δυνάμεων

I) Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις:

$$G = \frac{D+D'}{2} \cdot H_S \cdot \gamma_b \cdot 1 = \frac{14,60+2,48}{2} \cdot 11,00 \cdot 2,4 = \underline{225,46 \text{ t}}$$

$$P_h = \frac{3H_A + 3(H_A + H_S)}{2} \cdot H_S \cdot \gamma_w \cdot 1 = \frac{4,50+37,50}{2} \cdot 11,00 \cdot 1 \cdot 1 = \underline{231,00 \text{ t}}$$

$$P_k = H_A \cdot D' \cdot \gamma_w \cdot 1 = 1,50 \cdot 2,48 \cdot 1 = \underline{3,72 \text{ t}}$$

$$P_s = \frac{\lambda \cdot [(H_f + H_A) + (H_S + H_A)]}{2} \cdot D \cdot \gamma \cdot 1 = \frac{0,2 \cdot (5,00+12,50)}{2} \cdot 14,60 \cdot 1 = \underline{25,55 \text{ t}}$$

$$P_v = \frac{1}{2} \cdot H_S \cdot H_S \cdot \epsilon_{\text{φω}} \cdot \gamma_w \cdot 1 = \frac{1}{2} \cdot 11,0 \cdot 11,0 \cdot 0,902 = \underline{54,57 \text{ t}}$$

Μοχλοβραχίονες:

$$l_G = \frac{2}{3} D - \frac{D'^2}{3(D+D')} = \frac{2}{3} \cdot 16,14 - \frac{2,37^2}{3 \cdot (16,14+2,37)} = \underline{10,66 \text{ m}}$$

$$l_G = D \cdot \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1+2\frac{D'}{D}}{3 \cdot (1+\frac{D'}{D})} \cdot (1-\frac{D'}{D}) - \frac{1-2\frac{D'}{D}}{3 \cdot (1+\frac{D'}{D})} \cdot \frac{x_{\text{Dαβαντ.}}}{D} \right] =$$

$$= 14,60 \cdot \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1+2 \cdot \frac{2,48}{14,60}}{3 \cdot (1+\frac{2,48}{14,60})} \cdot (1-\frac{2,48}{14,60}) - \frac{1+2 \cdot \frac{2,48}{14,60}}{3 \cdot (1+\frac{2,48}{14,60})} \cdot \frac{9,92}{14,60} \right] = \underline{5,83 \text{ m}}$$

$$l_{P_h} = \frac{H_f}{3} + \frac{3H_A + H_S}{2H_A + H_S} = \frac{11,00}{3} \cdot \frac{3 \cdot 1,50 + 11,00}{2 \cdot 1,50 + 11,00} = \underline{4,06 \text{ m}}$$

$$l_{P_k} = \frac{D'}{2} + H_S \cdot \epsilon_{\text{φω}} = \frac{2,48}{2} + 11,00 \cdot 0,2 = \underline{3,44 \text{ m}}$$

$$l_{P_s} = \frac{D}{3} \cdot \frac{(H_f + H_A) + 2(H_S + H_A)}{(H_f + H_A) + (H_S + H_A)} = \frac{14,60}{3} \cdot \frac{9,00 + 2 \cdot 12,50}{9,00 + 12,50} = \underline{7,70 \text{ m}}$$

$$l_{P_v} = D - H_S \cdot \epsilon_{\text{φω}} \cdot \frac{1}{3} = 14,60 - 11,00 \cdot 0,902 \cdot \frac{1}{3} = \underline{11,29 \text{ m}}$$

Ροπές:

$$M_G = 225,46 \cdot 5,83 = \underline{1314,43 \text{ mt}}$$

$$M_{P_h} = 231,00 \cdot 4,06 = \underline{937,86 \text{ mt}}$$

$$M_{P_k} = 3,72 \cdot 3,44 = \underline{12,80 \text{ mt}}$$

$$M_{P_s} = 25,55 \cdot 7,70 = \underline{196,74 \text{ mt}}$$

$$M_{P_v} = 54,57 \cdot 11,29 = \underline{616,10 \text{ mt}}$$

II) Έλεγχος της ευστάθειας

1. Συνθήκη ανατροπής:

$$n_k = \frac{\sum M_u}{\sum M_s} = \frac{1314,43 + 12,80 + 616,10}{937,86 + 196,74} = \frac{1943,33}{1134,60} = \underline{1,71} > 1,2$$

2. Συνθήκη εφελκυσμού

$$k = \frac{\sum M_1 - \sum M_2}{\sum K_v} = \frac{(1314,43 + 12,80 + 616,10) - (937,86 + 196,74)}{225,46 + 3,72 - 25,55 + 54,57} =$$

$$= \frac{808,73}{258,20} = \underline{3,13 \text{ m}} < \frac{D}{3} = \frac{14,60}{3} = \underline{4,87 \text{ m}}$$

3. Συνθήκη ολίσθησης:

$$n_G = \frac{\Sigma K_w}{\Sigma K_t} = \frac{N \cdot \epsilon\phi\phi}{\Sigma K_t} = \frac{(225,46 + 3,72 - 25,55 + 54,57) \cdot 0,7}{231,00} = 0,78 < 1,50$$

Επειδή πρόκειται για στιγμιαία φόρτιση, γίνεται δεκτό, ότι επιτρέπεται υπέρβαση του συντελεστή ασφαλείας μέχρι 25%. Συνεπώς η συνθήκη ολίσθησης στη περίπτωση αυτή γίνεται: $n_G = 1,5 \cdot 0,75 = 1,125$, οπότε:

$$n_G = 0,78 < 1,125$$

Άρα η συνθήκη δεν ισχύει! Πρέπει λοιπόν να κατασκευασθεί κεκλιμένη επιφάνεια θεμελίων ως εξής:

$$\frac{N \cdot \epsilon\phi\phi}{\Sigma K_t} = \frac{\epsilon\phi\phi}{\epsilon\phi\alpha} = \frac{0,70}{\epsilon\phi\alpha}$$

• για $\frac{0,70}{\epsilon\phi\alpha} = 0,78$, $\epsilon\phi\alpha = \frac{0,70}{0,78} = 0,897 \rightarrow 41,906^\circ$

• για $\frac{0,70}{\epsilon\phi\alpha} = 1,125$, $\epsilon\phi\alpha = \frac{0,70}{1,125} = 0,622 \rightarrow 31,891^\circ$

• άρα $\epsilon\phi(41,906^\circ - 31,891^\circ) = \epsilon\phi(10,015) = 0,177$ ή
ή 17,7 %

Συνολικό ύψος πόδα στο άνω άκρο της βάσης για διαμόρφωση κεκλιμένου θεμελίου: $D \cdot 0,177 = 14,60 \cdot 0,177 = 2,58$ m. Συνιστάται, η κατασκευή να γίνει σε τρία μέτωπα με ύψος πόδα στο καθένα: $2,58 : 3 = 0,86$ m, και μήκος μετώπου: $14,60 : 3 = 4,87$ m.

4. Συνθήκη βύθισης:

α) Έλεγχος της θλίψης από ορθές τάσεις:

$$e = \frac{D}{2} - x_R = \frac{14,60}{2} - 3,13 = 4,17$$

$$\sigma_v = \frac{N}{D} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{D}\right) = \frac{258,20}{14,60} \cdot \left(1 \pm \frac{4,17}{14,60}\right) = 17,68 \cdot (1 \pm 0,285) =$$

$$\sigma_{vu} = 17,68 \cdot 2,71 = 47,99 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{vo} = 17,68 \cdot (-0,71) = -12,62 < -50 \text{ t/m}^2 \text{ (βλ. σελ. 131, Μέρος I)}$$

(δεκτή ως στιγμιαία τάση)

$$\text{πακ}\sigma_{vu} = \frac{4}{3} \cdot \frac{N}{D - 2e} = \frac{4}{3} \cdot \frac{258,20}{14,60 - 2 \cdot 4,17} = 54,99 \text{ t/m}^2$$

$$n_p = \frac{\sigma_{ez}}{\text{πακ}\sigma_{vu}} = \frac{80,00}{54,99} = 1,45 > 1,2$$

β) Έλεγχος του εφελκυσμού στο εσωτερικό του κορμού (άναντες μέτωπο) από τις κύριες τάσεις:

$$\epsilon\phi\alpha_w = \frac{9,92}{11,00} = 0,902 \rightarrow \alpha_w = 42,045^\circ$$

$$\sigma_{1,0} = \frac{\sigma_{vo}}{\text{συν}^2 \alpha_w} - p \cdot \epsilon\phi^2 \alpha_w = \frac{-12,62}{0,551} - 11,0 \cdot 0,902^2 = -31,85 < -50 \text{ t/m}^2$$

Ευνεπώς οι κύριες τάσεις εφελκυσμού, οι οποίες αναπτύσσονται, παραμένουν περιορισμένες, γι' αυτό και δεν παίρνονται υπόψη λόγω και του στιγμιαίου του χαρακτήρα τους.

γ) Έλεγχος υδραυλικής θραύσης:

$$i_v = \frac{\Delta H}{H_v} = \frac{H_h}{\frac{H_f}{\text{συν}\alpha_{\text{αναν}}} + D + \frac{H_f}{\text{συν}\alpha_{\text{κατάν}}}} =$$

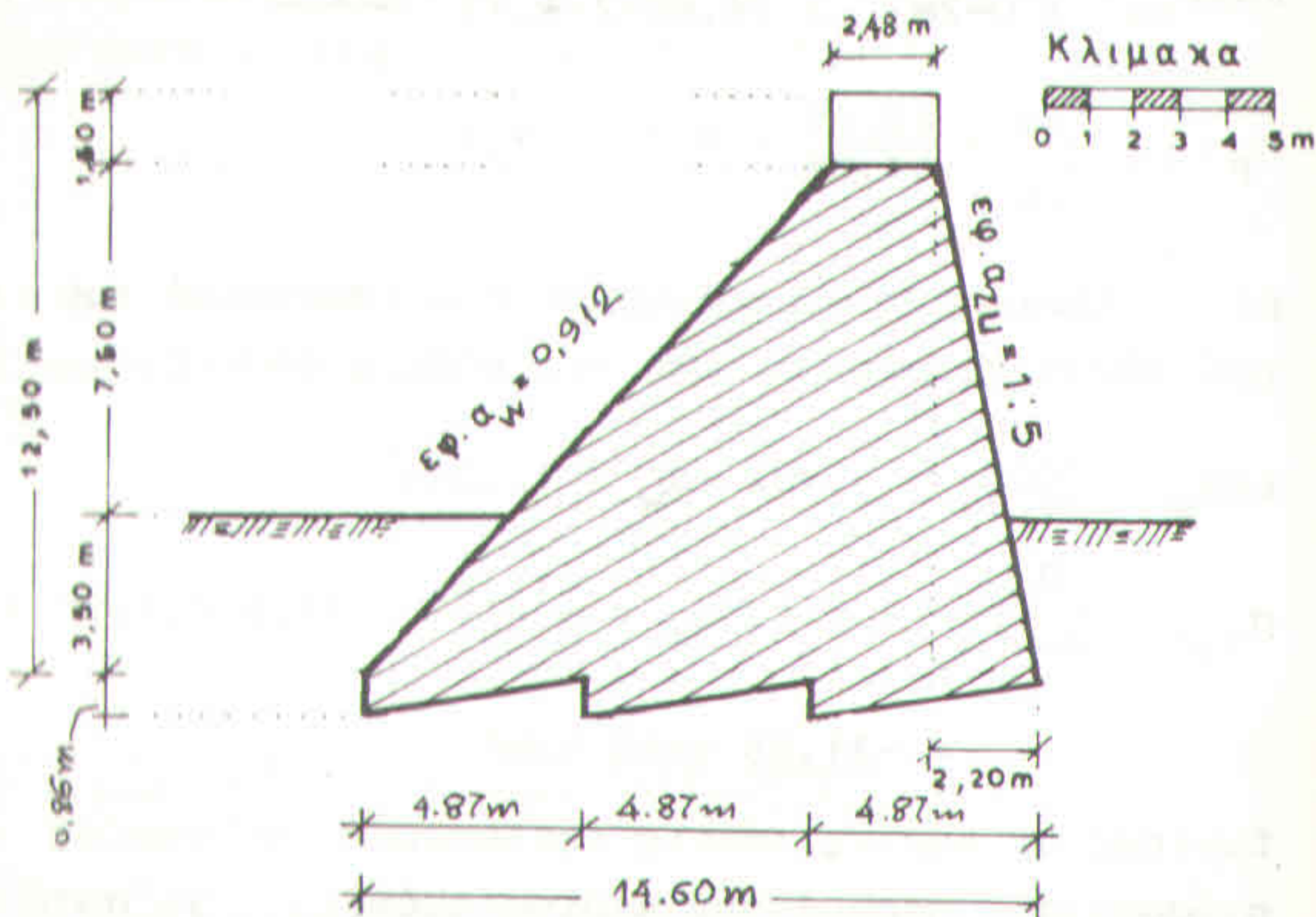
$$= \frac{7,50}{\frac{3,50}{\text{συν}42,045} + 14,60 + \frac{3,50}{\text{συν}11,31}} = 0,33$$

$$n_q = \frac{i_k}{i_v} = \frac{1,17}{0,33} = 3,55 > 2,5$$

5. Συνθήκη άνωσης:

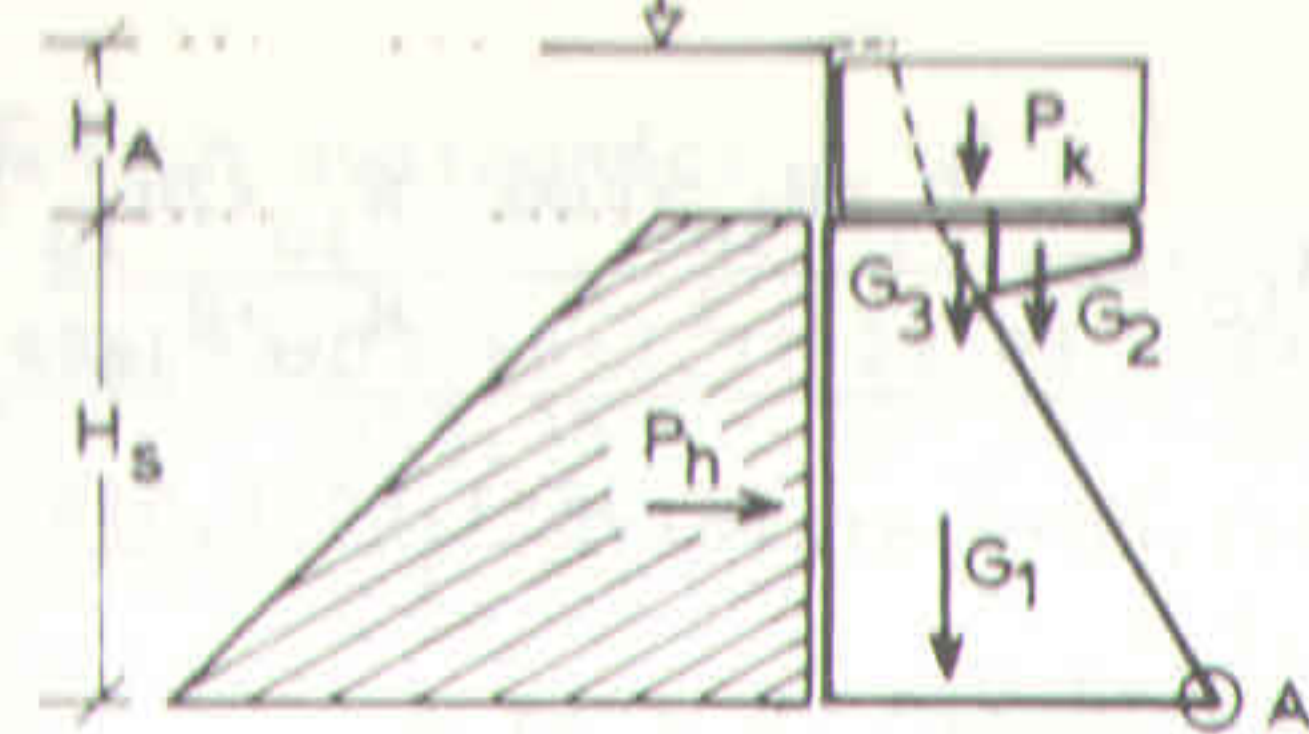
$$n_A = \frac{\Sigma K_V}{\Lambda} = \frac{\Sigma K_V}{P_S} = \frac{225,46 + 3,72 + 54,57}{25,55} = 11,11 > 1,20$$

6. Μορφοποίηση της διατομής μετά τον έλεγχο της ευστάθειας (κεκλιμένη επιφάνεια θεμελίων): βλέπε σχήμα 4.40.



Σχήμα 4.40. Τελική μορφή της διατομής του φράγματος κατά χειμαρρολάβας

4.4.7.3.3. Ευστάθεια του φράγματος με σπλισμό και χωρίς άνωση (περίπτωση διαστάσεων 4.4.7.2.3. σχήμα 4.41).



Σχήμα 4.41. Σχηματική παράσταση δυνάμεων

1) Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις:

$$G_1 = \frac{D_0^2 + D_1^2}{2} \cdot H_B \cdot \gamma_B \cdot 1 = \frac{0,77^2 + 6,45^2}{2} \cdot 11,00 \cdot 2,4 \cdot 1 = 95,30 \text{ t}$$

$$G_2 = \frac{H_{1u} + H_{1o}}{2} \cdot (D_1 - \epsilon \phi \alpha \cdot H_{1o}) \cdot \gamma_B \cdot 1 = \frac{0,40 + 1,00}{2} \cdot (2,38 - 0,516 \cdot 1,00) \cdot 2,4 \cdot 1 = 3,13 \text{ t}$$

$$G_3 = \frac{\epsilon \phi \alpha \cdot H_{1o} \cdot 1}{2} \cdot \gamma_B \cdot 1 = \frac{0,516 \cdot 1,00 \cdot 1}{2} \cdot 2,4 \cdot 1 = 0,62 \text{ t}$$

$$P_h = \frac{(H_B + H_A) + H_A}{2} \cdot (H_S + H_A) \cdot \gamma_W \cdot 1 = \frac{(11,00 + 1,50) + 1,50}{2} \cdot (11,00 + 1,50) \cdot 1,0 \cdot 1 = 87,50 \text{ t}$$

$$P_k = (D_0^2 + D_1^2) \cdot H_A \cdot \gamma_W = (0,77^2 + 2,38^2) \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 4,73 \text{ t}$$

$$P_B = \lambda \cdot \frac{(H_B + H_A) + (H_f + H_A)}{2} \cdot D \cdot \gamma_W = \text{δεν υπολογίζεται}$$

Μεταβραχίονες:

$$l_{G1} = \frac{2}{3} D = \frac{2}{3} \frac{D_0^2}{(D_0 + D_1)} = \frac{2}{3} \cdot 6,45 = \frac{0,77^2}{3 \cdot (6,45 + 0,77)} = 4,27 \text{ m}$$

$$l_{G2} = D - \left[D_0 + H_{10} \cdot \epsilon \phi \alpha + \frac{D_1 - H_{10} \cdot \epsilon \phi \alpha}{3} \cdot \frac{H_{10} + 2H_{1u}}{H_{10} + H_{1u}} \right] =$$

$$= 6,45 - \left[0,77 + 1,00 \cdot 0,516 + \frac{2,38 - 1,00 \cdot 0,516}{3} \cdot \frac{1,00 + 2 \cdot 0,4}{1,00 + 0,4} \right] = \underline{4,37 \text{ m}}$$

$$l_{G3} = D - \left[D_0 + \frac{2}{3} \cdot H_{10} \cdot \epsilon \phi \alpha \right] = 6,45 - \left[0,77 + \frac{2}{3} \cdot 1 \cdot 0,516 \right] =$$

$$= \underline{5,34 \text{ m}}$$

$$l_{Ph} = \frac{H_s}{3} \cdot \frac{3H_A + H_s}{2H_A + H_s} = \frac{11,00}{3} \cdot \frac{3 \cdot 1,50 + 11,00}{2 \cdot 1,50 + 11,00} = \underline{4,06 \text{ m}}$$

$$l_{Pk} = D - \frac{D_0 + D_1}{2} = 6,45 - \frac{0,77 + 2,38}{2} = \underline{4,88 \text{ m}}$$

$$l_{Ps} = \frac{D}{3} \cdot \frac{(H_f + H_A) + 2(H_s + H_A)}{(H_f + H_A) + (H_s + H_A)} \text{ δεν υπολογίζεται.}$$

Ροπές:

$$M_{G1} = 95,30 \cdot 4,27 = \underline{406,93 \text{ mt}}$$

$$M_{G2} = 3,13 \cdot 4,37 = \underline{13,68 \text{ mt}}$$

$$M_{G3} = 0,62 \cdot 5,34 = \underline{3,31 \text{ mt}}$$

$$M_{Ph} = 87,50 \cdot 4,06 = \underline{355,25 \text{ mt}}$$

$$M_{Pk} = 4,73 \cdot 4,88 = \underline{23,08 \text{ mt}}$$

$$M_{Ps} = \text{δεν υπολογίζεται.}$$

II) Έλεγχος της ευστάθειας

1. Συνθήκη μη ανατροπής:

$$n_k = \frac{\Sigma M_B}{\Sigma M_u} = \frac{406,93 + 13,68 + 3,31 + 23,08}{355,25} = \frac{447,00}{355,25} =$$

$$= \underline{1,26} > 1,2$$

2. Συνθήκη εφελκυσμού:

$$n_R = \frac{\Sigma M_1 - \Sigma M_r}{\Sigma K_v} = \frac{406,93 + 13,68 + 3,31 + 23,08 - 355,25}{95,30 + 3,13 + 0,62 + 4,73} =$$

$$= \frac{91,75}{103,78} = \underline{0,88 \text{ m}} < \frac{D}{3} = 2,15 \text{ m} < \frac{D}{6} = 1,08 \text{ m}$$

3. Συνθήκη ολίσθησης:

$$n_d = \frac{\Sigma K_w}{\Sigma K_t} = \frac{N \cdot \epsilon \phi \alpha}{\Sigma K_t} = \frac{(95,30 + 3,13 + 0,62 + 4,73) \cdot 0,70}{87,50} =$$

$$= \frac{103,78 \cdot 0,7}{87,50} = \underline{0,83} < 1,5$$

Άρα η συνθήκη δεν ισχύει! Συνεπώς, πρέπει να κατασκευασθεί κεκλιμένη επιφάνεια θεμελίων ως εξής:

$$\frac{N \cdot \epsilon \phi \alpha}{\Sigma K_t} = \frac{\epsilon \phi \alpha}{\epsilon \phi \alpha} = \frac{0,70}{\epsilon \phi \alpha}$$

$$\bullet \text{ για } \frac{0,70}{\epsilon \phi \alpha} = 0,83, \epsilon \phi \alpha = \frac{0,70}{0,83} = 0,843 \rightarrow \alpha = 40,143^\circ$$

$$\bullet \text{ για } \frac{0,70}{\epsilon \phi \alpha} = 1,50, \epsilon \phi \alpha = \frac{0,70}{1,50} = 0,467 \rightarrow \alpha = 25,017^\circ$$

$$\bullet \text{ άρα } \epsilon \phi(40,143^\circ - 25,017^\circ) = \epsilon \phi(15,126^\circ) = 0,270$$

Έψος πόδα κεκλιμένης επιφάνειας στο άνω άκρο του φράγματος $D \cdot 0,270 = 6,45 \cdot 0,270 = \underline{1,74 \text{ m}}$.

4. Συνθήκη βύθισης:

α) Έλεγχος θλίψης:

$$e = \frac{D}{2} - X_R = \frac{6,45}{2} - 0,88 = 2,35 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{N}{D} \cdot (1 \pm \frac{6 \cdot e}{D}) = \frac{103,8}{6,45} \cdot (1 \pm \frac{6 \cdot 2,35}{6,45}) = 16,09 \cdot (1 \pm 2,19) =$$

$$\sigma_{vu} = 16,09 \cdot (3,19) = 52,94 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{vo} = 16,09 \cdot (-1,19) = -19,15 \text{ t/m}^2$$

$$n_p = \frac{\sigma_{ez}}{\sigma_{vu}} = \frac{80,0}{52,94} = 1,51 > 1,2$$

β) Έλεγχος της $\max \sigma_{vu}$

$$\max \sigma_{vu} = \frac{2N}{3 \cdot X_R} = \frac{2 \cdot 103,78}{3 \cdot 0,87} = 78,62 \text{ t/m}^2$$

$$n_p = \frac{\sigma_{ez}}{\sigma_{vu}} = \frac{80,0}{78,62} = 1,02 < 1,2$$

Το φράγμα δεν ευσταθεί! Συνεπώς, απαιτείται αλλαγή της θέσης ίδρυσης ή διεύρυνση της βάσης του προς τα κάταντη, δηλ. μόνο προς τη θλιπτική ζώνη. Στη συνέχεια θα θεωρηθεί, ότι το φράγμα ευσταθεί για τη συνέχιση του παραδείγματος.

γ) Έλεγχος της υδραυλικής θραύσης εδάφους:

$$i_v = \frac{\Delta H}{S_v} = \frac{H_h}{H_f + D + H_f} = \frac{7,50}{3,50 + 6,45 + 3,50} = \frac{7,50}{13,45} = 0,56$$

$$n_g = \frac{i_k}{i_v} = \frac{1,17}{0,56} = 2,09 > 2,5$$

Δεν ευσταθεί! Βλέπε επανέλεγχο στη μορφοποίηση (σελ. 157).

δ) Υπολογισμός του οπλισμού στο κορμό του φράγματος:

α) είδος οπλισμού: StI

β) διαστάσεις οπλισμού:

$$K_g = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\sigma_{vo} \cdot D}{\sigma_{vo} + \sigma_{vu}} \right) \cdot 100 = \frac{1}{2} \cdot \frac{19,15 \cdot 6,45}{19,15 + 52,94} \cdot 1000 = 16405,6 \text{ kg}$$

$$F_e = \frac{K_g}{1400} = \frac{16405,60}{1400,0} = 11,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

θέτω οπλισμό 5φ18 ανά μέτρο δηλ. φ18/20 (=12,72 cm²)

γ) θέση οπλισμού (ως προς άνω/κάτω μέτωπο):

$$K_{Fe} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\sigma_{vo} \cdot D}{\sigma_{vo} + \sigma_{vu}} = \frac{1}{3} \cdot \frac{19,15 \cdot 6,45}{19,15 + 52,94} = 0,57 \text{ m} > 0,05 \text{ m}$$

(επικάλυψη)

δ) επέκταση οπλισμού:

- κατακόρυφη επέκταση:

• από βάση προς τα άνω: $H_s - 5,0 \text{ m} = 11,00 - 5,00 = 6,00 \text{ m}$

• από βάση προς τα κάτω: κατά το ήμισιο του πόδα της κεκλιμένης επιφάνειας $1,74 : 2 = 0,87 \text{ m}$

• σύνολο κατακόρυφης επέκτασης: $6,00 + 0,87 = 6,87 \text{ m}$

- οριζόντια προέκταση οπλισμού (από το άνω/κάτω μέτωπο προς το κάταντη):

$$\frac{D}{2} = \frac{6,45}{2} = 3,23 \text{ m}$$

6. Υπολογισμός οπλισμού στο γείσο του φράγματος:

α) Υπολογισμός στη θέση: $D_1 + 0,20$ m

$$M = \left[H_A \cdot \gamma_w + \frac{1}{2} (H_{10} + H_{1u}) \cdot \gamma_b \right] \cdot \frac{(D_1 + 0,20)^2}{2} =$$

$$= \left[1,50 \cdot 1 + \frac{1}{2} (1,00 + 0,40) \cdot 2,4 \right] \cdot \frac{(2,38 + 0,20)^2}{2} = 10,58 \text{ mt}$$

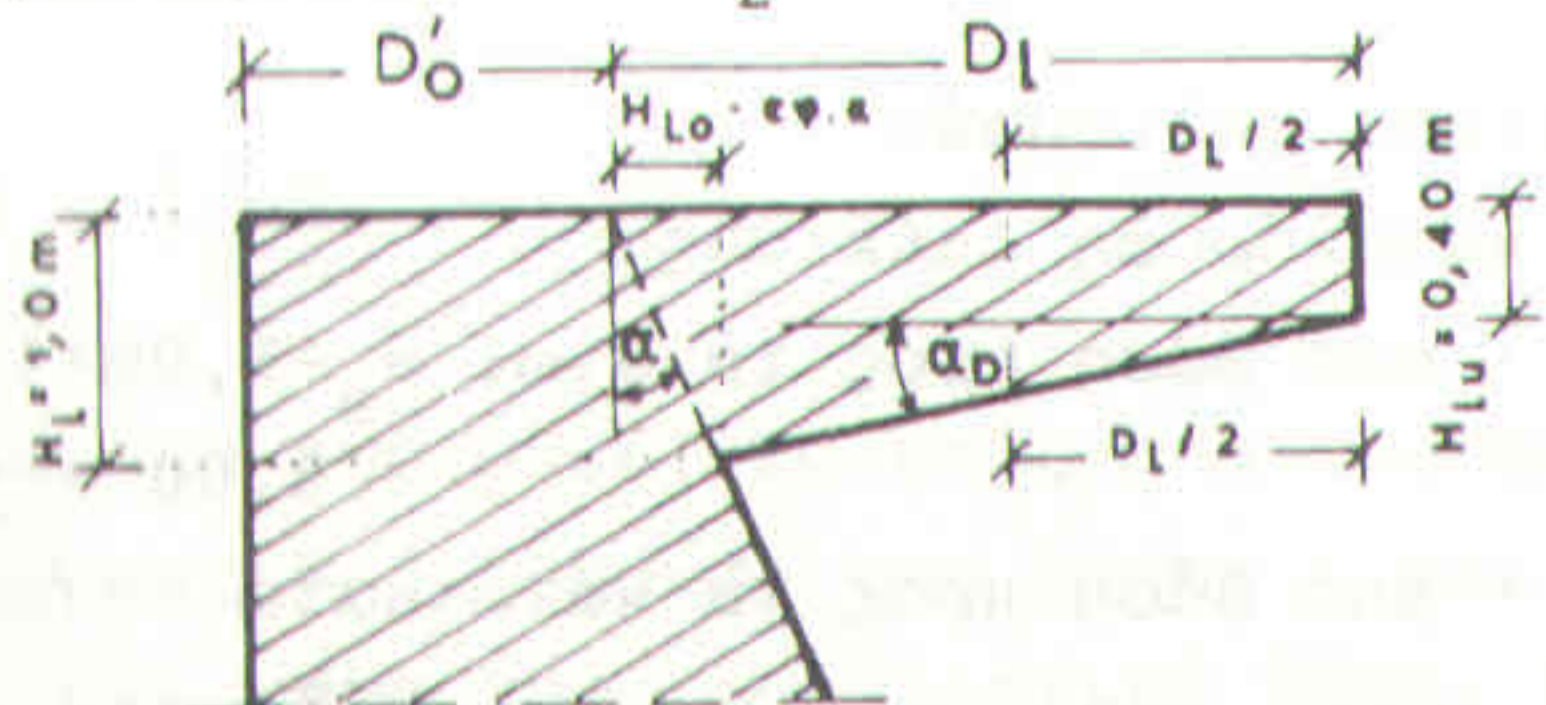
$$h = \frac{H_{10}^{-5}}{\sqrt{M}} = \frac{100^{-5}}{\sqrt{10,58}} = 29,20 \rightarrow k_e = 0,78$$

$$F_e = k_e \cdot \frac{M}{H_{10}^{-0,05}} = 0,78 \cdot \frac{10,58}{1,00^{-0,05}} = 8,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

παραδεικτός οπλισμός: $5\Phi 16, \Phi 16/20$ που αντιστοιχεί σε

$$F_e = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

β) Υπολογισμός στη θέση $\frac{D_1}{2}$ (βλ. σχήμα 4.42):



Σχήμα 4.42. Υπολογισμός οπλισμού στη θέση $D_1/2$ του γείσου

$$\epsilon_{\phi D} = \frac{H_{10} - H_{1u}}{D_1 - H_{10}} = \frac{1,00 - 0,40}{2,38 - 1,00} = 0,645$$

$$H_{1D/2} = 0,40 + \frac{2,38}{2} \cdot 0,346 = 0,81 \text{ m}$$

$$M = \left[H_A \cdot \gamma_w + \frac{1}{2} (H_{10} + H_{1u}) \cdot \gamma_b \right] \cdot \frac{(D_1/2)^2}{2}$$

$$M = \left[1,50 \cdot 1 + \frac{1}{2} (0,81 + 0,40) \cdot 2,4 \right] \cdot \frac{(2,38/2)^2}{2} = 2,09 \text{ mt}$$

$$k_h = \frac{H_{10}^{-5}}{\sqrt{M}} = \frac{70,0^{-5}}{\sqrt{2,09}} = 44,96 \rightarrow k_e = 0,78$$

$$F_e = k_e \cdot \frac{M}{H_{10}^{-0,05}} = 0,78 \cdot \frac{2,09}{0,7^{-0,05}} =$$

$$= 2,51 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 2\Phi 14, \Phi 14/50: \text{ απορρίπτεται!}$$

Πρόταση: να συνεχιστεί ο κύριος οπλισμός $5\Phi 16, \Phi 16/20$ σ' όλο το γείσο.

γ) Είδος οπλισμού: StI

δ) Διάταξη οπλισμού:

- σ' όλο το μήκος του γείσου με επικάλυψη 0,5m
- στα βάθη του γείσου H_{1u} και H_{10}
- στο κορμό του φράγματος:

$$\text{κατακόρυφα: } 1,5 \text{ m, οριζόντια: } 1,5 \cdot D_1' = 1,5 \cdot 0,77 = 1,15 \text{ m}$$

ε) Οπλισμός διανομής: $0,20 \cdot F_e = 0,20 \cdot 8,69 = 1,74 \text{ cm}^2/\text{m}$

παραδεικτός οπλισμός: $4\Phi 8, \Phi 8/25$, που αντιστοιχεί σε

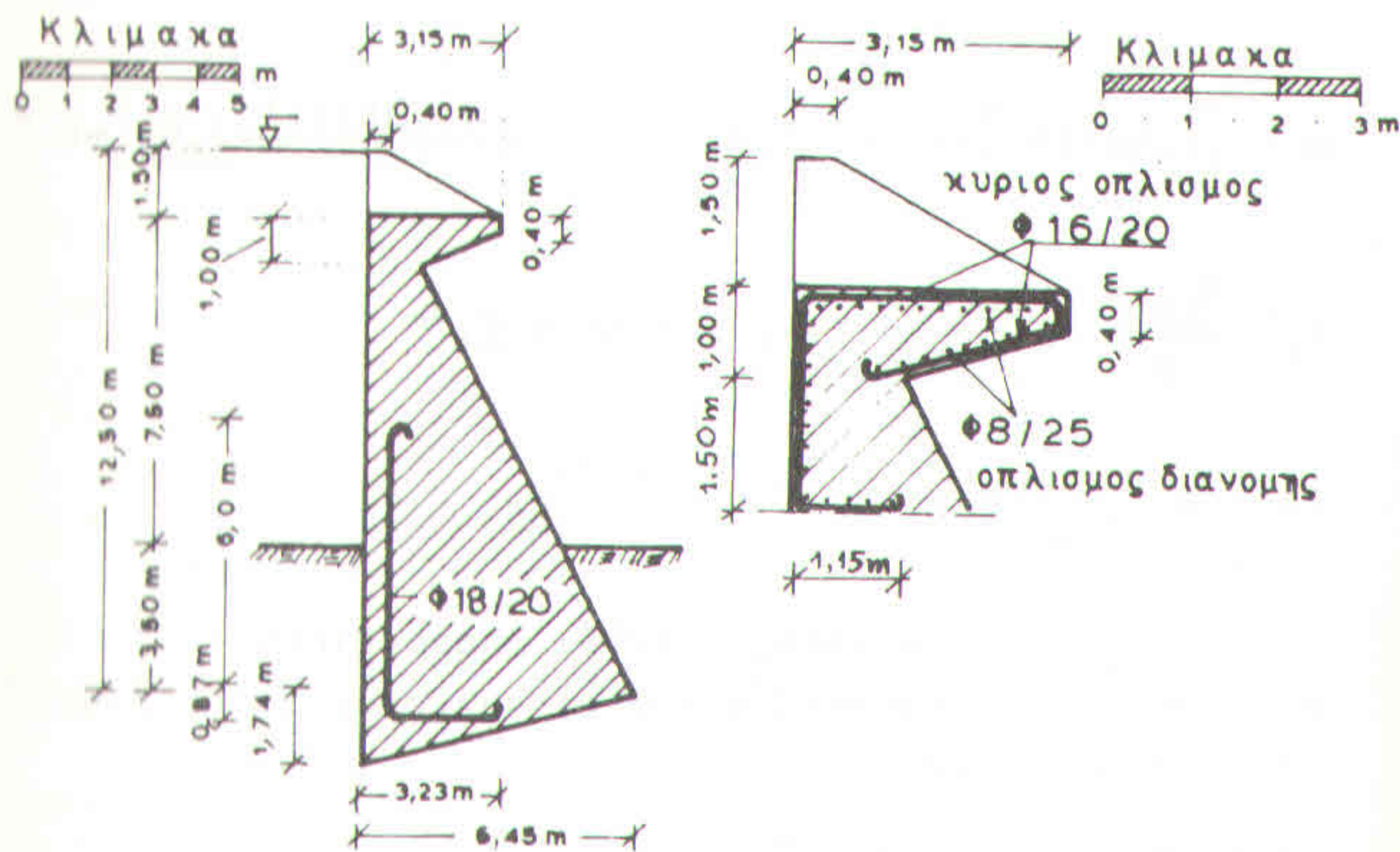
$$F_e = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ζ. Μορφοποίηση της διατομής μετά τον έλεγχο της ευστάθειας (κεκλιμένη επιφάνεια θεμελίων με πόδα 1,74 m): δίνεται από το επόμενο σχήμα 4.43). Επακολουθεί νέος έλεγχος της υδραυλικής θραύσης:

$$i_y = \frac{H}{B_y} = \frac{H_h}{(H_f + D \cdot 0,270) + \sqrt{(D \cdot 0,270)^2 + D^2 + H_f^2}}$$

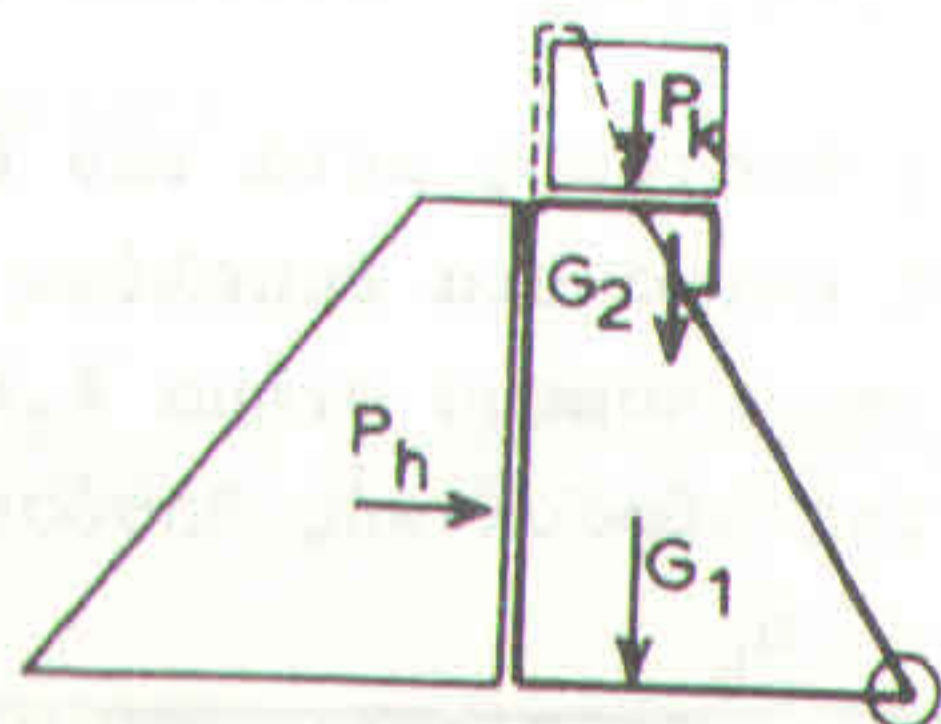
$$= \frac{7,50}{(3,50 + 6,45 \cdot 0,270) + \sqrt{(6,45 \cdot 0,270)^2 + 6,45^2 + 3,50^2}} = 0,49$$

$$n_g = \frac{1,17}{0,49} = 2,4 \approx 2,5$$



Σχήμα 4.43. Τελική μορφή διατομής φράγματος με οπλισμό και χωρίς άνωση

4.4.7.3.4. Ευστάθεια του φράγματος με παραδοχή τάσεων εφελκυσμού (περίπτωση υπολογισμού 4.4.7.2.7. σχήμα 4.44)



Σχήμα 4.44. Σχηματική παράσταση δυνάμεων.

Γ) Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις:

$$G_1 = \frac{D'_O + D}{2} \cdot H_s \cdot \gamma_b \cdot 1 = \frac{0,54 + 2,04}{2} \cdot 3,00 \cdot 2,2 \cdot 1 = 8,51 \text{ t}$$

$$G_2 = \frac{2D_1 - H_{10} \cdot \epsilon_{\phi\alpha}}{2} \cdot H_{10} \cdot \gamma_b \cdot 1 = \frac{2 \cdot 0,58 - 0,60 \cdot 0,59}{2} \cdot 0,60 \cdot 2,2 \cdot 1 = 0,55 \text{ t}$$

$$P_h = \frac{H_A + (H_s + H_A)}{2} \cdot H_s \cdot \gamma_w \cdot 1 = \frac{1,00 + (3,00 + 1,00)}{2} \cdot 3,00 \cdot 1,0 \cdot 1 = 7,50 \text{ t}$$

$$P_k = (D_1 + D'_O) \cdot H_A \cdot \gamma_w \cdot 1 = (0,58 + 0,54) \cdot 1,00 \cdot 1,0 \cdot 1 = 1,12 \text{ t}$$

Μοχλοβραχίονες:

$$l_{G1} = \frac{2}{3}D - \frac{D'^2_O}{3(D + D'_O)} = \frac{2}{3} \cdot 2,04 - \frac{0,54^2}{3 \cdot (2,04 + 0,54)} = 1,32 \text{ m}$$

$$l_{G2} = D - (D'_O + D_1) + \frac{(D_1 - H_{10} \cdot \epsilon_{\phi\alpha})^2 + D_1 \cdot (D_1 - H_{10} \cdot \epsilon_{\phi\alpha}) + D_1^2}{3(D_1 + D_1 - H_1 \cdot \epsilon_{\phi\alpha})} = 2,04 - (0,54 + 0,58) + \frac{0,58 - 0,60 \cdot 0,539)^2 + 0,58 \cdot (0,58 - 0,60 \cdot 0,539) + 0,58^2}{3 \cdot (0,58 + 0,58 - 0,60 \cdot 0,539)} = 1,14 \text{ m}$$

$$l_{Ph} = \frac{H_s}{3} \cdot \frac{3H_A + H_s}{2H_A + H_s} = \frac{3,00}{3} \cdot \frac{3 \cdot 1,00 + 3,00}{2 \cdot 1,00 + 3,00} = 1,20 \text{ m}$$

$$l_{Pk} = D - \frac{D'_O + D_1}{2} = 2,04 - \frac{0,54 + 0,58}{2} = 1,48 \text{ m}$$

Ροπές:

$$M_{G1} = 8,51 \cdot 1,32 = 11,23 \text{ mt}$$

$$M_{G2} = 0,55 \cdot 1,14 = 1,63 \text{ mt}$$

$$M_{Ph} = 7,50 \cdot 1,20 = 9,00 \text{ mt}$$

$$M_{Pk} = 1,12 \cdot 1,48 = \underline{1,66} \text{ mt}$$

II) Έλεγχος της ευστάθειας

1. Συνθήκη ανατροπής:

$$n_k = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_u} = \frac{11,23 + 0,63 + 1,66}{9,00} = \frac{13,52}{9,00} = \underline{1,50} > 1,2$$

2. Συνθήκη εφελκυσμού:

$$X_R = \frac{\Sigma M_t - \Sigma M_r}{\Sigma K_v} = \frac{13,52}{8,51 + 0,55 + 1,12} = \frac{4,52}{10,18} = \underline{0,44} \text{ m} < \frac{D}{3} = 0,68 \text{ m}$$

Συνεπώς δημιουργούνται τάσεις εφελκυσμού!

3. Συνθήκη ολίσθησης: (για εφφ=0,64)

$$n_G = \frac{\Sigma K_w}{\Sigma K_t} = \frac{N \cdot \text{εφφ}}{\Sigma K_t} = \frac{(8,51 + 0,55 + 1,12) \cdot 0,64}{7,50} = \underline{0,87} < 1,5$$

Η συνθήκη δεν ισχύει! Συνεπώς, πρέπει να κατασκευασθεί κεκλιμένη επιφάνεια θεμελίων ως εξής:

$$\frac{N \cdot \text{εφφ}}{\Sigma K_t} = \frac{\text{εφφ}}{\text{εφα}} = \frac{0,64}{\text{εφα}}$$

• για $\frac{0,64}{\text{εφα}} = 0,87$, $\text{εφα} = \frac{0,64}{0,87} = 0,736 \rightarrow 36,339^\circ$

• για $\frac{0,64}{\text{εφα}} = 1,5$, $\text{εφα} = \frac{0,64}{1,5} = 0,427 \rightarrow 23,106^\circ$

• άρα $\text{εφ}(36,339^\circ - 23,106^\circ) = \text{εφ}(13,233) = 0,235$

Το ύψος του πόδα στο άνω άκρο της βάσης για διαμόρφωση κεκλιμένων θεμελίων είναι: $D \cdot 0,35 = 2,04 \cdot 0,35 = \underline{0,71} \text{ m}$.

4. Συνθήκη βύθισης:

α) Έλεγχος τάσεων:

$$e = \frac{D}{2} - X_R = \frac{2,04}{2} - 0,44 = \underline{0,58} \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{N}{D} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{D}\right) = \frac{10,18}{2,04} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,58}{2,04}\right) = 4,99 \cdot (1 \pm 1,71) =$$

$$\begin{cases} \sigma_{vu} = 4,99 \cdot (2,71) = \underline{13,52} \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{vo} = 4,99 \cdot (-0,71) = \underline{-3,54} \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

Άρα, αναπτύσσονται τάσεις εφελκυσμού με μέγιστη τιμή $= 3,54 \text{ t/m}^2 < -7 \text{ t/m}^2$, οι οποίες και γίνονται αποδεκτές

$$n_{\mu} = \frac{\sigma_{ez}}{\sigma_{vu}} = \frac{20,0}{13,50} = \underline{1,48} > 1,2$$

β) Έλεγχος της max_{vu} :

$$\text{max}_{vu} = \frac{2N}{3 \cdot X_R} = \frac{10,18}{3 \cdot 0,44} = \underline{15,42} \text{ t}$$

$$n_{\text{max}} = \frac{\sigma_{ez}}{\text{max}_{vu}} = \frac{20}{15,42} = \underline{1,30} >$$

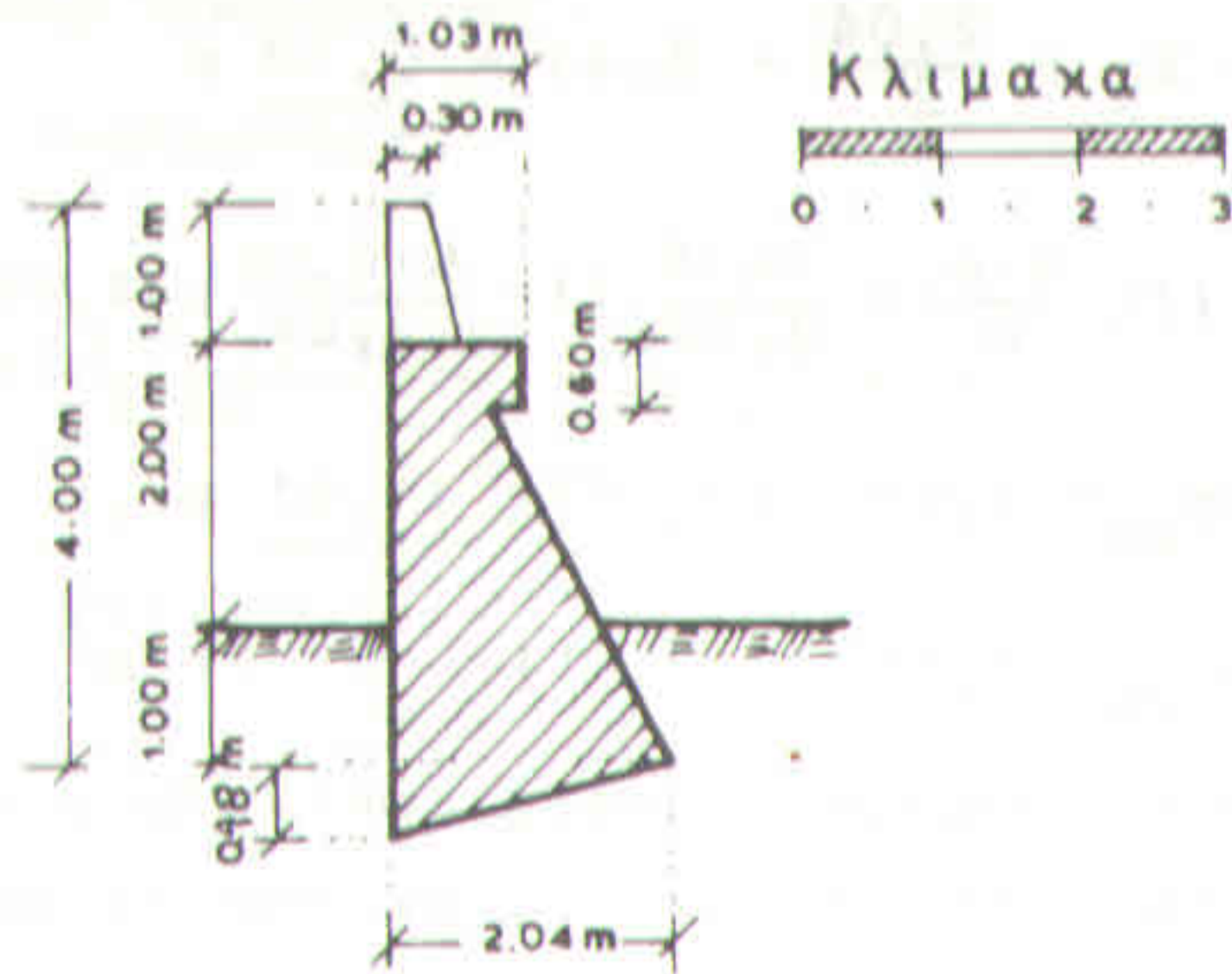
5. Συνθήκη άνωσης: δεν ελέγχεται.

6. Μορφοποίηση της διατομής μετά τον έλεγχο της ευστάθειας (κεκλιμένη επιφάνεια θεμελίωσης): δίνεται στο σχήμα 4.45.

γ) Έλεγχος της υδραυλικής θραύσης του εδάφους:

$$i_v = \frac{\Delta H}{B_v} = \frac{H_h}{(H_f + D \cdot 0,235) + \sqrt{(D \cdot 0,235)^2 + D^2 + H_f}} = \frac{2,00}{(1,00 + 2,04 \cdot 0,235) + \sqrt{(2,04 \cdot 0,235)^2 + 2,04^2 + 1,00}} = \underline{0,44}$$

$$n_g = \frac{l_k}{l_v} = \frac{1,17}{0,44} = 2,66 > 2,5$$



Σχήμα 4.45. Τελική μορφή της διατομής του φράγματος με την παραδοχή τάσεων εφελκυσμού

ΣΥΜΒΟΛΑ ΜΕΡΟΥΣ ΙΙ

Ισχύουν, όσα σύμβολα αναφέρθηκαν στο Μέρος Ι και επιπλέον τα εξής:

- b : πάχος της φέτας του φράγματος, $b = 1,0 \text{ m}$
- D : πάχος της βάσης του φράγματος (m)
- D'' : πάχος της στέψης στο διάρρου του φράγματος (m)
- D''' : πάχος της στέψης στα πτερύγια του φράγματος (m)
- D₁ : πάχος του γείσου (ρύγχους)
- D_h : πάχος του φράγματος σε ύψος κατασκευής H_h (στο επίπεδο της κοίτης) (m)
- ΔD : διεύρυνση της βάσης του φράγματος (m)

- e : εκκεντρότητα (m)
- Ee : επιφάνεια αναγκαίου σπλισμού ανά τρέχον μέτρο κατασκευής (cm²/m)
- φ : ιδιάμετρος σιδηρής ράβδου (mm)
- H_A' : ύψος στέψης στα ανάντη ταμιευτήρα (m)
- H₁₀ : ιβάθος γείσου στα ανάντη (m)
- H_{1u} : ιβάθος γείσου στα κατόντη (m)
- H₈₁' : απόσταση από τη στέψη του οριζόντιου αρμού, στον οποίο το βάρος G' τέμνει το άνω άκρο του μέσου τρίτου της βάσης (m)
- H_{8u} : επιτρεπτό, κατακόρυφο ύψος φραγματικής κατασκευής (m)
- γ_e : φαινόμενο ειδικό βάρος λίθων και άλλων εδαφικών συστατικών (kg/cm³, t/m³)
- γ_{e,π} : πραγματικό ειδικό βάρος λίθων (kg/cm³, t/m³)
- h_{h,e} : ισυντελεστής
- K_e : εφελκυστική δύναμη στη βάση του φράγματος (kg, t)
- K : κατακόρυφη δύναμη (t)
- l : απόσταση δύναμης από το σημείο αναφορά (μοχλοβραχίονας) (m)
- H₁ : ροπή δύναμης με αριστερή φορά (mt)
- H₂ : ροπή δύναμης με δεξιά φορά (mt)
- h : ισυντελεστής

- q : συνολικό γραμμικό φορτίου του γείσου (t/m)
- R : συνισταμένη όλων των δυνάμεων, που δρούν σε φραγματική κατασκευή (t)
- σ_{Fe} : τάση εφελκυσμού του σίδηρου ($kg/cm^2, t/m^2$)
- $\sigma_{Fe, zu}$: επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού του σίδηρου ($kg/cm^2, t/m^2$)
- σ_{zu} : επιτρεπόμενη τάση (kg/cm^2 ή t/m^2)
- X_D : διαφορά απόστασης μεταξύ πέρατος του γείσου D_l και του πέρατος της βάσης D του φράγματος στο επίπεδο των θεμελίων (m)
- X_{Dh} : διαφορά απόστασης μεταξύ πέρατος του γείσου D_l και πέρατος της βάσης D_h του φράγματος στο επίπεδο της κοίτης (m)
- x : οριζόντιο ανάπτυγμα της βάσης σε φραγματική κατασκευή (m)
- X_R : απόσταση διέλευσης της συνισταμένης R από το κάτω άκρο του φράγματος (m)
- $X_{\sigma,vo}$: πάχος της εφελκυστικής ζώνης στη βάση του φράγματος από το άνω άκρο μέτωπό του (m).

ΤΥΠΟΙ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΣΥΓΧΡΟΝΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΟΥΣ

ΜΕΡΟΣ ΙΙΙ

- ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ - ΔΟΚΟΙ
- ΤΑ ΚΑΜΠΥΛΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ
- ΤΑ ΧΩΜΑΤΙΝΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ
- ΤΑ ΕΡΓΑ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

Δημητρίου Κ. Κωτούλα

Καθηγητή Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

	Σελίδα
<u>Κεφάλαιο 5</u> : Τα ευθύγραμμα φράγματα-δοκοί.....	7
5.1. Ορισμοί, εφαρμογές.....	7
5.2. Το στατικό σύστημα των δοκών στα φράγματα.....	9
5.2.1. Διαστάσεις των δοκών από στατική άποψη.....	9
5.2.2. Διαστάσεις των δοκών από άποψη αντοχής.....	17
5.2.3. Το οριακό ανάπτυγμα των δοκών στα φράγματα.....	21
5.2.4. Δοκοί και αντίσταση των πρανών.....	24
5.2.5. Πλεονεκτήματα των φραγμάτων-δοκών....	28
5.3. Διαστασιολόγηση των φραγμάτων-δοκών.....	29
5.3.1. Τα φράγματα ως δοκοί.....	29
5.3.2. Δυνάμεις και φορτίσεις στα φράγματα-δοκοί.....	31
5.3.3. Το πλήρες φράγμα-δοκός χωρίς οπλισμό. 33	
5.3.3.1. Η μορφή του πλήρους φράγματος-δο- κού χωρίς οπλισμό.....	33
5.3.3.1.1. Οι διαστάσεις του πλήρους φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό..	33
5.3.3.1.2. Η μορφοποίηση του πλήρους φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό..	39
5.3.3.2. Η διαστασιολόγηση του πλήρους φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό.....	40
5.3.4. Το πλήρες φράγμα-δοκός με οπλισμό....	44
5.3.4.1. Η μορφή του πλήρους φράγματος- δοκού με οπλισμό.....	44
5.3.4.1.1. Οι διαστάσεις του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό.....	44

5.3.4.1.2. Η μορφοποίηση της διατομής του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό..... 51

5.3.4.2. Η διαστασιολόγηση του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό..... 52

5.3.5. Το μικτό φράγμα βάρους-δοκός (ή φράγμα-μερική δοκός) χωρίς οπλισμό... 55

5.3.5.1. Η μορφή του μικτού φράγματος βάρους - δοκού χωρίς οπλισμό..... 55

5.3.5.1.1. Οι διαστάσεις του μικτού φράγματος βάρους-δοκού χωρίς οπλισμό..... 55

5.3.5.1.2. Η μορφοποίηση του μικτού φράγματος βάρους-δοκού χωρίς οπλισμό..... 60

5.3.5.2. Η διαστασιολόγηση του μικτού φράγματος βάρους-δοκού χωρίς οπλισμό..... 62

5.3.6. Ο έλεγχος της ευστάθειας στα φράγματα-δοκούς..... 64

5.4. Εφαρμογή: υπολογισμός ενός πλήρους φράγματος-δοκού με και χωρίς οπλισμό και ενός μικτού φράγματος βάρους-δοκού.. 67

5.4.1. Δεδομένα του προβλήματος..... 67

5.4.2. Προσδιορισμός των διαστάσεων και της μορφής των φραγμάτων..... 68

5.4.2.1. Το πλήρες φράγμα-δοκός χωρίς οπλισμό..... 68

5.4.2.2. Το πλήρες φράγμα-δοκός με οπλισμό. 72

5.4.2.3. Το μικτό φράγμα βάρους-δοκός χωρίς οπλισμό..... 83

5.4.3. Έλεγχος της ευστάθειας των φραγμάτων-δοκών..... 92

5.4.3.1. Έλεγχος του πλήρους φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό..... 92

5.4.3.2. Έλεγχος του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό..... 98

5.4.3.2.1. Έλεγχος του φράγματος για υδροστατική πίεση..... 99

5.4.3.2.2. Έλεγχος του φράγματος για χειμαρρολάβα..... 105

5.4.3.3. Έλεγχος του μικτού φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό..... 113

5.4.3.3.1. Έλεγχος του μικτού φράγματος ως δοκού..... 113

5.4.3.3.2. Έλεγχος του μικτού φράγματος ως κατασκευής βάρους..... 120

Κεφάλαιο 6. Τα καμπύλα φράγματα..... 126

6.1. Ορισμοί, εφαρμογές..... 126

6.2. Το στατικό σύστημα των καμπύλων φραγμάτων..... 130

6.2.1. Τα καμπύλα φράγματα από στατική άποψη..... 130

6.2.2. Η στατική συμπεριφορά των τοξοτών λωρίδων και ο υπολογισμός των διαστάσεών τους..... 132

6.2.3. Η καμπυλότητα του φράγματος και η επίδρασή της..... 136

6.2.4. Η αντίδραση του γεωυποθέματος και η εξουδετέρωση των φορτίων στα πρανή... 138

5.3.4.1.2. Η μορφοποίηση της διατομής του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό..... 51

5.3.4.2. Η διαστασιολόγηση του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό..... 52

5.3.5. Το μικτό φράγμα βάρους-δοκός (ή φράγμα-μερική δοκός) χωρίς οπλισμό... 55

5.3.5.1. Η μορφή του μικτού φράγματος βάρους - δοκού χωρίς οπλισμό..... 55

5.3.5.1.1. Οι διαστάσεις του μικτού φράγματος βάρους-δοκού χωρίς οπλισμό..... 55

5.3.5.1.2. Η μορφοποίηση του μικτού φράγματος βάρους-δοκού χωρίς οπλισμό..... 60

5.3.5.2. Η διαστασιολόγηση του μικτού φράγματος βάρους-δοκού χωρίς οπλισμό..... 62

5.3.6. Ο έλεγχος της ευστάθειας στα φράγματα-δοκούς..... 64

5.4. Εφαρμογή: υπολογισμός ενός πλήρους φράγματος-δοκού με και χωρίς οπλισμό και ενός μικτού φράγματος βάρους-δοκού.. 67

5.4.1. Δεδομένα του προβλήματος..... 67

5.4.2. Προσδιορισμός των διαστάσεων και της μορφής των φραγμάτων..... 68

5.4.2.1. Το πλήρες φράγμα-δοκός χωρίς οπλισμό..... 68

5.4.2.2. Το πλήρες φράγμα-δοκός με οπλισμό. 72

5.4.2.3. Το μικτό φράγμα βάρους-δοκός χωρίς οπλισμό..... 83

5.4.3. Έλεγχος της ευστάθειας των φραγμάτων-δοκών..... 92

5.4.3.1. Έλεγχος του πλήρους φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό..... 92

5.4.3.2. Έλεγχος του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό..... 98

5.4.3.2.1. Έλεγχος του φράγματος για υδροστατική πίεση..... 99

5.4.3.2.2. Έλεγχος του φράγματος για χειμαρρολάβα..... 105

5.4.3.3. Έλεγχος του μικτού φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό..... 113

5.4.3.3.1. Έλεγχος του μικτού φράγματος ως δοκού..... 113

5.4.3.3.2. Έλεγχος του μικτού φράγματος ως κατασκευής βάρους..... 120

Κεφάλαιο 6. Τα καμπύλα φράγματα..... 126

6.1. Ορισμοί, εφαρμογές..... 126

6.2. Το στατικό σύστημα των καμπύλων φραγμάτων..... 130

6.2.1. Τα καμπύλα φράγματα από στατική άποψη..... 130

6.2.2. Η στατική συμπεριφορά των τοξοτών λωρίδων και ο υπολογισμός των διαστάσεών τους..... 132

6.2.3. Η καμπυλότητα του φράγματος και η επίδρασή της..... 136

6.2.4. Η αντίδραση του γεωυποθέματος και η εξουδετέρωση των φορτίων στα πρηνή... 138

6.3. Διαστάσεις και ευστάθεια των καμπύλων φραγμάτων..... 140

6.3.1. Τρόποι υπολογισμού των καμπύλων φραγμάτων στη βιβλιογραφία..... 141

6.3.2. Υπολογισμός των καμπύλων φραγμάτων..... 143

6.3.3. Μορφοποίηση των καμπύλων φραγμάτων..... 149

6.3.4. Δυνάμεις και φορτίσεις στα καμπύλα φράγματα..... 150

6.3.5. Διαστασιολόγηση των καμπύλων φραγμάτων 151

6.3.6. Έλεγχος της ευστάθειας στα καμπύλα φράγματα..... 154

6.4. Εφαρμογή: υπολογισμός ενός καμπύλου φράγματος..... 154

6.4.1. Δεδομένα του προβλήματος..... 154

6.4.2. Προσδιορισμός των διαστάσεων και της μορφής του καμπύλου φράγματος..... 154

6.4.3. Έλεγχος της ευστάθειας του φράγματος. 160

Κεφάλαιο 7. Τα χωμάτινα φράγματα..... 170

7.1. Τα χωμάτινα φράγματα γενικά..... 170

7.1.1. Ορισμοί, εφαρμογές..... 170

7.1.2. Κατασκευαστικά γνωρίσματα των χωμάτινων φραγμάτων..... 172

7.2. Οι χωμάτινοι εκχειλιστές στις διευθετήσεις χειμάρρων..... 176

7.2.1. Περιορισμοί και δυνατότητες..... 176

7.2.2. Διαστασιολόγηση των χωμάτινων φραγμάτων..... 177

7.2.2.1. Οι διαστάσεις ενός χωμάτινου φράγματος..... 177

7.2.2.2. Διαστασιολόγηση ενός χωμάτινου φράγματος και μορφοποίηση της διατομής του..... 182

7.2.2.3. Έλεγχος της ευστάθειας του χωμάτινου φράγματος..... 185

7.2.3. Εφαρμογή: υπολογισμός ενός χωμάτινου εκχειλιστή..... 186

7.2.3.1. Δεδομένα του προβλήματος..... 186

7.2.3.2. Διαστασιολόγηση του εκχειλιστή.... 186

Κεφάλαιο 8. Έργα προστασία των φραγμάτων..... 190

8.1. Η ανάγκη της προστασίας των φραγμάτων... 190

8.2. Η υποσκαφή των φραγμάτων-εκχειλιστών.... 190

8.3. Το βάθος θεμελίωσης των φραγμάτων-εκχειλιστών και η υποσκαφή..... 198

8.3.1. Ο προσδιορισμός του βάθους θεμελίωσης..... 198

8.3.2. Η μείωση του βάθους θεμελίωσης..... 198

8.4. Έργα προστασία των φραγμάτων κατά της υποσκαφής..... 200

8.4.1. Προστασία με πρόφραγμα..... 200

8.4.2. Προστασία με υδρολεκάνη..... 202

8.4.3. Προστασία με κοιτόστρωση..... 203

8.4.4. Προστασία με πτερυγιότοιχους..... 204

8.5. Προστασία από θερμικές μεταβολές..... 206

8.6. Προστασία από λοιπούς κινδύνους..... 209

Κεφάλαιο 9. Η οικονομικότητα και η κατασκευή των φραγμάτων..... 211

9.1. Επιλογή του φραγματικού τύπου από οικονομική άποψη.....	211
9.2. Η κατασκευή των φραγμάτων.....	213
9.2.1. Εκσκαφή των θεμελίων.....	214
9.2.2. Σκυρόδεμα και οπλισμός.....	214
Σύμβολα.....	215
Βιβλιογραφία.....	217

Τα ευθύγραμμα φράγματα-δοκοί

5.1. ΟΡΙΣΜΟΙ, ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ

Ως φράγματα-δοκοί χαρακτηρίζονται οι ευθύγραμμες φραγματικές κατασκευές, οι οποίες μεταφέρουν τις δυνάμεις που δέχονται, στα πρανή, όπου αυτές εξουδετερώνονται από τις εκεί αντιστάσεις. Η μεταφορά γίνεται διαμέσου ενός συνόλου δοκών, από τις οποίες θεωρείται, ότι συγκροτείται κάθε φράγμα.

Πρώτος ο Hampel (1927, 1932) επιχείρησε να διαστασιολογήσει χειμαρρικά φράγματα ως δοκούς διαχωρίζοντας την υδροστατική δύναμη σε δύο μέρη και θεωρώντας, ότι το ένα μέρος της παραλαμβάνεται από τις κατακόρυφες φραγματικές λωρίδες βάρους και το άλλο από τις αντίστοιχες οριζόντιες. Η μέθοδός του όμως δεν βρήκε εφαρμογή στην πράξη.

Ο Haïden (1935) ανέπτυξε μια απλοποιημένη μέθοδο για τον υπολογισμό της επίδρασης του βάρους σε καμπύλα χειμαρρικά φράγματα με μικρό ύψος (έως 20m). Στηριζόμενος στη μέθοδο του αυτή και ξεκινώντας από τη σκέψη, ότι σε πολύ στενές, βραχώδεις διατομές η επίδραση της καμπυλότητας προοδευτικά χάνεται, οπότε τα φράγματα λειτουργούν ως ευθύγραμμα, θεώρησε τις κατασκευές αυτές ως δοκούς. Για τους υπολογισμούς του δέχθηκε ως επιτρεπτή αντοχή σε καμψοφυλισμό -με βάση τα τότε δεδομένα- τα 2 kg/cm². Έτσι όμως η κατασκευή τέτοιων φραγμάτων γινόταν συμφέρουσα από οικονομική άποψη, μόνο σε πολύ στενές διατομές. Για την ανάπτυξη της μεθόδου του ο Haïden δέχθηκε, ότι η υδροστατική δύναμη διχάζεται, ώστε ένα μέρος της να παραλαμ-

βάνεται από τις οριζόντιες και το άλλο από τις κατακόρυφες λωρίδες της κατασκευής.

Ο Kronfellner-Kraus (1967, 1973, 1978) είναι ο πρώτος, που απόδειξε, ότι τα χειμαρρικά φράγματα μπορούν να λειτουργούν και ως δοκοί ή πλάκες, και ανέπτυξε μέθοδο υπολογισμού των διαστάσεων τους (χωρίς οπλισμό), η οποία αναφέρεται στη συνέχεια. Σημειωμένος δε στα πειράματά του σχετικά με την αντοχή των διαφόρων υλικών, προσπάθησε να επεκτείνει τη μεθοδό του εκτός από φράγματα από σκυρόδεμα και σε κατασκευές από άλλα υλικά, όπως π.χ. η λιθοδομή με κονίαμα. Ακολουθώντας το αρχικό σκεπτικό του Hampeil ο Kronfellner-Kraus θεωρεί, ότι το φράγμα παραλαμβάνει με το βάρος του την ώθηση των γαιών, και ότι η διαφορά μεταξύ της υδροστατικής δύναμης και της γεώθησης μεταφέρεται και εξουδετερώνεται στα πρανή. Δεν εξηγεί όμως, πως γίνεται η εξουδετέρωση αυτή, ούτε αναπτύσσει τρόπους ελέγχου της ευστάθειας τέτοιων φραγμάτων. Μια απλοποιημένη παραλλαγή της μεθόδου του ερευνητή αυτού για τα μη οπλισμένα φράγματα δοκού από λιθόδεμα, παρουσίασε στη χώρα μας και ο Παπούλιας (1970, 1973).

Επίσης οι ελβετικές οδηγίες (1973) σχετικά με την διαστασιολόγηση των χειμαρρικών φραγμάτων από σκυρόδεμα (οπλισμένο και μη) παρέχουν μια μέθοδο για την ολική παραλαβή των ασκουμένων δυνάμεων από χειμαρρικά φράγματα που λειτουργούν ως δοκοί, με ή χωρίς οπλισμό και περιγράφουν τον τρόπο ελέγχου της ευστάθειας τέτοιων φραγματικών κατασκευών.

Η λειτουργία ενός φράγματος δοκού περιορίζει το ανάπτυγμά του κατά τον Kronfellner-Kraus μέχρι τα 20÷24 m ή κατά τον Παπούλια μέχρι τα 20÷30 m, το δε

το ύψος του θεωρείται, ότι δεν πρέπει να υπερβαίνει τα $H_B = 7 \div 8$ m. Τέτοια φράγματα μπορούν να κατασκευάζονται μόνο σε στενές διατομές και κυρίως σε δευτερεύουσες χαράδρες. Συνεπώς δεν προσφέρονται για τη κατασκευή ταμιευτήρων. Γι' αυτό στη συνέχεια γίνεται πραγμάτευση των φραγμάτων-δοκών, που λειτουργούν μόνο ως εκχειλιστές.

5.2. ΤΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΣΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ

5.2.1. ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΑΠΟ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΠΟΨΗ

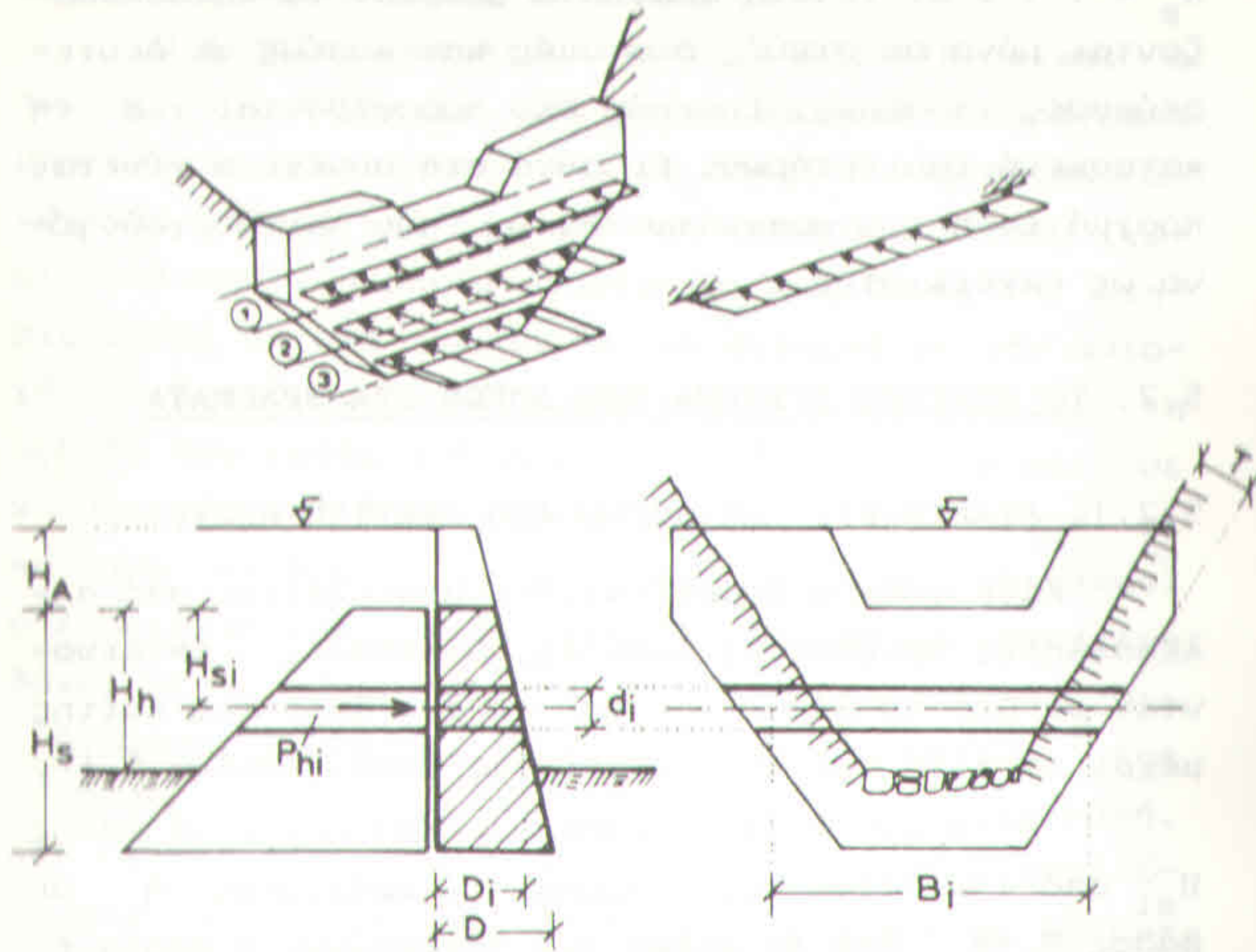
Κάθε φράγμα θεωρείται, ότι αποτελείται από αλληλέλληλες οριζόντιες λωρίδες, οι οποίες εκτείνονται σε όλο το μήκος του από το ένα άκρο της κοίτης μέχρι το άλλο και λειτουργούν ως δοκοί (σχήμα 5.1).

Έστω μια τυχαία τέτοια λωρίδα-δοκός σε βάθος H_{B1} από την στέψη του διάρρου του φράγματος ή σε βάθος $H_A + H_{B1}$ από τη στέψη των πτερυγίων, η οποία έχει ύψος d_1 (συνήθως $d=1,0$ m), πάχος D_1 (στο μέσο της δοκού) και μήκος B_1 , όσο και το ανάπτυγμα της κατασκευής μέχρι τα πρανή στη θέση της δοκού (σχ.5.1). Κύρια αποστολή της δοκού από στατική άποψη είναι η παραλαβή των φορτίων, που δέχεται και η μεταφορά τους στα πρανή, όπου θα εξουδετερωθούν. Η δοκός για να ανταποκριθεί στο σκοπό αυτό πρέπει:

- να έχει τέτοιες διαστάσεις, ώστε να αντέχει στις τάσεις, που δημιουργούνται στο εσωτερικό της
- οι αντιστάσεις, οι οποίες αναπτύσσονται στα πρανή της κοίτης, λόγω της δράσης της, να εξουδετερώνουν τις δυνάμεις, που η δοκός μεταφέρει εκεί.

Στη συνέχεια ερευνάται δοκός ορθογωνικής διατομής με ύψος $d = 1,0$ m. Υπό την επίδραση ενός εξω-

τερικού φορτίου P , όπως π.χ. της υδροστατικής δύνα-

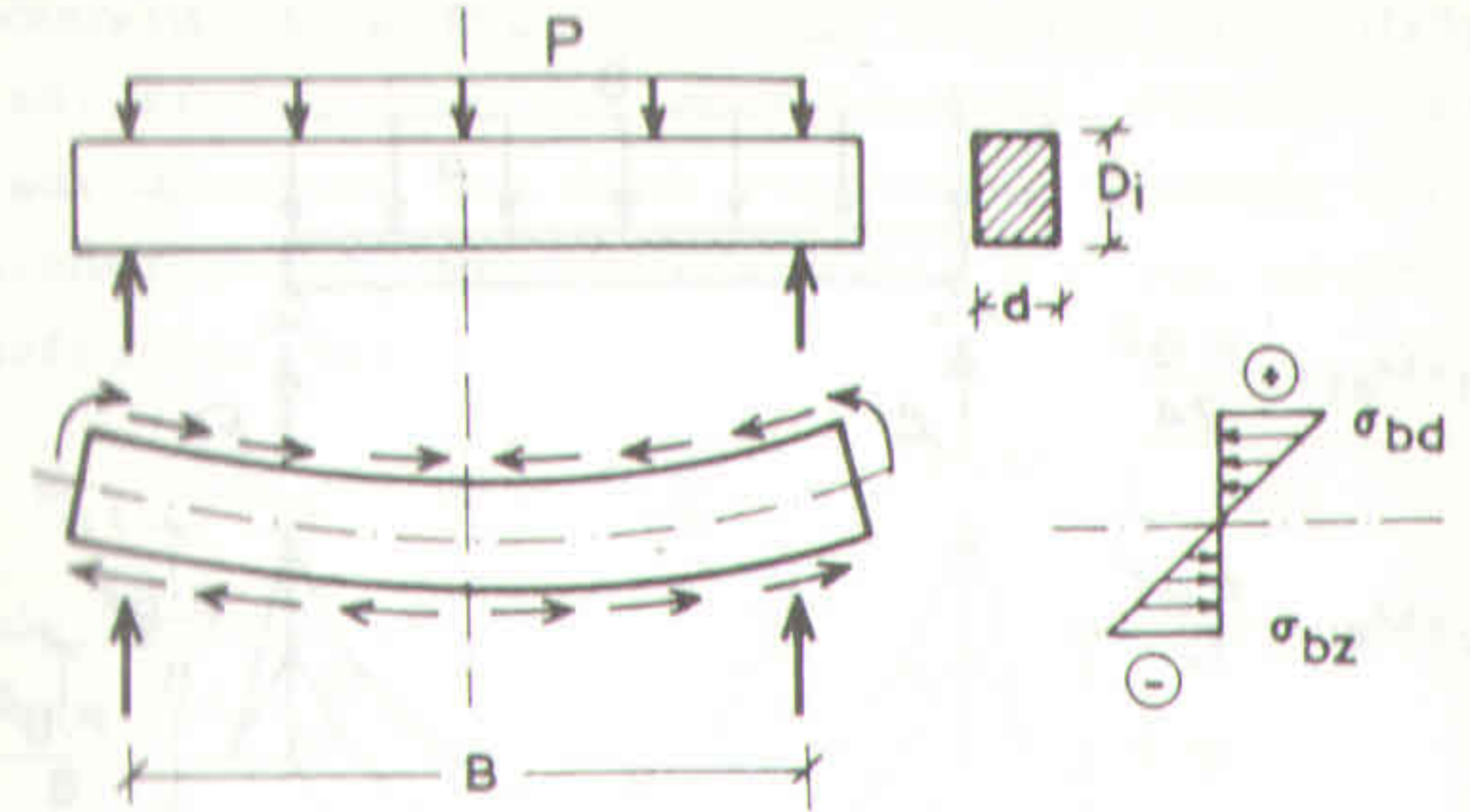


Σχήμα 5.1. Φράγμα το οποίο λειτουργεί ως σύνολο από αλληπάλληλες δοκούς

μης, η δοκός κάμπτεται (σχήμα 5.2.). Λόγω της κάμψης αυτής αναπτύσσονται στο εσωτερικό της τάσεις καμπτικής θλίψης (σ_{bd}), όσο και καμψεφελκυσμού (σ_{bz}) σε μέγεθος τέτοιο, ώστε να αποκαθίσταται ισορροπία μεταξύ αυτών και της εξωτερικής αιτίας, που τις προκαλεί. Εάν αρθεί το εξωτερικό αίτιο που δρα, παύουν και οι εσωτερικές τάσεις, εφόσο, βέβαια, δεν έχει υπερβληθεί το όριο παραμόρφωσης του δοκού, οπότε αυτές γίνονται μόνιμες.

Μια δοκός μπορεί να είναι πλήρως πακτωμένη στα

άκρα της, ενμέρει πακτωμένη ή ακόμη και να εδράζεται



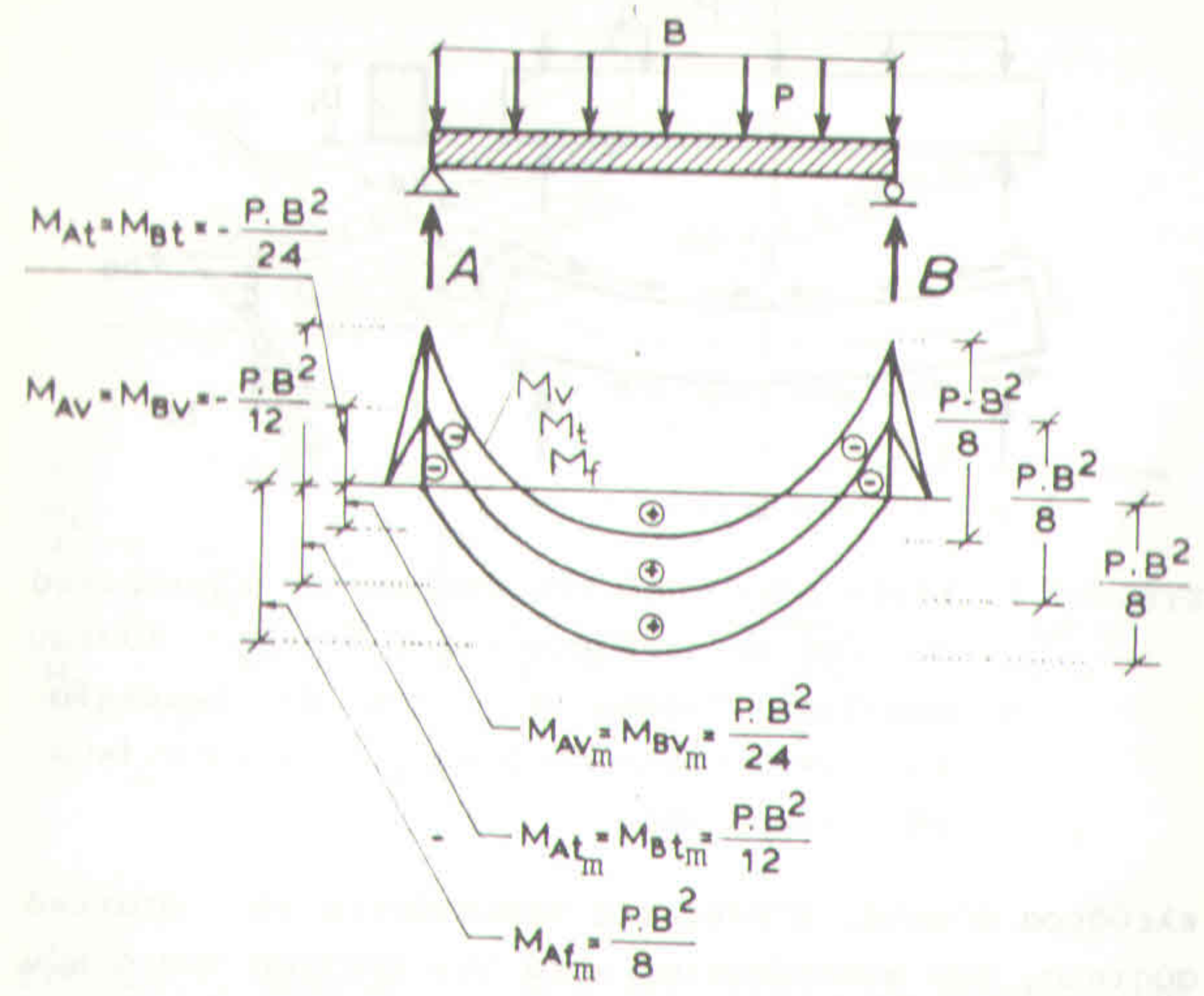
Σχήμα 5.2. Κάμψη δοκού υπό την επίδραση εξωτερικού φορτίου με συνέπεια την ανάπτυξη τάσεων καμπτικής θλίψης (σ_{bd}) στην άνω (κοίλη) και καμπτικού εφελκυσμού (σ_{bz}) στη κάτω (κυρτή) πλευρά της

ελεύθερα σ'αυτά. Σ'όλες τις περιπτώσεις το στατικό σύστημα, που αναπτύσσεται κατά την φόρτιση των δοκών, μπορεί να περιγραφεί με την βοήθεια των ροπών, που δημιουργούνται και των αντιστάσεων, που αναπτύσσονται, ως εξής (σχήμα 5.3):

α) Πλήρης πάκτωση:
 Δημιουργείται στην περίπτωση της στερέωσης των άκρων της φραγματικής δοκού σε άκαμπτα, βραχώδη πρανή. Η κατανομή των ροπών, που αναπτύσσονται κατά μήκος της δοκού, ακολουθεί την πορεία, που δίνεται με την ένδειξη M_v στο σχήμα 5.3. Συνεπώς η ροπή είναι θετική στο μέσο της δοκού και αρνητική στα εκατέρωθεν άκρα. Το μέγεθος της αρνητικής ροπής πάκτωσης M_v στα σημεία Α και Β δίνεται κατά γνωστά ως εξής:

$M_{Av} = M_{Bv} = - \frac{P \cdot B^2}{12}$ (mt)

ενώ η θετική ροπή στο μέσο του αναπτύγματος της δο-



Σχήμα 5.3. Ροπές σε φραγματική δοκό για πλήρη πάκτωση (M_v), ημιπάκτωση (M_t) και έδραση (M_f) σε δύο σημεία A και B. Η ροπή στο μέσο ημιπακτωμένης δοκού ανέρχεται σε:

$$M_{vm} = \frac{P \cdot B^2}{24}$$

Η ροπή στις θέσεις A και B αποτελεί και την μέγιστη ροπή για την περίπτωση αυτή, δηλ. ισχύει:

$$M_{Av} = M_{Bv}$$

β) Μερική πάκτωση (ημιπάκτωση):

Δημιουργείται, όταν τα άκρα της φραγματικής δοκού στη-

ρίζονται σε εύκαμπτα (γαιώδη) πρανή, οπότε αυτή θεωρείται ημιπακτωμένη. Η κατανομή των ροπών, που αναπτύσσονται λόγω της φόρτισης, δίνεται στο σχήμα 5.3. και είναι, όπως και προηγουμένως, θετική στο μέσο και αρνητική στα άκρα της δοκού. Συνεπώς η ροπή ημιπάκτωσης M_t στα σημεία A και B είναι αρνητική και ανέρχεται σε:

$$M_{At} = M_{Bt} = \frac{1}{2} \cdot \left(- \frac{P \cdot B^2}{12} \right) = - \frac{P \cdot B^2}{24}$$
 (mt)

συνεπώς ισούται με την ροπή M_{vm} στο μέσο της δοκού κατά την πλήρη πάκτωση, δηλ.

$$M_{vm} = M_{At} = M_{Bt}$$

Η ροπή μερικής πάκτωσης (ημιπάκτωσης) στο μέσο της δοκού είναι θετική και ανέρχεται αντίστοιχα σε:

$$M_{tm} = 2 \cdot \frac{P \cdot B^2}{24} = \frac{P \cdot B^2}{12}$$

οπότε ισούται κατά το μέγεθος (όχι κατά το πρόθεμα) με την ροπή στα σημεία A και B για πλήρη πάκτωση, δηλαδή είναι:

$$M_{tm} = - M_{Av} = - M_{Bv}$$

Άρα η ροπή στο μέσο ημιπακτωμένης δοκού αποτελεί και τη μέγιστη ροπή για την περίπτωση αυτή, δηλαδή είναι:

$$M_{tmax} = M_{tm}$$

γ) Ελεύθερη έδραση:

Δημιουργείται, όταν τα πέρατα της δοκού δεν εισέρχονται στα εκατέρωθεν πρανή. Η κατανομή των ροπών λόγω της φόρτισης είναι στην περίπτωση αυτή πάντοτε

θετική (ένδειξη M_f στο σχήμα 5.3), οι ροπές στα σημεία A και B μηδενίζονται, η δε μέγιστη ροπή αναπτύσσεται στο μέσο του μήκους B και έχει τιμή:

$$M_{fmax} = \frac{P \cdot B^2}{8}$$

δ) Η αντίσταση της δοκού:

Σ'όλες τις παρακάτω περιπτώσεις η δοκός αναπτύσσει αντιδράσεις λόγω της φόρτισής της. Η ροπή αντίστασης, που δημιουργείται σε δοκό ορθογωνικής διατομής, είναι

$$M_w = d \cdot \frac{D_i^2}{6} \quad (m^3)$$

Εφόσον δε από την αρχή έγινε αποδεικτό, ότι $d = 1,0 m$ ο παραπάνω τύπος απλοποιείται ως εξής:

$$M_w = \frac{D_i^2}{6}$$

Σ'όλα τα υλικά, που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή συμπαγών φραγμάτων (σκυρόδεμα, λιθόδεμα, λιθοδομή), η αντοχή σε θλίψη είναι πάντοτε πολύ μεγαλύτερη της αντοχής σε εφελκυσμό. Για το λόγο αυτό η στατική ισορροπία, συνεπώς και η διαστασιολόγηση μιας δοκού, καθορίζονται από τις τάσεις καμψεφελκυσμού σ_{bz} που αναπτύσσονται στο εσωτερικό της και μάλιστα από τη μέγιστη τιμή τους.

Οι τάσεις καμψεφελκυσμού, που δημιουργούνται σε δοκό λόγω της φόρτισής της, παρέχονται από το λόγο της ροπής φόρτισης προς την ροπή αντίστασης και είναι:

$$\sigma_{bz} = \frac{M}{M_w}$$

Ευνενπώς το μέγεθος, που αποκτούς αυτές για τη μέγιστη τιμή της ροπής φόρτισης, είναι:

= σε πακτωμένη δοκό:

$$\begin{aligned} \sigma_{bz,v} &= \frac{M_{max}}{M_w} = \frac{\frac{P \cdot B^2}{12}}{\frac{D_i^2}{6}} = \frac{\gamma_w \cdot (H_A + H_{si}) \cdot d \cdot B_i^2}{2 \cdot D_i^2 \cdot d} = \\ &= 0,5 \cdot (H_A + H_{si}) \cdot \frac{B_i^2}{D_i^2} \end{aligned}$$

= σε ημιπακτωμένη δοκό:

$$\begin{aligned} \sigma_{bz,t} &= \frac{M_{max}}{M_w} = \frac{\frac{P \cdot B_i^2}{8}}{\frac{D_i^2}{6}} = \frac{\gamma_w \cdot (H_A + H_{si}) \cdot d \cdot B_i^2}{2 \cdot D_i^2 \cdot d} = \\ &= 0,5 \cdot (H_A + H_{si}) \cdot \frac{B_i^2}{D_i^2} \end{aligned}$$

= σε ελεύθερα εδραζόμενη δοκό:

$$\begin{aligned} \sigma_{bz,f} &= \frac{M_{max}}{M_w} = \frac{\frac{P \cdot B_i^2}{8}}{\frac{D_i^2}{6}} = \frac{\gamma_w \cdot (H_A + H_{si}) \cdot d \cdot B_i^2}{D_i \cdot d} \cdot \frac{6}{8} = \\ &= 0,75 \cdot (H_A + H_{si}) \cdot \frac{B_i^2}{D_i^2} \end{aligned}$$

Οι τάσεις καμψεφελκυσμού στην ελεύθερα εδραζόμενη δοκό είναι κατά 1,5 φορά μεγαλύτερες από εκείνες στην πακτωμένη και ημιπακτωμένη δοκό, όπως προκύπτει από τα εξής:

$$\sigma_{bz,v} = \sigma_{bz,t}$$

και

$$\frac{\sigma_{bz,f}}{\sigma_{bz,v}} = \frac{0,75 \cdot (H_A + H_{si}) \cdot \frac{B_i^2}{D_i^2}}{0,5 \cdot (H_A + H_{si}) \cdot \frac{B_i^2}{D_i^2}} = \frac{0,75}{0,5} = 1,5$$

Για το λόγο αυτό οι φραγματικές δοκοί διαστασιολογούνται ως ελεύθερα εδραζόμενες, οι οποίες αποτελούν και τη δυσμενέστερη περίπτωση. Παίρνοντας λοιπόν υπόψη τη παραπάνω σχέση:

$$\sigma_{bz,f} = \frac{3}{4} \cdot \gamma_w \cdot (H_A + H_{si}) \cdot \frac{B_i^2}{D_i^2}$$

που καθορίζει την εσωτερική στατική ισορροπία στη περίπτωση αυτή, προκύπτουν οι ακόλουθες εξισώσεις, που παρέχουν τις διαστάσεις μιας ελεύθερα εδραζόμενης φραγματικής δοκού:

- το μήκος B_i της δοκού:

$$B_i = \sqrt{\frac{4 \cdot \sigma_{bz} \cdot D_i^2}{3 \cdot \gamma_w \cdot (H_A + H_{si})}}$$

ή, για $\gamma_w = 1,0 \text{ m}^3$

$$B_i = \sqrt{\frac{4 \cdot \sigma_{bz} \cdot D_i^2}{3 \cdot (H_A + H_{si})}} \quad (\text{m})$$

- το πάχος D_i της δοκού:

$$D_i = \sqrt{\frac{3 \cdot B_i^2 \cdot \gamma_w \cdot (H_A + H_{si})}{4 \cdot \sigma_{bz}}}$$

οπότε για $\gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3$ ισχύει:

$$D_i = \sqrt{\frac{3 \cdot B_i^2 \cdot (H_A + H_{si})}{4 \cdot \sigma_{bz}}} \quad (\text{m})$$

5.2.2. ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΑΠΟ ΑΠΟΨΗ ΑΝΤΟΧΗΣ

Από τα παραπάνω προκύπτει, ότι το μέγεθος των επιτρεπόμενων τάσεων καμψεφελκυσμού του υλικού κατασκευής των φραγμάτων-δοκών είναι καθοριστικό για της διαστασιολόγησή τους.

Στο σκυρόδεμα γίνεται δεκτό (βλέπε μέρος I κεφ. 2.3.2.), ότι η αντοχή σε εφελκυσμό ανέρχεται στα 10 ÷ 12% της αντοχής του σε θλίψη, ότι οι επιτρεπόμενες τάσεις θλίψης δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1/4 περίπου της θλιπτικής αντοχής και ότι οι επιτρεπόμενες τάσεις εφελκυσμού αντιστοιχούν στα 10 ÷ 12% αυτών, όπως δείχνει το επόμενο πινάκιο:

είδος σκυροδέματος	αντοχή σε θλίψη (kg/cm ²)	αντοχή σε εφελκυσμό (kg/cm ²)	επιτρεπόμενες τάσεις σε θλίψη (kg/cm ²)	επιτρεπόμενες τάσεις σε εφελκυσμό (kg/cm ²)
B120	(δεν χρησιμοποιείται σε φράγματα-δοκούς και σε καμπύλα φράγματα)			
B160	160	12,8 ÷ 19,2	40	4,0 ÷ 4,8
B225	225	18,0 ÷ 27,0	55	5,5 ÷ 6,6
B300	300	24,0 ÷ 36,0	75	7,5 ÷ 9,0

Παίρνοντας υπόψη, ότι κατά τους Walf (1957) και Graf (1960) η αντοχή του σκυροδέματος σε καμψεφελκυσμό είναι διπλάσια της αντοχής του σε εφελκυσμό, οπότε το ίδιο πρέπει να ισχύει και για τις επιτρεπόμενες εφελκυστικές τάσεις, προκύπτει, με βάση και το παραπάνω πινάκιο, ότι το μέγεθος της επιτρεπόμενης τάσης καμψεφελκυσμού στο σκυρόδεμα ανέρχεται σε 10 kg/cm² για B160, σε 12 kg/cm² για B225 και σε 15 kg/cm² για

B300. Οι τιμές αυτές συμπίπτουν με εκείνες, που δέχονται και οι ελβετικοί κανονισμοί (βλ. πίν. 2.14. σε Μέρος I). Για το λιθόδεμα δηλαδή για το σκυρόδεμα με ένθεση λίθων, δεν υπάρχουν σχετικά δεδομένα στην ειδική βιβλιογραφία, επειδή του υλικού αυτό δεν βρίσκει εφαρμογή στα έργα αρμοδιότητας μηχανικού. Από εργαστηριακές μετρήσεις όμως, που διεξήγαγε πρόσφατα ο Kronfellner - Kraus (1978) σε λιθοδέματα χειμαρρικών φραγμάτων για τις τάσεις κάμψης, προέκυψαν τα ακόλουθα:

- στην εφελκυστική ζώνη οι εντιθέμενοι λίθοι δεν φαίνεται να επηρεάζουν την αντοχή του σκυροδέματος σε εφελκυσμό

- στην θλιπτική ζώνη ευνοείται η αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη από τους εντιθέμενους λίθους.

Έτσι ο ερευνητής αυτός καταλήγει στο συμπέρασμα, ότι για το λιθόδεμα μπορεί να γίνει δεκτό, πως ισχύει, όχι και για το σκυρόδεμα. Η διαφορά όμως στη συμπεριφορά του λιθοδέματος, σ'ότι αφορά τις δυο αυτές τάσεις, που δημιουργούνται ταυτόχρονα στο εσωτερικό μιας κατασκευής κατά τη διάρκεια της φόρτισής της, είναι δείκτης ανισοτροπίας του υλικού αυτού, που πρέπει να παίρνεται σοβαρά υπόψη κατά τη χρησιμοποίησή του.

Για τις λιθοδομές δίνονται στη βιβλιογραφία οι αντοχές σε θλίψη, όχι όμως και οι αντίστοιχες σε εφελκυσμό, επειδή θεωρείται, ότι το είδος αυτό της τοιχοποιίας δεν αντέχει σε τέτοιες τάσεις. Από τα πρόσφατα πάντως πειράματα του Kronfellner-Kraus (1978), σε λιθοδομές χειμαρρικών φραγμάτων προέκυψε, ότι η αντοχή τους στις αναπτυσσόμενες τάσεις εξαρτάται από την διεύθυνση της καταπόνησης ως προς την διεύθυνση των στρώσεων των λίθων (αρμών) ως εξής:

α) η αντοχή σε θλίψη ανέρχεται:

- για φόρτιση κάθετη προς τους αρμούς (περίπτωση φραγμάτων βάρους) σε $110,3 \text{ kg/cm}^2$ και συνεπώς φθάνει τα 92% εκείνης του B120.

- για φόρτιση παράλληλη προς τους αρμούς (περίπτωση φραγμάτων-δοκών) σε $74,3 \text{ kg/cm}^2$ και συνεπώς αντιστοιχεί στο 62% εκείνης του B120.

β) η αντοχή σε καμψεφελκυσμό ανέρχεται:

- σε όρθια στήλη λιθοδομής (περίπτωση φραγμάτων βάρους) σε $2,8 \div 8,4 \text{ kg/cm}^2$

- σε οριζόντια δοκό λιθοδομής (περίπτωση φραγμάτων-δοκών), σε $10,6 \div 32,8 \text{ kg/cm}^2$ ανάλογα με την ποιότητα του κονιάματος, συνεπώς είναι σημαντική. Γίνεται πάντως δεκτό, ότι, το μέγεθος των επιτρεπτών στην πράξη τάσεων εφελκυσμού της λιθοδομής για τις παραπάνω περιπτώσεις πρέπει να είναι κατά $2,5 \div 3$ φορές μικρότερο ως προς τις απόλυτες τιμές, δηλαδή να ανέρχονται σε $4,2 \div 11,0 \text{ kg/cm}^2$. Επειδή στη πράξη δεν χρησιμοποιείται υψηλής ποιότητας κονίαμα, οι επιτρεπόμενες τάσεις καμψεφελκυσμού της λιθοδομής πρέπει να κυμαίνονται το πολύ μεταξύ $4 \div 5 \text{ kg/cm}^2$.

Με κατάλληλους χειρισμούς είναι δυνατή η αύξηση των τιμών αντοχής, οι οποίες επιτυγχάνονται στα σκυροδέματα και στις λιθοδομές, που κατασκευάζονται επιτόπου ή στο εργοστάσιο. Όπως έδειξαν τα πειράματα του Kronfellner-Kraus, η δόνηση του σκυροδέματος επιφέρει τις ακόλουθες βελτιώσεις:

α) σε σκυρόδεμα εργοτάξιου αυξάνεται:

- η αντοχή σε καμπτική θλίψη κατά 80%

- η αντοχή σε καμψεφελκυσμό κατά 34%

β) σε προκατασκευασμένο σκυρόδεμα αυξάνεται:

- η αντοχή σε καμπτική θλίψη κατά 30%
- η αντοχή σε καμφεφελκυσμό κατά 38%

Σύγκριση μεταξύ δονημένου, προκατασκευασμένου σκυροδέματος και μη δονημένου, εργοταξιακού έδειξε, ότι το πρώτο είχε αυξημένες τιμές αντοχής:

- σε καμπτική θλίψη κατά 350%
- σε καμφεφελκυσμό κατά 122%

Σε δοκούς από λιθοδομή η δόνηση του σκυροδέματος αυξάνει τις τιμές των παραπάνω αντοχών ως εξής:

- για σκυρόδεμα εργοταξίου κατά 28%
- για προκατασκευασμένο σκυρόδεμα κατά 27%

Οι λιθεπενδύσεις, που χρησιμοποιούνται συχνά στα χειμαρρικά φράγματα για την προστασία κυρίως του κατάντη μετώπου τους - ιδίως στην περιοχή του διάρρου - αποδείχθηκε από τα πειράματα του παραπάνω ερευνητή, ότι μειώνουν την αντοχή του σκυροδέματος σε καμφεφελκυσμό για τα ακόλουθα είδη τοιχοποιίας:

- για σκυρόδεμα ως εξής:

σ_{bz} (kg/cm ²)	B160	B225	B300
	10	12	15

- για λιθοδομή: $\sigma_{bz} = 5$ kg/cm²

Οι τιμές αυτές εκφρασμένες σε t/m² υπεισέρχονται στους παραπάνω τύπους προσδιορισμού του B_i και D_i .

Για την διαστασιολόγηση μιας φραγματικής δοκού καθοριστικές είναι, εκτός από τις καμφεφελκυστικές, και οι διατμητικές τάσεις, που αναπτύσσονται στο εσωτερικό τους. Οι επιτρεπόμενες τάσεις σε διάτμηση είναι:

$$\tau_{max} \leq 6 \text{ kg/cm}^2$$

Το μέγεθος της μέγιστης διατμητικής τάσης σε μια φραγματική δοκό δίνεται από τη σχέση:

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{K_{max}}{F}$$

όπου K_{max} : η μέγιστη εγκάρσια δύναμη στη δοκό (t)
 F : η επιφάνεια της διατομής της δοκού (m²)

Η $K_{max,i}$ δίνεται από τη σχέση:

$$K_{max,i} = \frac{1}{2} \cdot d \cdot \gamma_w \cdot (H_A + H_{si}) \cdot B_i$$

οπότε η τ_{max} παρέχεται ως εξής:

$$\tau_{max} = \frac{3}{4} \cdot \frac{(H_A + H_{si}) \cdot \gamma_w \cdot B_i}{D_i}$$

5.2.3. ΤΟ ΟΡΙΑΚΟ ΑΝΑΠΤΥΓΜΑ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΣΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ

Με βάση το μέγεθος της αντοχής της τοιχοποιίας σε καμφεφελκυσμό για σκυρόδεμα και λιθοδομή είναι δυνατό να εκτιμηθεί το οριακό ανάπτυγμα ενός φραγματος-δοκού σε σύγκριση με το αντίστοιχο φράγμα βάρους ως εξής:

Για να είναι συμφέρουσα η κατασκευή μιας φραγματικής δοκού, θα πρέπει το πάχος αυτής $D_{\delta i}$ ως δοκού να είναι το πολύ ίσο με το πάχος της $D_{\beta i}$ ως κατασκευής βάρους. Εφόσον δε το πάχος της δοκού σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο (κατασκευή βάρους) είναι:

$$D_{\beta i} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_A + H_{si})$$

ή για $\gamma_b = 2,4$ t/m³

$$D_{\beta i} = 0,645 \cdot (H_A + H_{si})$$

πρέπει

$$D_{\delta i} = D_{\beta i} = 0,645 \cdot (H_A + H_{Si})$$

Το ανάπτυγμα της δοκού, που αντιστοιχεί στο πάχος α-τό, δίνεται από τη σχέση:

$$B_i = \sqrt{\frac{4 \cdot \sigma_{bz} \cdot D_i^2}{3 \cdot (H_A + H_{Si})}}$$

οπότε προκύπτει:

$$B_i = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \sigma_{bz} \cdot \frac{[0,645 \cdot (H_A + H_{Si})]^2}{(H_A + H_{Si})}}$$

ή

$$B_i = \sqrt{0,55 \cdot \sigma_{bz} \cdot (H_A + H_{Si})}$$

Η τελευταία εξίσωση παρέχει το οριακό ανάπτυγμα μιας φραγματικής δοκού σε σύγκριση με αντίστοιχο φράγμα βάρους. Παίρνοντας υπόψη τις μεγαλύτερες τιμές των επιτρεπόμενων τάσεων στο σκυρόδεμα και τη λιθοδομή έχουμε:

- για φράγματα από σκυρόδεμα ($\sigma_{bz} = 150 \text{ t/m}^2$):

$$B_i = 9,1 \cdot \sqrt{H_A + H_{Si}} \quad (\text{m})$$

- για φράγματα από λιθοδομή ($\sigma_{bz} = 50 \text{ t/m}^2$):

$$B_i = 5,2 \cdot \sqrt{H_A + H_{Si}} \quad (\text{m})$$

Στον επόμενο πίνακα 5.1. δίνονται τα μέγιστα δυνατά αναπτύγματα των φραγμάτων-δοκών, που προκύπτουν με βάση τους παραπάνω τύπους για διάφορα συνο-

Π Ι Ν Α Κ Λ Σ 5.1.

Τα μέγιστα αναπτύγματα φραγμάτων-δοκών για διάφορα κατασκευαστικά ύψη.

Κατασκευαστικό ύψος ($H_A + H_{Si}$) (m)	Μέγιστο ανάπτυγμα ($\max B_i$) φράγματος δοκού για πάχος δοκού $D_{\delta i} = D_{\beta i}$ (m)	
	σκυρόδεμα	λιθοδομή
2,0	12,85	7,41
3,0	15,73	9,08
4,0	18,17	10,48
5,0	20,31	11,72
6,0	22,25	12,84
7,0	24,03	13,86
8,0	25,69	14,82
9,0	27,25	15,72
10,0	28,72	16,57
12,0	31,46	18,16
14,0	33,99	19,60
16,0	36,33	20,96
18,0	38,54	22,23
20,0	40,62	23,43

λικά ύψη φραγματικών κατασκευών. Από αυτό προκύπτει, ότι από άποψη πάχους το φράγμα-δοκός πλεονεκτεί ως προς το φράγμα βάρους, όταν το συνολικό ανάπτυσμά του δεν υπερβαίνει τα 28 m για σκυρόδεμα και τα 16 m για λιθοδομή σε συνήθεις κατασκευές με συνολικό ύψος μέχρι 10 m. Εάν δε θεωρηθεί, ότι το βάθος θεμελίωσης στα πρανή φθάνει τα 2,0 m, τότε το οριακό ανάπτυγμα του φράγματος-δοκού από σκυρόδεμα σε κοίτη, που αντιστοιχεί στα παραπάνω 28 m, φθάνει τα $28 - (2 \cdot 2,0) =$

= 24 m. Συνεπώς κοίτες με πλάτος μεγαλύτερο των 24 m δεν προσφέρονται για την κατασκευή φραγμάτων-δοκών με ύψος μικρότερο των 10 m.

5.2.4. ΔΟΚΟΙ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΠΡΑΝΩΝ

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν, η διαστασιολόγηση μιάς δοκού στηρίζεται στην εσωτερική στατική ισορροπία της. Θα πρέπει δηλ. η δοκός να είναι σε θέση από άποψη αντοχής να μεταφέρει τις ασκούμενες δυνάμεις στα πρανή. Παράλληλα όμως θα πρέπει και το γεωυλικό των πρανών να είναι σε θέση από εδαφομηχανική άποψη να παραλάβει και να εξουδετερώσει τις δυνάμεις, που δέχεται.

Στις κοίτες των χειμαρρικών φραγμάτων τα πρανή σπάνια είναι κατακόρυφα. Ιδίως δε σε κοίτες ρευμάτων με μικρό πλάτος ($B < 25$ m), οι οποίες προσφέρονται για την κατασκευή φραγμάτων-δοκών, τα πρανή έχουν σημαντικές κλίσεις, οι οποίες σύμφωνα με ελβετικά δεδομένα και με δικές μας παρατηρήσεις κυμαίνονται κατά κανόνα μεταξύ 1:1 και 1:3, Όπως αναφέρθηκε στο κεφ. 2.2.4.1., σε τέτοιες διατομές το βάρος της φραγματικής κατασκευής παραλαμβάνεται από τα εκατέρωθεν πρανή. Στη περίπτωση αυτή το βάρος του φράγματος G αναλύεται σε δύο συνιστώσες (σχήμα 2.39, Μέρους I), κάθε μιά από τις οποίες εξουδετερώνεται στο αντίστοιχο πρανές από την αντίσταση του γεωυλικού του.

Η υδροστατική δύναμη τείνει να μετακινήσει τις φραγματικές δοκούς προς τα κάτω. Έτσι αναπτύσσονται στο πρανικό χώρο θεμελίωσης των δοκών αντιστάσεις, οι οποίες στη περίπτωση γεωδών πρανών, που μας ενδιαφέρουν εδώ, αποτελούνται από την παθητική γεώωση E_p και την τριβή R_ϕ μεταξύ πρανών και φράγματος.

Το συνολικό μέγεθος τους - τιμή θραύσης - δίνεται από τους ελβετικούς κανονισμούς (1973) (βλέπε κεφάλαιο 2.2.4.1.) για κάθε πρανές ως εξής:

$$W_F = E_p + R_\phi$$

ή

$$W_{F1,r} = E_p + G_{1,r} \cdot \frac{\epsilon\phi\phi}{\sigma_{\text{ουα}}} \quad (t)$$

όπου 1,r δείκτες για το αριστερό (l) και το δεξιό (r) πρανές. Συνεπώς η συνολική δύναμη αντίστασης και στα δύο πρανή ανέρχεται σε:

$$W_F = W_{F1} + W_{Fr} \quad (t)$$

ή για συμμετρικά φράγματα σε:

$$W_F = 2 \cdot E_p + \frac{G}{2} \cdot \frac{\epsilon\phi\phi}{\sigma_{\text{ουα}}} \quad (t)$$

Ελβετικές έρευνες, που έγιναν σε ομοιώματα παίρνονται υπόψη πρανή με συγκρότηση από λυτά πετρώματα (δυσμενής περίπτωση), κοίτες με πλάτος πυθμένα 1+120 m και ύψος φραγμάτων-δοκών μέχρι 12 m, έδειξαν, ότι η συνήθης τιμή της γωνίας τριβής σε τέτοιες περιπτώσεις ανέρχεται σε $\phi = 37^\circ$ και δίνει $\epsilon\phi\phi = 0,75$. Κατά την κατάρτηση όμως των σχετικών διαγραμμάτων (βλ. κεφ. 2.2.4.1.) κρίθηκε σκόπιμο να παρθεί υπόψη εκτός από αυτή και η δυσμενής περίπτωση, που δημιουργείται, όταν τα υλικά των πρανών δεν έχουν συνοχή. Αυτή αντιστοιχεί σε γωνία $\phi = 20^\circ$ δηλ. σε $\epsilon\phi\phi = 0,30$.

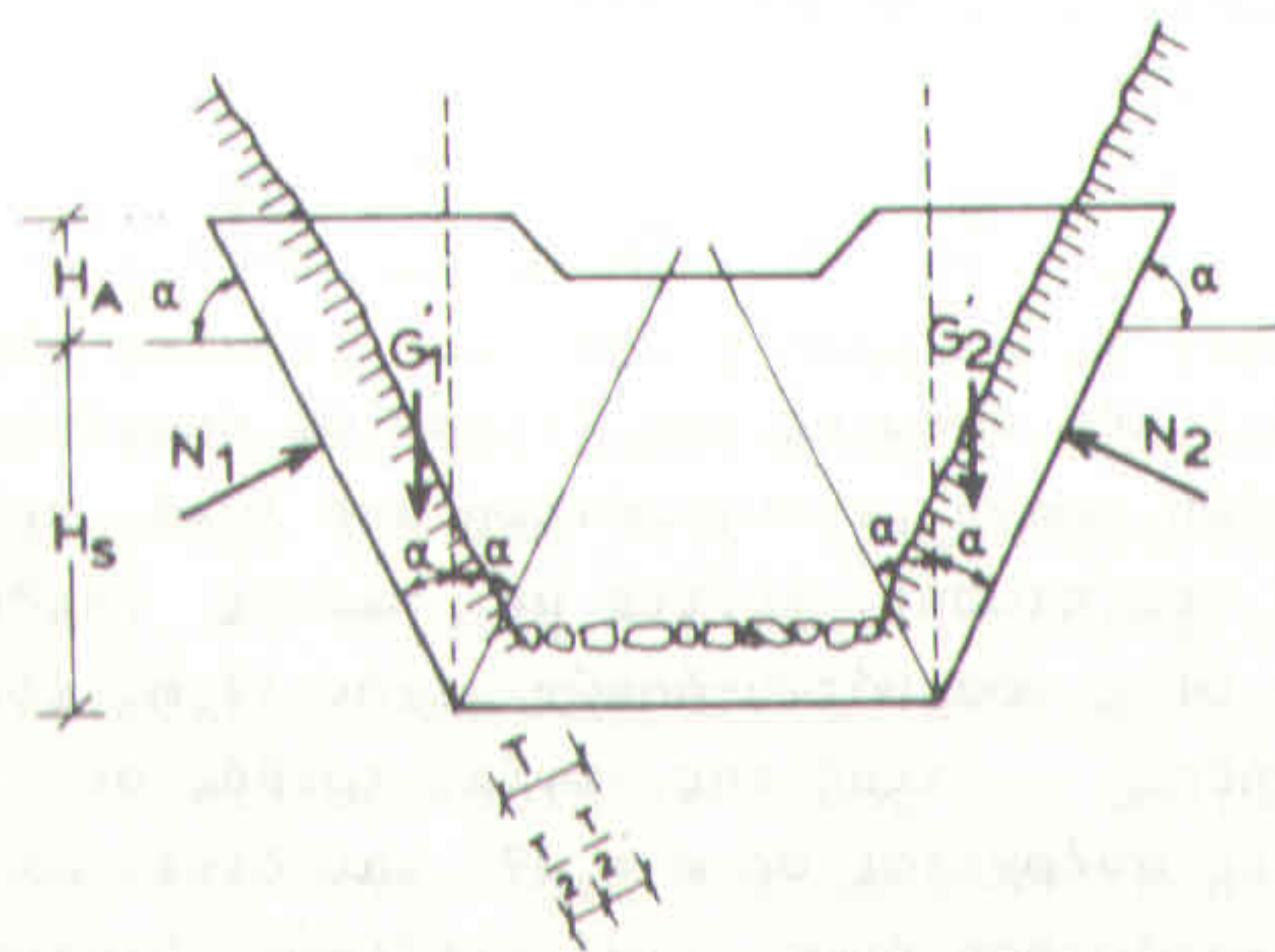
Σύμφωνα με τα παραπάνω ο υπολογισμός της αντίστασης σε τέτοια πρανή πρέπει να γίνεται ως εξής:

α) συμμετρικά γεώδη πρανή σε στενές κοίτες :

Η περίπτωση αφορά τα πλήρη φράγματα-δοκούς με ή χωρίς οπλισμό ως εξής:

- όταν τα πρανή της στενής κοίτης έχουν ήπια έως συνήθη κλίση, ο υπολογισμός της συνολικής αντίστασης γίνεται με βάση τους παραπάνω τύπους

- όταν τα πρανή της στενής κοίτης είναι πολύ κεκλιμένα, η αντίσταση τριβής, που αυτά αναπτύσσουν, εξαρτάται πλέον, όχι από τις ορθές τάσεις του συνολικού βάρους G του φράγματος, αλλά από ορθές τάσεις, που αναπτύσσουν τα επιμέρους βάρη G' (σχήμα 5.4.) της κατασκευής, τα οποία αντιστοιχούν στα τμήματά της, που βρίσκονται έξω από τον πυθμένα του ρεύματος (μερική αντίσταση τριβής).



Σχήμα 5.4. Αντίσταση των πρανών σε κοίτη με πολύ κεκλιμένα πρανή

Στη περίπτωση αυτή το βάρος G του συνολικού φράγματος αντικαθίσταται στον παραπάνω τύπο από το βάρος G' των επιμέρους τμημάτων του, όπου: $G' = G_1' + G_2'$

- όταν τα πρανή της στενής κοίτης είναι κατακόρυφα ή σχεδόν κατακόρυφα, τότε η αντίσταση τριβής

μηδενίζεται ή ελαχιστοποιείται, οπότε παραμένει ως έρωςα αντίσταση μόνο η παθητική ώθηση γαιών. Στη περίπτωση αυτή ισχύει:

$$W_F = 2 \cdot E_p \quad (t)$$

β) συμμετρικά, γεώδη πρανή σε ευρύτερες κοίτες :

Η περίπτωση παρουσιάζεται στα μικτά φράγματα (βάρους-δοκοί) και αναλύεται ως εξής:

- σε πρανή με ήπια έως ισχυρή διαμόρφωση υπολογίζεται μόνο η μερική αντίσταση R_ϕ (που προκαλείται από το μερικό βάρος $G' = G_1' + G_2'$ (σχήμα 5.4), όπως και στη προηγούμενη περίπτωση. Αυτό γίνεται με τη βοήθεια του γενικού τύπου, που αναφέρθηκε

- σε κατακόρυφα ή σχεδόν κατακόρυφα πρανή δεν υπολογίζεται αντίσταση τριβής R_ϕ , όπως συμβαίνει και στην αντίστοιχη προηγούμενη περίπτωση, οπότε χρησιμοποιείται ο τύπος, που δίνεται εκεί.

γ) ασύμμετρα, γεώδη πρανή σε στενές και ευρύτερες κοίτες:

Σε οποιαδήποτε περίπτωση πλήρους ή μικρού φράγματος-δοκού με ή χωρίς οπλισμό, που κατασκευάζεται σε πρανή χωρίς συμμετρική ανάπτυξη (διαφορά στις κλίσεις ή στη συγκρότησή τους), η συνολική αντίσταση υπολογίζεται ως άθροισμα των αντιστάσεων των δυο πρανών ως εξής:

$$W_F = W_{F1} + W_{F2} \quad (t)$$

Οι αντιστάσεις αυτές διαφέρουν μεταξύ τους μόνο ως προς την αντίσταση τριβής. Έτσι ο τύπος, που αναφέρ-

θηκε, αποκτά την εξής τελική μορφή:

$$W_F = 2 \cdot E_P + \left[\frac{G_1^-}{2} \cdot \frac{\epsilon\phi\phi_1}{\sigma\upsilon\nu\alpha} \right] + \left[\frac{G_2^-}{2} \cdot \frac{\epsilon\phi\phi_2}{\sigma\upsilon\nu\alpha} \right] \quad (t)$$

δ) βραχώδη πρανή σε στενές και ευρύτερες κοίτες:

Σε βραχώδη πρανή οι αντιστάσεις, που αναπτύσσονται, είναι πολύ αυξημένες σε σχέση με εκείνες στα γεώδη και τα ημιβραχώδη πρανή. θεωρούνται δε, ότι είναι κατά πολύ μεγαλύτερες, από τις δυνάμεις, που μεταφέρουν σ'αυτά τα φράγματα δοκοί. Γι'αυτό σε βραχώδεις διατομές δεν απαιτείται να γίνεται ειδικός υπολογισμός των αντιστάσεων.

5.2.5. ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ-ΔΟΚΩΝ

Από όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, προκύπτει, στί τα φράγματα-δοκοί λόγω της ικανότητάς τους να μεταφέρουν τις ασκούμενες δυνάμεις στα πρανή και να τις εξουδετερώνουν με τις αυξημένες αντιστάσεις τριβής, που δημιουργούν εκεί με το βάρος τους, προσφέρονται για φραγματικές κατασκευές σε σχετικά στενές κοίτες με γεώδη σύσταση. Επειδή δε το βάρος της κατασκευής εξουδετερώνεται στα πρανή και όχι στον πυθμένα, ιδίως σε κοίτες των οποίων τα πρανή έχουν ήπια έως κανονική κλίση, τα φράγματα αυτά δεν κινδυνεύουν και από υποσκαπή εκτός αν αυτή συνεπάγεται ταυτόχρονα και την κατάρρευση των πρανών. Συνεπώς κατασκευάζονται με μικρό (οικονομικό) βάθος θεμελίωσης και δεν απαιτούν έργα προστασίας όπως πρόφραγμα, κοιτόστρωση κ.λ.π.

Για τους παραπάνω λόγους τα φράγματα-δοκοί μπορούν να υποκαθιστούν τα ογκώδη φράγματα βάρους, που κατασκευάζονται σήμερα στις δευτερεύουσες χαράδρες

του υδρογραφικού δικτύου των χειμαρρικών ρευμάτων, όπου κυβιάρχουν οι στενές κοίτες με κεκλιμένα πρανή.

Τα καμπύλα φράγματα απαιτούν επίσης στενές διατομές για την κατασκευή τους. Η διαφορά τους από τα φράγματα-δοκούς συνίσταται στο ότι οι καμπύλες κατασκευές προϋποθέτουν οπωσδήποτε βραχώδη ή τουλάχιστο ημιβραχώδη πρανή, σε αντίθεση με τα φράγματα-δοκούς (ιαθώς και με τα φράγματα-πλάκες), που κατασκευάζονται σε πρανή με γεώδη όσο και βραχώδη σύσταση.

5.3. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ-ΔΟΚΩΝ

5.3.1. ΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΩΣ ΔΟΚΟΙ

Τα ευθύγραμμα φράγματα, που έχουν περιορισμένο ανάπτυγμα, θεωρούνται, ότι αποτελούνται από ένα σύνολο αλληπάλληλων, οριζόντιων δοκών, οι οποίες μεταφέρουν τις ασκούμενες δυνάμεις στα εκατέρωθεν πρανή της κοίτης. Ο υπολογισμός των δοκών γίνεται σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν προηγουμένως. Στη περίπτωση αυτή οι δοκοί θεωρούνται, ότι εδράζονται ελεύθερα και ότι είναι ανεξάρτητοι μεταξύ τους. Οι δυνάμεις, που αναπτύσσονται μεταξύ των δοκών δεν παίρνονται υπόψη, επειδή κατά τη κατασκευή του φράγματος δημιουργούνται οριζόντιοι αρμοί, που τις εξουδετερώνουν ή τις ελαχιστοποιούν. Πάντως πρέπει να παίρνεται μέριμνα, ώστε η διάστρωση του σκυροδέματος κατά την κατασκευή να γίνεται ταυτόχρονα σε όλο το μήκος της δοκού. Σε αυτό διευκολύνει και η παραδοχή δοκών με ύψος $d=1,0m$.

Λόγω της κλίσης των πρανών, το ανάπτυγμα (μήκος) των φραγματικών δοκών αυξάνεται από τον πυθμένα προς τα άνω, ενώ ταυτόχρονα ελαττώνεται το υδροστατικό φορτίο (δηλ. ο παράγοντας $H_A + H_{s1}$ στον τύπο). Η αντί-

θετη επίδραση μεταξύ των παραγόντων αυτών, σ'ότι αφορά το πάχος D της δοκού, επιβάλλει, η δοκός με το μεγαλύτερο πάχος να κατασκευάζεται όχι στη βάση του φράγματος, αλλά σε υψηλότερη θέση.

Όλο το κάταντες μέτωπο του φράγματος αποτελεί ζώνη καμψεφελκυσμού, ενώ το άνω μέρος αποτελεί ζώνη θλίψης. Συνεπώς σε περίπτωση χρήσης οπλισμού, αυτός τοποθετείται σε οριζόντια διάταξη στο κάταντες μέτωπο.

Τα υλικά δομής τέτοιων φραγμάτων πρέπει να δημιουργούν συμπαγείς δοκούς. Γι'αυτό χρησιμοποιείται κυρίως το σκυρόδεμα. Σε ειδικές περιπτώσεις χρησιμοποιείται και η λιθοδομή. Άλλα υλικά δεν συνιστώνται για την κατασκευή φραγμάτων-δοκών. Στην Ελβετία γίνεται χρήση και ξύλινων δοκών. Για τη χώρα μας όμως δεν συνιστώνται οι ξύλινες κατασκευές λόγω της σπάνης του ξύλου και επειδή λόγω του κλίματός μας το ξύλο σήπεται εύκολα από τους διαδοχικούς εμποτισμούς και τις ξηράσεις του.

Η σωστή θεμελίωση των φραγματικών δοκών στα πρανή αποτελεί βασική προϋπόθεση για τη σωστή λειτουργία τους. Σε βραχώδη πρανή το βάθος θεμελίωσης περιορίζεται σε 0,25÷0,50 m, σε συνηθη εδάφη φθάνει τα 1,0÷2,0 m ενώ στα χαλαρά εδάφη υπερβαίνει τα 3,0 m.

Συνιστάται οι υδατοχετοί, που τυχόν προβλέπονται, να κατασκευάζονται πλευρικά (κάτω από τα πτερύγια) και κοντά στη βάση. Υδατοχετοί στο κέντρο του κορμού της κατασκευής, όπου δημιουργείται το μέγιστο του καμψεφελκυσμού, είναι επικίνδυνοι.

Σε στενές κοίτες και για ευνοϊκή σχέση ύψους κατασκευής προς άνοιγμα κοίτης τα φράγματα δρουν ως πλήρεις δοκοί. Σε κοίτες όμως με μεγαλύτερα ανοίγμα-

τα, όπου δεν υφίσταται πλέον η επίδραση της πλήρους θεμελίου, ή, όπου η αναγκαία δοκός απαιτεί απελάβεκτο πάχος, το φράγμα μπορεί να μεταβιβάσει ένα μέρος των δυνάμεων, που δέχεται, στα πρανή, ενώ το υπόλοιπο μέρος τους να το εξουδετερώνει με τη βοήθεια του φραγματικού βάρους κατά τα γνωστά από το Μέρος II. Σε τέτοια περίπτωση το φράγμα δρα ως μερική δοκός.

Στη συνέχεια θα εξετασθεί η διαστασιολόγηση των φραγμάτων για τις εξής περιπτώσεις στατικής συμπεριφοράς:

- * φράγματα-δοκοί με πλήρη επίδραση:
 - * χωρίς οπλισμό
 - * με οπλισμό
- * φράγματα-δοκοί με μερική επίδραση (ή μικτά φράγματα βάρους-δοκοί).

Οι διάφορες μέθοδοι διαστασιολόγησης, που αναπτύσσονται στη συνέχεια, δεν αντιστοιχούν σε κάποια συγκεκριμένη μέθοδο από τη βιβλιογραφία. Ο συγγραφέας του παρόντος παρουσιάζει εδώ μια σύνθεση από τις διάφορες γνωστές μεθόδους, με σκοπό την καλύτερη απόδοση της διαστασιολόγησης, όσο και την συμπλήρωση των διαφόρων κενών, που διαπιστώθηκαν.

4.3.2. ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΣΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ-ΔΟΚΟΙ

Για τις δυνάμεις και για τις περιπτώσεις φόρτισης, που αναπτύσσονται στα φράγματα-δοκοί, ισχύουν όσα αναφέρθηκαν στο κεφ. 4.4.2. για τους εκχειλιθές βάρους. Στις δρώσες δυνάμεις συμπεριλαμβάνεται επιπλέον και η αντίσταση (αντιστήριξη) των πρανών (παθητική ώθηση E_p των γαιών στα πρανή + τριβή R_{ϕ} μεταξύ των πρανών και φράγματος). Συνεπώς οι δυνάμεις, που δρουν στα φράγματα αυτά, είναι (Μέρος II, σχ. 4.12):

- το βάρος της φραγματικής κατασκευής G
- το βάρος της υδάτινης στήλης στο άνω μέτωπο P_{vo} (για κεκλιμένο άνω μέτωπο)
- το βάρος της υδάτινης στήλης στο κάτω μέτωπο P_{vu} (για κεκλιμένο κάτω μέτωπο)
- το βάρος της υδάτινης στήλης, που υπερπηδάει το φράγμα (P_k)
- η υποπίεση (ή άνωση) P_s (ή A)
- η οριζόντια υδροστατική δύναμη στο άνω μέτωπο P_{ho}
- η οριζόντια υδροστατική δύναμη στο κάτω μέτωπο P_{hu}
- η κρουστική δύναμη του απορρέοντος νερού στη στέψη P_d
- η δύναμη αντιστάσεως ή αντιστατήριξης των πρανών ($W_F = E_p + R_\phi$)
- η οριζόντια δύναμη χειμαρρολάβας E_{mh} (όπου εμφανίζεται)
- η σεισμοδύναμη στη μάζα του φράγματος G_e και στη μάζα του νερού P_e .

Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, από τις δυνάμεις αυτές προσμετρώνται κατά τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της ευστάθειας των φραγμάτων-δοκών, το βάρος της κατασκευής (G), η υδροστατική δύναμη (P_{ho}), η δύναμη της χειμαρρολάβας (E_{mh}) και η αντίσταση των πρανών (W_F). Η υποπίεση P_s (ή άνωση A) παραλείπεται κατά κανόνα λόγω του περιορισμένου πάχους και ανοίγματος στη βάση της κατασκευής. Η κρουστική δύναμη του νερού P_d προσμετράται κατά τον υπολογισμό της στέψης και

θεωρείται, ότι εξουδετερώνεται από το επαρκές πάχος της δοκού, που κατασκευάζεται εκεί. Στα φράγματα-δοκοί δημιουργούνται όλες οι περιπτώσεις φόρτισης. Απώ αυτές πρέπει-κατά τη βιβλιογραφία-να εξετάζονται οι εξής:

- = περίπτωση 1: πριν από την πρόσκωση
- = περίπτωση 3: πρόσκωση χειμαρρολάβας στο κενό φράγματος ή μόνο στα πτερύγια
- = περίπτωση 5: πρηνή ολισθαίνοντα.

Επιπλέον εμφανίζεται τόσο κανονική όσο και καταστροφική φόρτιση. Περίπτωση φόρτισης για φράγμα κενό δεν εξετάζεται.

5.3.3. ΤΟ ΠΛΗΡΕΣ ΦΡΑΓΜΑ-ΔΟΚΟΣ ΧΩΡΙΣ ΟΠΛΙΣΜΟ

5.3.3.1. Η μορφή του πλήρους φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό

5.3.3.1.1. Οι διαστάσεις του πλήρους φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό

Όπως αναφέρθηκε, το πάχος μιας φραγματικής δοκού δίνεται από τη σχέση:

$$D_i = \sqrt{\frac{3}{4} \cdot \frac{B_i^2 \cdot (H_A + H_{si})}{\sigma_{bz}}} \quad (m)$$

όπου B_i : το άνοιγμα της δοκού (m)

H_A : το βάθος του διάρρου (m)

H_{si} : το ύψος του νερού υπεράνω της δοκού (από το μέσο της) μέχρι της στέψης (m)

σ_{bz} : η επιτρεπτή τάση σε καμψοεφελκυσμό του υλικού της τοιχοποιίας με τιμές 100t/m² για

B160, 120 t/m² για B225 , 150 t/m² για B300 και 50 t/m² για λιθοδομή.

Με βάση τις παραπάνω επιτρεπτές τάσεις της τοιχοποιίας σε καμπυλεφελκυσμό, ο τύπος που δόθηκε, αποκτά την ακόλουθη μορφή:

- για B160:

$$D_i = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot (H_A + H_{si})}{133}} \quad (m)$$

- για B225:

$$D_i = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot (H_A + H_{si})}{160}} \quad (m)$$

- για B300:

$$D_i = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot (H_A + H_{si})}{200}} \quad (m)$$

- για λιθοδομή:

$$D_i = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot (H_A + H_{si})}{66,7}} \quad (m)$$

Συνεπώς το πάχος D_i μιάς δοκού εξαρτάται από την υψομετρική θέση της σε σχέση με τη στάθμη του νερού στη συγκεκριμένη διατομή, καθώς και από το άνοιγμα B της δοκού, συνεπώς από το πλάτος της κοίτης στη θέση αυτή. Άρα το πάχος D στην βάση του φράγματος καθορίζεται από το πάχος της ογκοδέστερης δοκού, η οποία όμως, όπως αναφέρθηκε, δεν βρίσκεται κατ'ανάγκη και στη θέση αυτή, όπως στα φράγματα βάρους, αλλά υψηλότερα.

Ο προσδιορισμός του πάχους D' της αναγκαίας στέψης γίνεται, όπως και στα φράγματα βάρους (βλέπε

κεφ. 4.4.3.2.1.) με τη βοήθεια του τύπου:

$$D' = \frac{1}{\sqrt{\gamma_B}} \cdot (H_A + \frac{v_0^2}{2g}) \quad (m)$$

Το πάχος αυτό όμως πρέπει:

= να είναι ίσο ή μεγαλύτερο προς το πάχος της δοκού του φράγματος στο ύψος της στέψης και

= να έχει ελάχιστο πάχος τουλάχιστον D'_{min} = 0,70 ÷ 0,80 m.

Πέρα απ' αυτό το πάχος D' μπορεί να προσαυξάνεται κατά την κρίση του μελετητή, όπου μεταφέρονται ογκώδεις λίθοι.

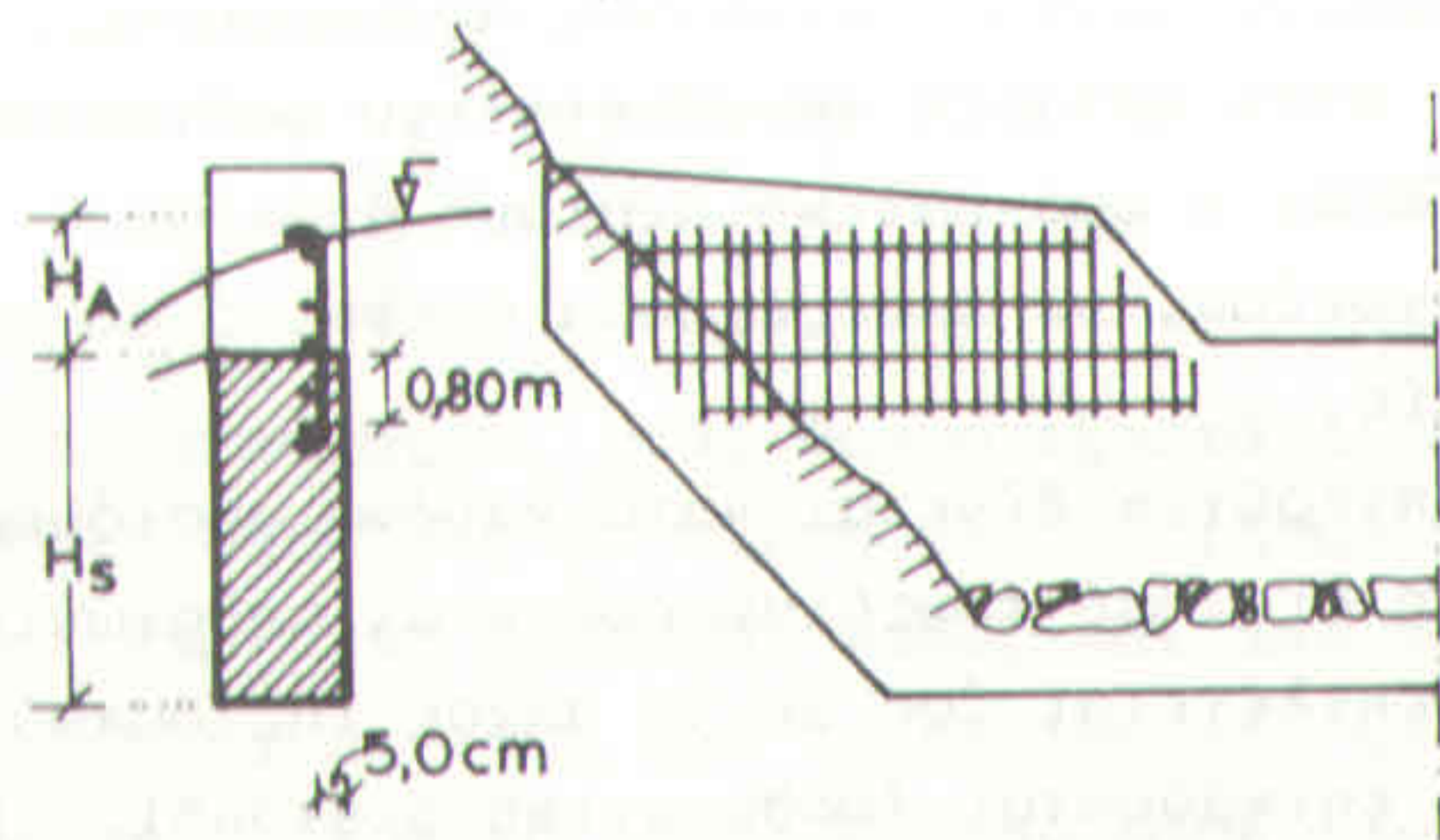
Το άνω μέρος μέτωπο του φράγματος διαμορφώνεται κατακόρυφο. Αφού δε η δοκός με τη μεγαλύτερη διατομή, που καθορίζει και το πάχος D στη βάση του φράγματος, βρίσκεται κατά κανόνα υψηλότερα από τα θεμέλια, διαμορφώνεται και το κάτω μέρος μέτωπο κατακόρυφο ή σχεδόν κατακόρυφο. Συνεπώς κίνδυνος πρόσκρουσης νερού και υλικών στην κάτω επιφάνεια του φράγματος δεν υπάρχει. Έτσι η πραγματική διατομή αποκτάει τελικά μορφή ορθογωνίου, με προεξέχουσα στέψη, όπου αυτό είναι αναγκαίο.

Στα πτερύγια δίνεται κατά κανόνα ομοιόμορφο πάχος, δηλ. η διατομή τους διαμορφώνεται ορθογωνική. Το πάχος της επιλέγεται ίσο με το πάχος της δοκού, στην οποία αυτά επικάθονται (ορθογωνική διατομή). Σπάνια η στέψη των πτερυγίων κατασκευάζεται λεπτότερη με B'' = 0,20 ÷ 0,50 m, οπότε η διατομή τους διαμορφώνεται τραπεζοειδής. Όπου υπάρχει κίνδυνος χειμαρρολάβας, το πάχος στη βάση των πτερυγίων εξισώνεται με το πάχος στη στέψη του διάρρου, οπότε υπολογίζεται από τον τύπο:

$$D'' = \sqrt{(3+4)} \cdot \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_A + \frac{v_0^2}{2g}) \quad (m)$$

Τέτοια ογκώδη (μη οπλισμένα) πτερύγια κατασκευάζονται μόνο, εφ'όσον το υπολογιζόμενο πάχος τους D'' είναι ίσο ή μικρότερο με πάχος D_1 της δοκού, στην οποία θα επικαθίσουν. Εάν $D'' > D_1$, τότε απορρίπτεται η κατασκευή πτερυγίων από απλό σκυρόδεμα και γίνεται κατασκευή οπλισμένων.

Εάν τα πτερύγια κατασκευάζονται μαζί με τη πρώτη (άνω) φραγματική δοκό (ταυτόχρονη έγχυση του σκυροδέματος), δεν απαιτούνται ιδιαίτερα μέτρα. Όπου όμως γίνεται χωριστή κατασκευή, οπότε μεταξύ πτερυγίου και δοκού δημιουργείται αρμός, πρέπει να χρησιμοποιείται οπλισμός, ο οποίος να εισέρχεται μέσα στον κορμό της δοκού σε επαρκές βάθος (σχήμα 5.5.). Για το



Σχήμα 5.5. Οπλισμός στα πτερύγια φράγματος-δοκού

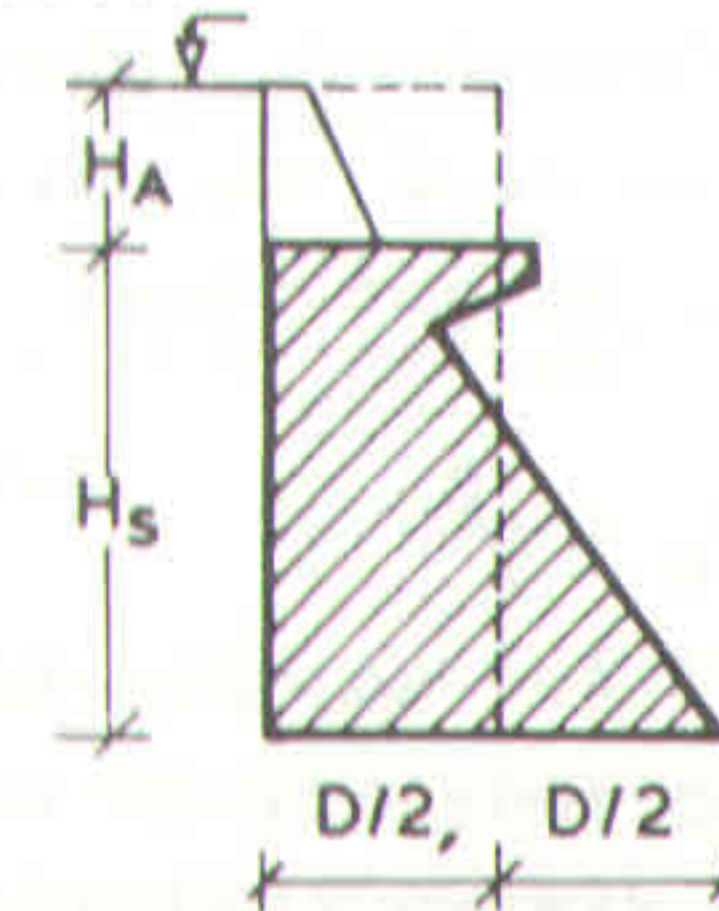
σκοπό αυτό χρησιμοποιείται ο μικρότερος δυνατός οπλισμός, ο οποίος αντιστοιχεί στην ελάχιστη επιτρεπτή επιφάνεια οπλισμού, που σύμφωνα με τις ελβετικές οδηγίες ανέρχεται στην περίπτωση αυτή σε $min Fe = 0,05\%$.

θυνηπώς για σύνηθες πάχος στέψης $D'' = 1,0 \pm 1,2$ m και για "φέτα" φράγματος 1,0 m (δηλαδή ανά τρέχον μέτρο μήκους του φράγματος) η επιφάνεια του οπλισμού ανέρχεται σε:

$$min Fe = \frac{0,05}{100} \cdot D'' \cdot b = \frac{0,05}{100} \cdot 110 \cdot 100 = 5,5 \text{ cm}^2/m$$

επότε, σύμφωνα με τον αντίστοιχο πίνακα (Μέρος ΙΙ), προκύπτει κύριος οπλισμός $5\Phi 12, \Phi 12/20$. Ο οπλισμός αυτός διατάσσεται κατακόρυφος στο άνω μέρος του πτερυγίου με ελάχιστο βάθος επικάλυψης 5cm. Συνήθως συνιστάται να χρησιμοποιείται και οπλισμός διανομής (οριζόντια διάταξη) $5\Phi 10, \Phi 10/20$. Το βάθος αγκύρωσης του κύριου οπλισμού υπολογίζεται σε $65 \cdot \Phi = 65 \cdot 1,2 = 80$ cm.

Από άποψη οικονομικότητας η σχέση μεταξύ ενός φράγματος βάρους και ενός φράγματος-δοκού εκτιμάται ως εξής (σχήμα 5.6.):



Σχήμα 5.6. Σχέση μεταξύ των διατομών σε φράγμα βάρους και φράγμα-δοκό

Το εμβαδόν της διατομής F_B ενός φράγματος βάρους μέχρι τη στέψη των πτερυγίων του - χωρίς να παίρνεται υπόψη η μικρή προσαύξηση, που προκαλεί στο εμβαδόν το πάχος D'' της στέψης στα πτερύγια και η προεξοχή

της στέψης ή του ρύγχους στο διάρρου - είναι:

$$F_{\beta} = \frac{1}{2} (H_S + H_A) \cdot D_{\beta} \quad (m^2)$$

Το φράγμα-δοκός έχει, όπως αναφέρθηκε, ορθογωνική διατομή με εμβαδόν F_{δ} :

$$F_{\delta} = (H_S + H_A) \cdot D_{\delta}$$

Συνεπώς το ορθογώνιο, που έχει το ίδιο εμβαδό με εκείνο της τριγωνικής διατομής του φράγματος βάρους, ($F_{\delta} = F_{\beta}$) είναι:

$$(H_S + H_A) \cdot D_{\delta} = (H_S + H_A) \cdot \left(\frac{D_{\beta}}{2}\right) \quad (m^2)$$

Στη πραγματικότητα βέβαια το εμβαδό F_{δ} είναι πάντοτε κατά τι μικρότερο, δηλαδή ισχύει $F_{\delta} < F_{\beta}$, εάν υπολογιστεί το πάχος της στέψης των πτερυγίων καθώς και η προεξοχή του ρύγχους. Από οικονομική άποψη λοιπόν προτιμάται το φράγμα-δοκός, όταν το πάχος του D_{δ} είναι μικρότερο από το μισό του πάχους του αντίστοιχου φράγματος βάρους, δηλαδή όταν:

$$D_{\delta} < \frac{D_{\beta}}{2}$$

Η σχέση αυτή αποτελεί ένα καταρχή κριτήριο για την επιλογή μεταξύ των δύο φραγματικών κατασκευών στην ίδια διατομή. Κατά την τελική επιλογή όμως θα πρέπει να συνυπολογίζονται και οι ειδικές τοπικές συνθήκες στη θέση ίδρυσης, όπως π.χ. η σταθερότητα των πρανών, η ειδική μορφή της διατομής και το γεγονός, ότι για το αυτό υπέργειο ύψος κατασκευής, το φράγμα βάρους απαιτεί θεμελίωση βαθύτερη και επιβάλλει συχνά κατασκευή ρύγχους, που δημιουργούν πρόσθετες δαπάνες σε

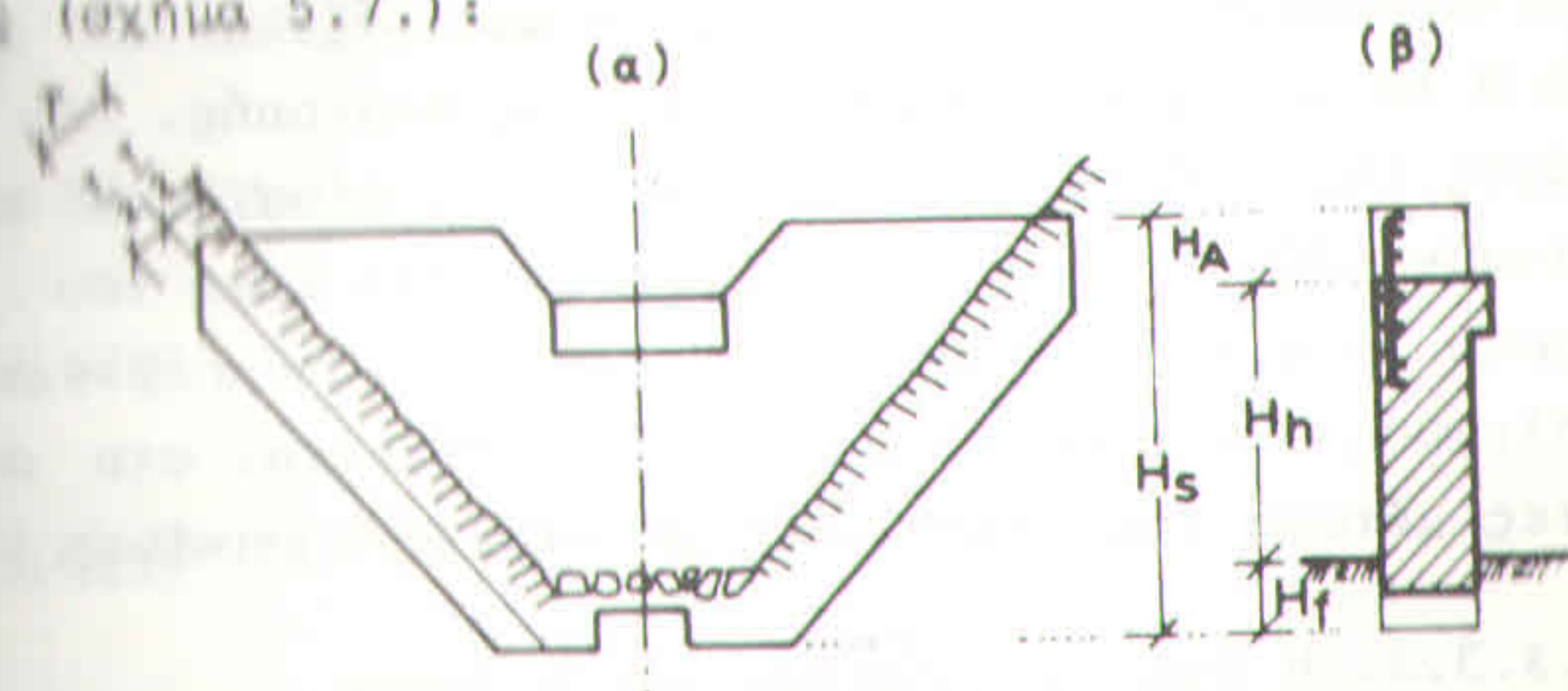
σχέση με το φράγμα-δοκός.

Στα φράγματα-δοκούς χωρίς οπλισμό προτιμάται συνήθως ως σκυρόδεμα το Β160 ή και υψηλότερης ποιότητας από αυτό. Σκυρόδεμα Β120 δεν χρησιμοποιείται.

Ο υπολογισμός του φράγματος-δοκού κατά χειμαρροπάλαβας ακολουθεί την ίδια διαδικασία, όπως και στη περίπτωση της υδροστατικής πίεσης. Το μέγεθος της λαβείωσης υπολογίζεται κατά κανόνα ως $(3:4) \cdot (H_A + H_{sl})$.

5.3.3.1.2. Η μορφοποίηση του πλήρους φράγματος -δοκού χωρίς οπλισμό

Η μορφοποίηση των φραγμάτων-δοκών γίνεται ως εξής (σχήμα 5.7.):



Σχήμα 5.7. Μορφοποίηση φράγματος-δοκού σε πρόοψη και διατομή

Αποτυπώνεται και σχεδιάζεται υπό κλίμακα η διατομή της κοίτης στη θέση κατασκευής και υπολογίζονται οι διαστάσεις του διάρρου (H_A), το βάθος θεμελίωσης (H_f) του φράγματος στον πυθμένα της κοίτης - δεν χρειάζεται να παίρνεται ιδιαίτερα υπόψη η αναμενόμενη υποσκαφή, όπου το βάρος του φράγματος G εξουδετερώνεται στα πρανή - καθώς και στα εκατέρωθεν πρανή (T). Επικολοθεί η σχεδίαση της πρόοψης της κατασκευής, όπως στο σχήμα 5.7. Συνήθως προβλέπεται και ένας ευ-

ρύς υδατοχετός στο κέντρο της θεμελίωσης, εφόσον το βάρος της κατασκευής εξουδετερώνεται στα πρανή. Με βάση την πρόψη του φράγματος καθορίζονται τα υδροστατικά βάθη (από τη στάθμη του νερού) των δοκών ($H_A + H_{si}$) καθώς και τα αντίστοιχα αναπτύγματά τους B_i για βάθος θεμελίωσης μέχρι $T/2$ και υπολογίζονται τα αντίστοιχα πάχη τους. Ακολουθεί ο προσδιορισμός του κατασκευαστικού πάχους D του φράγματος.

Η διατομή σχεδιάζεται με κατακόρυφο το άνω και το κάτω μέτωπό της (σχήμα 5.7β) ως εξής: στη θέση ίδρυσης του φράγματος στη μηκοτομή φέρεται κατακόρυφη, επί της οποίας παίρνεται το πάχος D της κατασκευής. Στη συνέχεια σχεδιάζεται με βάση το D το ορθογώνιο της φραγματικής διατομής. Εάν το πάχος της στέψης, που υπολογίστηκε, είναι $D' > D$, κατασκευάζεται μικρή προεξοχή της στο χώρο του διάρρου (η μικρότερη δυνατή). Όπου τυχόν προβλέπεται οπλισμός στα πτερύγια, αυτός τοποθετείται στο άνω μέτωπο της κατασκευής με ελαχίστη επικάλυψη 5 cm.

5.3.3.2. Η διαστασιολόγηση του πλήρους φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό

Ο υπολογισμός του πλήρους φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό γίνεται ως εξής:

1. Με βάση το συνολικό ύψος του φράγματος $H_s + H_A$ ελέγχεται καταρχή από το πίνακα 5.1., κατά πόσο το πλάτος της κοίτης στο ύψος αυτό ($H_s + H_A$), το οποίο παίρνεται από τη διατομή της κοίτης στη θέση ίδρυσης, είναι μικρότερο από το μέγιστο επιτρεπτό για πλήρες φράγμα-δοκός. Επίσης επιλέγεται το είδος του σκυροδέματος που θα χρησιμοποιηθεί ώστε $B \geq 160 \text{ kg/cm}^2$.

2. Σχεδιάζεται υπό κλίμακα στη διατομή της

καίτης η πρόψη του φράγματος με τυχόν πρόβλεψη (κατά την κρίση του μελετητή) και υδατοχετού στο κέντρο της κατασκευής στα θεμέλια, εφόσον τα πρανή δεν είναι πολύ απότομα.

3. Διαιρείται η πρόψη του φράγματος σε λωρίδες (δοκούς) ύψους $d = 1,0 \text{ m}$ με τη βοήθεια 1, 2, 3, ... n ευθειών, που άγονται οριζοντίως από τη στέψη προς τη βάση, υπολογίζονται τα αναπτύγματα (μήκη) τους $B_1, B_2, B_3, \dots, B_n$ στο μέσο κάθε λωρίδας συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσής τους στα πρανή μέχρι βάθος $T/2$.

4. Υπολογίζονται τα αναγκαία πάχη $D_1, D_2, D_3, \dots, D_n$ των λωρίδων ως δοκών (ύψους $d = 1,0 \text{ m}$) ως εξής:

α) με σκυρόδεμα:

$$\text{για B160} \quad D_1 = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot (H_A + H_{si})}{133}} \quad (\text{m})$$

$$\text{για B225} \quad D_1 = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot (H_A + H_{si})}{160}} \quad (\text{m})$$

$$\text{για B300} \quad D_1 = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot (H_A + H_{si})}{200}} \quad (\text{m})$$

β) με λιθοδομή:

$$D_1 = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot (H_A + H_{si})}{66,7}}$$

παίρνοντας υπόψη το μήκος κάθε δοκού B_i και την υδροστατική πίεση ($H_A + H_{si}$) στο μέσο της λωρίδας. Έτσι συντάσσεται το επόμενο πινάκιο:

Δοκός	$H_A + H_{Si}$ (m)	B_i (m)	D_i (m)
(1)			
(2)			
(3)			
(.)			
(.)			
(n)			

(1)

(2)

(3)

(.)

(.)

(n)

5. Σχεδιάζεται η διατομή του φράγματος - δοκού με βάση τα πάχη $D_1, D_2, D_3, \dots, D_n$ των δοκών, που υπολογίσθηκαν. Καθορίζεται το τελικό πάχος του φράγματος, που θα κατασκευασθεί σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα, θεωρώντας:

$$D_\delta \geq \max D_i$$

και αποδίδεται στον ίδιο σχέδιο η ορθογώνια διατομή του φράγματος με πάχος κατασκευής D_δ .

6. Ελέγχεται η οικονομικότητα του φράγματος - δοκού ως προς το φράγμα βάρους με βάση τη σχέση, που διαμορφώνουν τα αντίστοιχα πάχη της D_δ και D_B στη βάση της κατασκευής:

$$D_\delta \leq \frac{D_B}{2}$$

όπου

$$D_B = \frac{1}{\sqrt{\gamma_B}} \cdot (H_A + H_S) \quad (m)$$

7. Υπολογίζεται το πάχος D'' της στέψης με τον τύπο:

$$D'' = \frac{1}{\sqrt{\gamma_B}} \cdot (H_A + \frac{v_0^2}{2g}) \quad (m)$$

γίνεται παραδεικτό πάχος σχέψης:

$$D'' > D$$

ελλοσιώς απορρίπτεται το υπολογιζόμενο και παίρνεται

$$D'' = D$$

8. Το πάχος D''' των πτερυγίων θεωρείται ως:

$$D''' = D$$

Εάν τα πτερύγια κατασκευάζονται αυτοτελώς (δημιουργία αρμού), τοποθετείται οπλισμός StI στο άκρες μέτωπό τους με επικάλυψη 5 cm ως εξής:

" κύριος οπλισμός: 5φ12, φ12/20, διάταξη κατακόρυφη, βάθος αγκύρωσης: 0,80 m

" οπλισμός διανομής (όπου είναι επιθυμητός): 5φ10, φ10/20, διάταξη οριζόντια.

Για την διάταξη του οπλισμού βλέπε σχήμα 5.3. Εάν η κατασκευή των πτερυγίων γίνεται ταυτόχρονα με την υψηλότερη δοκό, στην οποία αυτά επικάθονται (ταυτόχρονη έγχυση σκυροδέματος), δεν απαιτείται οπλισμός. Το πάχος των πτερυγίων κατά χειμαρρολάβας υπολογίζονται, όπως το πάχος της στέψης σε τέτοια περίπτωση ως εξής:

$$D'''_{Em} = \sqrt{(3 \div 4)} \cdot (H_A + \frac{v_0^2}{2g})$$

Ευνεπώς τέτοια πτερύγια έχουν πάχος κατά 1,73÷2 φορές μεγαλύτερο των κανονικών. Κατασκευά-

ζονται όμως μόνο, εφόσον ισχύει:

$$D_{em} \leq D$$

αλλοιώς απορρίπτονται και κατασκευάζονται οπλισμένα.

9. Μορφοποιείται η τελική πρόοψη και η διατομή του φράγματος με βάση τη στέψη και τα λοιπά δεδομένα (υδατοχετοί).

10. Σε περίπτωση χειμαρρολάβας ακολουθείται η ίδια διαδικασία με υδροστατική πίεση όμως $(3 \div 4) \cdot (H_A + H_{Si})$.

5.3.4. ΤΟ ΠΛΗΡΕΣ ΦΡΑΓΜΑ-ΔΟΚΟΣ ΜΕ ΟΠΛΙΣΜΟ

5.3.4.1. Η μορφή του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό

5.3.4.1.1. Οι διαστάσεις του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό

Η κατασκευή τέτοιων φραγμάτων-δοκών είναι δυνατή μόνο με τη χρήση οπλισμένου σκυροδέματος. Για το σκοπό αυτό απαιτείται σκυρόδεμα B225 (ή υψηλότερης ποιότητας) και οπλισμός StIII ($\sigma_{Fe} = 2400 \text{ kg/cm}^2$). Σκυρόδεμα μικρότερης αντοχής συνιστάται (σύμφωνα με τη βιβλιογραφία) να αποφεύγεται. Κατά τον υπολογισμό του οπλισμού των δοκών η επιτρεπόμενη μέγιστη αντοχή σε θλίψη του σκυροδέματος B225 γίνεται δεκτή ως $\sigma_{bd} = 80 \text{ kg/cm}^2$ (Σιμόπουλος 1970).

Κατά τον υπολογισμό ακολουθείται, όπως και στη περίπτωση των φραγμάτων χωρίς οπλισμό, η μέθοδος της διαίρεσης του φραγματικού κορμού σε λωρίδες-δοκούς. Είναι αλήθεια, ότι η ελβετική αυτή μέθοδος δεν αποδίδει ακριβώς την στατική κατάσταση ενός τέτοιου φράγματος, όπως γίνεται με τη μέθοδο των πλακών. Παρόλο, όμως, που θεωρείται προσεγγιστική, από το Υπουργείο

Δημοσίων Έργων της Ελβετίας (ASF, 1973) συνιστάται, να χρησιμοποιείται στα χαμηλά φράγματα με ύψος μέχρι $h = 15 \text{ m}$, που μας ενδιαφέρουν εδώ, επειδή, όπως διαπιστώθηκε για τα ύψη αυτά δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα και ταυτόχρονα είναι ταχεία. Για υψηλότερες κατασκευές το φράγμα πρέπει να υπολογίζεται ως πλάκα.

Ετη συνέχεια αναπτύσσεται η ελβετική μέθοδος υπολογισμού του οπλισμού των φραγματικών δοκών τροποποιημένη όμως από το συγγραφέα, ώστε να συμφωνεί και με τον τρόπο υπολογισμού του οπλισμού στο ρύγχος, που δόθηκε στο Μέρος II.

Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, το φράγμα θεωρείται, ότι συγκροτείται από ένα σύνολο λωρίδων με ύψος $d = 1,0 \text{ m}$, που λειτουργούν ως δοκοί, με κατακόρυφη απόσταση (στο μέσο της δοκού) από τη στάθμη του νερού $H_A + H_{Si}$, δέχεται υδροστατική δύναμη $P_i = \gamma_w \cdot (H_A + H_{Si}) \cdot 1$, οπότε η μέγιστη ροπή κάμψης της (ελεύθερη έδραση) είναι:

$$M_i = \frac{P_i \cdot B_i^2}{8} = \frac{(H_A + H_{Si}) \cdot \gamma_w \cdot 1 \cdot B_i^2}{8} \quad (\text{mt})$$

Εφαρμόζοντας τους κανόνες υπολογισμού των διατομών σε οπλισμένο σκυρόδεμα για ελαστικό υπολογισμό και για ορθογωνική διατομή προκύπτει, ότι το στατικό πάχος της δοκού με ύψος $d = 1,0 \text{ m}$ δίνεται ως εξής:

$$h_{D1} = k_h^* \cdot \sqrt{\frac{M_i}{d}} = k_h^* \cdot \sqrt{\frac{(H_A + H_{Si}) \cdot B_i^2}{8}} \quad (\text{cm})$$

όπου h_{D1} : το στατικό πάχος της δοκού (προσοχή:cm!)
 M_i : ροπή κάμψης (mt)
 d : ύψος δοκού (m), παίρνεται $d = 1,0 \text{ m}$

k_h^* : συντελεστής, που δίνεται από τον πίνακα 5.2.

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 5.2.

Τιμές των μεγεθών k_h και k_h^* και του συντελεστή k_e για StIII (Πενέλης, 1971)

σ_b (kg/cm ²)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
k_h & k_h^*	21,2	16,4	13,5	11,6	10,2	9,2	8,4	7,7	7,2	6,7
k_e	0,44	0,45	0,45	0,46	0,46	0,47	0,47	0,48	0,48	0,49

Κάνοντας τον υπολογισμό του h_{Di} για όλες τις δοκούς του φράγματος, προκύπτει μια μέγιστη τιμή του στατικού πάχους ($maxh_D$). Με βάση αυτή και παίρνοντας υπόψη, ότι για τον οπλισμό σε χειμαρρικό φράγματα επιβάλλεται επικάλυψη τουλάχιστο 5 cm, το τελικό πάχος D της φραγματικής κατασκευής με οπλισμό που γίνεται αποδεκτό, είναι:

$$D \geq maxh + 5 \text{ cm}$$

Η επιφάνεια Fe του αναγκαίου κύριου οπλισμού στη δοκό ανά τρέχον μέτρο μήκους της δίνεται από τη σχέση:

$$Fe = k_e \cdot \frac{M_i}{h_{Di}} = k_e \cdot \frac{(H_A + H_{Si}) \cdot B_i^2}{8 h_{Di}} \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

όπου Fe : επιφάνεια οπλισμού στη διατομή (προσοχή: cm²/m)

M : ροπή κάμψης (mt)

h_D : στατικό πάχος (προσοχή: m)

k_e : συντελεστής, που δίνεται από τον πίνακα 5.2

Εάν το k_h είναι πολύ μεγάλο, ώστε η τιμή του να βρίσκεται εκτός του πίνακα, παίρνεται η μικρότερη υπάρχουσα τιμή σ' αυτόν για το k_e .

Με βάση την παραπάνω σχέση υπολογίζεται για κάθε δοκό του φράγματος ο αντίστοιχος αναγκαίος, κύριος οπλισμός για St III. Ως τελικός κύριος οπλισμός επιλέγεται εκείνος, που παρουσιάζει την μέγιστη επιφάνεια ($maxFe$) για όλες τις δοκούς. Άρα ο τελικά αποδεκτός, κύριος οπλισμός για το σύνολο του φράγματος πρέπει να είναι:

$$Fe \geq maxFe \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

Ετη συνέχεια καθορίζεται, με τη βοήθεια του πίνακα 4.2. (Μέρος II) και με βάση το παραδεκτό Fe, η διάμετρος των ράβδων, που απαιτούνται καθώς και τα τεμάχια τους και έτσι προσδιορίζεται η απόσταση των ράβδων μεταξύ τους. Συνιστάται πάντως να μην χρησιμοποιείται κύριος οπλισμός με διάμετρο μικρότερη των 8mm. Επειδή δε οι τυχόν υδατοχετοί πρέπει να παρεμβάλλονται - αναγκαστικά - μεταξύ των ράβδων του κύριου οπλισμού, συνιστάται να επιλέγεται τέτοιο πάχος ράβδων, ώστε αυτές να αφήνουν το μεγαλύτερο δυνατό διάστημα μεταξύ τους. Η επιλογή αυτή μπορεί βέβαια να γίνεται για ολόκληρο τον φραγματικό κορμό, συνήθως όμως περιορίζεται μόνο στη δοκό, όπου θα κατασκευασθούν οι υδατοχετοί. Επειδή δε η μέγιστη απόσταση μεταξύ των ράβδων είναι 25 cm, η δε επικάλυψη του οπλισμού ανέρχεται σε 5 cm, το μέγιστο δυνατό ύψος ενός τέτοιου υδατοχετού δεν μπορεί να υπερβαίνει τα 15 cm. Γι' αυτό οι υδατοχετοί σχεδιάζονται πεπλατυσμένοι. Συνήθως κατασκευάζονται σε μια από τις χαμηλότερες δοκούς και πάντοτε στην περιοχή των πτερυγίων - ποτέ στο

χώρο του διαρρου - ώστε να βρίσκονται έξω από την περιοχή του μέγιστου καμψεφελκυσμού.

Εκτός από τον κύριο οπλισμό πρέπει να συνυπολογίζεται επίσης και ένας οπλισμός διανομής ίσος με $0,20 \cdot Fe$. Συνήθως χρησιμοποιείται γι' αυτόν πάχος ράβδων όχι μικρότερο του $\Phi 10$. Όσα αναφέρθηκαν για τον κύριο οπλισμό και τους υδατοχετούς, ισχύουν και εδώ. Πάντως μπορεί, όπου είναι αναγκαίο, να διακόπτεται μια ράβδος του οπλισμού διανομής στη θέση ίδρυσης υδατοχετού, ώστε να αποκτάει αυτός άνοιγμα μέχρι 40cm.

Η διάταξη του οπλισμού στο φραγματικό κορμό γίνεται κατά τις ελβετικές οδηγίες ως εξής:

Ο κύριος οπλισμός, τοποθετείται στο κάτω μέρος, διατάσσεται οριζόντιος και αγκυρώνεται στα εκατέρωθεν άκρα του (δηλ. στο εξωτερικό τμήμα $T/2$ της θεμελίωσης των δοκών στα πρανή). Ο οπλισμός διανομής διατάσσεται κατακόρυφος με αντίστοιχη αγκύρωση στα άκρα. Στα πτερύγια ο κύριος οπλισμός τοποθετείται στο άνω μέρος και διατάσσεται κατακόρυφος, συνεπικουρείται δε και από έναν οπλισμό διανομής με οριζόντια διάταξη.

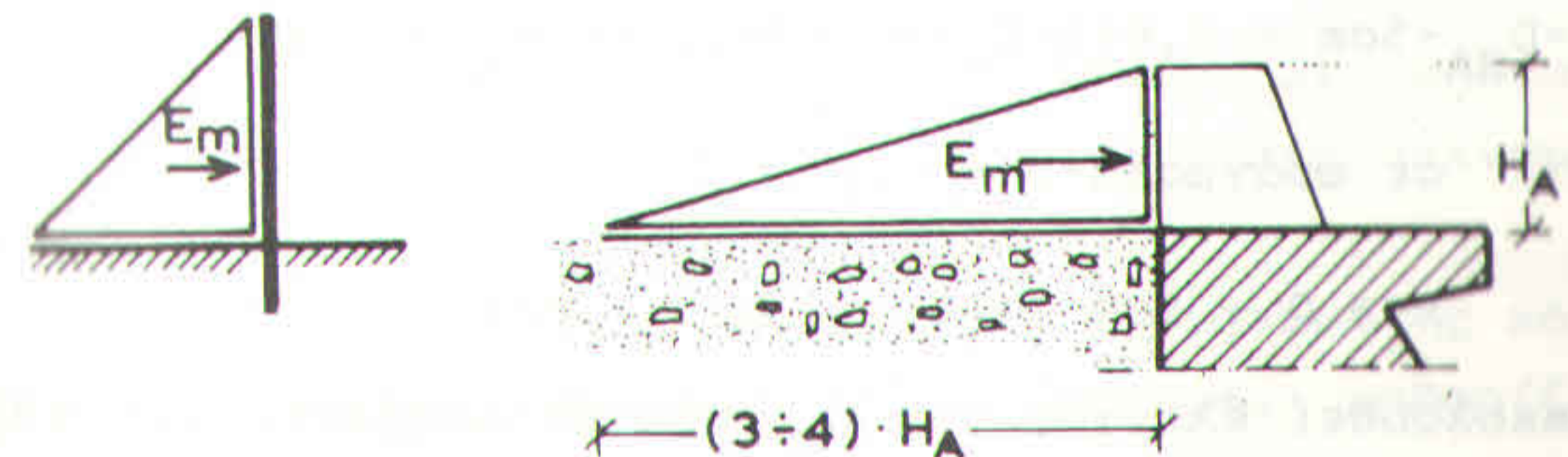
Ο προσδιορισμός του πάχους της στέψης D' γίνεται, όπως και στα μη οπλισμένα φράγματα-δοκοί. Το πάχος της στέψης D' στα πτερύγια θεωρείται ως $D' = D$. Εάν τα πτερύγια δεν κατασκευάζονται ταυτόχρονα με την δοκό, στην οποία επικάθονται (δημιουργία αρμού), πρέπει να γίνεται χρήση οπλισμού, σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στα μη οπλισμένα φράγματα.

Τέλος, ο έλεγχος της οικονομικότητας μιας οπλισμένης φραγματικής κατασκευής γίνεται, όπως και στη περίπτωση των μη οπλισμένων φραγμάτων-δοκών, που αναφέρθηκε προηγουμένως. Πάντως καλό είναι, στα οπλι-

σμένα φράγματα-δοκούς να γίνεται σύγκριση όχι των διατομών αλλά της δαπάνης, που απαιτείται για την κατασκευή "φέτας" φράγματος με πάχος 1 m μεταξύ του φράγματος βάρους και του οπλισμένου φράγματος-δοκού, παίρνοντας υπόψη και το κόστος του οπλισμού.

Σε περίπτωση οπλισμένου φράγματος-δοκού κατά χειμαρρολάβας ακολουθείται η ίδια διαδικασία υπολογισμού. Η υδροστατική πίεση όμως υπολογίζεται ως $(3/4) \cdot (H_A + H_{Si})$. Σε περίπτωση δε, που η χειμαρρολάβα αναμένεται, ότι θα ασκείται μόνο στα πτερύγια της κατασκευής, ο υπολογισμός του οπλισμού των πτερυγίων γίνεται ως εξής:

Θεωρείται, ότι τα πτερύγια λειτουργούν ως κατακόρυφοι πρόβολοι, που πακτώνονται στη στέψη του φράγματος και δέχονται τριγωνικό υδροστατικό φορτίο. Το στατικό σύστημα στην περίπτωση αυτή δίνεται από το σχήμα 5.8.



Σχήμα 5.8. Στατικό σύστημα και δυνάμεις, που δρουν στα πτερύγια φράγματος-δοκού σε περίπτωση χειμαρρολάβας

Η δύναμη, που ασκείται στα πτερύγια από την χειμαρρολάβα, ανέρχεται σε:

$$E_m = (3/4) \cdot \frac{1}{2} \cdot H_A^2 \quad (t)$$

Η ροπή, που δημιουργείται σ' αυτά ως προς τη στέψη του

φράγματος (θέση πάκτωσης των πτερυγίων) είναι:

$$M = E_m \cdot \frac{H_A}{3} \quad (\text{mt})$$

Ευνεπώς ο συντελεστής k_h για την περίπτωση αυτή δίνεται από τη σχέση:

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{h}{\sqrt{M}}$$

όπου h : το στατικό ύψος (πάχος) του πτερυγίου (προσοχή: σε cm!)

M : ροπή (mt)

b : βάθος, δηλ. ανάπτυγμα πτερυγίου (παίρνεται "φέτα" με πάχος $b = 1,0 \text{ m}$)

Το στατικό ύψος h (πάχος) στην προκειμένη περίπτωση δίνεται ως εξής:

- σε φράγματα βάρους:

$$h = D_{HA} - 5\text{cm} = 0,645 \cdot H_A - 5\text{cm} \quad (\text{όπου το } H_A \text{ σε cm!})$$

- σε φράγματα-δοκούς:

$$h = D - 5\text{cm} \quad (\text{όπου το } D \text{ σε cm!})$$

Επακολουθεί έλεγχος του k_h που υπολογίστηκε, κατά πόσο ισχύει:

$$k_h > k_h^*$$

Ο συντελεστής k_h^* δίνεται ως εξής:

- για B160 και St I: από τον πίνακα 4.3. βλ. Μέρος II, (για επιτρεπόμενη τάση $\sigma = 60 \text{ kg/cm}^2$)

- για B225 και St III: από τον πίνακα 5.2. (για επιτρεπόμενη τάση $\sigma = 80 \text{ kg/cm}^2$)

- για B300 και St III: από τον πίνακα 5.2. (για επι-

πιτρεπόμενη τάση $\sigma = 100 \text{ kg/cm}^2$).

Σε περίπτωση $k_h < k_h^*$ αυξάνεται το μέγεθος του h και επαναλαμβάνεται ο υπολογισμός. Με βάση το k_h προσδιορίζεται από τον αντίστοιχο πίνακα η τιμή του k_e .

Η επιφάνεια του αναγκαίου οπλισμού Fe για κάθε τρέχον μέτρο κατασκευής δίνεται από τη σχέση:

$$Fe = k_e \cdot \frac{M}{h} \quad (\text{cm}^2/\text{m})$$

(προσοχή το h εισέρχεται στον τύπο σε m!)

Επακολουθεί ο υπολογισμός του αριθμού και της διαμέτρου των ράβδων του οπλισμού, ο οποίος γίνεται με τη βοήθεια του πίνακα 4.2. (Μέρος II) κατά τα γνωστά. Κατά κανόνα αρκεί ένας οπλισμός $4 \div 5 \Phi 14$, $\Phi 14/20 \div 25$ για το σκοπό αυτό.

5.3.4.1.2. Η μορφοποίηση της διατομής του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό

Η μορφοποίηση των φραγμάτων-δοκών με οπλισμό γίνεται, όπως και εκείνη στα φράγματα χωρίς οπλισμό, (βλέπε κεφ. 5.3.4.1.2.), ως εξής:

Αποτυπώνεται και σχεδιάζεται η διατομή της κοίτης, σχεδιάζεται η πρόσοψη του φράγματος, καθορίζονται οι δοκοί, υπολογίζονται τα αντίστοιχα μεγέθη τους και προσδιορίζεται το τελικό πάχος του φράγματος, όπως και στη προηγούμενη περίπτωση. Στη συνέχεια σχεδιάζεται η διατομή με κατακόρυφο το άνω και το κάτω μέτωπο. Ο οπλισμός του κορμού και των πτερυγίων γίνεται επίσης σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν.

Στη βάση του φράγματος διαμορφώνεται συνήθως ένας υδατοχετός, οπότε στη περιοχή του δεν τοποθετείται οπλισμός. Στον κορμό δε του φράγματος λόγω της παρουσίας του οπλισμού οι υδατοχετοί κατασκευάζονται

και συχνά περιβάλλονται από σίδερα για μεγαλύτερη ασφάλεια.

5.3.4.2. Η διαστασιολόγηση του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό

Κατά τη διαστασιολόγηση του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό ακολουθείται γενικά η ίδια σειρά, που περιγράφηκε στο κεφ. 5.3.3.2. για εκείνο χωρίς οπλισμό ως εξής:

Τα 1.2.3., όπως στο κεφ. 5.3.3.2. Επιπλέον γίνεται καθορισμός του είδους του σκυροδέματος ($B \geq 225 \text{ kg/cm}^2$) και του οπλισμού, που θα χρησιμοποιηθεί.

4. Σε κάθε δοκό 1,2,3,...n με ύψος $d = 1,0 \text{ m}$ γίνεται υπολογισμός του στατικού πάχους της $h_{D1}, h_{D2}, \dots, h_{Dn}$ ως εξής:

$$h_{Di} = k_h^* \cdot \sqrt{\frac{(H_A + H_{Si}) \cdot B^2}{8}} \quad (\text{cm})$$

(όπου το h_{Di} δίνεται σε cm και στη συνέχεια μετατρέπεται σε m), καθώς και της επιφάνειας F_e του αντίστοιχου κύριου οπλισμού:

$$F_{ei} = k_e \cdot \frac{(H_A + H_{Si}) \cdot B_i^2}{h_{Di}} \quad (\text{cm}^2/\text{m})$$

(προσοχή: στον τύπο το h_{Di} εισέρχεται σε m, όχι σε cm!) και συντάσσεται το επόμενο πινάκιο:

Δοκός	$H_A + H_{Si}$ (m)	B_i (m)	h_{Di} (m)	F_e (cm^2/m)
1				
2				
3				
·				
·				
n				

Από το πινάκιο αυτό προκύπτει το $\max h_D$ και το $\max F_e$.

5. Σχεδιάζεται η διατομή του φράγματος -δοκού με τα στατικά πάχη των δοκών, που προσδιορίστηκαν και στη συνέχεια καθορίζεται το πάχος του φράγματος ως:

$$D \geq \max h_D + 0,05 \text{ m} \quad (\text{m})$$

Γίνεται παραδοχή του πάχους του οπλισμού του ως:

$$F_e \geq \max F_e$$

καθώς και του οπλισμού διανομής ως $0,2 \cdot F_e$ και καθορίζεται το πάχος των ράβδων και η διάταξή τους. Επακολουθεί η απόδοση της τελικής διατομής του φράγματος στο ίδιο σχέδιο.

6. Ο έλεγχος της οικονομικότητας του φράγματος-δοκού γίνεται, όπως και στα φράγματα χωρίς οπλισμό (κεφ. 5.3.3.2.).

7. Το πάχος D' της στέψης υπολογίζεται, όπως στο κεφ. 5.3.3.1.

8. Το πάχος D'' υπολογίζεται, όπως στο κεφάλαιο 5.3.3.2. Εάν τα πτερύγια κατασκευάζονται ταυτόχρονα με την πρώτη (άνω) δοκό, δηλ. χωρίς αρμό, δεν απαιτείται οπλισμός. Αλλιώς τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός ως εξής:

- κύριος οπλισμός: $5\Phi 12, \Phi 12/20$
- οπλισμός διανομής: $5\Phi 10, \Phi 10/20$

9. Η μορφοποίηση της πρόοψης κ.λ.π. γίνεται όπως στο κεφάλαιο 5.3.3.2. Οι αναγκαίοι υδατοχετοί τοποθετούνται ανάλογα με τη διάταξη του οπλισμού(με-

ταξύ των ράβδων), ώστε να μην επηρεάζουν στατικά την κατασκευή.

10. Σε περίπτωση χειμαρρολάβας ακολουθείται η ίδια διαδικασία με την παραπάνω. Οι υπολογισμοί όμως γίνονται για $(3 \div 4) \cdot (H_A + H_{si})$. Εάν προβλέπεται χειμαρρολάβα μόνο στα πτερύγια ο υπολογισμός του οπλισμού γίνεται ως εξής:

- υπολογίζεται η ροπή στα πτερύγια από τη σχέση:

$$M = E_m \cdot \frac{H_A}{3} \text{ όπου } E_m = (3 \div 4) \cdot \frac{1}{2} \cdot H_A^2$$

- προσδιορίζεται ο συντελεστής k_h από τη σχέση:

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{M}}$$

όπου το h: στατικό ύψος (σε cm), το οποίο δίνεται ως εξής:

• στα φράγματα βάρους:

$$h = 0,645 \cdot H_A - 5 \text{ cm (το } H_A \text{ σε cm)}$$

• στα φράγματα-δοκούς:

$$h = D - 5 \text{ cm (το } D \text{ σε cm)}$$

- έλεγχος, ότι $k_h > k_h^*$ (από πίνακα 4.3. για B160 St I και από πίνακα 5.2. για B225, St III) και στη συνέχεια προσδιορισμός του k_e

- προσδιορισμός της επιφάνειας του οπλισμού από τη σχέση:

$$F_e = k_e \cdot \frac{M}{h} \quad (\text{cm}^2/\text{m})$$

(προσοχή: το h εισέρχεται σε πόδι σε cm!)

- υπολογισμός των ράβδων κλπ. με βάση τον πίνακα 4.2. Συνήθης οπλισμός για το σκοπό αυτό:

$$4 \div 5 \text{ } \Phi 14, \text{ } \Phi 14/20 \div 25$$

5.3.5. ΤΟ ΜΙΚΤΟ ΦΡΑΓΜΑ ΒΑΡΟΥΣ-ΔΟΚΟΣ (Η ΦΡΑΓΜΑ-ΜΕΡΙΚΗ ΔΟΚΟΣ) ΧΩΡΙΣ ΟΠΛΙΣΜΟ

5.3.5.1. Η μορφή του μικτού φράγματος βάρους-δοκού χωρίς οπλισμό

5.3.5.1.1. Οι διαστάσεις του μικτού φράγματος βάρους-δοκού

Έχει καταδειχθεί (Hampel 1932, Παπούλιας 1970, ASF 1973, Kronfellner-Kraus 1978), ότι σε σχετικά στενές διατομές τα φράγματα βάρους λειτουργούν και ως δοκοί. Στηριζόμενος στη διαπίστωση αυτή ο Kronfellner-Kraus (1978) ανέπτυξε μια μέθοδο υπολογισμού του φράγματος βάρους και ως μερικής δοκού ως εξής:

Διαστασιολογεί καταρχή το φράγμα βάρους ως προς την ώθηση των γαιών, την οποία δέχεται, ότι ισούται με το 1/3 περίπου της υδροστατικής δύναμης. Στη συνέχεια υπολογίζει τη διάσταση, που πρέπει να έχει η βάση του ως δοκός για να παραλάβει τα υπόλοιπα 2/3 της υδροστατικής δύναμης. Για το σκοπό αυτό διαιρεί το ειδικό βάρος του νερού $\gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3$ αντίστοιχα σε $\gamma_1 = \gamma_w/3$ και $\gamma_2 = 2\gamma_w/3$, ώστε να ισχύει:

$$\gamma_w = \gamma_1 + \gamma_2 = 1,0 \text{ t/m}^3$$

Ο υπολογισμός αναφέρεται μόνο στο πάχος της βάσης του φράγματος, όχι όμως και στα πάχη των υπόλοιπων (ενδιάμεσων) τμημάτων της διατομής του, όπου μπορεί να μην ισχύουν, όσα υπολογίζονται για τη βάση. Είναι δε γνωστό, ότι σε τριγωνικές και τραπεζοειδείς διατομές, η δοκός με το μεγαλύτερο πάχος εμφανίζεται υψηλότερα από τη βάση της κατασκευής. Επίσης η μέθοδος δεν εξετάζει κατά πόσο τα πρηνή (ιδίως τα γεώδη) είναι σε θέση να πα-

ραλάβουν τις δυνάμεις, που τους μεταβιβάζουν οι δοκοί, ούτε παρέχει τρόπο ελέγχου της ευστάθειας, για την περίπτωση, που η κατασκευή λειτουργεί ως δοκός.

Παραλλαγή της μεθόδου του Kronfellner-Kraus παρουσίασε ο Παπούλιας (1970). Αυτός δίνει μια καταρχή τιμή στο γ_1 και υπολογίζει το πάχος της βάσης D_B για φράγμα βάρους. Στη συνέχεια υπολογίζει το πάχος της βάσης D_S για δοκό με $\gamma_2 = \gamma_w - \gamma_1$ και συγκρίνει τα D_B και D_S μεταξύ τους. Επαναλαμβάνει τους υπολογισμούς για διαφόρους συνδυασμούς των γ_1 και γ_2 , ώστε τελικά να ισχύει η σχέση:

$$D_{\text{βάρους}} = D_{\text{δοκού}}$$

Για τον υπολογισμό του D_B χρησιμοποιεί τον τύπο του Hauska με κεκλιμένο άνω μέρος μέτωπο. Όπως και στη προηγούμενη μέθοδο, τα αποτελέσματα των υπολογισμών του Παπούλια ισχύουν μόνο για τη βάση του φράγματος, όχι όμως και για τις δοκούς στα υπόλοιπα, υψηλότερα μέρη του, όπου εμφανίζεται και το μέγιστο πάχος δοκού (για τριγωνικές και τραπεζοειδείς διατομές). Επίσης δεν εξετάζει, κατά πόσο τα πρηνή είναι σε θέση να παραλάβουν τις μεταφερόμενες σε αυτά δυνάμεις, ούτε παρέχει τρόπο ελέγχου της ευστάθειας ενός τέτοιου φράγματος.

Τόσο η μέθοδος του Kronfellner-Kraus, όσο και η παραλλαγή του Παπούλια προϋποθέτουν κοίτες με κατακόρυφα ή σχεδόν κατακόρυφα πρηνή, οπότε το ανάπτυγμα του φράγματος, επομένως και το πάχος της υπολογιζόμενης δοκού, παραμένουν σταθερά σε όλο το ύψος της κατασκευής. Κατά κανόνα όμως οι διατομές έχουν τραπεζοειδή έως τριγωνική διατομή, οπότε η εφαρμογή των μεθόδων αυτών είναι αδύνατη. Στη σχετική βιβλι-

ογραφία όμως δεν παρέχεται καμία άλλη μέθοδος διαστασιολόγησης τέτοιων μικτών κατασκευών σε διατομές με τριγωνική ή τραπεζοειδή μορφή.

Ο συγγραφέας του παρόντος πιστεύει, ότι σε κοίτες όχι ιδιαίτερα στενές, στις οποίες η κατασκευή φραγμάτων-δοκών αποκλείεται σύμφωνα με τον πίνακα 5.1. λόγω του εύρους τους, τα μικτά φράγματα βάρους-δοκοί μπορούν να χρησιμεύσουν για την ίδρυση φραγματικών κατασκευών με οικονομικές διατομές. Γι' αυτό ανέπτυξε τον ακόλουθο τρόπο υπολογισμού μικτών φραγμάτων σε κοίτες με τριγωνική, ορθογώνια, τραπεζοειδή διατομή, που απαιτούν ανάπτυγμα φράγματος μεγαλύτερο από εκείνο του πίνακα 5.1:

Το φράγμα θεωρείται, ότι αποτελείται από ένα σύνολο οριζόντιων και κατακόρυφων λωρίδων, από τις οποίες οι πρώτες λειτουργούν ως δοκοί, ενώ οι δεύτερες επενεργούν με το βάρος τους. Κάθε σημείο του φράγματος θεωρείται, ότι υπάγεται ταυτόχρονα και στις δύο αυτές λωρίδες και, συνεπώς, ότι μπορεί να επενεργεί από στατική άποψη και με τους δύο τρόπους. Εναπομένει λοιπόν να καθοριστεί η κατανομή των φορτίων, που δέχεται το φράγμα κατά τις δύο παραπάνω στατικές λειτουργίες. Αυτό μπορεί να γίνει με κριτήριο την οικονομικότερη διαστασιολόγηση της φραγματικής διατομής ως εξής:

Η διατομή του φράγματος διαιρείται σε λωρίδες. Κάθε λωρίδα υπολογίζεται ταυτόχρονα με βάση τη λειτουργία της τόσο ως δοκού, όσο και ως κατασκευής βάθους για τις ακόλουθες τρεις περιπτώσεις κατανομής της ασκούμενης υδροστατικής δύναμης:

- = στη δοκό: $2/3(H_A + H_{S1})$, στο βάρος: $1/3(H_A + H_{S1})$
- = στη δοκό, όσο και στο βάρος: $(H_A + H_{S1})/2$ και

- στη δοκό: $1/3 (H_A + H_{si})$, στο βάρος: $2/3 (H_A + H_{si})$, ως εξής:

Καταρχή εξετάζεται η πρώτη περίπτωση κατανομής, οπότε η λωρίδα εξουδετερώνει με το βάρος της μέγεθος φορτίου ίσο με την ώθηση των γαιών, δηλαδή ίσο με $(H_A + H_{si})/3$, ενώ ως δοκός παραλαμβάνει φορτίο $2(H_A + H_{si})/3$. Συνεπώς το πάχος της λωρίδας ως κατασκευής βάρους δίνεται σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο από τη σχέση:

$$D_{B/3,i} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot \frac{(H_A + H_{si})}{3} \quad (m)$$

η οποία σε φράγματα από σκυρόδεμα ($\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$) γίνεται:

$$D_{B/3,i} = 0,645 \cdot \frac{(H_A + H_{si})}{3} \quad (m)$$

Εξάλλου το πάχος της λωρίδας ως δοκού υπολογίζεται παίρνοντας υπόψη τόσο το ανάπτυγμά της B_i (μέχρι το ήμισυ του βάθους θεμελίωσης T της δοκού στα πρανή, δηλαδή για $T/2$), όσο και το είδος του σκυροδέματος, που θα χρησιμοποιηθεί (πάντοτε $B \geq 160 \text{ kg/cm}^2$), από τις ακόλουθες σχέσεις:

- για B160: $D_i = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot \frac{2}{3}(H_A + H_{si})}{133}}$

- για B225: $D_i = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot \frac{2}{3}(H_A + H_{si})}{160}}$

- για B300: $D_i = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot \frac{2}{3}(H_A + H_{si})}{200}}$

- για λιθοδομή: $D_i = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot \frac{2}{3}(H_A + H_{si})}{66,6}}$

Ταυτόχρονα συνιστάται, για λόγους σύγκρισης, να γίνεται υπολογισμός του πάχους της δοκού και για πλήρη υδροστατική πίεση $(H_A + H_{si})$ με τη βοήθεια της εξίσωσης του βασικού τριγώνου:

$$D = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_A + H_{si}) = 0,645 \cdot (H_A + H_{si}) \quad (m)$$

Επανελευθεί σύγκριση μεταξύ των τριών παραπάνω παχών $D_{B/3,i}$, $D_{\delta i}$ και D για κάθε δοκό.

Οι υπολογισμοί επαναλαμβάνονται με την ίδια σειρά για τη δεύτερη περίπτωση κατανομής του φορτίου: υδροστατική πίεση στη δοκό, όσο και στο βάρος $(H_A + H_{si})/2$ και συγκρίνονται τα αποτελέσματα σε κάθε λωρίδα τόσο μεταξύ τους, όσο και με εκείνα του πρώτου υπολογισμού. Εάν οι λύσεις δεν ικανοποιούν επαναλαμβάνονται οι υπολογισμοί και για την τρίτη περίπτωση κατανομής: υδροστατική πίεση $(H_A + H_{si})/3$ στη δοκό και $2(H_A + H_{si})/3$ στο βάρος, οπότε και επιλέγεται η ευνοϊκότερη διατομή μεταξύ και των τριών αυτών περιπτώσεων. Εάν και πάλι δεν ικανοποιεί το αποτέλεσμα, εγκαταλείπεται η προσπάθεια και κατασκευάζεται φράγμα βάρους. Σε περίπτωση οριακών καταστάσεων μπορούν να επιλέγονται και άλλοι συνδυασμοί κατανομής της υδροστατικής πίεσης εκτός από τους τρεις παρακάτω.

Για την διαμόρφωση των πτερυγίων, της στέψης, κ.λ.π. ισχύουν, όσα αναφέρθηκαν έως εδώ για τα φράγματα βάρους και τα φράγματα-δοκούς. Το άνω μέρος της κατασκευής διαμορφώνεται πάντοτε κατακόρυφο, ενώ το κάτω μέρος αποκτά κλίση τέτοια, που να ανταποκρίνεται στα αποδεκτά πάχη των δοκών στα διάφορα ύψη

και ταυτόχρονα να εξασφαλίζει την απομάκρυνση των νερών και των φερτών υλών. Όπου είναι αναγκαίο, διευρύνεται η στέψη, ή διαμορφώνεται γείσος.

Η τελική διατομή της κατασκευής, που προκύπτει με τον τρόπο αυτό (συνδυασμός D_B και D_S), παραμένει μικρότερη της διατομής βάρους.

Πάντως τέτοιες κατασκευές δεν συνιστάται να ιδρύονται σε περίπτωση χειμαρρολάβας.

5.3.5.1.2. Η μορφοποίηση του μικρού φράγματος βάρους-δοκού χωρίς οπλισμό

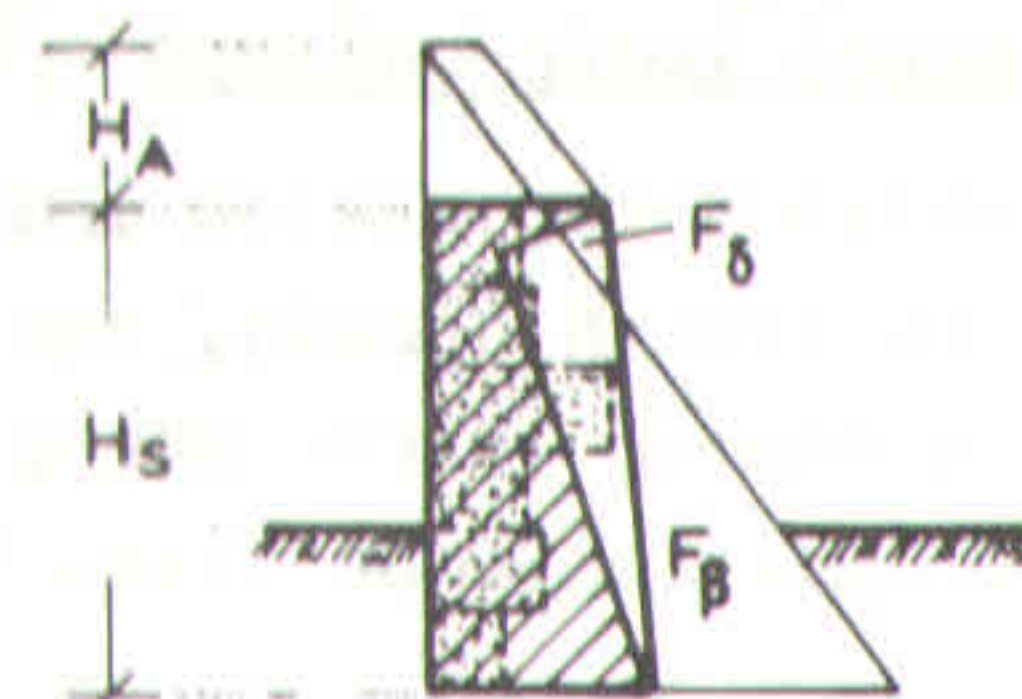
Για κάθε μια από τις τρεις περιπτώσεις κατανομής της υδροστατικής πίεσης μορφοποιείται ένα σύνολο από τρεις φραγματικές διατομές ως εξής (σχήμα 5.9.):

Καταρχή μορφοποιείται με άναντες μέτωπο κατακόρυφο και σχεδιάζεται κατά τα γνωστά (βλέπε κεφ.4.4.3.3.) η διατομή του φράγματος βάρους, που αντιστοιχεί σε ολόκληρη την υδροστατική πίεση και ακολουθεί η μορφοποίηση και ο σχεδιασμός στο ίδιο σχέδιο εκείνης που αντιστοιχεί σε μειωμένη υδροστατική πίεση $(H_A + H_{Si})/3$. Στο σχέδιο, που αποδίδει το συνδυασμό αυτών των διατομών τοποθετούνται στη συνέχεια τα πάχη των λωρίδων-δοκών, που έχουν υπολογιστεί για πίεση $2(H_A + H_{Si})/3$ σε κάθε λωρίδα. Κατά κανόνα στο κατώτερο τμήμα (θεμέλια) ισχύει $D_B > D_S$, ενώ στο ανώτερο τμήμα αντιστρέφεται η σχέση σε $D_B < D_S$.

Επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία μορφοποίησης και σχεδιασμού, για την περίπτωση κατανομής της υδροστατικής πίεσης $(H_S + H_A)/2$ τόσο στη δοκό, όσο και στο βάρος και, εφόσον κρίνεται αναγκαίο και για την περίπτωση κατανομής $(H_S + H_A)/3$ στη δοκό και $2(H_S + H_A)/3$ στο βάρος.

Η μορφή του φράγματος σε κάθε σχήμα με τις

τρεις αλληπάλληλες διατομές δίνεται από την εξωτερική (προς τα κάτω) γραμμή, που περιβάλλει τα πάχη των λωρίδων ως δοκών και ως μερικών κατασκευών βάρους. Ως τελική δε μορφή του μικτού φράγματος γίνεται αποδεκτή, από τα δύο ή τρία σχήματα που έχουν σχεδιαστεί, εκείνη η εξωτερική γραμμή περιβολής, η οποία περικλείεται στα κάτω από τη γραμμή του τριγώνου των πιέσεων για πλήρη υδροστατική πίεση $(H_A + H_S)$. Εάν



Σχήμα 5.9. Μορφοποίηση διατομής μικτού φράγματος βάρους-δοκού

η γραμμή περιβολής περικλείεται μόνο εν μέρει από τη γραμμή του τριγώνου, τότε για να γίνει αποδεκτή ως τελική μορφή, θα πρέπει η επιφάνεια F_B της πλήρους κατασκευής βάρους, που εξέχει (στο κάτω μέρος) ως προς την αποδεκτή επιφάνεια του μικτού φράγματος βάρους-δοκού, να είναι μεγαλύτερη από την επιφάνεια F_S του μικτού φράγματος, που εξέχει (στο άνω μέρος) ως προς εκείνη της πλήρους κατασκευής βάρους, δηλαδή να ισχύει (σχήμα 5.9):

$$F_B > F_S$$

Πρέπει να γίνεται πάντοτε έλεγχος της κλίσης του κάτω μετώπου, για να διαπιστώνεται, κατά πόσο αυτό απομακρύνει επαρκώς τα νερά και τα φερτά υλικά. Όπου η κλίση δεν επαρκεί, επεκτείνεται η στέψη ή κα-

τασκευάζεται ρύγχος κατά τα γνωστά.

Μεγάλοι υδατοχετοί δεν κατασκευάζονται στο κέντρο των θεμελίων, αφού το φράγμα δρα και με το βάρος του, το δε βάθος θεμελίωσης της κατασκευής πρέπει να υπολογίζεται παίρνοντας ιδιαίτερα υπόψη το βάθος της αναμενόμενης υποσκαφής.

5.3.5.2. Η διαστασιολόγηση του μικτού φράγματος βάρους-δοκού χωρίς οπλισμό

Η διαστασιολόγηση του μικτού φράγματος βάρους-δοκού ακολουθεί τη γενική πορεία, που περιγράφηκε για τα φράγματα βάρους (βλέπε Μέρος Ι) και για τα φράγματα-δοκοί χωρίς οπλισμό (κεφ. 5.3.3.2) και γίνεται ως εξής:

1. Σχεδιάζεται η πρόοψη της κατασκευής και διαιρείται σε λωρίδες ύψους $d = 1,0 \text{ m}$ με τη βοήθεια οριζόντιων ευθειών. Αποφασίζεται το είδος του σκυροδέματος, που θα χρησιμοποιηθεί (πάντοτε $B \geq 160 \text{ kg/cm}^2$).

2. Υπολογίζονται οι οριζόντιες λωρίδες του φράγματος ως δοκοί για τις μερικές υδροστατικές πιέσεις: $2(H_A + H_{Si})$ και $(H_A + H_{Si})/2$ με τη βοήθεια των αντίστοιχων εξισώσεων:

$$D_{\delta i} = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot \frac{2}{3}(H_A + H_{Si})}{\frac{4}{3}\sigma_{bz}}} \quad \text{και} \quad D_{\delta i} = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot \frac{1}{2}(H_A + H_{Si})}{\frac{4}{3}\sigma_{bz}}} \quad (\text{m})$$

όπου ισχύουν τα εξής:

	$\frac{(4/3) \cdot \sigma_{bz}}$
- για B160 :	133
- για B225 :	160
- για B300 :	200
- για λιθοδομή:	66

Ετη συνέχεια υπολογίζονται οι ίδιες λωρίδες του φράγματος ως κατασκευές βάρους για τις αντίστοιχες μερικές υδροστατικές πιέσεις: $(H_A + H_{Si})/3$ και $(H_A + H_{Si})/2$, καθώς και για την πλήρη υδροστατική πίεση: $(H_A + H_{Si})$ με τη βοήθεια των παρακάτω εξισώσεων, που στηρίζονται στο βασικό τρίγωνο:

$$D_{\beta/3,i} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot \frac{(H_A + H_{Si})}{3}, \quad D_{\beta/2,i} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot \frac{(H_A + H_{Si})}{2}$$

$$D_{\beta i} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_A + H_{Si}) \quad (\text{m})$$

οπότε συντάσσονται οι επόμενοι πίνακες:

α) Πίνακας για δοκό με $2(H_A + H_{Si})/3$ και για βάρος με $(H_A + H_{Si})/3$

Λωρίδα	$\frac{H_A + H_{Si}}{3} \text{ (m)}$	$B_i \text{ (m)}$	$D_{\delta i} \text{ (m)}$	$D_{\beta/3,i} \text{ (m)}$	$D_{\beta i} \text{ (m)}$
(1)					
(2)					
(3)					
(.)					
(.)					
(n)					

β) Πίνακας για δοκό και για βάρος με $(H_A + H_{Si})/2$

Λωρίδα	$\frac{(H_A + H_{Si})}{2} \text{ (m)}$	$B_i \text{ (m)}$	$D_{\delta i} \text{ (m)}$	$D_{\beta/2,i} \text{ (m)}$	$D_{\beta i} \text{ (m)}$
(1)					
(2)					
(3)					
(.)					
(.)					
(n)					

Σχεδιάζονται και συγκρίνονται μεταξύ τους οι τρεις διατομές κάθε πινάκιου και επιλέγεται η ευνοικότερη, από άποψη μεγέθους επιφανείας μεταξύ των πινάκων για τη συγκεκριμένη περίπτωση (βλ. κεφ. 5.3.5.1.2 για μορφοποίηση). Εάν οι συνδυασμοί δεν παρουσιάζονται ευνοϊκοί, επαναλαμβάνεται ο υπολογισμός και για την περίπτωση κατανομής : υδροστατική πίεση $(H_A + H_{Si})/3$ στη δοκό και $2(H_A + H_{Si})/3$ στο βάρος, οπότε συντάσσεται το ανάλογο πινάκιο και σχεδιάζεται η διατομή. Εάν τα αποτελέσματα πάλι δεν ικανοποιούν, απορρίπτονται και υπολογίζεται το φράγμα ως κατασκευή βάρους.

3. Για την επιλεγόμενη τελικά διατομή του μικτού φράγματος υπολογίζεται το πάχος της στέψης από την σχέση:

$$D' = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_A + \frac{v_o^2}{2g}) \quad (m)$$

Εάν η στέψη D' είναι $D' < D$, απορρίπτεται και θεωρείται ότι $D' = D$.

Το πάχος των πτερυγίων D'' παίρνεται, όπως και στα φράγματα βάρους. Αποφασίζεται, αν θα χρησιμοποιηθεί οπλισμός, και εξετάζεται, αν απαιτείται προέκταση της στέψης.

4. Μορφοποιείται τελικά η διατομή και ελέγχεται η κλίση του κάταντη μετώπου, σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν.

5.3.6. Ο ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΣΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ -ΔΟΚΟΥΣ ΚΑΙ ΣΤΑ ΜΙΚΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ

Στα φράγματα-δοκούς η ευστάθεια ελέγχεται για το σύνολο της κατασκευής και όχι μόνο σε "φέτα" φράγματος πάχους 1 m, όπως στα φράγματα βάρους. Εάν πρό-

κειται για συμμετρικά φράγματα-δοκούς, ο έλεγχος της ευστάθειας μπορεί να περιορίζεται μόνο στο ένα συμμετρικό ήμισυ της κατασκευής.

Στα μικτά φράγματα πρέπει να γίνεται χωριστό έλεγχος της κατασκευής:

- ως δοκού: στο σύνολό τους και
- ως βάρους: σε "φέτα" πλάτους 1 m, όπως και στα φράγματα βάρους.

Ο έλεγχος της ευστάθειας ακολουθεί τους κανόνες, που αναφέρθηκαν (βλ. μέρος I) και εξετάζει όλες τις συνθήκες, που μνημονεύονται εκεί. Έλεγχος της συνθήκης εφελκυσμού απαιτείται μόνο στα μικτά φράγματα βάρους-δοκοί για την κατασκευή βάρους.

Το σύστημα των δοκών, εκτός από την εσωτερική στατική του, πρέπει να ελέγχεται και με βάση την αντοχή των πρανών, θα πρέπει δηλ. να εξετάζεται κατά πόσο αυτά είναι σε θέση να δεχθούν τις ασκούμενες πιέσεις και να αντιστούν σ'αυτές, ιδίως σε περίπτωση που έχουν γαιώδη σύσταση. Στα βραχώδη πρανά δεν απαιτείται τέτοιος έλεγχος.

Ε'ότι αφορά την εσωτερική στατική των φραγμάτων-δοκών, θα πρέπει να γίνεται επιπλέον και έλεγχος του κατά πόσο η διατμητική τάση, που αναπτύσσεται σε κάθε δοκό, παραμένει περιορισμένη. Ως μέγιστη επιτρεπτή τιμή της διατμητικής τάσης παίρνεται:

$$\tau_{max} \leq 6 \text{ kg/cm}^2$$

Η άνωση Λ (ή υποπίεση P_s) στη βάση του φράγματος δεν προσμετράται κατά τον στατικό υπολογισμό για τους λόγους, που αναφέρθηκαν.

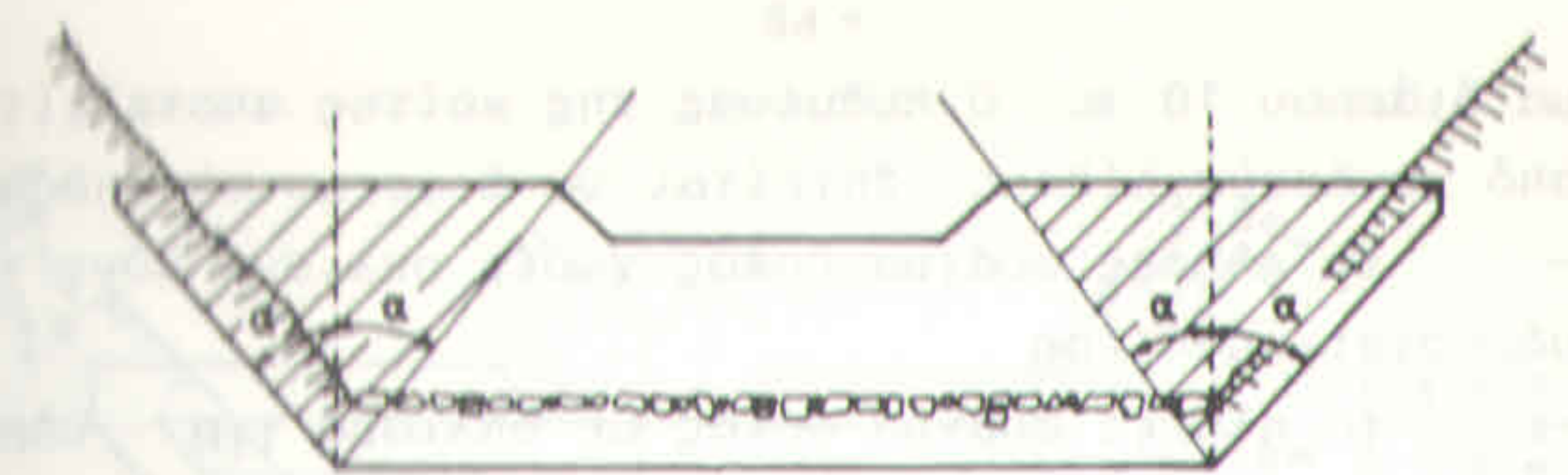
Ο έλεγχος των φραγμάτων-δοκών πρέπει να γίνεται εκτός από τις περιπτώσεις φόρτισης 1 και 3 και

για την καταστροφική περίπτωση 5 (πρανή ολισθαίνοντα). Συνήθως αποφεύγεται να κατασκευάζονται φράγματα -δοκοί στην περίπτωση πρόσκρουσης χειμαρρολάβας στο κορμό του φράγματος. Ο έλεγχος πάντως της ευστάθειας των φραγμάτων σε τέτοια περίπτωση πρέπει να γίνεται για πρόσκρουση της λάβας τόσο στον κορμό της κατασκευής, όσο και τα πτερύγιά της.

Στα πλήρη φράγματα-δοκούς με ή χωρίς οπλισμό και σε στενές κοίτες με κανονικά κεκλιμένα πρανή, όπου το βάρος της κατασκευής διχάζεται και κάθε μέρος του εξουδετερώνεται και από ένα πρανές, ο έλεγχος βύθισης που πρέπει να γίνεται, δεν αναφέρεται στον πυθμένα της κοίτης, όπως στις κατασκευές βάρους, αλλά μόνο στα πρανή. Στη περίπτωση αυτή παίρνεται υπόψη η ορθή δύναμη του βάρους ως προς την επιφάνεια των πρανών. Σε συμμετρικά φράγματα πάντως ο υπολογισμός αυτός μπορεί να γίνεται μόνο για το ένα πρανές. Στα μικτά φράγματα βάρους-δοκοί καθώς και στα φράγματα -δοκοί, που ιδρύονται σε διατομές με σχεδόν κατακόρυφα πρανή, πρέπει να γίνεται έλεγχος της συνθήκης βύθισης και στον πυθμένα της κοίτης, μόνο, όμως για το μέρος του βάρους της κατασκευής, που παραλαμβάνεται απ' αυτόν (σχήμα 5.10).

Στη περίπτωση λοιπόν, που ελέγχεται η βύθιση και για τον πυθμένα της κοίτης, υπολογίζεται, ότι στα πρανή μεταβιβάζεται το μέρος του βάρους της φραγματικής κατασκευής, το οποίο περιπλείεται από το διπλάσιο της γωνίας α , που σχηματίζει το μέτωπο θεμελίωσης του φράγματος στα πρανή με την κατακόρυφη στο κάτω άκρο του θεμελίου του, όπως φαίνεται στο σχήμα 5.10.

Ο έλεγχος της ευστάθειας στα φράγματα - δοκούς και στα μικτά φράγματα γίνεται μόνο αναλυτικά. Γρα-



Σχήμα 5.10. Υπολογισμός της φραγματικής επιφάνειας της οποίας το βάρος ασκείται στα πρανή

φαστατικός έλεγχος δεν έχει αναπτυχθεί.

5.4. ΕΦΑΡΜΟΓΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΟΣ ΠΛΗΡΟΥΣ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ -ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΟΠΛΙΣΜΟ ΚΑΙ ΕΝΟΣ ΜΙΚΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΒΑΡΟΥΣ-ΔΟΚΟΥ

5.4.1. ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Σε κοίτη χειμαρρικού ρεύματος με τραπεζοειδή διατομή, γεώδη πρανή (κλίση του αριστερού πρανού 1:1 και του δεξιού 3:4, αντοχή πρανών σε θλίψη: 30 t/m²), και πλάτος πυθμένα 5,0 m, πρόκειται να κατασκευασθεί φράγμα από σκυρόδεμα ($\gamma_B = 2,4 \text{ t/m}^3$), που θα λειτουργεί ως πλήρης δοκός, με υπέργειο ύψος 5,0 m, βάθος θεμελίωσης στον πυθμένα 1,5 m και στο κάθε πρανές 2,0m. Οι διαστάσεις του διάρρου είναι: βάθους 1,0 m και άνοιγμα στη στέψη του 4,0 m (κλίση πτερυγίων 1:2). Στη ίδια κοίτη αλλά σε άλλη θέση προς τα κάτω (αντοχή του πυθμένα σε θλίψη 45 t/m²), όπου το πλάτος του πυθμένα φθάνει τα 24 m (οι κλίσεις των πρανών παραμένουν οι ίδιες), πρόκειται να κατασκευασθεί άλλο φράγμα βάρους-δοκός με τις ίδιες διαστάσεις, αλλά με βάθος θεμελίωσης στον πυθμένα 2,0 m και με ανάπτυξη

μα διάρρου 10 m. Ο πυθμένας της κοίτης αποτελείται από χονδρούς λίθους. Ζητείται να διαστασιολογηθούν:

- το πλήρες φράγμα-δοκός χωρίς οπλισμό μόνο για υδροστατική πίεση
 - το πλήρες φράγμα-δοκός με οπλισμό για υδροστατική πίεση και για χειμαρρολάβρα $2(H_A + H_{Si})$ και
 - το μικτό φράγμα βάρους-δοκός μόνο για υδροστατική πίεση
- και να γίνει ο έλεγχος της ευστάθειας όλων των φραγμάτων αυτών.

5.4.2. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΗΣ ΜΟΡΦΗΣ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

5.4.2.1. Το πλήρες φράγμα-δοκός χωρίς οπλισμό

1. Έλεγχος της σκοπιμότητας ίδρυσης πλήρους φράγματος - δοκού:

$$H_A + H_S = 1,00 + (5,00 + 1,50) = 7,50 \text{ m}$$

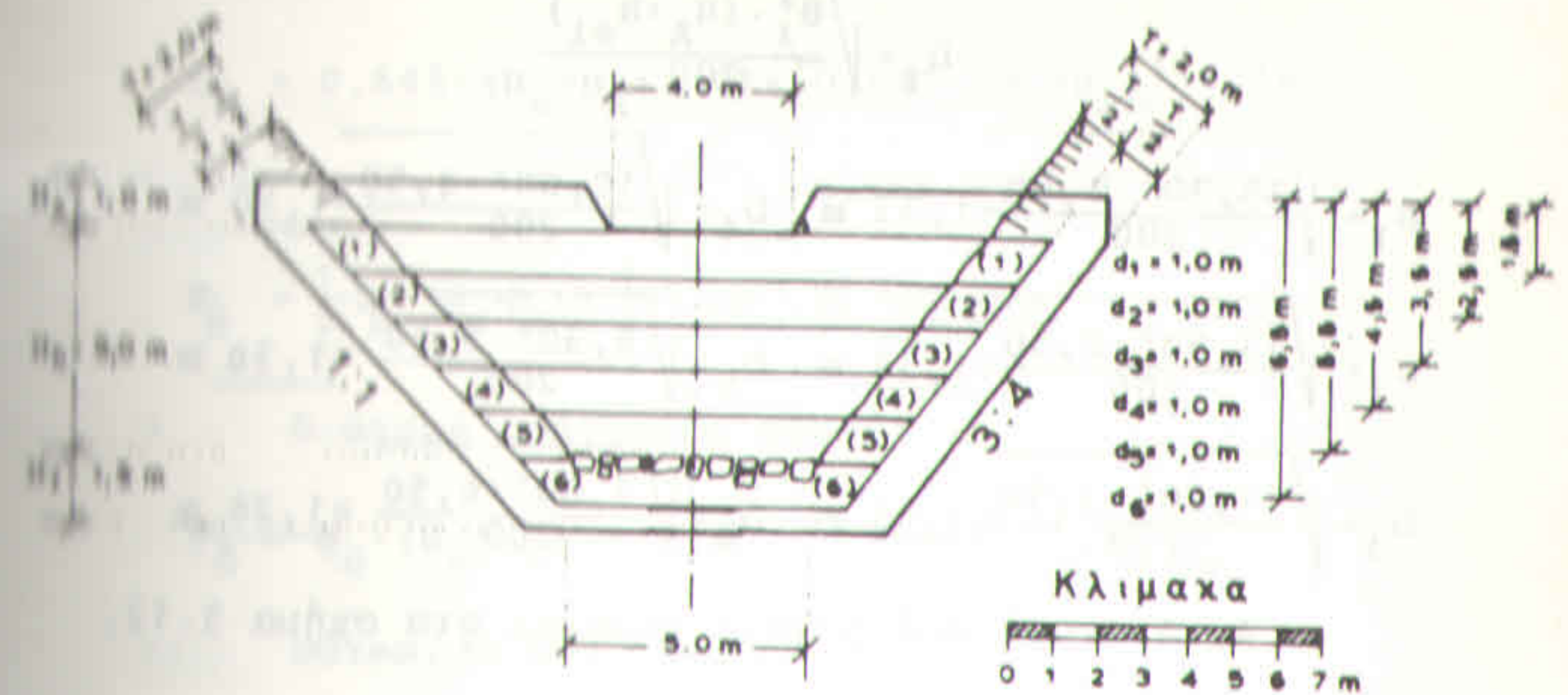
$l_s + 2T = 18,80 \text{ m}$ (από διατομή κοίτης) $< 24,84$ (από πίνακα 5.1.). Σκυρόδεμα κατασκευής: B300.

2. Πρόοψη του φράγματος:

- κλίσης πρανών: 1:1 και 4:3 (πρανή όχι κατακόρυφα). Συνεπώς: κατασκευή μεγάλου υδατοχετού με την εEής διατομή:

- ύψος: 0,50 m
- πλάτος: 2,00 m

- σχεδίαση πρόοψης: δίνεται στο σχήμα 5.11.



Σχήμα 5.11. Πρόοψη του πλήρους φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό

3. Διαστάσεις των δοκών:

Δοκός	$H_A + H_{Si}$ (m)	B_i (m)	D_i (m)
(1)	1,50	15,30	1,33
(2)	2,50	13,50	1,51
(3)	3,50	11,80	1,56
(4)	4,50	10,00	1,50
(5)	5,50	8,30	1,38
(6)	6,50	7,00	1,26

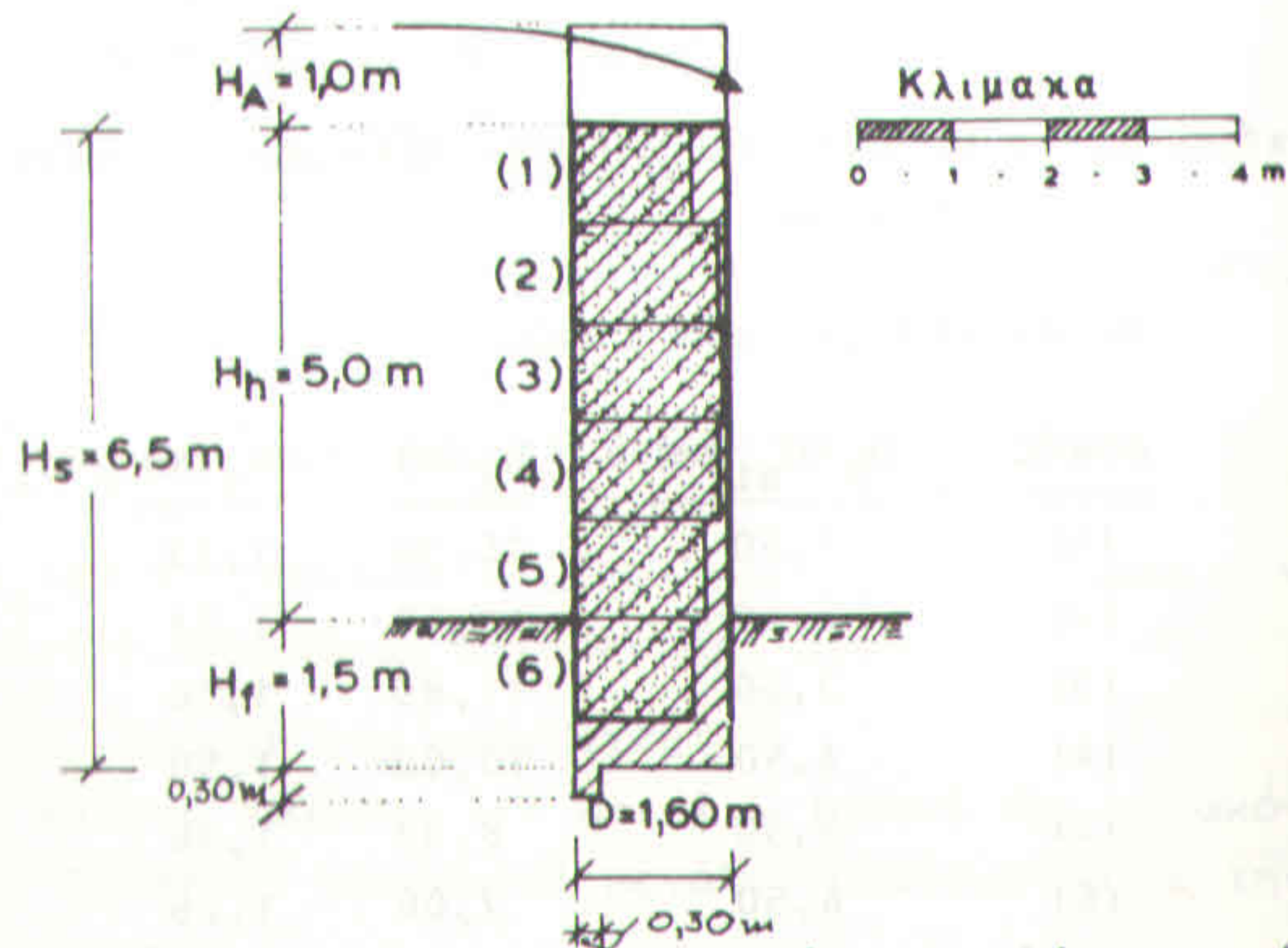
$$D_i = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot (H_A + H_{s1})}{200}}$$

$$D_1 = \sqrt{\frac{15,30^2 \cdot 1,50}{200}} = 1,33 \text{ m} \quad D_4 = \sqrt{\frac{10,00^2 \cdot 4,50}{200}} = 1,50 \text{ m}$$

$$D_2 = \sqrt{\frac{13,50^2 \cdot 2,50}{200}} = 1,54 \text{ m} \quad D_5 = \sqrt{\frac{8,30^2 \cdot 5,50}{200}} = 1,38 \text{ m}$$

$$D_3 = \sqrt{\frac{11,80^2 \cdot 3,50}{200}} = 1,56 \text{ m} \quad D_6 = \sqrt{\frac{7,00^2 \cdot 6,50}{200}} = 1,26 \text{ m}$$

4. Διατομή φράγματος: δίνεται στο σχήμα 5.12.



Σχήμα 5.12. Σχεδίαση της διατομής του πλήρους φράγματος-δοκού

Τελικό παραδεκτό πάχος διατομής του φράγματος δοκού:

$$D = 1,60 \text{ m} > \max D_i = 1,56 \text{ m}$$

5. Έλεγχος της οικονομικότητας της διατομής:

= διατομή φράγματος βάρους:

$$D_B = 0,645 \cdot (H_B + H_A) + 10\% = [0,645 \cdot (H_B + H_A)] \cdot 1,1 = 0,645 \cdot 7,50 \cdot 1,1 = 5,32 \text{ m}$$

$$F_B = \frac{1}{2} \cdot D_B \cdot (H_B + H_A) = \frac{1}{2} \cdot 5,32 \cdot 7,50 = 19,95 \text{ m}^2$$

= διατομή φράγματος δοκού:

$$F_D = D_D \cdot (H_B + H_A) = 1,60 \cdot 7,50 = 12,00 \text{ m}^2$$

= σύγκριση των διατομών:

$$F_D = 12,00 \text{ m}^2 < F_B = 19,95 \text{ m}^2$$

6. Υπολογισμός του πάχους της στέψης:

$$D'' = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_A + \frac{v^2}{2g}) = 0,645 \cdot (H_A + \frac{v^2}{2g})$$

= παραδοχή $v = 2,00 \text{ m/s}$:

$$D'' = 0,645 \cdot (1,00 + \frac{2,00^2}{2 \cdot 9,81}) = 0,78 \text{ m}$$

= σύγκριση:

$$D'' = 0,78 \text{ m} < D = 1,60 \text{ m}$$

Απορρίπτεται και παίρνεται:

$$D'' = 1,60 \text{ m}$$

7. Πάχος πτερυγίων:

$$D''' = D = 1,60 \text{ m}$$

Κατασκευή πτερυγίων ταυτόχρονα με την υποκείμενη δο-

δό, οπότε δεν απαιτείται να τοποθετηθεί οπλισμός σ' αυτά.

8. Μορφοποίηση της διατομής του φράγματος:

Ισχύουν η πρόοψη και η διατομή του φράγματος, που δίνονται στα σχήματα 5.10, και 5.11, αφού από τη διαστασιολόγηση δεν επιβάλλονται μεταβολές.

5.4.2.2. Το πλήρες φράγμα-δοκός με οπλισμό

α) Υπολογισμός για υδροστατική πίεση

1. Έλεγχος σκοπιμότητας για την ίδρυση πλήρους φράγματος-δοκού:

$$H_A + H_S = 1,00 + (5,00 + 1,50) = 7,50 \text{ m}$$

$$l_s + 2T = 18,80 \text{ m (από διατομή κοίτης)} < 24,84 \text{ (από πίνακα 5.1)}$$

σκυρόδεμα κατασκευής: B225, οπλισμός: St III.

2. Πρόοψη φράγματος:

- κλίση πρανών: 1:1 και 4:3

συνεπώς: κατασκευή μεγάλου υδατοχετού με τις εξής διαστάσεις διατομής:

• ύψος: 0,50 m

• πλάτος: 2,00 m

- σχεδίαση πρόοψης: δίνεται στο σχήμα 5.11 (ίδιο με την προηγούμενη περίπτωση).

3. Διαστάσεις δοκών και οπλισμού:

Δοκός	$H_A + H_{Si}$ (m)	B_i (m)	h_{Di} (m)	Fe (cm ² /m)
(1)	1,50	15,30	0,61	33,82
(2)	2,50	13,50	0,69	38,79
(3)	3,50	11,80	0,72	39,77
(4)	4,50	10,00	0,69	38,32
(5)	5,50	8,30	0,63	35,33
(6)	6,50	7,00	0,58	32,26

$$h_{Di} = k_h^* \cdot \sqrt{\frac{(H_A + H_{Si}) \cdot B_i^2}{8}}$$

$$h_{D1} = 9,2 \cdot \sqrt{\frac{1,50 \cdot 15,30^2}{8}} = 60,95 \text{ cm}$$

$$h_{D2} = 9,2 \cdot \sqrt{\frac{2,50 \cdot 13,50^2}{8}} = 69,43 \text{ cm}$$

$$h_{D3} = 9,2 \cdot \sqrt{\frac{3,50 \cdot 11,80^2}{8}} = 71,81 \text{ cm}$$

$$h_{D4} = 9,2 \cdot \sqrt{\frac{4,50 \cdot 10,00^2}{8}} = 69,00 \text{ cm}$$

$$h_{D5} = 9,2 \cdot \sqrt{\frac{5,50 \cdot 8,30^2}{8}} = 63,31 \text{ cm}$$

$$h_{D6} = 9,2 \cdot \sqrt{\frac{6,50 \cdot 7,00^2}{8}} = 58,05 \text{ cm}$$

$$Fe_i = k_e \cdot \frac{(H_A + H_{Si}) \cdot B_i^2}{8 h_{Di}}$$

$$Fe_1 = 0,47 \cdot \frac{1,50 \cdot 15,30^2}{8 \cdot 0,61} = 33,82 \text{ cm}^2$$

$$Fe_2 = 0,47 \cdot \frac{2,50 \cdot 13,50^2}{8 \cdot 0,69} = 38,79 \text{ cm}^2$$

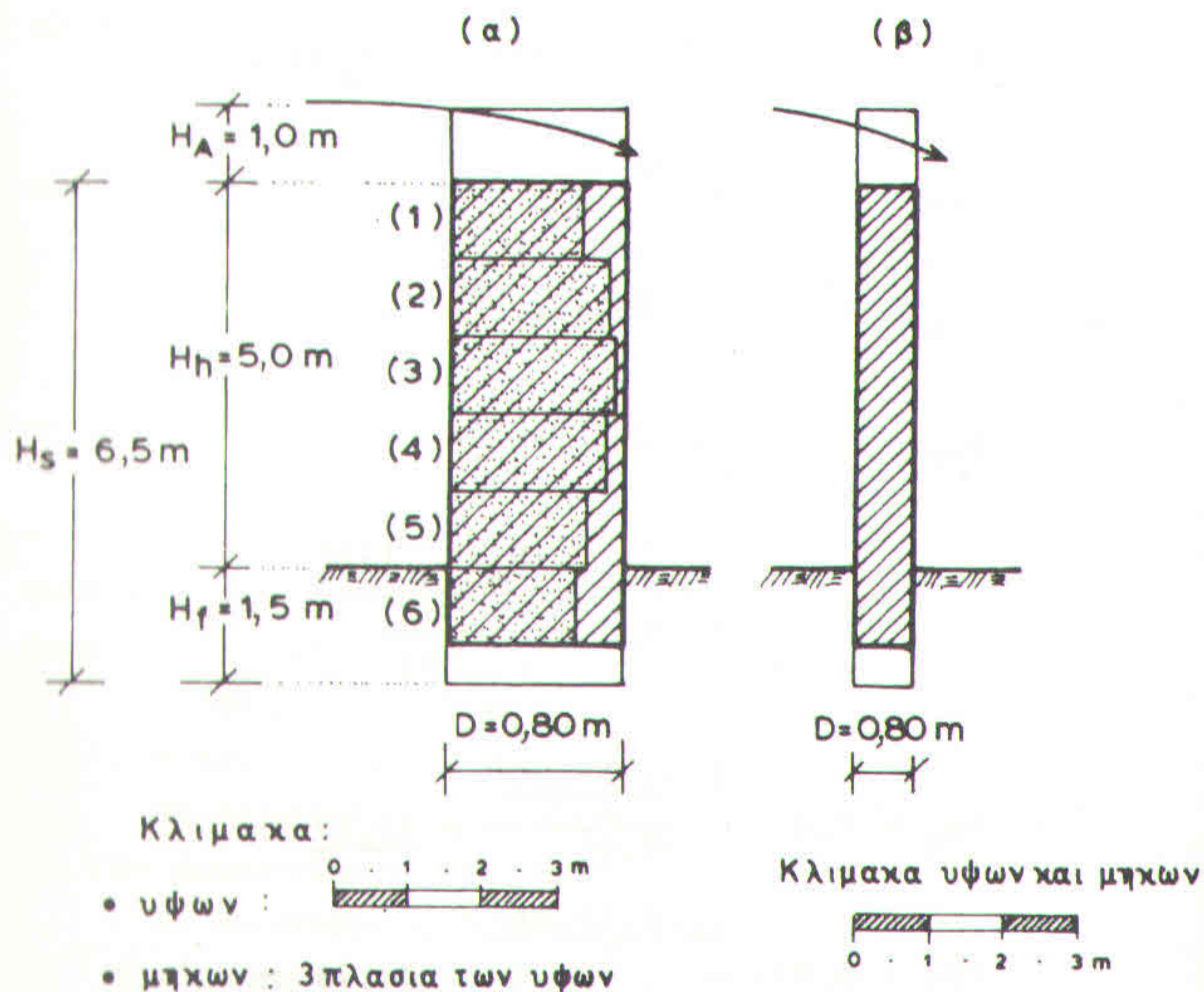
$$Fe_3 = 0,47 \cdot \frac{3,50 \cdot 11,80^2}{8 \cdot 0,72} = 39,77 \text{ cm}^2$$

$$Fe_4 = 0,47 \cdot \frac{4,50 \cdot 10,00^2}{8 \cdot 0,69} = 38,32 \text{ cm}^2$$

$$Fe_5 = 0,47 \cdot \frac{5,50 \cdot 8,30^2}{8} = 35,33 \text{ cm}^2$$

$$Fe_6 = 0,47 \cdot \frac{6,50 \cdot 7,00^2}{8} = 32,26 \text{ cm}^2$$

4. Σχεδίαση της διατομής: δίνεται στο σχήμα 5.13.



Σχήμα 5.13. Σχεδίαση της διατομής του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό για την περίπτωση, που δέχεται υδροστατική πίεση. Δίνεται με κλίμακα μηκών 3πλάσια εκείνης των υψών (α) και με την ίδια κλίμακα μηκών και υψών (β)

α. Τελικό παραδεκτό πάχος διατομής του φράγματος-δοκού:

$$D = 0,80 \text{ m} > \max h_{D_i} + 5 \text{ cm} = 0,72 + 0,05 = 0,77 \text{ m}$$

β. Παραδεκτό πάχος διατομής οπλισμού στο φράγμα:

- κύριος οπλισμός:
 - $\max Fe_i = 39,77 \text{ cm}^2/\text{m}$
 - επιλέγεται ο εξής οπλισμός για όλη τη διατομή $8\Phi 26$, $\Phi 26/12,5$, που αντιστοιχεί σε $Fe = 42,47 \text{ cm}^2/\text{m} > \max Fe_i = 39,77 \text{ cm}^2/\text{m}$
- οπλισμός διανομής:
 - $0,20 \cdot Fe = 0,20 \cdot 42,47 = 8,49 \text{ cm}^2/\text{m}$
 - επιλέγεται οπλισμός $5\Phi 16$, $\Phi 16/20$, που αντιστοιχεί σε $Fe = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$

γ. Διάταξη του οπλισμού:

- ο κύριος οπλισμός: τοποθετείται οριζόντιος στο κάταντες μέτωπο του κορμού όχι στα πτερύγια και απηθέση του υδατοχετού) με επικάλυψη 5 cm και επεκτείνεται σ'όλο το μήκος των δοκών ακόμη και στη θεμελίωση τους στα πρανή, όπου και αγκυρώνεται στο εξωτερικό ήμισυ του βάθους θεμελίωσης (T/2)
- ο οπλισμός διανομής: τοποθετείται κατακόρυφος με αντίστοιχη αγκύρωση στα πέρατά του έξω από το χώρο των δοκών.

5. Έλεγχος της οικονομικότητας της διατομής:

- διατομή φράγματος βάρους:

$$D_\beta = 0,645 \cdot (H_S + H_A) + 10\% = [0,645 \cdot (H_S + H_A) \cdot 1,1] = 0,645 \cdot 7,50 \cdot 1,1 = 5,32 \text{ m}$$

$$F_\beta = \frac{1}{2} \cdot D_\beta \cdot (H_S + H_A) = \frac{1}{2} \cdot 5,32 \cdot 7,50 = 19,95 \text{ m}^2$$

- διατομή φράγματος-δοκού:

$$F_{\delta} = D_{\delta} \cdot (H_S + H_A) = 0,80 \cdot 7,50 = \underline{6,00 \text{ m}^2}$$

- σύγκριση διατομών:

$$F_{\beta} = 6,00 \text{ m}^2 < F_{\beta} = 19,95 \text{ m}^2$$

- βάρος οπλισμού στο φράγμα-δοκός (ανά τρέχον μέτρο πλάτους):

kg/m	μήκος (m)	αριθ. ράβδων	βάρος (kg)
Φ26:4,168	1,00	48	200,06
Φ16:1,578	6,50	5	51,29
Σ ύ ν ο λ ο			<u>251,35 kg</u>

- σύγκριση της οικονομικότητας των όγκων (V) για "φέτα" 1 m:

α. παραδοχή τιμών⁽¹⁾ μονάδας:

• σκυρόδεμα:

$$B160: 8.500 \text{ δρχ/m}^3$$

$$B225: 10.000 \text{ δρχ/m}^3$$

• σίδερα:

$$\text{(αγορά, κοπή, τοποθέτηση): } 70 \text{ δρχ/kg}$$

β. κόστος K:

• φράγμα βάρους (για B160):

$$K_{\beta} = F_{\beta} \cdot 1 \cdot 8.500 = 19,95 \cdot 8.500 = \underline{169.575 \text{ δρχ/m}}$$

• φράγμα-δοκός με οπλισμό (για B225):

$$K_{\delta} = K_{\delta, \text{σκυροδ.}} + K_{\delta, \text{οπλισμού}}$$

$$K_{\delta} = K_{\delta, \text{σκυροδ.}} = F_{\delta} \cdot 1 \cdot 10.000 = 6,00 \cdot 10.000 = \underline{60.000 \text{ δρχ/m}}$$

$$K_{\delta, \text{οπλισμού}} = 251,35 \cdot 70 = \underline{17.595 \text{ δρχ/m}}$$

(1) Οι τιμές, που δίνονται εδώ είναι ενδεικτικές.

$$K_{\delta} = 60.000 + 17.595 = \underline{77.595 \text{ δρχ/m}}$$

$$K_{\delta} = \underline{77.595 \text{ δρχ/m}} < K_{\beta} = \underline{169.575 \text{ δρχ/m}}$$

5. Υπολογισμός του πάχους της στέψης:

$$D' = 0,645 \cdot (H_A + \frac{v^2}{2g})$$

παραδοχή: $v = 2,00 \text{ m/s}$

$$D' = 0,645 \cdot (1,0 + \frac{2,00^2}{2 \cdot 9,81}) = \underline{0,78 \text{ m}}$$

σύγκριση:

$$D' = 0,78 \text{ m} < D = 0,80 \text{ m}$$

Απορρίπτεται η τιμή 0,78 και παίρνεται:

$$D' = \underline{0,80 \text{ m}}$$

6. Πάχος πτερυγίων:

$$D'' = D = \underline{0,80 \text{ m}}$$

Κατασκευή πτερυγίων: με αρμό μεταξύ αυτών και της κοίτης (άνω) δοκού, γι' αυτό αναγκαία η χρήση οπλισμού ως εξής:

α. Πείθος οπλισμού:

• κύριος οπλισμός: 5Φ12, Φ12/20

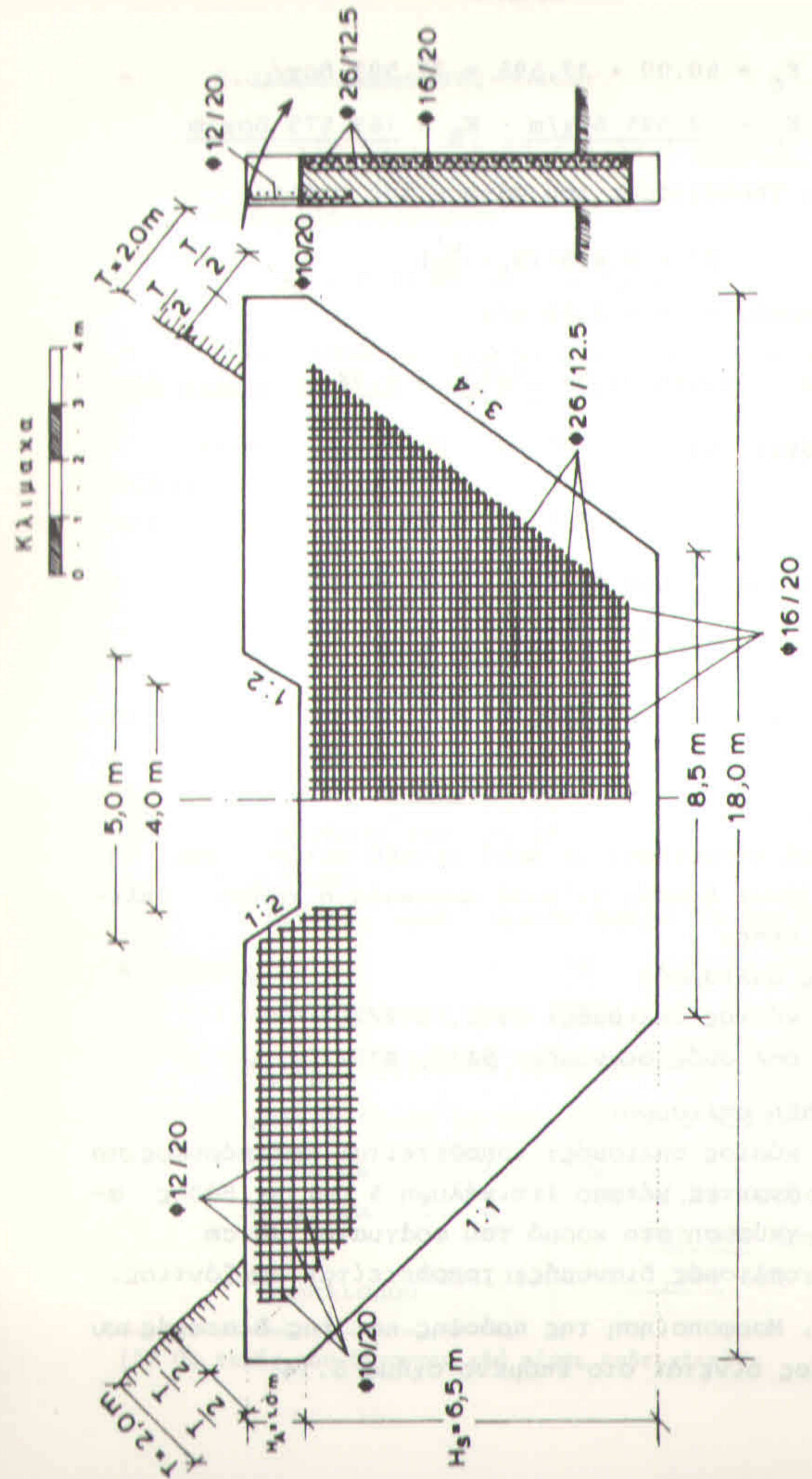
• οπλισμός διανομής: 5Φ10, Φ10/20

β. Αιχμάταξη οπλισμού:

• κύριος οπλισμός: τοποθετείται κατακόρυφος στο άνω μέρος μέτωπο (επικάλυψη 5 cm) με βάθος αγκύρωση στο κορμό του φράγματος 80 cm

• οπλισμός διανομής: τοποθετείται οριζόντιος.

β. Μορφοποίηση της πρόψης και της διατομής του φράγματος δίνεται στο επόμενο σχήμα 5.14.



Σχήμα 5.14. Μορφοποίηση της πρόψης και της διατομής (με διανομή οπλισμού) του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό για την περίπτωση, που δέχεται υδροστατική πίεση

β) Υπολογισμός για χειμαρρολάβα

1. Έλεγχος σκοπιμότητας: όπως στην προηγούμενη περίπτωση.
2. Πρόσψη φράγματος: ίδια με εκείνη στην προηγούμενη περίπτωση (δίνεται στο σχήμα 5.11).
3. Διαστάσεις δοκών και οπλισμού:

Δοκός	$3(H_A + H_{Si})$ (m)	B_i (m)	h_{Di} (m)	Fe (cm ² /m)
(1)	$3 \cdot 1,50 = 4,50$	15,30	1,05	58,94
(2)	$3 \cdot 2,50 = 7,50$	13,50	1,20	66,92
(3)	$3 \cdot 3,50 = 10,50$	11,80	1,24	69,27
(4)	$3 \cdot 4,50 = 13,50$	10,00	1,19	66,65
(5)	$3 \cdot 5,50 = 16,50$	8,30	1,10	60,71
(6)	$3 \cdot 6,50 = 19,50$	7,00	1,00	56,14

$$h_{Di} = k_h^* \cdot \sqrt{\frac{3(H_A + H_{Si}) \cdot B_i^2}{8}} = 1,73 \cdot k_h^* \cdot \sqrt{\frac{(H_A + H_{Si}) \cdot B_i^2}{8}}$$

$$h_{D1} = 1,73 \cdot 9,2 \cdot \sqrt{\frac{1,50 \cdot 15,30^2}{8}} = 105,54 \text{ cm}$$

$$h_{D2} = 1,73 \cdot 9,2 \cdot \sqrt{\frac{2,50 \cdot 13,50^2}{8}} = 120,11 \text{ cm}$$

$$h_{D3} = 1,73 \cdot 9,2 \cdot \sqrt{\frac{3,50 \cdot 11,80^2}{8}} = 124,22 \text{ cm}$$

$$h_{D4} = 1,73 \cdot 9,2 \cdot \sqrt{\frac{4,50 \cdot 10,00^2}{8}} = 119,37 \text{ cm}$$

$$h_{D5} = 1,73 \cdot 9,2 \cdot \sqrt{\frac{5,50 \cdot 8,30^2}{8}} = 109,53 \text{ cm}$$

$$h_{D6} = 1,73 \cdot 9,2 \cdot \sqrt{\frac{6,50 \cdot 7,00^2}{8}} = 100,43 \text{ cm}$$

$$Fe_i = k_e \cdot \frac{3(H_A + H_{si}) \cdot B_i^2}{8 h_{Di}} = 3 \cdot k_e \cdot \frac{(H_A + H_{si}) \cdot B_i^2}{8 h_{Di}}$$

$$Fe_1 = 3 \cdot 0,47 \cdot \frac{1,50 \cdot 15,30^2}{8 \cdot 1,05} = \underline{58,94} \text{ cm}^2$$

$$Fe_2 = 3 \cdot 0,47 \cdot \frac{2,50 \cdot 13,50^2}{8 \cdot 1,20} = \underline{66,92} \text{ cm}^2$$

$$Fe_3 = 3 \cdot 0,47 \cdot \frac{3,50 \cdot 11,80^2}{8 \cdot 1,24} = \underline{69,27} \text{ cm}^2$$

$$Fe_4 = 3 \cdot 0,47 \cdot \frac{4,50 \cdot 10,00^2}{8 \cdot 1,19} = \underline{66,65} \text{ cm}^2$$

$$Fe_5 = 3 \cdot 0,47 \cdot \frac{5,50 \cdot 8,30^2}{8 \cdot 1,10} = \underline{60,71} \text{ cm}^2$$

$$Fe_6 = 3 \cdot 0,47 \cdot \frac{6,50 \cdot 7,00^2}{8 \cdot 1,00} = \underline{56,14} \text{ cm}^2$$

4. Σχεδίαση της διατομής: δίνεται στο σχήμα 5.15.

α. Τελικά παραδεκτό πάχος της διατομής του φράγματος-δοκού:

$$D = \underline{1,40} \text{ m} > \max h_{Di} + 5 \text{ cm} = 1,24 + 0,05 = 1,29 \text{ m}$$

β. Παραδεκτό πάχος διατομής οπλισμού στο φράγμα:

- κύριος οπλισμός:

- $\max Fe = \underline{69,27} \text{ cm}^2/\text{m}$

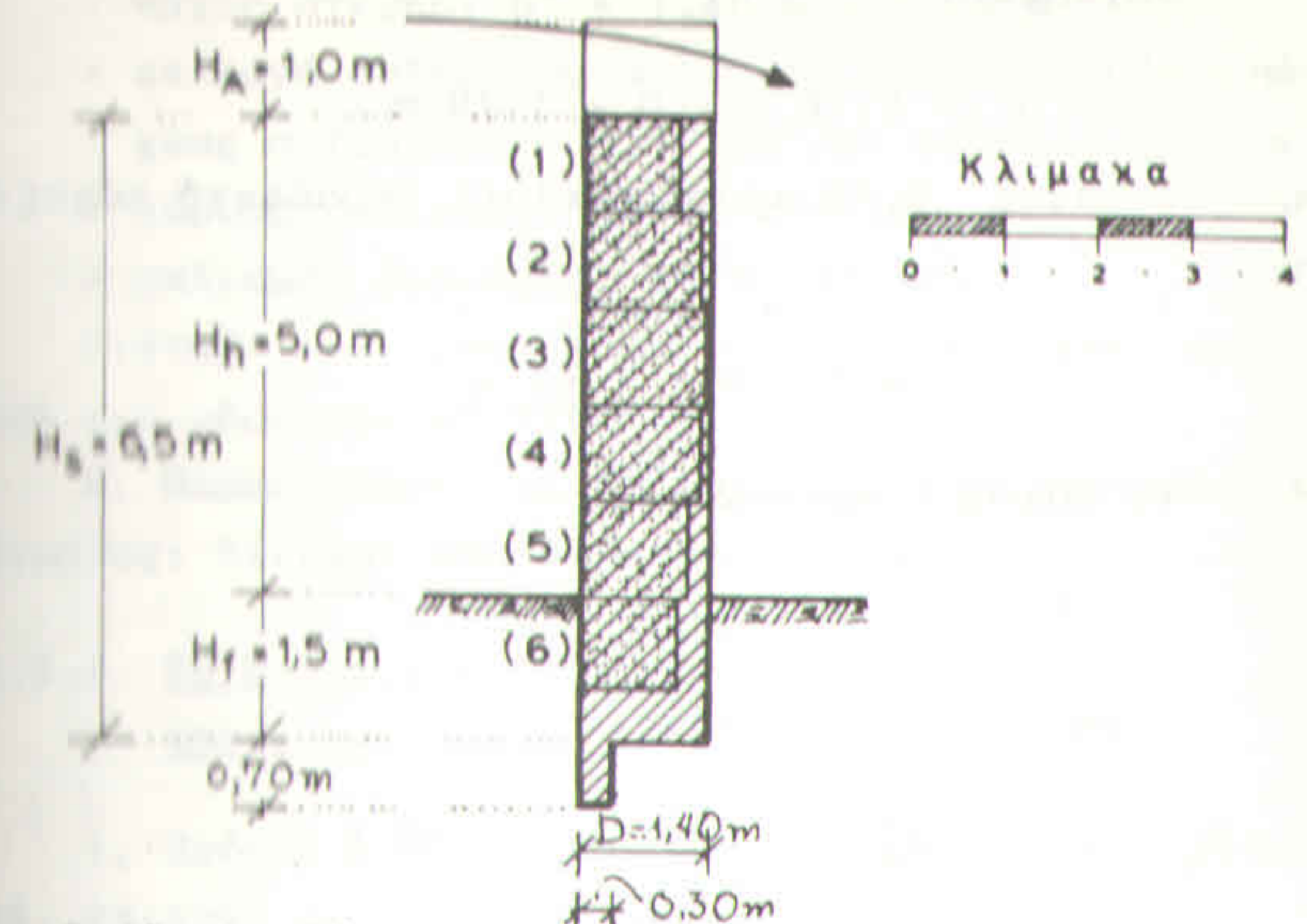
- επιλέγεται για όλη τη διατομή ο οπλισμός:

10Φ30, Φ30/10, ο οποίος αντιστοιχεί σε:

$$Fe = 70,69 > \max Fe = 69,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- οπλισμός διανομής:

- $0,20 \cdot Fe = 0,20 \cdot 70,69 = \underline{14,17} \text{ cm}^2/\text{m}$



Σχήμα 5.15. Σχεδίαση διατομής του πλήρους φράγματος-δοκού με οπλισμό για την περίπτωση, που δέχεται χειμαρρολάβα

• επιλέγεται ο οπλισμός: 8Φ16, Φ16/12,5, ο οποίος αντιστοιχεί σε $Fe = 16,08 > 14,17 \text{ cm}^2/\text{m}$.

γ. Διάταξη του οπλισμού: όπως στην προηγούμενη περίπτωση για υδροστατική πίεση.

δ. Έλεγχος της οικονομικότητας της διατομής: όπως στην προηγούμενη περίπτωση για υδροστατική πίεση:

ε. Υπολογισμός του πάχους της στέψης:

$$D^* = 0,645 \cdot (H_A + \frac{v^2}{2g})$$

παραδοχή: $v = 2,00 \text{ m/s}$

$$D^* = 0,645 \cdot (1,0 + \frac{2,00^2}{2 \cdot 9,8}) = \underline{0,78} \text{ m}$$

- σύγκριση:

$$D' = 0,78 \text{ m} < D = 1,40 \text{ m}$$

Άρα το πάχος 0,78 απορρίπτεται! Παραδεκτό πάχος στέψης:

$$D'' = D = \underline{1,40 \text{ m}}$$

7. Πάχος πτερυγίων:

$$D''' = D = \underline{1,40 \text{ m}}$$

- δύναμη χειμαρρολάβας:

$$E_m = 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot H_A^2 = \frac{4}{2} \cdot 100^2 = \underline{2,00 \text{ t}}$$

- ροπή πτερυγίων:

$$M = E_m \cdot \frac{H_A}{3} = 2,00 \cdot \frac{1,00}{3} = \underline{0,67 \text{ mt}}$$

- συντελεστής k_h :

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{M}} = \frac{D-5\text{cm}}{\sqrt{M}} = \frac{140 - 5}{\sqrt{0,67}} = \underline{165}$$

- από πίνακα 5.2.: τιμή $k_h = 9,2$

άρα $k_h = 164 > > k_h^* = 9,2$

συνεπώς (από πίνακα 5.2.): $k_e = 0,44$

- επιφάνεια κύριου οπλισμού:

$$Fe = k_e \cdot \frac{M}{h} = 0,44 \cdot \frac{0,67}{1,35} = \underline{0,22 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$Fe = 0,22 \text{ cm}^2/\text{m} < < \min Fe = 5,5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (βλ. κεφ. 5.3.3.1.1.)}$$

- επιλογή οπλισμού:

- ελάχιστος οπλισμός για $Fe = 5,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ και για στέψη με πάχος $D' = 1,00 \div 1,2 \text{ m}$: $5\Phi 12, \Phi 12/20$

• πάχος στέψης: $D' = 1,40 \text{ m} > 1,20 \text{ m}$

• επιλογή αυξημένου οπλισμού λόγω αυξημένου πάχους στέψης: $Fe = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m} > \min Fe = 5,5 \text{ cm}^2/\text{m}$

• κύριος οπλισμός: $4\Phi 14, \Phi 14/25$

• οπλισμός διανομής: $4\Phi 10, \Phi 10/25$

• διάταξη οπλισμού: όπως στην προηγούμενη περίπτωση για υδροστατική πίεση.

8. Μορφοποίηση της πρόοψης και της διατομής του φράγματος: δίνεται στα σχήματα 5.14 και 5.15.

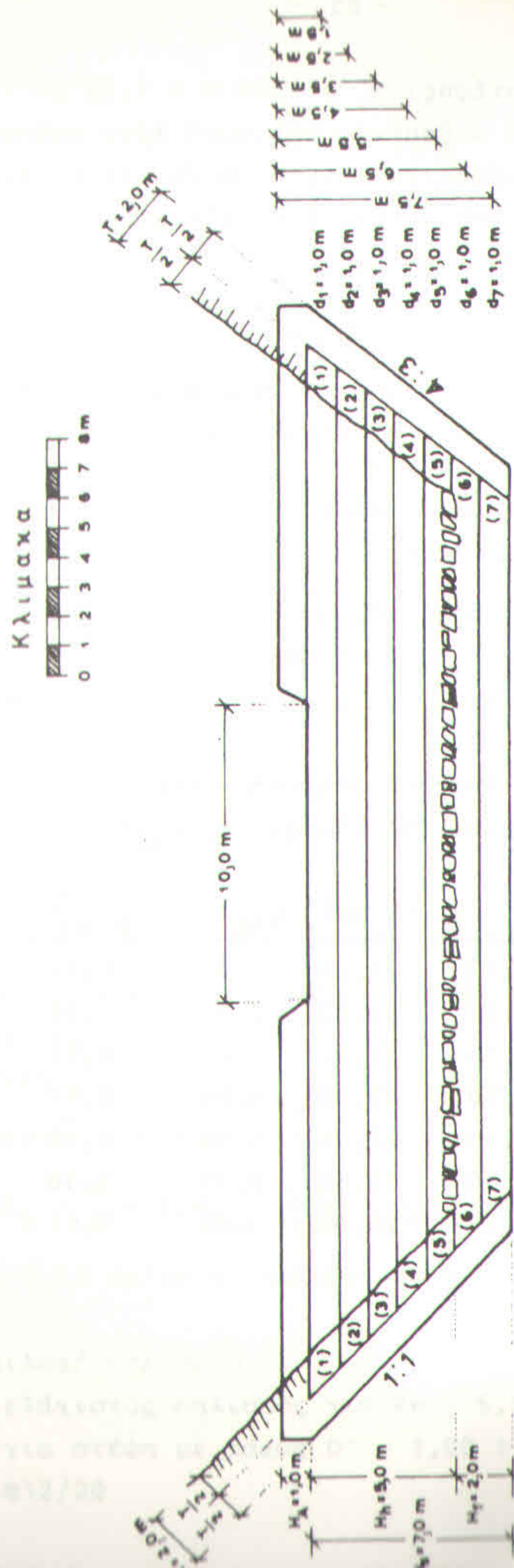
5.4.2.3. Το μικτό φράγμα βάρους-δοκός χωρίς οπλισμό

1. Πρόοψη του φράγματος: δίνεται από το σχήμα 5.16. Επιλογή οπλισμού: B300.

2. Διαστάσεις του μικτού φράγματος βάρους-δοκού:

α) Υπολογισμός για υδροστατική πίεση με κατανομή στη βάση: $\frac{2(H_A + H_{B1})}{3}$, στο βάρος: $\frac{(H_A + H_{B1})}{3}$

Αριθμός	$H_A + H_{B1}$ (m)	B_1 (m)	$D_{\delta i}$ (m)	$D_{\beta/3, i}$ (m)	$D_{\beta i}$ (m)
(1)	1,50	34,20	2,42	0,32	0,97
(2)	2,50	32,40	2,96	0,54	1,61
(3)	3,50	31,60	3,41	0,75	2,26
(4)	4,50	29,00	3,55	0,97	2,90
(5)	5,50	27,00	3,66	1,18	3,55
(6)	6,50	25,60	3,77	1,40	4,19
(7)	7,50	25,00	3,95	1,61	4,84



Σχήμα 5.16. Πρόψη του μικτού φράγματος βάρους-δοκού χωρίς σπλισμό

$$D_i = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot \frac{2}{3}(H_A + H_{si})}{200}}$$

$$D_1 = \sqrt{\frac{34,20^2 \cdot 1,00}{200}} = 2,42 \text{ m}, \quad D_5 = \sqrt{\frac{27,00^2 \cdot 3,67}{200}} = 3,66 \text{ m}$$

$$D_2 = \sqrt{\frac{32,40^2 \cdot 1,67}{200}} = 2,96 \text{ m}, \quad D_6 = \sqrt{\frac{25,60^2 \cdot 4,33}{200}} = 3,77 \text{ m}$$

$$D_3 = \sqrt{\frac{31,60^2 \cdot 2,33}{200}} = 3,41 \text{ m}, \quad D_7 = \sqrt{\frac{25,00^2 \cdot 5,00}{200}} = 3,95 \text{ m}$$

$$D_4 = \sqrt{\frac{29,00^2 \cdot 3,00}{200}} = 3,55 \text{ m}$$

$$D_{\beta/3,i} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot \frac{H_A + H_{si}}{3} = 0,215 \cdot (H_A + H_{si})$$

$$D_{\beta/3,1} = 0,215 \cdot 1,50 = 0,32 \text{ m}, \quad D_{\beta/3,5} = 0,215 \cdot 5,50 = 1,18 \text{ m}$$

$$D_{\beta/3,2} = 0,215 \cdot 2,50 = 0,54 \text{ m}, \quad D_{\beta/3,6} = 0,215 \cdot 6,50 = 1,40 \text{ m}$$

$$D_{\beta/3,3} = 0,215 \cdot 3,50 = 0,75 \text{ m}, \quad D_{\beta/3,7} = 0,215 \cdot 7,50 = 1,61 \text{ m}$$

$$D_{\beta/3,4} = 0,215 \cdot 4,50 = 0,97 \text{ m}, \quad D_{\beta/3} = 0,215 \cdot 8,00 = 1,72 \text{ (βάση)}$$

$$D_{\beta} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} (H_A + H_{si}) = 0,645 \cdot (H_A + H_{si})$$

$$D_{\beta 1} = 0,645 \cdot 1,50 = 0,97 \text{ m}, \quad D_{\beta 5} = 0,645 \cdot 5,50 = 3,55 \text{ m}$$

$$D_{\beta 2} = 0,645 \cdot 2,50 = 1,61 \text{ m}, \quad D_{\beta 6} = 0,645 \cdot 6,50 = 4,19 \text{ m}$$

$$D_{\beta 3} = 0,645 \cdot 3,50 = 2,26 \text{ m}, \quad D_{\beta 7} = 0,645 \cdot 7,50 = 4,84 \text{ m}$$

$$D_{\beta 4} = 0,645 \cdot 4,50 = 2,90 \text{ m}, \quad D_{\beta} = 0,645 \cdot 8,00 = 5,16 \text{ m (βάση)}$$

β) Υπολογισμός για υδροστατική πίεση με κατανομή τόσο στη δοκό, όσο και στο βάρος: $(H_A + H_{si})/2$

Λωρίδα	$H_A + H_{si}$ (m)	B_i (m)	$D_{\delta i}$ (m)	$D_{\beta/2}$ (m)	$D_{\beta i}$ (m)
(1)	1,50	34,20	2,09	0,48	0,97
(2)	2,50	32,40	2,56	0,81	1,61
(3)	3,50	31,60	2,96	1,13	2,26
(4)	4,50	29,00	3,08	1,45	2,90
(5)	5,50	27,00	3,17	1,78	3,55
(6)	6,50	25,60	3,26	2,10	4,19
(7)	7,50	25,00	3,42	2,42	4,84

$$D_i = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot \frac{(H_A + H_{si})}{2}}{200}}$$

$$D_1 = \sqrt{\frac{34,20^2 \cdot \frac{1,50}{2}}{200}} = 2,09 \text{ m}, \quad D_5 = \sqrt{\frac{27,00^2 \cdot \frac{5,50}{2}}{200}} = 3,17 \text{ m}$$

$$D_2 = \sqrt{\frac{32,40^2 \cdot \frac{2,50}{2}}{200}} = 2,56 \text{ m}, \quad D_6 = \sqrt{\frac{25,60^2 \cdot \frac{6,50}{2}}{200}} = 3,26 \text{ m}$$

$$D_3 = \sqrt{\frac{31,60^2 \cdot \frac{3,50}{2}}{200}} = 2,96 \text{ m}, \quad D_7 = \sqrt{\frac{25,00^2 \cdot \frac{7,50}{2}}{200}} = 3,42 \text{ m}$$

$$D_4 = \sqrt{\frac{29,00^2 \cdot \frac{4,50}{2}}{200}} = 3,08 \text{ m},$$

$$D_{\beta/2, i} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot \frac{(H_A + H_{si})}{2} = 0,323 \cdot (H_A + H_{si})$$

$$D_{\beta/2, 1} = 0,323 \cdot 1,50 = 0,48 \text{ m}, \quad D_{\beta/2, 5} = 0,323 \cdot 5,50 = 1,78 \text{ m}$$

$$D_{\beta/2, 2} = 0,323 \cdot 2,50 = 0,81 \text{ m}, \quad D_{\beta/2, 6} = 0,323 \cdot 6,50 = 2,10 \text{ m}$$

$$D_{\beta/2, 3} = 0,323 \cdot 3,50 = 1,13 \text{ m}, \quad D_{\beta/2, 7} = 0,323 \cdot 7,50 = 2,42 \text{ m}$$

$$D_{\beta/2, 4} = 0,323 \cdot 4,50 = 1,45 \text{ m}, \quad D_{\beta/2, 8} = 0,323 \cdot 8,00 = 2,58 \text{ m}$$

(βάση)

$$D_{\beta i} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot \frac{(H_A + H_{si})}{2} = 0,645 \cdot (H_A + H_{si})$$

(όπως στην περίπτωση α)

γ) Υπολογισμός για υδροστατική πίεση με κατανομή στη δοκό: $(H_A + H_{si})/3$, στο βάρος: $2(H_A + H_{si})/3$

Λωρίδα	$H_A + H_{si}$ (m)	B_i (m)	$D_{\delta i}$ (m)	$D_{2\beta/3, i}$ (m)	$D_{\beta i}$ (m)
(1)	1,50	34,20	1,71	0,65	0,97
(2)	2,50	32,40	2,09	1,08	1,61
(3)	3,50	31,60	2,41	1,51	2,26
(4)	4,50	29,00	2,51	1,94	2,90
(5)	5,50	27,00	2,59	2,37	3,55
(6)	6,50	25,60	2,66	2,80	4,29
(7)	7,50	25,00	2,80	3,23	4,84

$$D_i = \sqrt{\frac{B_i^2 \cdot \frac{(H_A + H_{si})}{3}}{200}}$$

$$D_1 = \sqrt{\frac{34,20^2 \cdot \frac{1,50}{3}}{200}} = 1,71 \text{ m}, \quad D_5 = \sqrt{\frac{27,00^2 \cdot \frac{5,50}{3}}{200}} = 2,59 \text{ m}$$

$$D_2 = \sqrt{\frac{32,40^2 \cdot \frac{2,50}{3}}{200}} = 2,09 \text{ m}, \quad D_6 = \sqrt{\frac{25,60^2 \cdot \frac{6,50}{3}}{200}} = 2,66 \text{ m}$$

$$D_3 = \sqrt{\frac{31,60^2 \cdot \frac{3,50}{3}}{200}} = 2,41 \text{ m}, \quad D_7 = \sqrt{\frac{25,00^2 \cdot \frac{7,50}{3}}{200}} = 2,80 \text{ m}$$

$$D_4 = \sqrt{\frac{29,00^2 \cdot \frac{4,50}{3}}{200}} = 2,51 \text{ m}$$

$$D_{2\beta/3,1} = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot \frac{2(H_A + H_{si})}{3} = 0,43 \cdot (H_A + H_{si})$$

$$D_{2\beta/3,1} = 0,43 \cdot 1,50 = 0,65 \text{ m}, \quad D_{2\beta/3,5} = 0,43 \cdot 5,50 = 2,37 \text{ m}$$

$$D_{2\beta/3,2} = 0,43 \cdot 2,50 = 1,08 \text{ m}, \quad D_{2\beta/3,6} = 0,43 \cdot 6,50 = 2,80 \text{ m}$$

$$D_{2\beta/3,3} = 0,43 \cdot 3,50 = 1,51 \text{ m}, \quad D_{2\beta/3,7} = 0,43 \cdot 7,50 = 3,23 \text{ m}$$

$$D_{2\beta/3,4} = 0,43 \cdot 4,50 = 1,94 \text{ m}, \quad D_{2\beta/3} = 0,43 \cdot 8,00 = 3,44 \text{ m}$$

(βάση)

δ) Σχεδίαση διατομών: οι συνδυασμοί των διατομών αποδίδονται στο σχήμα 5.17.

Οι τρεις περιπτώσεις συνδυασμού των διατομών α, β, και γ, που δίνονται στο σχήμα 5.17, χαρακτηρίζονται από τα ακόλουθα στοιχεία:

- κατανομή της υδροστατικής πίεσης στη δοκό:
 $P_{ha} = 2(H_A + H_{si})/3, P_{hb} = (H_A + H_{si})/2, P_{hy} = (H_A + H_{si})/3$

- κατανομή της υδροστατικής πίεσης στο βάρος:
 $P_{ha} = (H_A + H_{si})/3, P_{hb} = (H_A + H_{si})/2, P_{hy} = 2(H_A + H_{si})/3$

- μέγιστο πάχος της φραγματικής λωρίδας για δοκό:

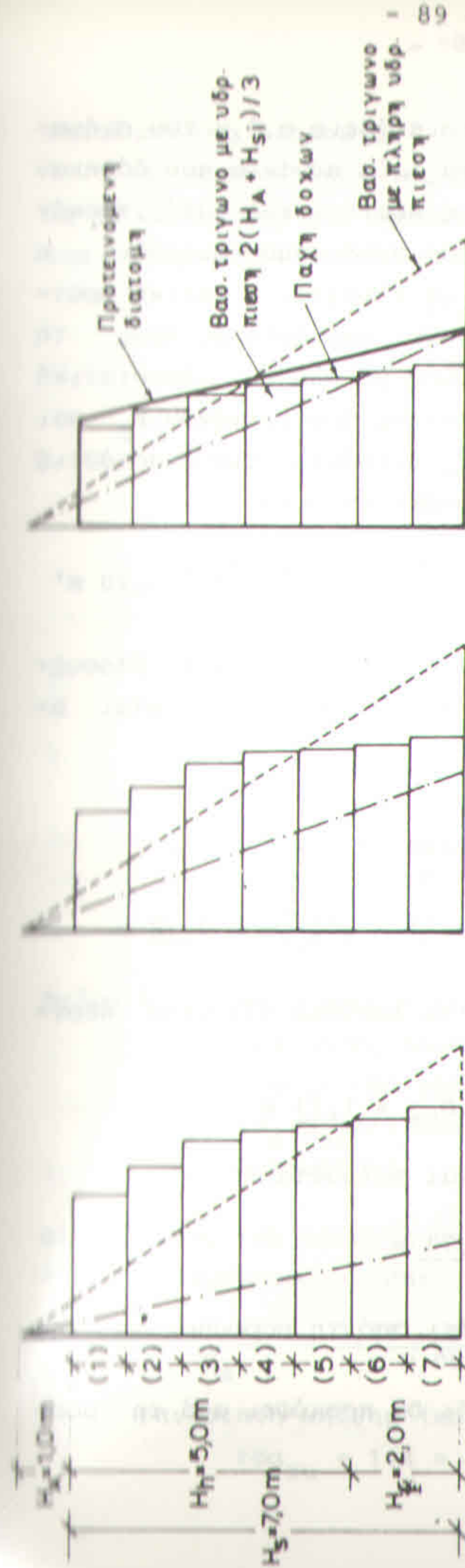
$$D_{\delta\alpha} = 3,95 \text{ m}, \quad D_{\delta\beta} = 3,42 \text{ m}, \quad D_{\delta\gamma} = 2,80 \text{ m}$$

- μέγιστο πάχος της βάσης της διατομής για μερική υδροστατική πίεση:

$$D_{\beta\alpha} = 1,72 \text{ m}, \quad D_{\beta\beta} = 2,58 \text{ m}, \quad D_{\beta\gamma} = 3,44 \text{ m}$$

- πάχος της βάσης της διατομής για πλήρη υδροστατική πίεση:

$$D = 5,16 \text{ m}, \quad D = 5,16 \text{ m}, \quad D = 5,16 \text{ m}$$



Κατανομή της υδρ. δυναμής

- στη δοκό : $(H_A + H_{si}) / 2$
- στο βάρος : $(H_A + H_{si}) / 2$

- Βασικό τρίγωνο με πλήρη υδροστατική δύναμη
- Βασικό τρίγωνο με μερική υδροστατική δύναμη
- Παχά δοχών σε διαφορά φραγματικά υψή
- Τελική μορφή της διατομής του φραγματος

Σχήμα 5.17. Κατανομή του πάχους και της επιφάνειας του μικτού φράγματος στις διάφορες λωρίδες του, οι οποίες θεωρούνται, ότι λειτουργούν ως δοκοί (D_{δ}, F_{δ}) και ως μερικές (D_{β}, F_{β}) ή ολικές (D, F) κατασκευές βάρους

Επιλογή: Από τις τρεις περιπτώσεις α,β,γ του σχήματος 5.17, καθώς και από τα τρία πινάκια που δόθηκαν για τα πάχη των δοκών στις περιπτώσεις αυτές, προκύπτει ότι τον οικονομικότερο συνδυασμό εμφανίζει η περίπτωση γ. Πρέπει όμως να ελεγχθεί η τελική φραγματική διατομή, που προκύπτει από αυτό ως προς τη διατομή του βασικού τριγώνου με πλήρη υδροστατική πίεση. Γι' αυτό γίνεται έλεγχος των τριγώνων F_{β} και F_{δ} (βλ. σχήμα 5.9 και 5.17) μετρώντας τις διαστάσεις τους από το σχήμα 5.17, οπότε έχουμε:

$$F_{\delta} = \frac{1,20 \cdot 3,00}{2} = 1,80 \text{ m}^2 \quad F_{\beta} = \frac{1,60 \cdot 4,00}{2} = 3,20 \text{ m}^2$$

Αφού $F_{\delta} = 1,80 \text{ m}^2 < F_{\beta} = 3,20 \text{ m}^2$, το μικτό φράγμα βάρους-δοκός είναι οικονομικότερο, γι' αυτό και γίνεται αποδεκτό με $D = 3,44 \text{ m}$.

3. Λοιπά στοιχεία διατομής:

- πάχος στέψης (παραδοχή: $v = 2,0 \text{ m/s}$):

$$D' = \frac{1}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot (H_A + \frac{v^2}{2g}) = 0,645 \cdot (1 + \frac{2,00^2}{2 \cdot 9,81}) = 0,78 \text{ m}$$

- σύγκριση με πάχος της λωρίδας (1) στην περίπτωση (γ):

$$D' = 0,78 \text{ m} < D_{\delta 1} = 1,71 \text{ m}$$

απορρίπτεται και παίρνεται:

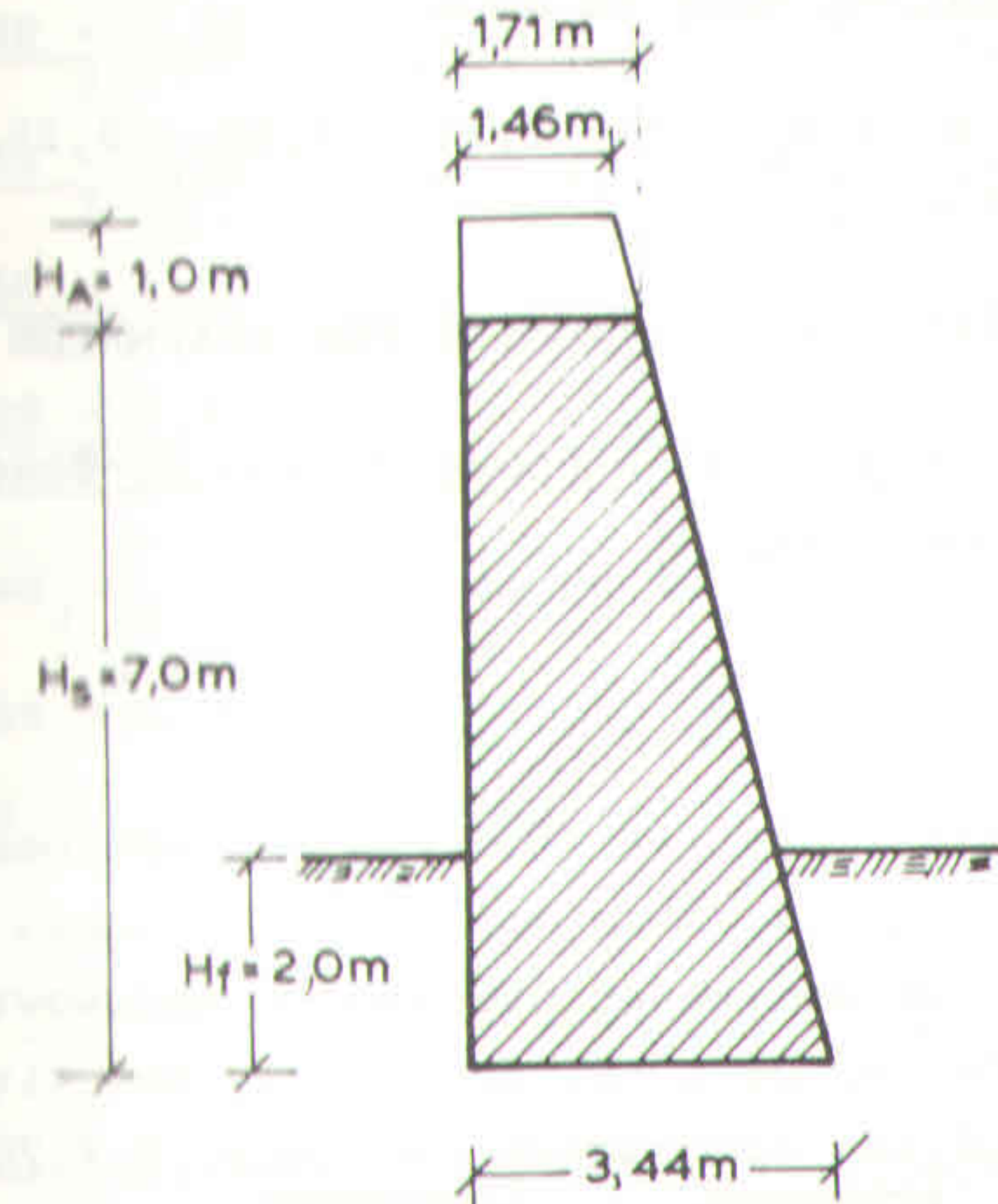
$$D' \geq D_{\delta 1} = 1,71 \text{ m}$$

(η ακριβής τιμή θα προκύψει από τη μορφοποίηση της διατομής).

- πάχος πτερυγίων D'' : θα προκύψει από τη μορ-

φοποίηση της διατομής.

4. Μορφοποίηση της διατομής (βλ. και περίπτωση γ, κατανομή της υδροστατικής πίεσης): αποδίδεται στο σχήμα 5.18.



Σχήμα 5.18. Μορφοποίηση της διατομής του μικτού φράγματος βάρους-δοκού με βάση την κατανομή της υδροστατικής δύναμης σε δοκό $(H_A + H_{S1})/3$ και σε βάρος: $2(H_A + H_{S1})/3$ (περίπτωση γ)

β) Έλεγχος του κλίση μετώπου:

= προκύπτουσα κλίση:

$$εφα = \frac{D - D'}{H_B} = \frac{3,44 - 1,71}{7,00} = 0,25$$

= επιτρεπτή κλίση (κανόνας Μουλόπουλου):

$$εφα_{zu} = 1:4 = 0,25$$

- σύγκριση:

$$\epsilon_{\phi\alpha} = 0,25 = \epsilon_{\phi\alpha_{zu}} = 0,25$$

β) Πάχος στέψης διάρρου: 1,71 m

γ) Πάχος στέψης πτερυγίων: προκύπτει από την προέκταση της κλίσης προς τα άνω:

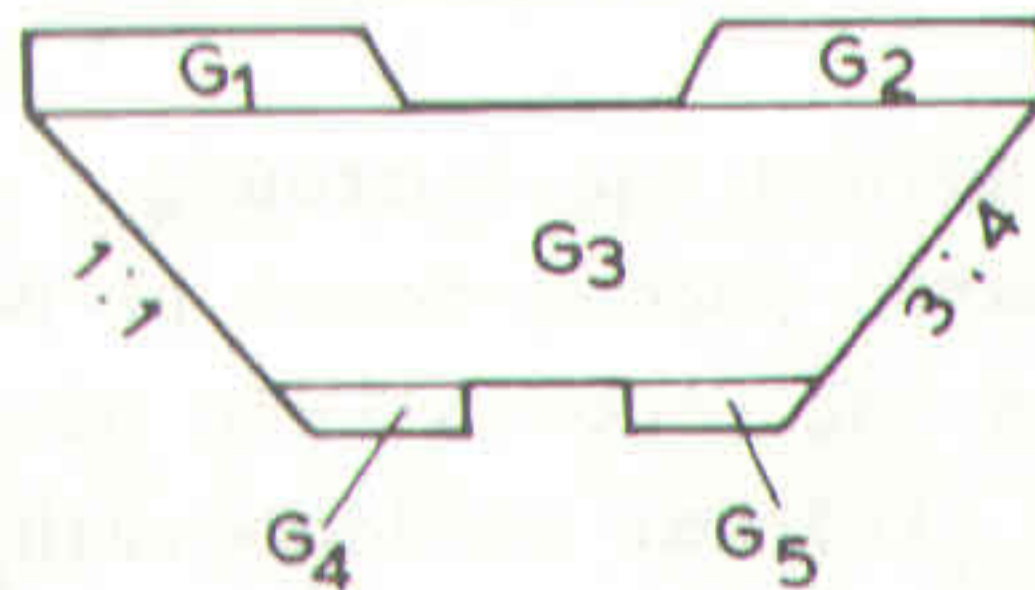
$$D'' = D' - H_A \cdot \epsilon_{\phi\alpha} = 1,71 - 1,00 \cdot 0,25 = \underline{1,46m}$$

5.4.3. ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

5.4.3.1. Έλεγχος του πλήρους φράγματος-δοκού χωρίς οπλισμό

Ι. Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών

Ο υπολογισμός των δυνάμεων και των ροπών γίνεται για τη συνολική κατασκευή και σύμφωνα με το σχήμα 5.19. Οι αναγκαίες διαστάσεις παίρνονται από το σχέδιο της πρόψης του φράγματος, που δίνεται στο προσδιορισμό των διαστάσεων του (κεφ. 5.4.2.1).



Σχήμα 5.19. Κατανομή των βαρών στο πλήρες φράγμα-δοκός χωρίς οπλισμό

Δυνάμεις:

α) Το βάρος G της κατασκευής:

$$G = \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot h \cdot D \cdot \gamma_b \quad (t)$$

$$G_1 = \frac{7,30 + 7,90}{2} \cdot 1,00 \cdot 1,60 \cdot 2,4 = \underline{29,18 t}$$

$$G_2 = \frac{6,30 + 6,70}{2} \cdot 1,00 \cdot 1,60 \cdot 2,4 = \underline{24,96 t}$$

$$G_3 = \frac{18,60 + 8,50}{2} \cdot 6,00 \cdot 1,60 \cdot 2,4 = \underline{312,19 t}$$

$$G_4 = \frac{3,50 + 2,90}{2} \cdot 0,50 \cdot 1,60 \cdot 2,4 = \underline{6,14 t}$$

$$G_5 = \frac{3,00 + 2,60}{2} \cdot 0,50 \cdot 1,60 \cdot 2,4 = \underline{5,38 t}$$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 = 29,18 + 24,96 + 312,19 + 6,14 + 5,38 = \underline{377,85 t}$$

β) Η ορθή δύναμη N του βάρους στα πτερνή:

$$N_{1,1} = \left(\frac{G_3}{2} + G_1 + G_4 \right) \cdot \frac{1}{\sin 45} = \left(\frac{312,19}{2} + 29,18 + 6,14 \right) \cdot \frac{1}{\sin 45} = \underline{270,70 t}$$

$$N_{4,3} = \left(\frac{G_3}{2} + G_2 + G_5 \right) \cdot \frac{1}{\sin 53} = \left(\frac{312,19}{2} + 24,96 + 5,38 \right) \cdot \frac{1}{\sin 53} = \underline{309,70 t}$$

γ) Η υδροστατική δύναμη P_h στο φράγμα (βλ. Μέρος Ι, κεφ. 2.2.1.2.):

$$P_{h1} = \frac{1}{2} \cdot b_w \cdot (H_B + H_A)^2 - \frac{1}{2} \cdot A \cdot H_A^2 = \frac{1}{2} \cdot 5,00 \cdot (6,50 + 1,00)^2 - \frac{1}{2} \cdot 4,00 \cdot 1,00^2 = \underline{138,63 t}$$

$$P_{h2} = \frac{2}{9} \cdot (H_B + H_A)^3 = \frac{2}{9} \cdot (6,50 + 1,00)^3 = \underline{93,75 t}$$

$$P_h = P_{h1} + 2 \cdot P_{h2} = 138,63 + 2 \cdot 93,75 = \underline{326,13 t}$$

δ) Η υδροστατική δύναμη στα πτερύγια P_{hp} :

$$P_{hp} = \frac{1}{2} \cdot H_A^2 \cdot \gamma_w \cdot (L-A-2 \cdot H_A) = \frac{1}{2} \cdot 1,00^2 \cdot 1,0 \cdot (18,50-4,00-2 \cdot 1,00) = \underline{6,25 \text{ t}}$$

ε) Η αντίσταση των πρανών W_F :

(από το διάγραμμα του σχήματος 2.40)

$$E_p \text{ (για } H_s+H_A = 7,50\text{m και } T = 2,00\text{m)} = 400,00 \text{ t}$$

$$R_1 = \left(\frac{G_3}{2} + G_1 + G_4\right) \cdot \frac{\epsilon\phi\phi}{\sigma\upsilon\nu\alpha_1} = \left(\frac{312,19}{2} + 29,18 + 6,14\right) \cdot \frac{0,75}{\sigma\upsilon\nu 45} = \underline{203,03 \text{ t}}$$

$$R_2 = \left(\frac{G_3}{2} + G_2 + G_5\right) \cdot \frac{\epsilon\phi\phi}{\sigma\upsilon\nu\alpha_2} = \left(\frac{312,19}{2} + 24,96 + 5,38\right) \cdot \frac{0,75}{\sigma\upsilon\nu 53} = \underline{232,34 \text{ t}}$$

$$R = R_1 + R_2 = 203,03 + 232,34 = \underline{435,37 \text{ t}}$$

$$W_F = E_p + R = 400,00 + 435,37 = \underline{835,37 \text{ t}}$$

στ) Η ενεργός ώθηση γαιών E_a :

- συντελεστή k_{ah} οριζόντιας ενεργού γεωώθησης:

$$k_{ah} = \epsilon\phi^2 (45 - \phi/2) = \epsilon\phi^2 (45 - 37/2) = \epsilon\phi^2 (26,5^\circ) = \underline{0,249}$$

- οριζόντια ενεργός γεωπίεση e_{ah} ως προς την αντίστοιχη υδροστατική πίεση p_h :

$$e_{ah} = k_{ah} \cdot \gamma_e \cdot (H_s + H_A) = k_{ah} \cdot \gamma_e \cdot p_h$$

$$u = \frac{e_{ah}}{p_h} = k_{ah} \cdot \gamma_e = 0,249 \cdot 2,0 = \underline{0,498}$$

= συνολική οριζόντια ενεργός ώθηση γαιών:

$$E_{ah1} = u \cdot p_{h1} = 0,498 \cdot 138,63 = \underline{69,04 \text{ t}}$$

$$E_{ah2} = u \cdot p_{h2} = 0,498 \cdot 93,75 = \underline{46,69 \text{ t}}$$

$$E_{ah3} = u \cdot p_{h3} = 0,498 \cdot 326,13 = \underline{162,41 \text{ t}}$$

= ενεργός ώθηση γαιών στα πτερύγια:

$$E_{ahp} = u \cdot p_{hp} = 0,498 \cdot 6,25 = \underline{3,11 \text{ t}}$$

Μακροβραχίονες:

$$l_a = \frac{D}{2} = \frac{1,60}{2} = \underline{0,80 \text{ m}}$$

$$l_{ph1} = \frac{H_s + H_A}{3} = \frac{6,50 + 1,00}{3} = \underline{2,50 \text{ m}}$$

$$l_{ph2} = \frac{H_s + H_A}{2} = \frac{6,50 + 1,00}{2} = \underline{3,75 \text{ m}}$$

$$l_{phn} = H_s + \frac{H_A}{3} = 6,50 + \frac{1,00}{3} = \underline{6,83 \text{ m}}$$

$$l_{wp} = \frac{H_s}{3} = \frac{6,50}{3} = \underline{2,17 \text{ m}}$$

$$l_w = \frac{H_s}{3} = \frac{6,50}{3} = \underline{2,17 \text{ m}}$$

$$l_{Eah1} = \frac{H_s + H_A}{3} = \frac{6,50 + 1,00}{3} = \underline{2,50 \text{ m}}$$

$$l_{Eah2} = \frac{H_s + H_A}{2} = \frac{6,50 + 1,00}{2} = \underline{3,75 \text{ m}}$$

$$l_{Eahp} = H_s + \frac{H_A}{3} = 6,50 + \frac{1,00}{3} = \underline{6,83 \text{ m}}$$

Ροπές (ως προς τον κάτωτη πόδα του φράγματος):

$$M_G = 377,85 \cdot 0,80 = \underline{302,28} \text{ mt}$$

$$M_{Ph1} = 138,63 \cdot 2,50 = \underline{346,58} \text{ mt}$$

$$M_{Ph2} = 93,75 \cdot 3,75 = \underline{351,56} \text{ mt}$$

$$M_{Ph\pi} = 6,25 \cdot 6,83 = \underline{42,69} \text{ mt}$$

$$M_{WF} = 835,37 \cdot 2,17 = \underline{1812,75} \text{ mt}$$

$$M_R = 435,37 \cdot 2,17 = \underline{944,75} \text{ mt}$$

$$M_{Eah1} = 69,04 \cdot 2,50 = \underline{172,60} \text{ mt}$$

$$M_{Eah2} = 46,69 \cdot 3,75 = \underline{175,09} \text{ mt}$$

$$M_{Eah\pi} = 3,11 \cdot 6,83 = \underline{21,24} \text{ mt}$$

II. Έλεγχος της ευστάθειας:

1. Συνθήκη μη ανατροπής:

α) Κανονική φόρτιση:

- φορτία: P_h
- αντιστάσεις: $(E_p + R)$

$$n_k = \frac{\sum M_s}{\sum M_u} = \frac{M_{WF}}{M_{Ph1} + 2M_{Ph2}} = \frac{1812,75}{346,58 + 2 \cdot 351,56} = \underline{1,73} > 1,2$$

β) Καταστροφική φόρτιση:

- φορτία: στα πτερύγια $P_{h\pi}$, στο κορμό E_{ah}
- αντιστάσεις: στα πρανή R, G

$$n_k = \frac{\sum M_s}{\sum M_u} = \frac{M_R}{M_{Eah1} + 2M_{Eah2} + M_{Ph\pi} - M_{Eah\pi}} =$$

$$= \frac{944,75}{172,60 + 2 \cdot 175,09 + 42,69 - 21,24} = \underline{1,74} > 1,20$$

2. Συνθήκη διατμητικών τάσεων:

$$\max \tau_i = 0,75 \cdot \frac{(H_A + H_{si}) \cdot B_i}{D_i} < 60 \text{ t/m}^2$$

Λοιός	$H_A + H_{si}$ (m)	B_i (m)	D_i (m)	$\max \tau_i$ (t/m ²)
(1)	1,50	15,30	1,33	12,94 < 60
(2)	2,50	13,50	1,51	16,76 < 60
(3)	3,50	11,80	1,56	19,86 < 60
(4)	4,50	10,00	1,50	22,50 < 60
(5)	5,50	8,30	1,38	24,81 < 60
(6)	6,50	7,00	1,26	27,08 < 60

3. Συνθήκη ολίσθησης:

α) Κανονική φόρτιση:

- φορτία: P_h
- αντιστάσεις: $(E_p + R)$

$$n_{\theta} = \frac{\sum K_w}{\sum K_t} = \frac{(E_p + R)}{P_h} = \frac{835,37}{326,13} = \underline{2,56} > 1,3$$

β) Καταστροφική φόρτιση:

- φορτία: $P_{h\pi}$, E_{ah}
- αντιστάσεις: R, G

$$n_{\theta} = \frac{\sum K_w}{\sum K_t} = \frac{R}{E_{ah} + P_{h\pi} - E_{ah\pi}} = \frac{435,37}{162,41 + 6,25 - 3,11} =$$

$$= \underline{2,63} > 1,3$$

4. Συνθήκη βύθισης στα πρανή:

α) Έλεγχος θλίψης:

$$\sigma_{zu} = 3,0 \text{ kg/cm}^2 = \underline{30,0 \text{ t/m}^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{F_1 (\text{πρανούς})} = \frac{270,70}{8,50 \cdot 1,60} = \underline{19,90 \text{ t/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{F_1 (\text{πρανούς})} = \frac{390,79}{8,00 \cdot 1,60} = \underline{24,20 \text{ t/m}^2}$$

$$n_{p1} = \frac{\sigma_{zu}}{\sigma_1} = \frac{30,00}{19,00} = \underline{1,51} > 1,2$$

$$n_{p2} = \frac{\sigma_{zu}}{\sigma_2} = \frac{30,00}{24,20} = \underline{1,24} > 1,2$$

β) Έλεγχος υδραυλικής θραύσης:

$$i_v = \frac{H}{S_v} = \frac{H_h}{H_f + D + H_f} = \frac{5,00}{1,50 + 1,60 + 1,50} = 1,09$$

$$n_g = \frac{i_k}{i_v} = \frac{1,17}{1,09} = \underline{1,07} < 1,2, \text{ Δεν ευσταθεί!}$$

Κατασκευάζεται τοιχίο (ποδιά) στο άνω μέρος θεμέλιο με βάθος και πάχος 0,30 m, οπότε:

$$i_v = \frac{5,0}{1,50 + 0,30 + 0,30 + 1,60 + 1,50} = 0,96, \quad n_g = \frac{1,17}{0,96} = \underline{1,22} > 1,2$$

5. Μορφοποίηση της διατομής και της πρόοψης του φράγματος μετά τον έλεγχο της ευστάθειας:

Η μορφή του φράγματος παραμένει, όπως στα σχήματα 5.10 και 5.12, με την προσθήκη "ποδιάς" στο άνω μέρος θεμέλιο πάχους και ύψους 0,30 m (βλ.σχ.5.12).

5.4.3.2. Έλεγχος του πλήρους φράγματος - δοκού με οπλισμό

5.4.3.2.1. Έλεγχος του φράγματος για υδροστατική πίεση

Ι. Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών

Ο υπολογισμός των δυνάμεων και των ροπών γίνεται για τη συνολική κατασκευή και σύμφωνα με το σχήμα 5.19, που δόθηκε προηγουμένως.

Δυνάμεις:

α) Το βάρος G του φράγματος (το βάρος του οπλισμού δεν συνυπολογίζεται):

$$G = \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot h \cdot D \cdot \gamma_b$$

$$G_1 = \frac{7,30 + 7,90}{2} \cdot 1,00 \cdot 0,80 \cdot 2,4 = \underline{14,59 \text{ t}}$$

$$G_2 = \frac{6,30 + 6,70}{2} \cdot 1,00 \cdot 0,80 \cdot 2,4 = \underline{12,48 \text{ t}}$$

$$G_3 = \frac{18,60 + 8,50}{2} \cdot 6,00 \cdot 0,80 \cdot 2,4 = \underline{156,10 \text{ t}}$$

$$G_4 = \frac{3,50 + 2,90}{2} \cdot 0,60 \cdot 0,80 \cdot 2,4 = \underline{3,07 \text{ t}}$$

$$G_5 = \frac{3,00 + 2,60}{2} \cdot 0,50 \cdot 0,80 \cdot 2,4 = \underline{2,69 \text{ t}}$$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 = 14,59 + 12,48 + 156,10 + 3,07 + 2,69 = \underline{188,93 \text{ t}}$$

β) Η ορθή δύναμη N του βάρους στα πρανή:

$$N_{111} = \left(\frac{G_3}{2} + G_1 + G_4 \right) \cdot \frac{1}{\text{συν}45} = \left(\frac{156,10}{2} + 14,59 + 3,07 \right) \cdot \frac{1}{\text{συν}45} = \underline{135,35 \text{ t}}$$

$$N_{3:4} = \left(\frac{G_3}{2} + G_2 + G_5\right) \cdot \frac{1}{\sin 53} = \left(\frac{156,10}{2} + 12,48 + 2,69\right) \cdot \frac{1}{\sin 53} =$$

$$= \underline{154,90 \text{ t}}$$

γ) Η υδροστατική δύναμη P_h στο φράγμα (βλ. κεφ. 2.2.1. 2.):

$$P_{h1} = \frac{1}{2} \cdot b_w \cdot (H_s + H_A)^2 - \frac{1}{2} \cdot A \cdot H_A^2 = \frac{1}{2} \cdot 5,00 \cdot (6,50 + 1,00)^2 -$$

$$- \frac{1}{2} \cdot 4,00 \cdot 1,00^2 = \underline{138,63 \text{ t}}$$

$$P_{h2} = \frac{2}{9} \cdot (H_s + H_A)^3 = \frac{2}{9} \cdot (6,50 + 1,00)^3 = \underline{93,75 \text{ t}}$$

$$P_{hp} = P_{h1} + 2 \cdot P_{h2} = 138,63 + 2 \cdot 93,75 = \underline{326,13 \text{ t}}$$

δ) Η υδροστατική δύναμη στα πτερύγια P_{hp} :

$$P_{hp} = \frac{1}{2} \cdot H_A^2 \cdot \gamma_w \cdot (L - A - 2 \cdot H_A) = \frac{1}{2} \cdot 1,00^2 \cdot 1,0 \cdot (18,50 - 4,00 - 2 \cdot$$

$$\cdot 1,00) = \underline{6,25 \text{ t}}$$

ε) Η αντίσταση των πρανών W_F :

(από διάγραμμα του σχήματος 2.40)

$$E_p \text{ (για } H_s + H_A = 7,50 \text{ m και } T = 2,00 \text{ m)} = \underline{400,00 \text{ t}}$$

$$R_1 = \left(\frac{G_3}{2} + G_1 + G_4\right) \cdot \frac{\epsilon \phi \phi}{\sin \alpha_1} = \left(\frac{156,10}{2} + 14,59 + 3,07\right) \cdot \frac{0,75}{\sin 45} =$$

$$= \underline{101,52 \text{ t}}$$

$$R_2 = \left(\frac{G_3}{2} + G_2 + G_5\right) \cdot \frac{\epsilon \phi \phi}{\sin \alpha_2} = \left(\frac{156,10}{2} + 12,48 + 2,69\right) \cdot \frac{0,75}{\sin 53} =$$

$$= \underline{116,17 \text{ t}}$$

$$R = R_1 + R_2 = 101,52 + 116,17 = \underline{217,69 \text{ t}}$$

$$W_p = E_p + R = 400,00 + 217,69 = \underline{617,69 \text{ t}}$$

στ) Η ενεργός ώθηση γαιών E_a :

= συντελεστής k_{ah} οριζόντιας ενεργού γεώθησης:

$$k_{ah} = \epsilon \phi^2 (45 - \phi / 2) = \epsilon \phi^2 (45 - 37 / 2) = \epsilon \phi^2 (26,5^\circ) = \underline{0,249}$$

= οριζόντια ενεργός γεωπίεση e_{ah} ως προς την αντίστοιχη υδροστατική πίεση P_h :

$$e_{ah} = K_{ah} \cdot \gamma_e \cdot (H_s + H_A) = K_{ah} \cdot \gamma_e \cdot P_h$$

$$u = \frac{e_{ah}}{P_h} = K_{ah} \cdot \gamma_e = 0,249 \cdot 2,0 = \underline{0,498}$$

= συνολική, οριζόντια, ενεργός ώθηση γαιών:

$$E_{ah1} = u \cdot P_{h1} = 0,498 \cdot 138,63 = \underline{69,04 \text{ t}}$$

$$E_{ah2} = u \cdot P_{h2} = 0,498 \cdot 93,75 = \underline{46,69 \text{ t}}$$

$$E_{ah} = u \cdot P_h = 0,498 \cdot 326,13 = \underline{162,41 \text{ t}}$$

= ενεργός ώθηση γαιών στα πτερύγια:

$$E_{ahp} = u \cdot P_{hp} = 0,498 \cdot 6,25 = \underline{3,11 \text{ t}}$$

Μοχλοβραχίονες:

$$l_G = \frac{D}{2} = \frac{0,80}{2} = 0,40 \text{ m}$$

$$l_{Ph1} = \frac{H_S + H_A}{3} = \frac{6,50 + 1,00}{3} = 2,50 \text{ m}$$

$$l_{Ph2} = \frac{H_S + H_A}{2} = \frac{6,50 + 1,00}{2} = 3,75 \text{ m}$$

$$l_{Phπ} = H_S + \frac{H_A}{3} = 6,50 + \frac{1}{3} = 6,83 \text{ m}$$

$$l_{WF} = \frac{H_S}{3} = \frac{6,50}{3} = 2,17 \text{ m}$$

$$l_R = \frac{H_S}{3} = \frac{6,50}{3} = 2,17 \text{ m}$$

$$l_{Eah1} = \frac{H_S + H_A}{3} = \frac{6,50 + 1,00}{3} = 2,50 \text{ m}$$

$$l_{Eah2} = \frac{H_S + H_A}{2} = \frac{6,50 + 1,00}{2} = 3,75 \text{ m}$$

$$l_{Eahπ} = H_S + \frac{H_A}{3} = 6,50 + \frac{1}{3} = 6,83 \text{ m}$$

Ροπές (ως προς τον κάταντη πόδα του φράγματος):

$$M_G = 188,93 \cdot 0,40 = 75,57 \text{ mt}$$

$$M_{Ph1} = 138,63 \cdot 2,50 = 346,58 \text{ mt}$$

$$M_{Ph2} = 93,75 \cdot 3,75 = 351,56 \text{ mt}$$

$$M_{Phπ} = 6,25 \cdot 6,83 = 42,69 \text{ mt}$$

$$M_{WF} = 617,69 \cdot 2,17 = 1340,39 \text{ mt}$$

$$M_R = 217,69 \cdot 2,17 = 472,39 \text{ mt}$$

$$M_{Eah1} = 69,04 \cdot 2,50 = 172,60 \text{ mt}$$

$$M_{Eah2} = 46,69 \cdot 3,75 = 175,09 \text{ mt}$$

$$M_{Eahπ} = 3,11 \cdot 6,83 = 21,24 \text{ mt}$$

II. Έλεγχος της ευστάθειας

1. Συνθήκη μη ανατροπής:

α) Κανονική φόρτιση:

• φορτία: P_h

• αντιστάσεις: $(E_p + R)$

$$n_k = \frac{\sum M_B}{\sum M_u} = \frac{M_{WF}}{M_{Ph1} + 2M_{Ph2}} = \frac{1340,39}{346,58 + 2 \cdot 351,56} = 1,28 > 1,2$$

β) Καταστροφική φόρτιση:

• φορτία: στα πτερύγια $P_{hπ}$, στο κορμό E_{ah}

• αντιστάσεις: στα πρανά R, G

$$n_k = \frac{\sum M_B}{\sum M_u} = \frac{M_R}{M_{Eah1} + 2 \cdot M_{Eah2} + M_{Phπ} - M_{Eahπ}} =$$

$$= \frac{472,39}{172,60 + 2 \cdot 175,09 + 42,69 - 21,14} = 0,87 < 1,2$$

Η συνθήκη δεν ισχύει! Συνεπώς επιβάλλεται η κατασκευή τείχων αντιστήριξης στα εκατέρωθεν πρανά της κοίτης στα κάταντη του φράγματος, σε συνδυασμό και με κατασκευή προφράγματος για την αποφυγή της καταστροφής των πρανών λόγω υποσκαφής.

2. Συνθήκη διατμητικών τάσεων:

$$\sigma_{κτ_1} = 0,75 \cdot \frac{(H_A + H_{s1}) \cdot B_1}{D_1} < 60 \text{ t/m}^2$$

Δοκός	$H_A + H_{Si}$ (m)	B_i (m)	$h_{Di} + 0,05$ (m)	$\max \tau_i$ (t/m ²)
(1)	1,50	15,30	0,66	26,08 < 60
(2)	2,50	13,50	0,74	34,21 < 60
(3)	3,50	11,80	0,77	40,23 < 60
(4)	4,50	10,00	0,74	45,61 < 60
(5)	5,50	8,30	0,68	50,35 < 60
(6)	6,50	7,00	0,63	54,17 < 60

3. Συνθήκη ολίσθησης:

α) Κανονική φόρτιση:

- φορτία: P_h
- αντιστάσεις: $(E_p + R)$

$$n_G = \frac{\Sigma K_w}{\Sigma K_t} = \frac{(E_p + R)}{P_h} = \frac{617,69}{326,13} = 1,89 > 1,3$$

β) Καταστροφική φόρτιση:

- φορτία: P_{hp}, E_{ah}
- αντιστάσεις: R, G

$$n_G = \frac{\Sigma K_w}{\Sigma K_t} = \frac{R}{E_{ah} + P_{hp} - E_{ahp}} = \frac{217,69}{162,41 + 6,25 - 3,11} = 1,31 > 1,3$$

4. Συνθήκη βύθισης στα πρανή:

α) Έλεγχος θλίψης:

$$\sigma_{zu} = 3,0 \text{ kg/cm}^2 = 30,0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{F_1 (\text{πρανούς})} = \frac{135,35}{8,50 \cdot 0,80} = 19,90 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{F_2 (\text{πρανούς})} = \frac{154,90}{8,00 \cdot 0,80} = 24,20 \text{ t/m}^2$$

$$n_{p1} = \frac{\sigma_{zu}}{\sigma_1} = \frac{30,00}{19,90} = 1,51 > 1,2$$

$$n_{p2} = \frac{\sigma_{zu}}{\sigma_1} = \frac{30,00}{24,20} = 1,24 > 1,2$$

β) Έλεγχος υδραυλικής θραύσης:

$$l_1 = \frac{H}{B_V} = \frac{H_S}{H_f + D + H_f} = \frac{5,00}{1,50 + 0,80 + 1,50} = 1,32$$

$$n_g = \frac{l_k}{l_v} = \frac{1,17}{1,32} = 0,89 < 1,2$$

Κατασκευάζεται τοιχίο (ποδιά) στο άνω άκρο θεμέλιο με βάθος 0,70 m και πάχος 0,30 m οπότε:

$$l_v = \frac{5,00}{1,50 + 0,70 + 0,70 + 0,80 + 1,50} = 0,96 \text{ και } n_g = \frac{1,17}{0,96} = 1,22 > 1,2$$

5. Μορφοποίηση της διατομής και της πρόαψης του φράγματος μετά τον έλεγχο της ευστάθειας:

Η τελική μορφή του φράγματος παραμένει, όπως δίνεται στα σχήματα 5.14 και 5.15 με την προσθήκη της ποδιάς (βλ. σχ.5.15). Επιπλέον επιβάλλεται η κατασκευή: = τοίχων αντιστήριξης σε αμφότερα τα κατάντη πρανή για την αποτροπή της κατάρρευσής τους = ενδεχομένως πρόφραγμα (κατά την κρίση του μελετητή) για τη στερέωση της κοίτης κατά της υποσκαφής.

5.4.3.2.2. Έλεγχος του φράγματος για χειμαρρολάβα

Γ. Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών

Ο υπολογισμός των δυνάμεων και ροπών γίνεται για τη συνολική κατασκευή, σύμφωνα με το σχήμα 5.19, που δόθηκε προηγουμένως (πρόκειται για φράγμα με την ίδια πρόοψη). Οι αναγκαίες διαστάσεις παίρνονται από

το σχέδιο της πρόωσης του φράγματος.

Δυνάμεις:

α) το βάρος G του φράγματος (το βάρος του σπλισμού δεν συνυπολογίζεται):

$$G = \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot h \cdot D \cdot \gamma_b$$

$$G_1 = \frac{7,30 + 7,90}{2} \cdot 1,00 \cdot 1,40 \cdot 2,4 = \underline{25,54} \text{ t}$$

$$G_2 = \frac{6,30 + 6,70}{2} \cdot 1,00 \cdot 1,40 \cdot 2,4 = \underline{21,84} \text{ t}$$

$$G_3 = \frac{18,60 + 8,50}{2} \cdot 6,00 \cdot 1,40 \cdot 2,4 = \underline{273,17} \text{ t}$$

$$G_4 = \frac{3,50 + 2,90}{2} \cdot 0,50 \cdot 1,40 \cdot 2,4 = \underline{5,38} \text{ t}$$

$$G_5 = \frac{3,00 + 2,60}{2} \cdot 0,50 \cdot 1,40 \cdot 2,4 = \underline{4,70} \text{ t}$$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 = 25,54 + 21,84 + 273,17 + 5,38 + 4,70 = \underline{330,63} \text{ t}$$

β) η ορθή δύναμη N του βάρους στα πρανή:

$$N_{1:1} = \left(\frac{G_3}{2} + G_1 + G_4 \right) \cdot \frac{1}{\sin 45} = \left(\frac{273,17}{2} + 25,54 + 5,38 \right) \cdot \frac{1}{\sin 45} = \underline{236,89} \text{ t}$$

$$N_{4:3} = \left(\frac{G_3}{2} + G_2 + G_5 \right) \cdot \frac{1}{\sin 53} = \left(\frac{273,17}{2} + 21,84 + 4,70 \right) \cdot \frac{1}{\sin 53} = \underline{271,06} \text{ t}$$

γ) η δύναμη χειμαρρολάβας E_m στο φράγμα:

$$E_{mh1} = 3P_{h1} = 3 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \beta_w \cdot (H_S + H_A)^2 - \frac{1}{2} \cdot A \cdot H_A^2 \right] =$$

$$= 3 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot 5,00 \cdot (6,50 + 1,00)^2 - \frac{1}{2} \cdot 4,00 \cdot 1,00^2 \right] = \underline{415,88} \text{ t}$$

$$E_{mh2} = 3P_{h2} = 3 \cdot \left[\frac{2}{9} \cdot (H_S + H_A)^3 \right] = 3 \cdot \left[\frac{2}{9} \cdot (6,50 + 1,00)^3 \right] =$$

$$= \underline{281,25} \text{ t}$$

δ) η δύναμη χειμαρρολάβας $E_{μπ}$ στα πτερύγια:

$$E_{mhπ} = 3P_{hπ} = 3 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot H_A^2 \cdot \gamma_w \cdot (L - A - 2 \cdot H_A) \right] =$$

$$= 3 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot 1,00^2 \cdot 1,0 \cdot (18,50 - 4,00 - 2 \cdot 1,00) \right] = \underline{18,75} \text{ t}$$

ε) η αντίσταση των πρανών W_F :

(από διάγραμμα του σχήμ. 2.40)

$$E_P (\text{για } H_B + H_A = 7,50 \text{ m και } T = 2,00 \text{ m}) = \underline{400,00} \text{ t}$$

$$R_1 = \left(\frac{G_3}{2} + G_1 + G_4 \right) \cdot \frac{\epsilon \varphi \varphi}{\sin \alpha_1} = \left(\frac{273,17}{2} + 25,54 + 5,38 \right) \cdot \frac{0,75}{\sin 45} = \underline{177,67} \text{ t}$$

$$R_2 = \left(\frac{G_3}{2} + G_2 + G_5 \right) \cdot \frac{\epsilon\phi\phi}{\sigma\upsilon\nu\alpha_2} = \left(\frac{273,17}{2} + 21,84 + 4,70 \right) \cdot \frac{0,75}{\sigma\upsilon\nu 53} =$$

$$= \underline{203,29 \text{ t}}$$

$$R = R_1 + R_2 = 177,67 + 203,29 = \underline{380,96 \text{ t}}$$

$$W_F = E_P + R = 400,00 + 380,96 = \underline{780,96 \text{ t}}$$

στ) η ενεργός ώθηση γαιών E_α :

- συντελεστής K_{ah} οριζόντιας ενεργού γεωώθησης:

$$K_{ah} = \epsilon\phi^2 (45 - \phi 12) = \epsilon\phi^2 (45 - 37/2) = \epsilon\phi^2 (26,5^\circ) = \underline{0,249}$$

- οριζόντια, ενεργός γεωπίεση e_{ah} ως προς την αντίστοιχη πίεση χειμαρρολάβας e_m :

$$e_{ah} = K_{ah} \cdot \gamma_e \cdot (H_s + H_A) = K_{ah} \cdot \gamma_e \cdot P_h$$

$$u = \frac{e_{ah}}{e_m} = \frac{e_{ah}}{3 \cdot P_h} = \frac{K_{ah} \cdot \gamma_e \cdot 2,0}{3} = \frac{0,249 \cdot 2,0}{3} = \underline{0,166}$$

- συνολική, οριζόντια, ενεργός ώθηση γαιών:

$$E_{ah1} = u \cdot E_{mh1} = 0,166 \cdot 415,88 = \underline{69,04 \text{ t}}$$

$$E_{ah2} = u \cdot E_{mh2} = 0,166 \cdot 281,25 = \underline{46,69 \text{ t}}$$

$$E_{ah} = u \cdot E_{mh} = 0,166 \cdot 978,38 = \underline{162,41 \text{ t}}$$

- ενεργός ώθηση γαιών στα πτερύγια:

$$E_{ah\pi} = u \cdot E_{mh\pi} = 0,166 \cdot 18,75 = \underline{3,11 \text{ t}}$$

Μοχλοβραχίονες:

$$l_G = \frac{D}{2} = \frac{1,40}{2} = \underline{0,70 \text{ m}}$$

$$l_{Emh1} = \frac{H_B + H_A}{3} = \frac{6,50 + 1,00}{3} = \underline{2,50 \text{ m}}$$

$$l_{Emh2} = \frac{H_B + H_A}{2} = \frac{6,50 + 1,00}{2} = \underline{3,75 \text{ m}}$$

$$l_{Emh\pi} = H_B + \frac{H_A}{3} = 6,50 + \frac{1,00}{3} = \underline{6,83 \text{ m}}$$

$$l_{WP} = \frac{H_B}{3} = \frac{6,50}{3} = \underline{2,17 \text{ m}}$$

$$l_R = \frac{H_B}{3} = \frac{6,50}{3} = \underline{2,17 \text{ m}}$$

$$l_{Eah1} = \frac{H_B + H_A}{3} = \frac{6,50 + 1,00}{3} = \underline{2,50 \text{ m}}$$

$$l_{Eah2} = \frac{H_B + H_A}{2} = \frac{6,50 + 1,00}{2} = \underline{3,75 \text{ m}}$$

$$l_{Emh\pi} = H_B + \frac{H_A}{3} = 6,50 + \frac{1,00}{3} = \underline{6,83 \text{ m}}$$

Ροπές (ως προς τον κάτω πόδα του φράγματος):

$$M_G = 330,63 \cdot 0,70 = \underline{231,44 \text{ mt}}$$

$$M_{Emh1} = 415,88 \cdot 2,50 = \underline{1039,70 \text{ mt}}$$

$$M_{Emh2} = 281,25 \cdot 3,75 = \underline{1054,69 \text{ mt}}$$

$$M_{Emh\pi} = 18,75 \cdot 6,83 = \underline{128,06 \text{ mt}}$$

$$M_{WP} = 780,96 \cdot 2,17 = \underline{1694,68 \text{ mt}}$$

$$M_R = 380,96 \cdot 2,17 = \underline{826,68 \text{ mt}}$$

$$M_{Eah1} = 69,04 \cdot 2,50 = \underline{172,60} \text{ mt}$$

$$M_{Eah2} = 46,69 \cdot 3,75 = \underline{175,09} \text{ mt}$$

$$M_{Eah\pi} = 3,11 \cdot 6,83 = \underline{21,24} \text{ mt}$$

II. Έλεγχος της ευστάθειας:

1. Συνθήκη μη ανατροπής:

α) κανονική φόρτιση:

- φορτία: E_{mh}
- αντιστάσεις: $(E_p + R)$

$$n_k = \frac{\sum M_s}{\sum M_u} = \frac{M_{WF}}{M_{Emh1} + 2 \cdot M_{Eah2}} = \frac{1694,68}{103,70 + 2 \cdot 1054,69} = \underline{0,54} < 1,2$$

Δεν ευσταθεί!

β) καταστροφική φόρτιση:

- φορτία: στα πτερύγια $E_{mh\pi}$, στο κορμό E_{ah}
- αντιστάσεις: στα πρανή R, G

$$n_k = \frac{\sum M_s}{\sum M_u} = \frac{M_R}{M_{Eah1} + 2 \cdot M_{Eah2} + M_{Em\pi} - M_{Eah\pi}} =$$

$$= \frac{826,68}{172,60 + 2 \cdot 175,09 + 128,06 - 21,24} = \underline{1,31} > 1,2$$

γ) φόρτιση μόνο στα πτερύγια:

- φορτία: στα πτερύγια $E_{mh\pi}$, στο κορμό του φράγματος E_{ah}
- αντιστάσεις: $(E_p + R)$

$$n_k = \frac{\sum M_s}{\sum M_u} = \frac{M_{WF}}{M_{Emh\pi} + M_{Eah1} + 2 \cdot M_{Eah2} - M_{Eah\pi}} =$$

$$= \frac{1694,68}{128,06 + 172,60 + 2 \cdot 175,09 - 21,24} = \underline{2,69} > 1,2$$

2. Συνθήκη διατμητικών τάσεων:

$$\max \tau_1 = 0,75 \cdot \frac{3(H_A + H_{s1}) \cdot B_1}{D_1} < 60 \text{ t/m}^2$$

Δοκός	$3(H_A + H_{s1})$ (m)	B_1 (m)	$h_{D1} + 0,05$ (m)	$\max \tau_1$ (t/m ²)
(1)	4,50	15,30	1,10	46,94 < 60
(2)	7,50	13,50	1,25	60,75 > 60!
(3)	10,50	11,80	1,29	72,03 > 60!
(4)	13,50	10,00	1,24	81,65 > 60!
(5)	16,50	8,30	1,15	89,32 > 60!
(6)	19,50	7,00	1,05	97,50 > 60!

Η συνθήκη δεν πληρούται!

3. Συνθήκη ολίσθησης:

α) κανονική φόρτιση:

- φορτία: E_{mh}
- αντιστάσεις: $(E_p + R)$

$$n_d = \frac{\sum M_w}{\sum M_t} = \frac{(E_p + R)}{E_{mh}} = \frac{780,96}{978,38} = \underline{0,80} < 1,3$$

Η συνθήκη δεν πληρούται!

β) καταστροφική φόρτιση:

- φορτία: $E_{mh\pi}$, E_{ah}
- αντιστάσεις: R, G

$$n_d = \frac{\sum M_w}{\sum M_t} = \frac{R}{E_{ah} + E_{mh\pi} - E_{ah\pi}} = \frac{380,96}{162,41 + 18,75 - 3,11} =$$

$$= \underline{2,14} > 1,3$$

γ) φόρτιση μόνο στα πτερύγια:

- φορτία: στα πτερύγια $E_{ah\pi}$, στο κορμό του φράγματος E_{ah}
- αντιστάσεις: $(E_p + R)$

$$n_G = \frac{\Sigma K_w}{\Sigma K_t} = \frac{(E_p + R)}{E_{mh\pi} + E_{ah} + E_{ah\pi}} = \frac{780,96}{18,75 + 162,41 + 3,11} = 4,39 > 1,3$$

4. Συνθήκη βύθισης στα πρανή:

α) έλεγχος θλίψης:

$$\sigma_{zu} = 3,0 \text{ kg/cm}^2 = 30,0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_2}{F_2 \text{ (πρανούς)}} = \frac{236,89}{8,50 \cdot 1,40} = 19,91 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{F_1 \text{ (πρανούς)}} = \frac{271,06}{8,00 \cdot 1,40} = 24,20 \text{ t/m}^2$$

$$n_{p1} = \frac{\sigma_{zu}}{\sigma_1} = \frac{30,00}{19,91} = 1,51 > 1,2$$

$$n_{p2} = \frac{\sigma_{zu}}{\sigma_2} = \frac{30,00}{24,20} = 1,24 > 1,2$$

β) έλεγχος της υδραυλικής θραύσης:

$$i_v = \frac{\Delta H}{S_v} = \frac{H_h}{H_f + D + H_f} = \frac{5,00}{1,50 + 1,40 + 1,50} = 1,14$$

$$n_g = \frac{i_k}{i_v} = \frac{1,17}{1,14} = 0,3 < 1,2, \text{ Δεν ευσταθεί!}$$

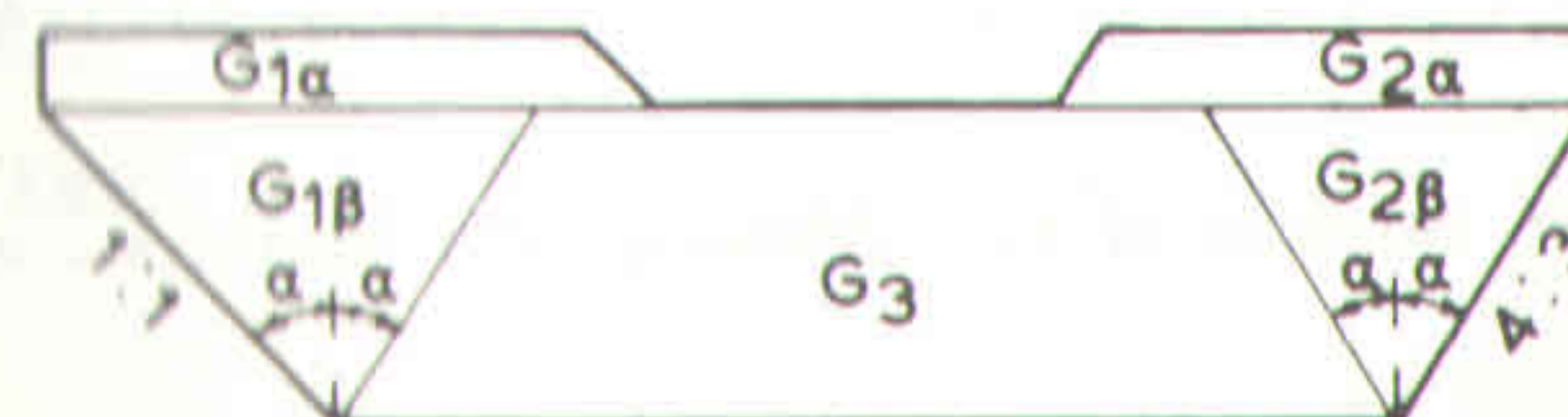
Ευμπέρασμαι: Το φράγμα απορρίπτεται, επειδή δεν ανταποκρίνεται στη συνθήκη ανατροπής, στη συνθήκη διατηρητικών τάσεων για κανονική φόρτιση, στη συνθήκη ολίσθησης για κανονική φόρτιση και στη συνθήκη για υδραυλική θραύση. Συνιστάται η κατασκευή ανάλογου φράγματος βάρους.

5.4.3.3. Έλεγχος του μικτού φράγματος βάρους-δοκού χωρίς οπλισμό

5.4.3.3.1. Έλεγχος του μικτού φράγματος ως δοκού

1. Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών:

Ο υπολογισμός των δυνάμεων και των ροπών γίνεται για τη συνολική κατασκευή, σύμφωνα με το σχήμα 5.20 και με βάση το σχέδιο πρόοψης του φράγματος, που δίνεται στο υπολογισμό των διαστάσεών του (κεφ. 5.4.2.3.).



Σχήμα 5.20. Κατανομή βαρών στο μικτό φράγμα βάρους - δοκός

Δυνάμεις:

α) Το βάρος G της κατασκευής:

• για τραπέζιο: $G = \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot h \cdot \frac{D_1 + D_2}{2} \cdot \gamma_w$

• για τρίγωνο: $G = \frac{1}{2} \cdot b \cdot h \cdot \frac{D_1 + D_2}{2} \cdot \gamma_w$

$$G_{1a} = \frac{14,80+14,20}{2} \cdot 1,0 \cdot \frac{1,46+1,71}{2} \cdot 2,4 = \underline{55,16} \text{ t}$$

$$G_{1\beta} = \frac{1}{2} \cdot 13,40 \cdot 7,00 \cdot \frac{1,71+3,44}{2} \cdot 2,4 = \underline{289,84} \text{ t}$$

$$G_{2a} = \frac{13,60+13,00}{2} \cdot 1,0 \cdot \frac{1,46+1,71}{2} \cdot 2,4 = \underline{50,59} \text{ t}$$

$$G_{2\beta} = \frac{1}{2} \cdot 11,00 \cdot 7,00 \cdot \frac{1,71+3,44}{2} \cdot 2,4 = \underline{237,93} \text{ t}$$

$$G_1 = G_{1a} + G_{1\beta} = 55,16 + 289,84 = \underline{345,00} \text{ t}$$

$$G_2 = G_{2a} + G_{2\beta} = 50,59 + 237,93 = \underline{288,52} \text{ t}$$

$$G_3 = \left(\frac{11,00+26,00}{2} \cdot 8,00 \cdot \frac{3,44+1,46}{2} - \frac{10,00+11,00}{2} \cdot 1,0 \cdot \frac{1,71+1,46}{2} \right) \cdot 2,4 = \underline{830,30} \text{ t}$$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 345,00 + 288,52 + 830,30 = \underline{1463,82} \text{ t}$$

β) Η ορθή δύναμη N του βάρους στα πρανή:

$$N_1 = G_1 \cdot \frac{1}{\sin 45} = 345,00 \cdot \frac{1}{\sin 45} = \underline{487,90} \text{ t}$$

$$N_2 = G_2 \cdot \frac{1}{\sin 53} = 288,52 \cdot \frac{1}{\sin 53} = \underline{479,42} \text{ t}$$

γ) Η υδροστατική δύναμη P_h' , που παραλαμβάνεται από το φράγμα δοκός, η οποία κατά παραδοχή ανέρχεται σε

$$P_h' = P_h / 3:$$

$$P_{h1}' = \frac{P_{h1}}{3} = \frac{1}{3} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot b_w \cdot (H_S + H_A)^2 - \frac{1}{2} \cdot A \cdot H_A^2 \right] = \frac{1}{3} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot 25,60 \cdot (7,00 + 1,00)^2 - \frac{1}{2} \cdot 10,00 \cdot 1,00^2 \right] = \underline{271,40} \text{ t}$$

$$P_{h2}' = \frac{P_{h2}}{3} = \frac{1}{3} \cdot \left[\frac{2}{9} \cdot (H_S + H_A)^3 \right] = \frac{1}{3} \cdot \left[\frac{2}{9} \cdot (7,00 + 1,00)^3 \right] = \underline{37,93} \text{ t}$$

$$P_h' = R_{h1}' + 2 \cdot P_{h2}' = 271,40 + 2 \cdot 37,93 = \underline{347,26} \text{ t}$$

δ) Η υδροστατική δύναμη στα πτερύγια P_{hp}' :

$$P_{hp}' = \frac{P_{hp}}{3} = \frac{1}{3} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot H_A^2 \cdot w \cdot (L - A - 2 \cdot H_A) \right] = \frac{1}{3} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot 1,00^2 \cdot 1,0 \cdot (38,00 - 10,00 - 2 \cdot 1,00) \right] = \underline{4,33} \text{ t}$$

ε) Η αντίσταση των πρανών W_F :

(από διάγραμμα του σχ. 2.40)

$$W_F \text{ (για } H_S + H_A = 8,00 \text{ m και } T = 2,00 \text{ m)} = \underline{420,00} \text{ t}$$

$$R_1 = G_1 \cdot \frac{\epsilon \varphi \varphi}{\sin \alpha_1} = 345,00 \cdot \frac{0,75}{\sin 45} = \underline{365,93} \text{ t}$$

$$R_2 = G_2 \cdot \frac{\epsilon \varphi \varphi}{\sin \alpha_2} = 288,52 \cdot \frac{0,75}{\sin 53} = \underline{359,56} \text{ t}$$

$$R = R_1 + R_2 = 365,93 + 359,56 = \underline{725,49} \text{ t}$$

$$W_F = W_F + R = 420,00 + 725,49 = \underline{1145,49} \text{ t}$$

στ) Η ενεργός ώθηση γαιών:

συντελεστής K_{ah} οριζόντιας ενεργού γεώθησης:

$$K_{ah} = \epsilon \varphi^2 (45 - \varphi / 2) = \epsilon \varphi^2 (45 - 37 / 2) = \epsilon \varphi^2 (26,5^\circ) = \underline{0,249}$$

- οριζόντια, ενεργός γεωπίεση e_{ah} ως προς την αντίστοιχη υδροστατική πίεση P_h :

$$e_{ah} = K_{ah} \cdot \gamma_e \cdot (H_A + H_S) = K_{ah} \cdot \gamma_e \cdot P_h = K_{ah} \cdot \gamma_e \cdot \frac{P_h}{3}$$

$$u = \frac{e_{ah}}{P_h} = \frac{e_{ah}}{P_h} = 3K_{ah} \cdot \gamma_e = 3 \cdot 0,249 \cdot 2,0 = \underline{1,49}$$

- συνολική, οριζόντια, ενεργός ώθηση γαιών:

$$E_{ah1} = u \cdot P_{h1} = 1,49 \cdot 271,40 = \underline{404,39} \text{ t}$$

$$E_{ah2} = u \cdot P_{h2} = 1,49 \cdot 37,93 = \underline{56,52} \text{ t}$$

$$E_{ah} = u \cdot P_h = 1,49 \cdot 347,26 = \underline{517,42} \text{ t}$$

- ενεργός ώθηση γαιών στα πτερύγια:

$$E_{ah\pi} = u \cdot P_{h\pi} = 1,49 \cdot 4,33 = \underline{6,45} \text{ t}$$

Μοχλοβραχίονες:

$$l_G = \frac{D}{2} = \frac{3,44}{2} = \underline{1,72} \text{ m}$$

$$l_{P-h1} = \frac{H_S + H_A}{3} = \frac{7,00 + 1,00}{3} = \underline{2,67} \text{ m}$$

$$l_{P-h2} = \frac{H_S + H_A}{2} = \frac{7,00 + 1,00}{2} = \underline{4,00} \text{ m}$$

$$l_{P-h\pi} = H_S + \frac{H_A}{2} = 7,00 + \frac{1}{2} = \underline{7,33} \text{ m}$$

$$l_{WF} = \frac{H_S}{3} = \frac{7,00}{3} = \underline{2,33} \text{ m}$$

$$l_H = \frac{H_S}{3} = \frac{7,00}{3} = \underline{2,33} \text{ m}$$

$$l_{Bah1} = \frac{H_S + H_A}{3} = \frac{7,00 + 1,00}{3} = \underline{2,67} \text{ m}$$

$$l_{Bah2} = \frac{H_S + H_A}{2} = \frac{7,00 + 1,00}{2} = \underline{4,00} \text{ m}$$

$$l_{Bah\pi} = H_S + \frac{H_A}{3} = 7,00 + \frac{1,00}{3} = \underline{7,33} \text{ m}$$

Ροπές (ως προς τον κατάντη πόδα του φράγματος):

$$M_G = 1463,82 \cdot 1,72 = \underline{2517,77} \text{ mt}$$

$$M_{P-h1} = 271,40 \cdot 2,67 = \underline{724,64} \text{ mt}$$

$$M_{P-h2} = 37,93 \cdot 4,00 = \underline{151,72} \text{ mt}$$

$$M_{P-h\pi} = 4,33 \cdot 7,33 = \underline{31,74} \text{ mt}$$

$$M_{WF} = 1145,49 \cdot 2,33 = \underline{2668,99} \text{ mt}$$

$$M_H = 725,49 \cdot 2,33 = \underline{1690,39} \text{ mt}$$

$$M_{Bah1} = 404,39 \cdot 2,67 = \underline{1079,72} \text{ mt}$$

$$M_{Bah2} = 56,52 \cdot 4,00 = \underline{225,68} \text{ mt}$$

$$M_{Bah\pi} = 6,45 \cdot 7,33 = \underline{47,28} \text{ mt}$$

ii. Έλεγχος της ευστάθειας:

1. Συνθήκη ανατροπής:

α) Κανονική φόρτιση:

• φορτία: P_h

• αντιστάσεις: $(E_p + R)$

$$n_k = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_u} = \frac{M_{WF}}{M_{P-h1} + 2M_{P-h2}} = \frac{2668,99}{724,64 + 2 \cdot 151,72} = \underline{2,60} > 1,2$$

β) Καταστροφική φόρτιση:

- φορτία: στα περύγια P_{hp} , στο κορμό E_{ah}
- αντιστάσεις: στα πρανή R
(εξετάζεται για την περίπτωση, που η E_{ah} δεν παραλαμβάνεται καθόλου από το βάρος της κατασκευής):

$$n_k = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_u} = \frac{M_R}{M_{Eah1} + 2 \cdot M_{Eah2} + M_{P-hp} - M_{Eahp}} = \frac{1690,39}{1079,72 + 2 \cdot 225,68 + 31,74 - 47,28} = \underline{1,2} < 1,2$$

Λόγω του στιγμιαίου χαρακτήρα της φόρτισης και της μικρής διαφοράς (κατά 0,08) γίνεται αποδεκτό.

2. Συνθήκη διατμητικών τάσεων:

$$\max \tau_i = 0,75 \cdot \frac{(H_A + H_{Si})}{D_i} \cdot B_i < 60 \text{ t/m}^2$$

Δοκός	$H_A + H_S$ (m)	B_i (m)	$D_{\delta i}$ (m)	$\max \tau_i$ (t/m ²)
(1)	1,50	34,20	1,71	7,50 < 60
(2)	2,50	32,40	2,09	9,69 < 60
(3)	3,50	31,60	2,41	11,47 < 60
(4)	4,50	29,00	2,51	13,00 < 60
(5)	5,50	27,00	2,59	14,33 < 60
(6)	6,50	25,60	2,66	15,64 < 60
(7)	7,50	25,00	2,80	16,74 < 60

3. Συνθήκη ολίσθησης:

α) Κανονική φόρτιση:

- φορτία: P_h
- αντιστάσεις: $(E_p + R)$

$$n_{\theta} = \frac{EK_w}{EK_t} = \frac{(E_p + R)}{P_h} = \frac{1145,49}{347,26} = \underline{3,30} > 1,3$$

β) Καταστροφική φόρτιση:

- φορτία: P_{hp} , E_{ah}
- αντιστάσεις: R, G

$$n_{\theta} = \frac{EK_w}{EK_t} = \frac{R}{E_{ah} + P_{hp} - E_{ahp}} = \frac{725,49}{517,42 + 4,33 - 6,45} = \underline{1,41} > 1,3$$

4. Συνθήκη βύθισης στα πρανή:

α) Έλεγχος θλίψης:

$$\sigma_{\theta u} = 45,00 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{F_1 \text{ (πρανούς)}} = \frac{487,90}{10,00 \cdot \frac{3,44 + 1,71}{2}} = \underline{18,95} \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{F_2 \text{ (πρανούς)}} = \frac{479,42}{8,80 \cdot \frac{3,44 + 1,71}{2}} = \underline{21,16} \text{ t/m}^2$$

$$n_{p1} = \frac{\sigma_{\theta u}}{\sigma_1} = \frac{45,00}{18,95} = \underline{2,37} > 1,2$$

$$n_{p2} = \frac{\sigma_{\theta u}}{\sigma_2} = \frac{45,00}{21,16} = \underline{2,13} > 1,2$$

β) Έλεγχος της υδροστατικής θραύσης:

$$i_v = \frac{\Delta H}{S_v} = \frac{H_h - H_A}{H_f + D + H_f} = \frac{6,00}{2,00 + 3,44 + 2,00} = 0,81$$

$$n_g = \frac{i_k}{i_v} = \frac{1,17}{0,81} = 1,44 > 1,2$$

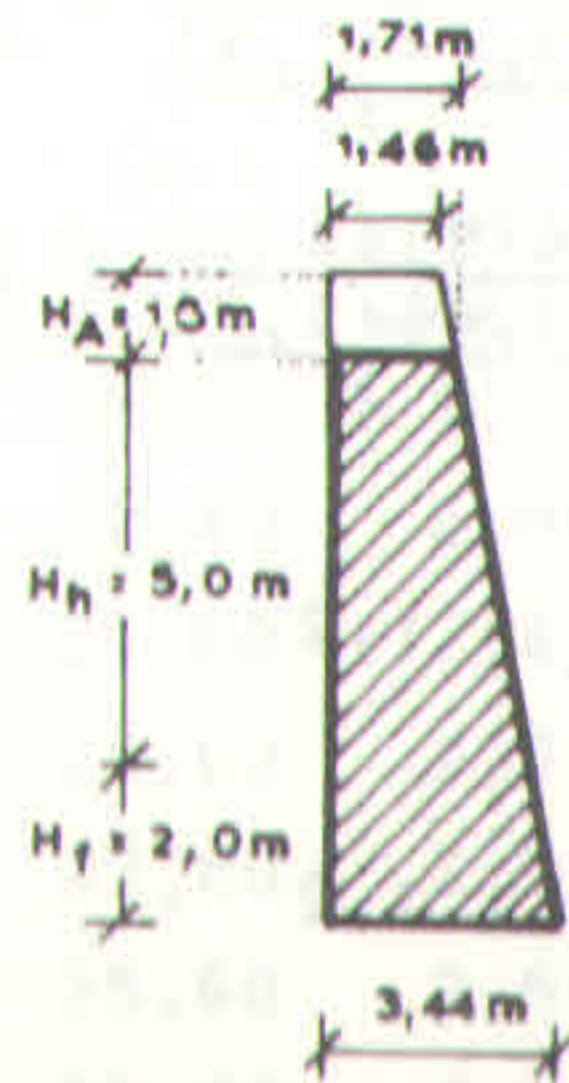
5. Μορφοποίηση της πρόψης και της διατομής με βάση τον έλεγχο του φράγματος ως δοκού:

Διατηρείται η μορφή, που προέκυψε κατά τη διαστασιολόγηση του φράγματος ως δοκού στα σχήματα 5.16 και 5.18.

5.4.3.3.2. Έλεγχος του μικτού φράγματος ως κατασκευής βάρους

I. Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών

Ο υπολογισμός των δυνάμεων και των ροπών γίνεται για "φέτα" φράγματος στο μέσο του διάρρου του (σχήμα 5.21).



Σχήμα 5.21. Διατομή του μικτού φράγματος βάρους-δοκού

Δυνάμεις:

$$B = \frac{D'' + D}{2} \cdot H_B \cdot \gamma_B \cdot 1 = \frac{1,71 + 3,44}{2} \cdot 7,00 \cdot 2,4 \cdot 1 = 43,26 \text{ t}$$

$$P_h' = \frac{\frac{2(H_A + H_B)}{3} + \frac{2}{3}H_A}{2} \cdot (H_A + H_B) \cdot \gamma_w \cdot 1 =$$

$$\frac{\frac{2 \cdot (1,00 + 7,00)}{3} + \frac{2}{3} \cdot 1,00}{2} \cdot (1,00 + 7,00) \cdot 1,0 \cdot 1 = 24,00 \text{ t}$$

$$P_k = D'' \cdot H_A \cdot \gamma_w \cdot 1 = 1,71 \cdot 1,00 \cdot 1,0 \cdot 1 = 1,71 \text{ t}$$

Μηκτοβραχίονες:

$$l_{B0} = \frac{2}{3}D'' = \frac{D''^2}{3(D + D'')} = \frac{2}{3} \cdot 3,44 - \frac{1,71^2}{3 \cdot (3,44 + 1,71)} = 2,10 \text{ m}$$

$$l_{Ph} = \frac{H_B}{3} \cdot \frac{3H_A + H_B}{2H_A + H_B} = \frac{7,00}{3} \cdot \frac{3 \cdot 1,00 + 7,00}{2 \cdot 1,00 + 7,00} = 2,59 \text{ m}$$

$$l_{Pk} = D - \frac{D''}{2} = 3,44 - \frac{1,71}{2} = 2,59 \text{ m}$$

Ροπές:

$$M_B = 43,26 \cdot 2,10 = 90,85 \text{ mt}$$

$$M_{Ph} = 24,00 \cdot 2,59 = 62,16 \text{ mt}$$

$$M_{Pk} = 1,71 \cdot 2,59 = 4,43 \text{ mt}$$

II. Έλεγχος της ευστάθειας

1. Συνθήκη μη ανατροπής:

$$n_k = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_u} = \frac{M_G + M_{Pk}}{M_{Ph}} = \frac{90,85 + 4,43}{62,16} = 1,53 > 1,2$$

2. Συνθήκη εφελκυσμού:

$$X_R = \frac{\Sigma M_l - \Sigma M_r}{\Sigma K_v} = \frac{(M_G + M_{Pk}) - M_{Ph}}{G + P_k} = \frac{90,85 + 4,43 - 62,16}{43,26 + 1,71} = 0,80 < \frac{D}{3} = \frac{3,44}{3} = 1,15 \text{ m}$$

Αναπτύσσονται τάσεις εφελκυσμού!

3. Συνθήκη ολίσθησης:

$$n_G = \frac{\Sigma K_w}{\Sigma K_t} = \frac{N \cdot \epsilon_{\phi\phi}}{\Sigma K_t} = \frac{(G + P_k) \cdot 0,40}{P_h} = \frac{(43,26 + 1,71) \cdot 0,4}{24,00} = 0,75 < 1,3$$

Δεν ευσταθεί! Συνεπώς: κατασκευή κεκλιμένου μετώπου στα θεμέλια ως εξής:

$$\frac{N \cdot \epsilon_{\phi\phi}}{\Sigma K_t} = \frac{\epsilon_{\phi\phi}}{\epsilon_{\phi\alpha}} = \frac{0,40}{\epsilon_{\phi\alpha}}$$

$$\bullet \frac{0,40}{\epsilon_{\phi\alpha}} = 0,75, \epsilon_{\phi\alpha} = \frac{0,40}{0,75} = 0,533 \rightarrow \alpha = 28,072^\circ$$

$$\bullet \frac{0,40}{\epsilon_{\phi\alpha}} = 1,3, \epsilon_{\phi\alpha} = \frac{0,40}{1,3} = 0,308 \rightarrow \alpha = 17,103^\circ$$

$$\bullet \epsilon_{\phi}(28,072 - 17,103) = \epsilon_{\phi}(10,969) = 0,194$$

Άρα: κατασκευή ποδίσκου στα θεμέλια του άνω μετώπου με ύψος: $D \cdot 0,194 = 3,44 \cdot 0,194 = 0,67 \text{ m}$

4. Συνθήκη βύθισης:

α) Έλεγχος θλίψης:

$$e = \frac{D}{2} - X_R = \frac{3,44}{2} - 0,80 = 0,92 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{N}{D} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{D}\right) = \frac{43,26 + 1,71}{3,44} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,92}{3,44}\right) = 13,07 \cdot (1 \pm 1,60) =$$

$$\sigma_{vu} = 13,07 \cdot 2,60 = 34,05 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{vo} = 13,07 \cdot (-0,60) = -7,90 \text{ t/m}^2 \approx 7,0 \text{ t/m}^2$$

Οι τάσεις εφελκυσμού είναι λίγο μεγαλύτερες των επιτρεπομένων!

Η συνθήκη δεν πληρούται!

Συνεπώς: διευρύνεται προς τα κάτω η βάση του φράγματος στο θεμέλιο χώρο κατά 0,16 m ως εξής:

$$\bullet \text{αυξημένη βάση: } D_a = D + 0,16 = 3,60 \text{ m}$$

$$\bullet \text{ύψος αύξησης: } h_{Da} = 1,00 \text{ m}$$

Επανάληψη του υπολογισμού:

$$e = \frac{D}{2} - (X_R + 0,16) = \frac{3,60}{2} - (0,80 + 0,16) = 0,84 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{N}{D} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{D}\right) = \frac{43,26 + 1,71}{3,60} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,84}{3,60}\right) = 12,49 (1 \pm 1,40) =$$

$$\sigma_{vu} = 29,98 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{vo} = -5,00 \text{ t/m}^2$$

Οι αναπτυσσόμενες τάσεις εφελκυσμού στη βάση είναι: $- 5,00 \text{ t/m}^2 < 7,0 \text{ t/m}^2$, άρα είναι αναλήψιμες από την αντοχή σε εφελκυσμό του σκυροδέματος.

$$n_p = \frac{\sigma_{ezu}}{\sigma_{vu}} = \frac{45,00}{29,98} = 1,50 > 1,20$$

$$\beta) \max \sigma_{vu} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot (X_R + 0,16)} = \frac{2 \cdot (43,26 + 1,71)}{3 \cdot (0,80 + 0,16)} = 31,23 \text{ t/m}^2$$

$$n_p = \frac{\sigma_{ezu}}{\max \sigma_{vu}} = \frac{45,00}{31,23} = 1,44 > 1,20$$

γ) έλεγχος της υδραυλικής θραύσης: έγινε στην περίπτωση της δοκού.

5. Τελική μορφοποίηση της πρόοψης και της διατομής του φράγματος:

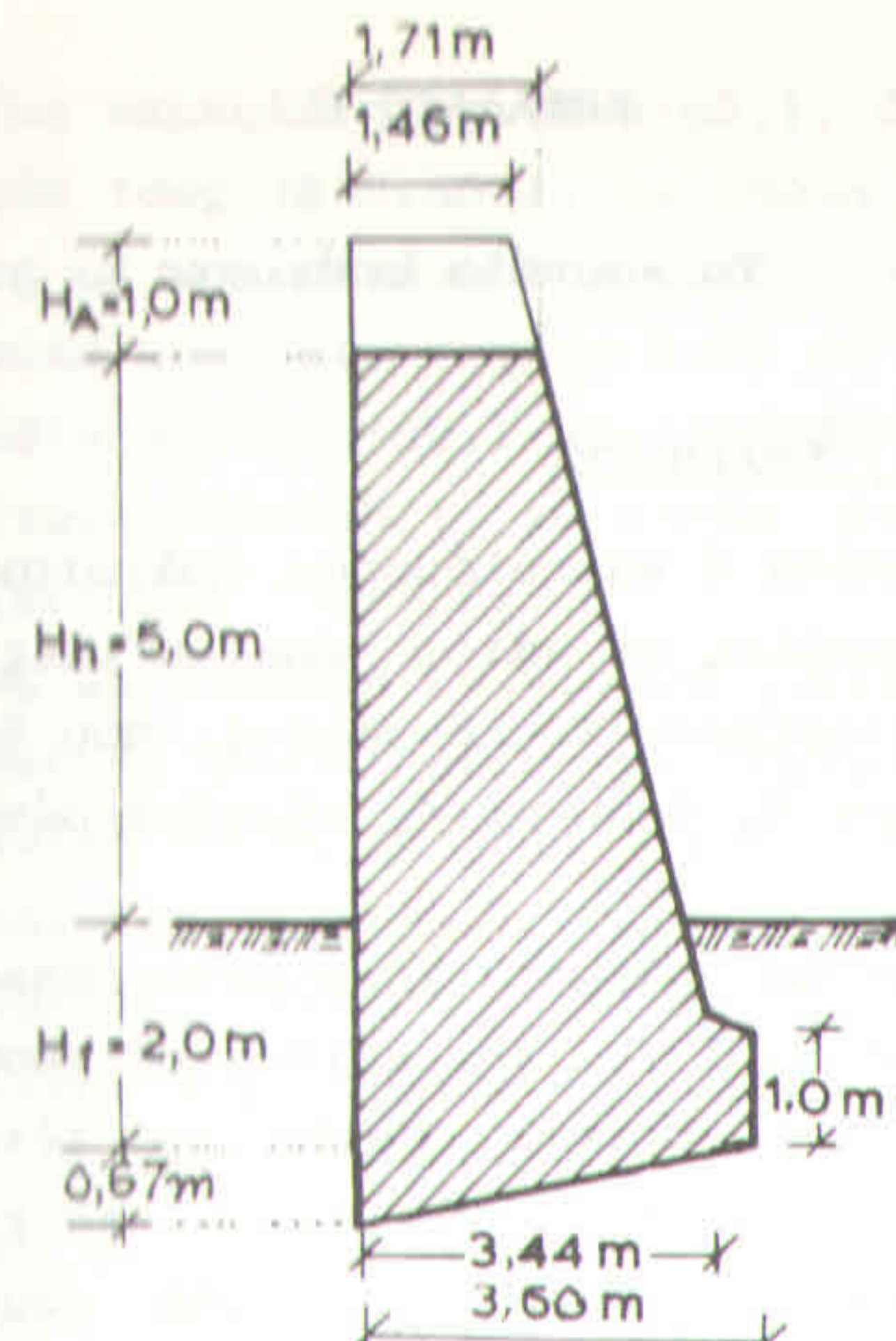
α) Από τον έλεγχο του φράγματος ως δοκού: καμιά αλλαγή

β) Από τον έλεγχο του φράγματος ως κατασκευή βάρους:

- κεκλιμένη επιφάνεια θεμελίων με ποδίσκο ύψους 0,67 m στο άνω μέτωπο

- διεύρυνση της βάσης προς τα κάτω κατά 0,16 m και σε ύψος 1,0 m, οπότε $D_{\text{τελικό}} = D + 0,16 = 3,44 + 0,16 = 3,60 \text{ m}$.

Με βάση τα παραπάνω η πρόοψη της κατασκευής αποδίδεται στο σχήμα 5.16, η δε διατομή του φράγματος, αποδίδεται στο επόμενο σχήμα 5.22.



Σχήμα 5.22. Τελική μορφή διατομής του μικτού φράγματος βάρους-δοκού

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

Τα καμπύλα φράγματα

6.1. ΟΡΙΣΜΟΙ, ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ

Ως καμπύλα ή καμπυλόμορφα φράγματα χαρακτηρίζονται οι καμπύλες σε κάτοψη φραγματικές κατασκευές, οι οποίες μεταφέρουν τις δυνάμεις, που δέχονται, στα εκατέρωθεν πρανή, όπου αυτές εξουδετερώνονται από τις αντιστάσεις.

Τα καμπύλα φράγματα χρησιμοποιήθηκαν στην πράξη από πολύ παλαιά για την κατασκευή τόσο ταμιευτήρων, όσο και εκχειλιστών. Παράδειγμα τέτοιας κατασκευής στις διευθετήσεις χειμάρρων αποτελεί το καμπύλο φράγμα συγκράτησης φερτών υλών ύψους 16 m, που κατασκευάστηκε το 1751 στο χείμαρρο Pontalto για την προστασία της πόλης Trient και το οποίο υπερυψώθηκε μέχρι το 1825 κατά 8 m και μέχρι το 1850 κατά άλλα 10 m.

Οι καμπύλες κατασκευές πλεονεκτούν έναντι των φραγμάτων βάρους, επειδή λόγω των "λεπτών" διαστάσεών τους είναι οικονομικότερες. Για την ίδρυσή τους όμως απαιτούνται στενές, βραχύδεις διατομές, οι οποίες δεν είναι πάντοτε εύκολο να βρεθούν.

Οι διάφορες καμπύλες μορφές φραγμάτων, που έχουν αναπτυχθεί και έχουν βρει εφαρμογή στην πράξη μέχρι σήμερα, μπορούν να διακριθούν σε τρεις τύπους, ως εξής:

α) κυλινδρικός τύπος:

Στις κατασκευές του τύπου αυτού, οι οποίες έχουν σχήμα όρθιου κυλίνδρου υπάγονται:

- τα καμπύλα φράγματα (σχήμα 6.1.) με σταθερές

επίσης την ακτίνα καμπυλότητας ($R=σταθ.$), όσο και την επίκεντρη γωνία τους ($\beta=σταθ.$), τα οποία προτιμούνται σε κοίτες με υοειδή ή ορθογωνική διατομή και τα καμπύλα φράγματα (σχήμα 6.2) με σταθερή την ακτίνα καμπυλότητας ($R=σταθ.$) και μεταβλητή την επίκεντρη γωνία τους ($\beta \neq σταθ.$), τα οποία επεκτείνονται και σε τραπεζοειδείς διατομές.

β) τύπος με σταθερή επίκεντρη γωνία:

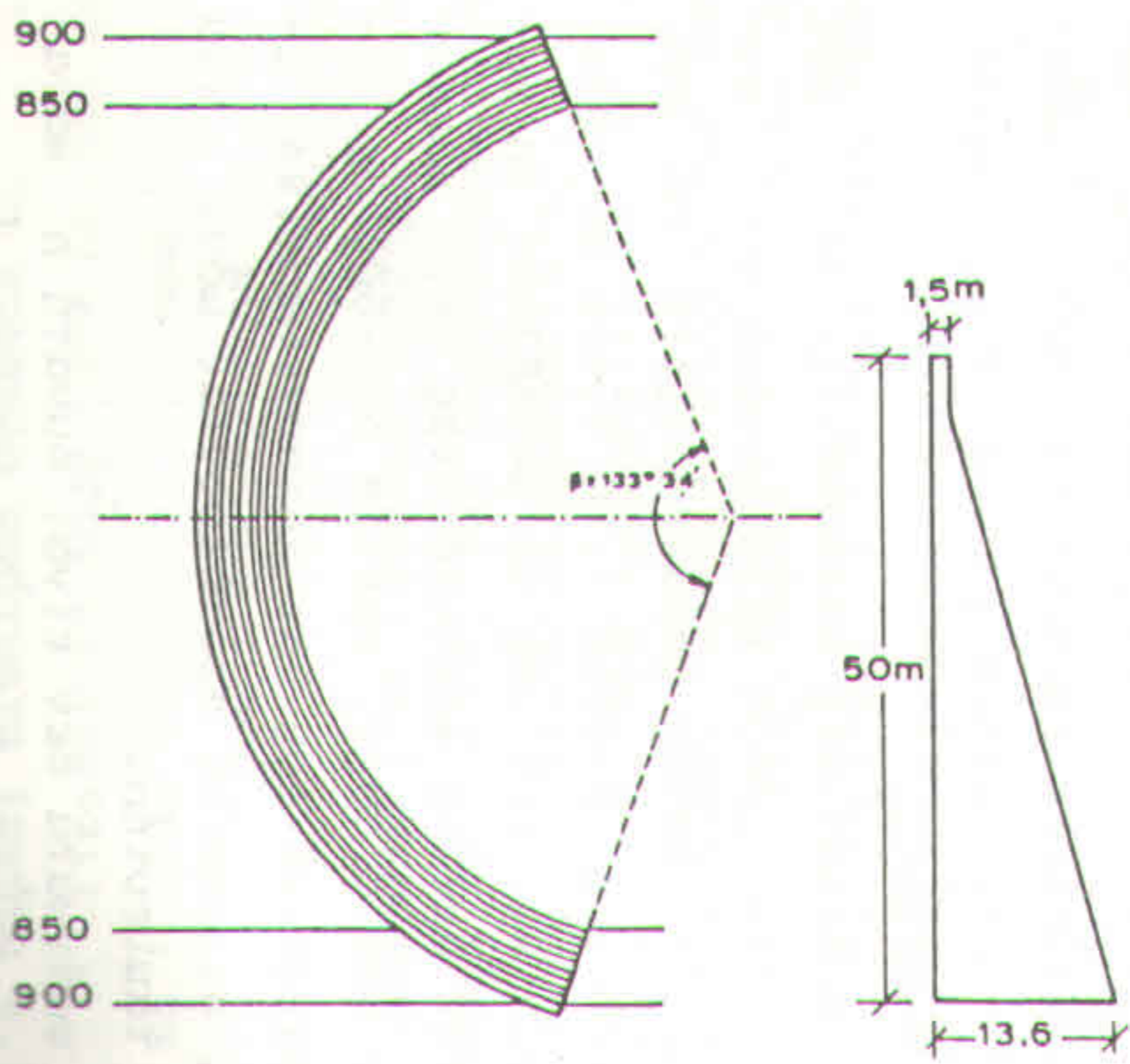
Τέτοιες κατασκευές χαρακτηρίζονται (σχήμα 6.2) από σταθερή επίκεντρη γωνία ($\beta=σταθ.$) και μεταβαλλόμενη ακτίνα καμπυλότητας ($R \neq σταθ.$). Προτιμούνται σε τραπεζοειδείς διατομές. Επειδή ο μηχανικός Jørgensen ανέπτυξε ιδιαίτερα τις κατασκευές αυτές, συχνά ο τύπος φέρει και το όνομά του.

γ) τύπος με μεταβλητή γωνία και ακτίνα:

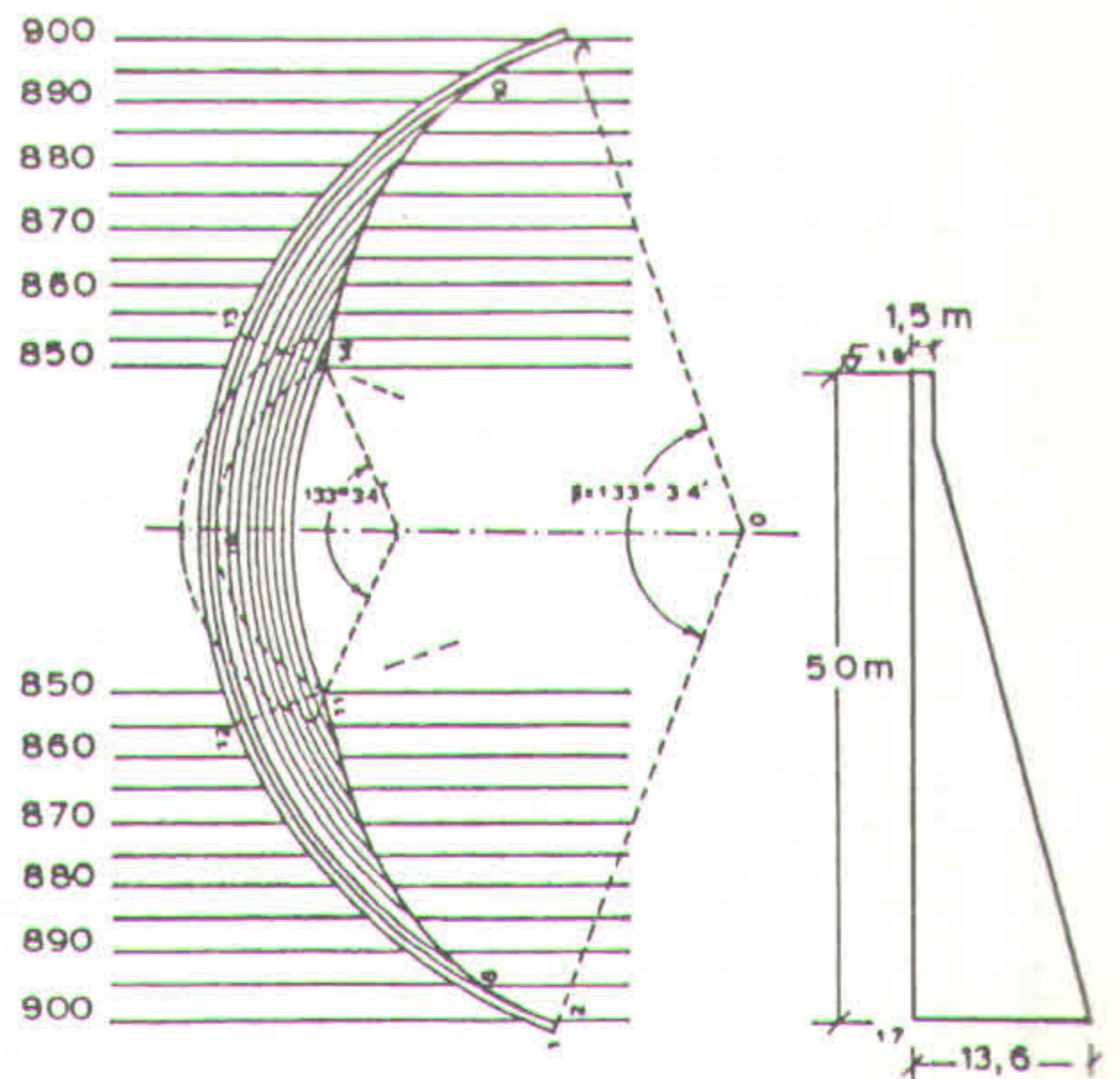
Επὶ την περίπτωση αυτή (σχήμα 6.4) τα φράγματα κατασκευάζονται με μεταβαλλόμενες τόσο την ακτίνα καμπυλότητας ($R \neq σταθ.$), όσο και την επίκεντρη γωνία τους ($\beta \neq σταθ.$). Πρόκειται για νεώτερες κατασκευές, πολύ διαδεδομένες ιδίως κατά τα τελευταία χρόνια. Προτιμούνται σε τραπεζοειδείς διατομές.

Στις χαμηλές φραγματικές κατασκευές, που μας ενδιαφέρουν εδώ, γίνεται χρήση κατά κανόνα του κυλινδρικού τύπου (α), ο οποίος χαρακτηρίζεται από σταθερή ακτίνα καμπυλότητας ($R=σταθ.$). Ο τύπος με σταθερή επίκεντρη γωνία και εκείνος με μεταβλητή τη γωνία αυτή, όσο και την ακτίνα καμπυλότητας δεν χρησιμοποιούνται για το σκοπό αυτό, επειδή οδηγούν σε πολύπλοκες από υπολογιστική όσο και κατασκευαστική άποψη μορφές θόλων, οι οποίες προσφέρονται μόνο για την ίδρυση υψηλών ταμιευτήρων.

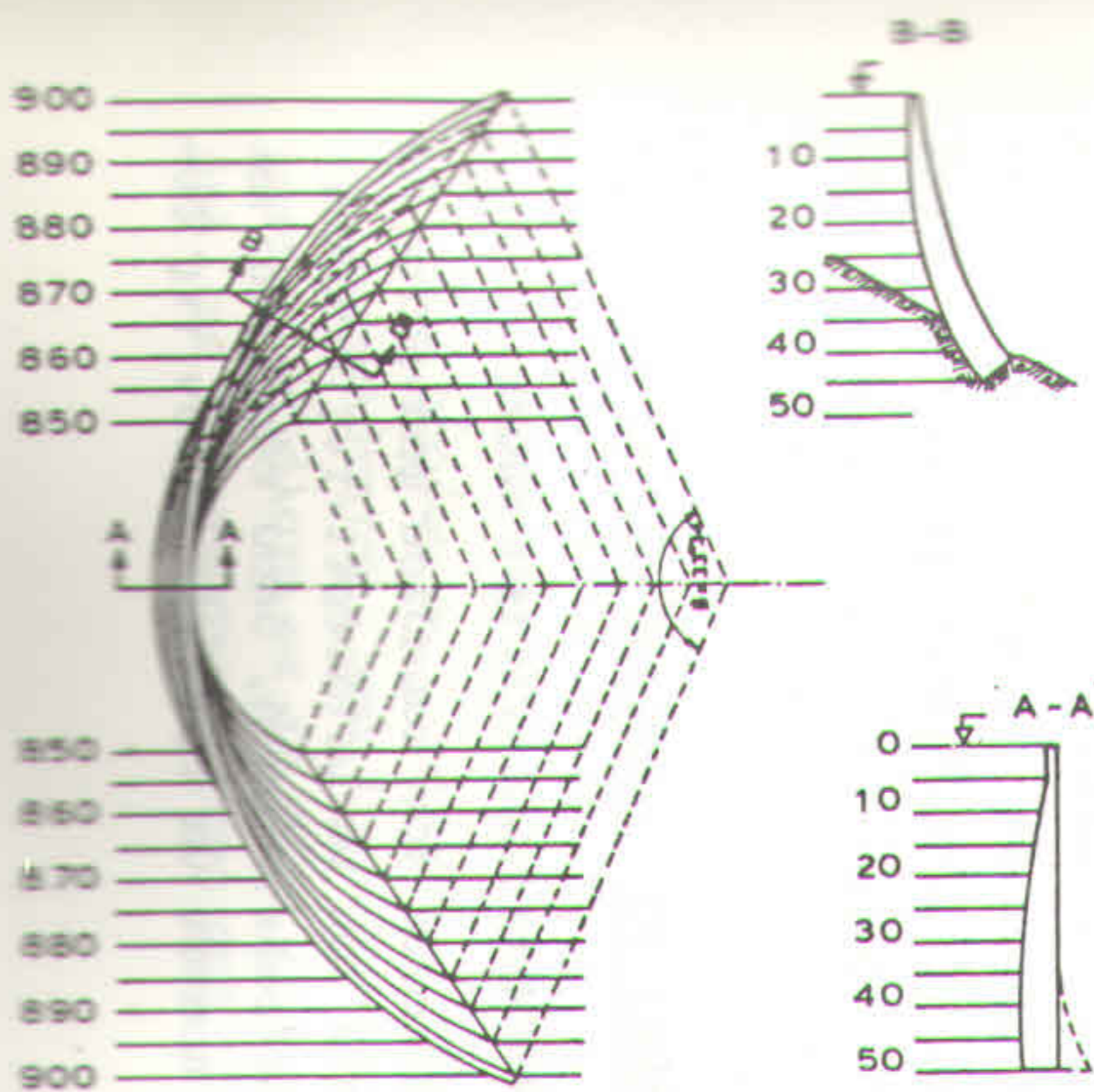
Επὶ τα καμπύλα φράγματα δεν είναι δυνατή η κατα-



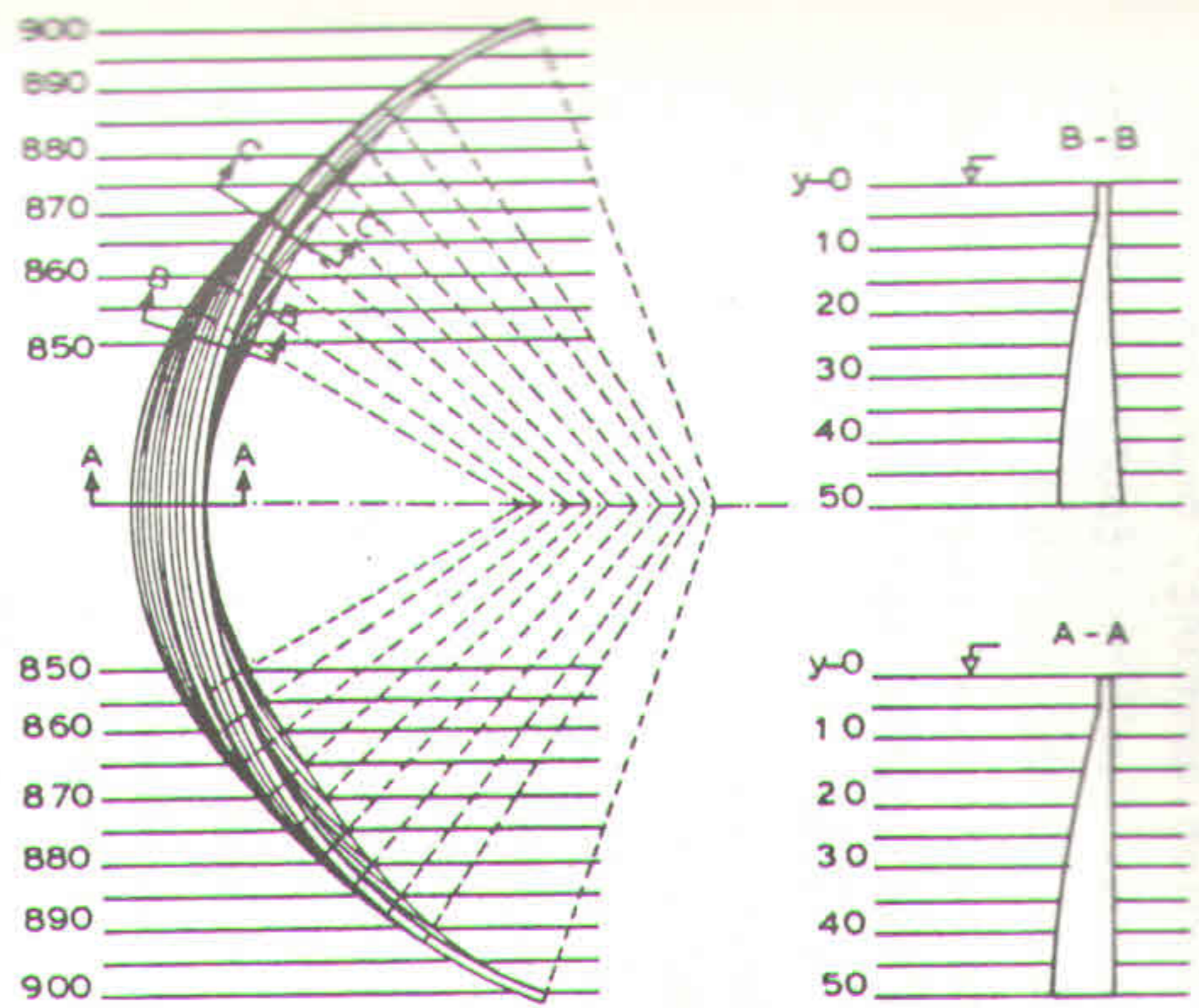
Σχήμα 6.1. Κυλινδρικός τύπος καμπύλου φράγματος με $R=σταθ.$ και $\beta = σταθ.$



Σχήμα 6.2. Κυλινδρικός τύπος καμπύλου φράγματος με $R=σταθ.$ και $\beta \neq σταθ.$



Σχήμα 6.3. Τύπος καμπύλου φράγματος με σταθερό ανάπτυγμα ($R \neq σταθ., \beta = σταθ.$)



Σχήμα 6.4. Τύπος καμπύλου φράγματος με μεταβλητό τόσο το ανάπτυγμα ($\beta \neq σταθ.$) όσο και την ακτίνα καμπυλότητας ($R \neq σταθ.$)

σκευή ανοικτών αρμών συστοδιαστολής, όπως στις ευθύγραμμες κατασκευές βάρους. Για την εξουδετέρωση των συστοδιαστολικών επιδράσεων από τις κάθε είδους θερμικές μεταβολές απαιτείται ειδική τεχνολογία, της οποίας όμως η εφαρμογή στα χαμηλά φράγματα είναι δαπανηρή και δυσχερής, γι' αυτό και δεν χρησιμοποιείται. Εξάλλου η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος της ευστάθειας καμπύλων κατασκευών με βάση και τις θερμικές συστοδιαστολές οδηγεί σε πολύπλοκους υπολογισμούς. Για όλους αυτούς τους λόγους συνιστάται στη βιβλιογραφία να περιορίζονται οι διαστάσεις των χαμηλών, καμπύλων φραγμάτων, που μας ενδιαφέρουν εδώ, ώστε το ύψος τους να μην υπερβαίνει τα $12 \div 15$ m.

Στη συνέχεια πραγματεύονται τα απλά καμπύλα φράγματα κυλινδρικού τύπου με κατασκευαστικό ύψος $H_A + H_S$ μέχρι $12 + 15$ m, τα οποία βρίσκουν σήμερα εφαρμογή στη πράξη κυρίως ως εκχειλιστές αλλά και ως ταμιευτήρες. Η ανάπτυξη που ακολουθεί, περιορίζεται μόνο στους εκχειλιστές, επειδή αυτοί αποτελούν και τη δυσχερέστερη περίπτωση. Με τον ίδιο τρόπο μπορούν να διαστασιολογηθούν και να ελεγχθούν και οι ταμιευτήρες, των οποίων οι λειτουργικές ιδιαιτερότητες έχουν ήδη δοθεί στο μέρος II κατά την πραγμάτευση των φραγμάτων βάρους.

6.2. ΤΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

6.2.1. ΤΑ ΚΑΜΠΥΛΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΑΠΟ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΠΟΨΗ

Η στατική λειτουργία του καμπύλου φράγματος σπρίζεται στην ικανότητά του να μεταφέρει τις ασκούμενες δυνάμεις στα εκατέρωθεν πρανή, όπου εδράζεται και στην δυνατότητα των πρανών να εξουδετερώνουν τις δυ-

νάμεις αυτές. Συνεπώς το στατικό σύστημα που δημιουργείται, καθορίζεται από:

- την εσωτερική στατική συμπεριφορά του τόξου του φράγματος και
- από την αντοχή των πρανών και λειτουργεί, όπως και στην περίπτωση των δοκών, σε οριζόντια έννοια.

Η διαστασιολόγηση ενός καμπύλου φράγματος μπορεί να γίνει θεωρώντας το σώμα του:

- ως τόξο κύκλου ή
- ως κέλυφος.

Έρευνες, που έγιναν, σε τέτοια φράγματα με διάφορα ύψη και μορφές, έδειξαν, ότι οι διαστάσεις, που προκύπτουν από τον υπολογισμό τους ως τόξων, είναι λίγο μεγαλύτερες από εκείνες ως κελυφών, πράγμα που παρέχει στο φράγμα-τόξο ένα μικρό πλεόνασμα σε δυνατότητα φόρτισης ως προς το φράγμα-κέλυφος (ASF, 1973). Η διαφορά μεταξύ των δύο υπολογισμών μεγαλώνει, όσο αυξάνεται το ύψος της κατασκευής και γίνεται σημαντική σε φράγματα με $H_A + H_S > 15,0$ m. Επειδή ο υπολογισμός του φράγματος ως κελύφους είναι δυσχερής και πολύπλοκος, συνιστάται, τα χαμηλά φράγματα με $H_A + H_S < 15$ m, που μας ενδιαφέρουν εδώ, να υπολογίζονται ως τόξα κύκλου, πράγμα που τους παρέχει και έναν αυξημένο συντελεστή ασφάλειας. Στη συνέχεια εξετάζονται τα καμπύλα φράγματα από την άποψη αυτή.

Κάθε φράγμα λοιπόν μπορεί να θεωρηθεί, ότι αποτελείται από ένα σύνολο οριζόντιων, καμπυλωτών λωρίδων των οποίων οι διαστάσεις καθορίζονται από το βαθμό καμπυλότητας, από την υδροστατική πίεση, που δέχονται (ανάλογα με τη θέση τους στον φραγματικό χώρο δηλ. με την απόστασή τους από την ελεύθερη στάθμη του

νερού), από το ανάπτυγμα της κοίτης στη θέση αυτή και από την αντίσταση των πρανών. Σ' όλους τους τύπους των φραγμάτων οι λωρίδες έχουν σχήμα τόξου κύκλου, επειδή αυτό δίνει την καλύτερα περιγράψιμη καμπυλότητα, οπότε διευκολύνεται και η διαστασιολόγησή τους.

Στη συνέχεια δίνεται η στατική συμπεριφορά μιας τοξοτής φραγματικής λωρίδας, η οποία αφορά όλους τους τύπους των καμπύλων φραγμάτων, συνεπώς και τον κυλινδρικό με κατασκευαστικό ύψος $H_A + H_S < 15$ m, που μας ενδιαφέρει εδώ.

6.2.2. Η ΣΤΑΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΤΟΞΟΤΩΝ ΛΩΡΙΔΩΝ ΚΑΙ Ο ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΤΟΥΣ

Για να ευσταθεί μια φραγματική λωρίδα ύψους d , και πάχους D (σχήμα 6.5) με μορφή τόξου (ακτίνα κύκλου R_a), η οποία δέχεται υδροστατική πίεση:

$$P_z = z \cdot \gamma_w$$

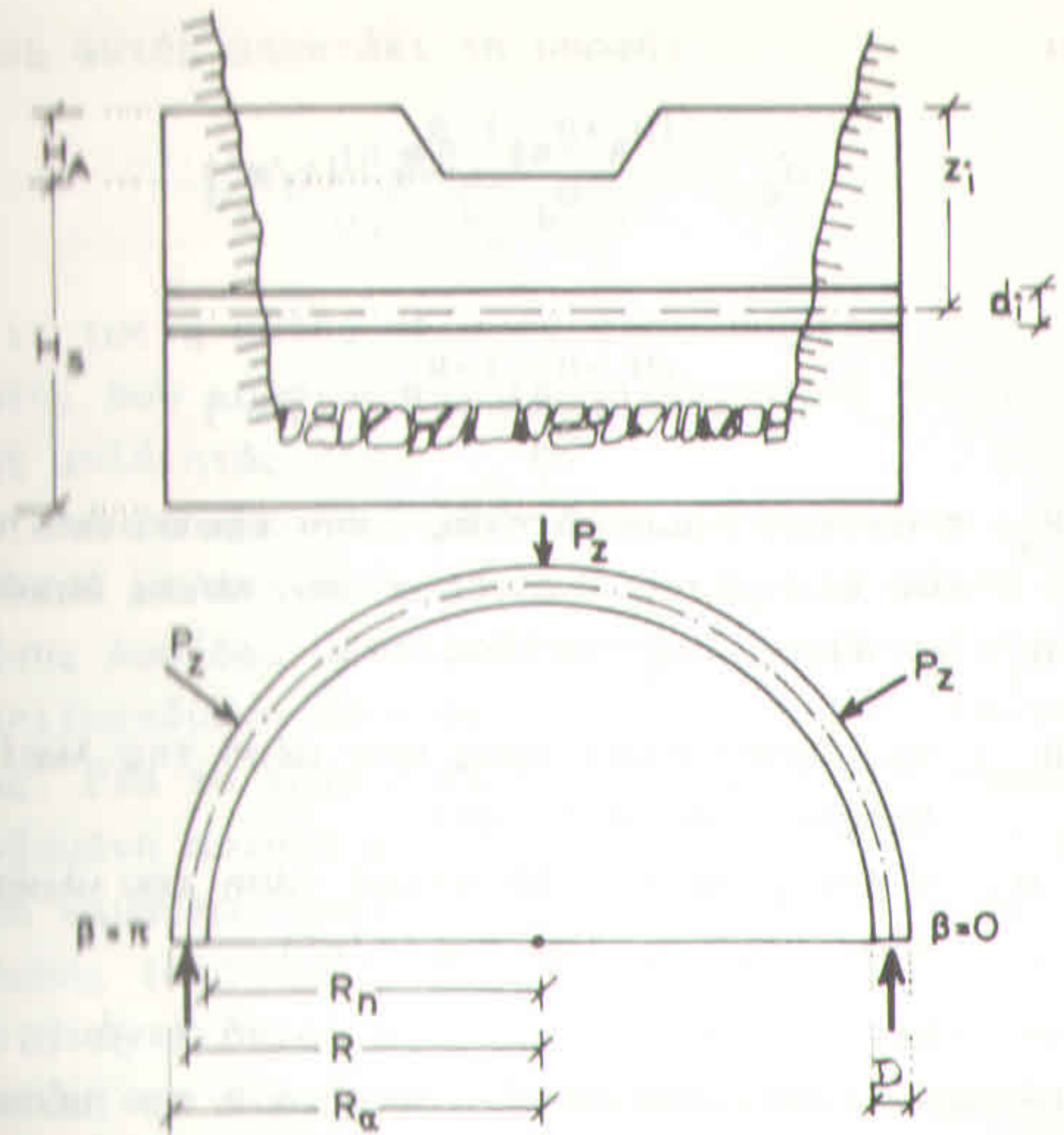
όπου z : κατακόρυφη απόσταση της λωρίδας από την ελεύθερη στάθμη του νερού

πρέπει, οι τάσεις, που αναπτύσσονται στο εσωτερικό της λόγω της υδροστατικής πίεσης, να παραλαμβάνονται από τις αντιδράσεις του υλικού κατασκευής. Το μέγεθος των τάσεων αυτών, το οποίο δεν πρέπει να υπερβαίνει τις επιτρεπόμενες τάσεις για κάθε υλικό δομής του φράγματος, δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\sigma = \frac{P_z \cdot R_a}{D} = \frac{z \cdot \gamma_w \cdot R_a}{D}$$

και για $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$

$$\sigma = \frac{z \cdot R_a}{D}$$



Σχήμα 6.5. Υπολογισμός φραγματικών λωρίδων με μορφή τόξου κοίλου

Αυτή αποτελεί και τη βασική εξίσωση για την διαστασιολόγηση των καμπύλων φραγμάτων με τη μέθοδο των λωρίδων, η οποία στη βιβλιογραφία είναι γνωστή ως εξίσωση του Navier (1883) ή εξίσωση του δακτυλίου. Εξάλλου η ορθή δύναμη, που ασκείται σε μια τοξοτή λωρίδα καμπύλου φράγματος με ύψος 1,0 m και πάχος D είναι:

$$H = p \cdot R = \gamma_w \cdot z \cdot R = \sigma \cdot F = \sigma \cdot D \cdot 1,0 \quad (t)$$

Η εφαρμογή της παραπάνω εξίσωσης του Navier στα φράγματα του κυλινδρικού τύπου αποκτά την ακόλουθη

μορφή:

$$\sigma_d = \frac{(H_A + H_{si}) \cdot R_a}{D_i} \quad (t/m^2)$$

ή

$$D_i = \frac{(H_A + H_{si}) \cdot R_a}{\sigma_d} \quad (m)$$

όπου R_a : η ακτίνα καμπυλότητας στην εξωτερική πλευρά του φράγματος (άναντες μέτωπο, πλήρες νερού) (m)

D_i : το πάχος της λωρίδας (m)

$H_A + H_{si}$: το υδροστατικό ύψος στο μέσο της λωρίδας i δηλαδή στα $d/2$ (m)

σ_d : η επιτρεπόμενη θλιπτική τάση του υλικού κατασκευής της λωρίδας (t/m^2).

Εάν αντί της ακτίνας R_a στην εξωτερική (ανάντη ή υγρή) πλευρά, χρησιμοποιηθεί η ακτίνα R στο μέσο της λωρίδας, για την οποία ισχύει:

$$R = R_a - \frac{D}{2}$$

ο παραπάνω τύπος γίνεται:

$$D_i = \frac{(H_A + H_{si}) \cdot R}{\sigma_d - \frac{(H_A + H_{si})}{2}} \quad (m)$$

Εάν δε, τέλος, αντί της R_a χρησιμοποιηθεί η εσωτερική (κάταντη ή ορατή) ακτίνα R_n , για την οποία ισχύει

$$R_n = R_a - D$$

ο τύπος αυτός αποκτάει τη μορφή:

$$D_i = \frac{(H_A + H_{si}) \cdot R_n}{\sigma_d - (H_A + H_{si})} \quad (m)$$

Από τις τρεις αυτές εξισώσεις εφαρμόζεται στη πράξη η πρώτη, που χρησιμοποιεί την εξωτερική ακτίνα R_a λόγω της απλότητάς της.

Από τα παραπάνω προκύπτει, ότι σε μια καμπύλη κατασκευή με ακτίνα καμπυλότητας R_a , το πάχος μιας οριζοντιωμένης λωρίδας με δεδομένο $H_A + H_{si}$ καθορίζεται από την επιτρεπόμενη τάση σε θλίψη του υλικού τοιχοποιίας της. Για το λόγο αυτό η επιλογή υλικών κατασκευής με αυξημένη αντοχή αποτελεί βασική προϋπόθεση για την έδρευση καμπύλων φραγμάτων. Παλαιότερα γινόταν χρήση λιθοδομής (από λαξευτούς λίθους) με κονίαμα. Κατά τις τελευταίες 10ετίες όμως χρησιμοποιείται σχεδόν αποκλειστικά το σκυρόδεμα. Συνιστάται δε να χρησιμοποιείται σκυρόδεμα υψηλής αντοχής - σκυροδέματα B160 και μεγαλύτερα - ώστε να ελαχιστοποιείται το πάχος της καμπύλης κατασκευής.

Η κατασκευή υδατοχετών στα καμπύλα φράγματα επηρεάζει την επίδραση των λωρίδων τους ως τόξων. Όταν πρόκειται για υδατοχετούς (κυρίως κυκλικής διατομής) με μικρές διαστάσεις (διάμετρος έως 30÷40 cm), η στατική επίδρασή τους στο φράγμα παραμένει περιορισμένη. Όπου όμως οι υδατοχετοί προβλέπονται μεγαλύτεροι, πρέπει να υπολογίζεται η αναγκαία αύξηση του πάχους των λωρίδων. Στη περίπτωση αυτή, ο τύπος, που παρέχει την τάση, παίρνει την μορφή:

$$\sigma_d = \frac{(H_A + H_{si}) \cdot R_a}{D_i} \cdot \left(1 + \frac{\psi}{\chi}\right) \quad (t/m^2)$$

ο δε τύπος, που παρέχει το πάχος της λωρίδας γίνεται

$$D_i = \frac{(H_A + H_{si}) \cdot R_a}{\sigma_d} \cdot \left(1 + \frac{\psi}{\chi}\right) \quad (m)$$

όπου ψ : διάμετρος του υδατοχετού (m)

χ : οριζόντια απόσταση μεταξύ των υδατοχετών ή, σε περίπτωση ενός υδατοχετού, η απόστασή του από τα πέρατα του φράγματος (m).

Κατά τη διαστασιοποίηση των καμπύλων φραγμάτων δεν παίρνεται υπόψη το βάρος της φραγματικής κατασκευής, το οποίο όμως εξακολουθεί να υφίσταται και να φορτίζει τη κοίτη. Σε διατομές με κατακόρυφα ή σχεδόν κατακόρυφα πρανή η επίδραση του βάρους ασκείται στον πυθμένα της κοίτης ενώ σε διατομές με κεκλιμένα πρανή το βάρος παραλαμβάνεται από αυτά. Συνεπώς θα πρέπει να εξετάζεται κατά πόσο ο πυθμένας ή τα πρανή της κοίτης είναι σε θέση να παραλάβουν το βάρος της συγκεκριμένης κατασκευής. Σχετικά με το θέμα αυτό ισχύουν, όσα αναφέρθηκαν στα φράγματα-δοκοί (κεφ.5).

6.2.3. Η ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ

Η καμπυλότητα μιας λωρίδας ενός φράγματος (για κατασκευές με $R = \text{σταθ.}$) διαμορφώνεται από την ακτίνα καμπυλότητας (R), που επιλέγεται για την κατασκευή του και από την επίκεντρη γωνία (β), στην οποία αντιστοιχεί το τόξο του. Ο βαθμός καμπυλότητας της λωρίδας ή του φράγματος εκφράζεται από τη σχέση μεταξύ του βέλους f και της χορδής s ή της ακτίνας R .

Ένα φράγμα λειτουργεί ως καμπύλο, όταν η καμπυλότητά του πληρεί ένα ελάχιστο όριο. Θεωρείται, ότι οι κατασκευές με βέλος ως προς την ακτίνα:

$$\frac{f}{R} < \frac{1}{25} = 0,04$$

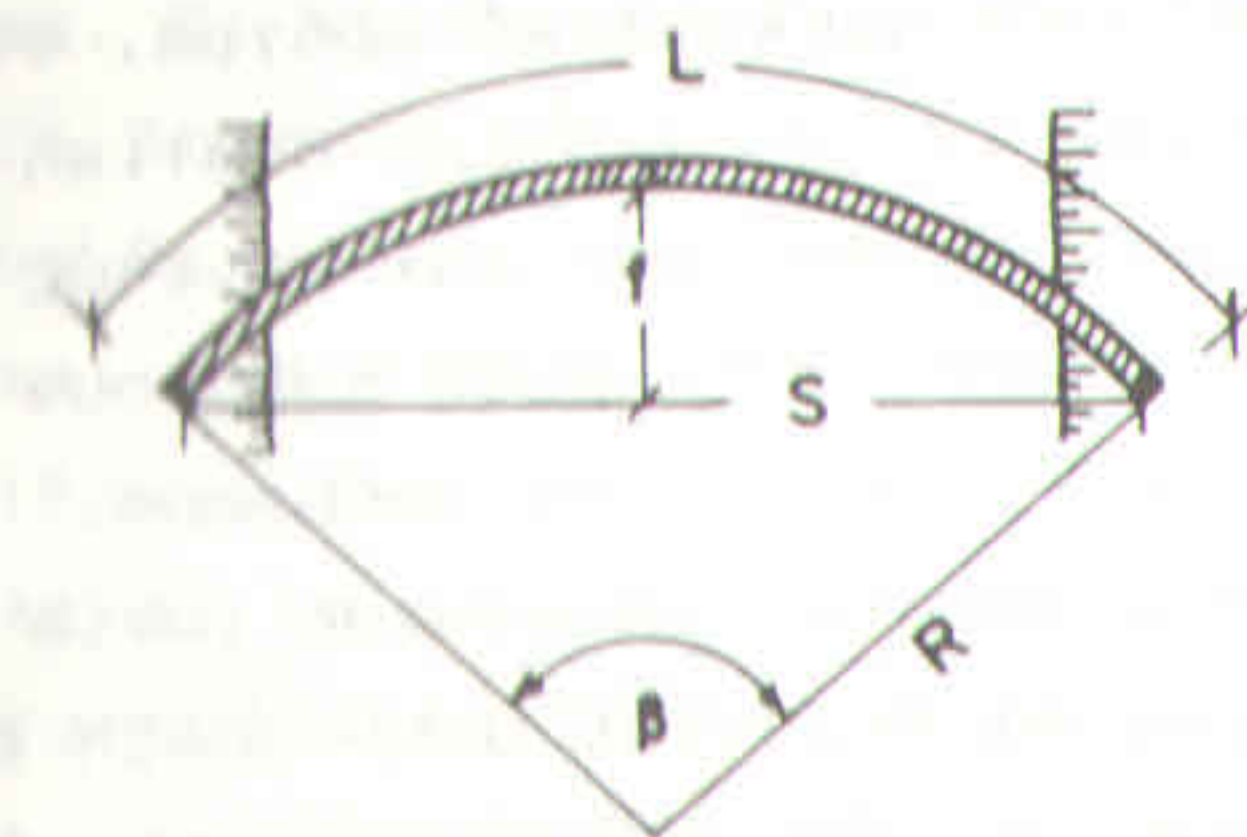
ή με χορδή ως προς την ακτίνα:

$$\frac{s}{R} < \frac{14}{25} = 0,56$$

ή με βέλος ως προς τη χορδή:

$$\frac{f}{s} < \frac{1,78}{25} = 0,071$$

δεν παρουσιάζουν καμιά επίδραση τόξου, γι' αυτό και θεωρούν ως φράγματα βάρους (Wehrmann, 1950). Στη βι-



βλήμα 6.6. Τα μεγέθη f (βέλος) και s (χορδή), που εκφράζουν τη φραγματική καμπυλότητα

βλαιογραφία θεωρείται, ότι εξασφαλίζεται καλή στατική επάρκεια στα καμπύλα φράγματα, όταν η σχέση βέλους προς χορδή (f/s) παίρνεται, όσο το δυνατό μεγαλύτερη ως προς την ελάχιστη επιτρεπτή τιμή:

$$\frac{f}{s} > 0,13$$

όποτε να μειώνεται η ακτίνα καμπυλότητας. Με βάση τα παραπάνω εφαρμόζεται στη πράξη ο εής κανόνας:

$$s \geq R \text{ και } \frac{f}{s} \geq 0,13$$

Σ'ότι αφορά την επίκεντρη γωνία β, οι έρευνες έδειξαν, ότι ο όγκος της φραγματικής κατασκευής ελαχιστοποιείται, όταν:

$$\beta = 133^\circ 34'$$

Η τιμή αυτή δίδει την ευνοϊκότερη γωνία από κατασκευαστική άποψη. Η δε ανώτατη τιμή της ανέρχεται σε:

$$\beta_{\max} = 180^\circ$$

που αντιστοιχεί στο ημικυκλικό φράγμα, οπότε θεωρείται, ότι ασκείται και η καλύτερη στατική επίδραση. Το μήκος όμως της κατασκευής και συνεπώς ο όγκος της τοιχοποιίας στην περίπτωση αυτή αυξάνουν σημαντικά και κάνουν το φράγμα πρακτικά ασύμφορο.

Η παραπάνω ευνοϊκή επίκεντρη γωνία $\beta=133^\circ 34'$ δεν είναι ανάγκη να τηρείται στην πράξη επακριβώς. Από έρευνες προέκυψε, ότι διακύμανση της τιμής αυτής μεταξύ 110° και 150° , οδηγεί σε επουσιώδεις μεταβολές του όγκου της φραγματικής τοιχοποιίας. Στην πράξη πάντως προτιμάται συνήθως η επίκεντρη γωνία των 90° , ώστε η κατανομή των πιέσεων στα πρανή να γίνεται με γωνία 45° .

6.2.4. Η ΑΝΤΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΓΕΩΥΠΟΘΕΜΑΤΟΣ ΚΑΙ Η ΕΞΟΥΔΕΤΕΡΩΣΗ ΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΣΤΑ ΠΡΑΝΗ

Εφόσον οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις στο εσωτερικό κάθε λωρίδας δεν υπερβαίνουν τις επιτρεπόμενες για το υλικό κατασκευής, τα ασκούμενα φορτία μεταφέρονται με τη δράση του τόξου στα πρανή.

Για να παραληφθούν όμως και να εξουδετερωθούν από το γεωυλικό, που συγκροτεί εκεί στη διατομή της κοίτης, θα πρέπει το μέγεθός τους να είναι μικρότερο από την αντίδραση του γεωυλικού, που δίνεται από τη σχέση:

$$W_F = E_P + R_\Phi$$

Ειδικά με το θέμα αυτό ισχύουν, όσα αναφέρθηκαν στο μέρος I (κεφ. 2.2.4.1.) και στα φράγματα-δοκούς (κεφ. 5).

Όταν πρόκειται για βραχώδη πρανή από συμπαγές και σκληρό πέτρωμα (πχ. γρανίτης), δεν δημιουργείται πρόβλημα. Σε περίπτωση δε, που υπάρχουν στρώσεις ή θωγμές στη βραχώδη μάζα, καλό είναι τα πέρατα του φράγματος να θεμελιώνονται κάθετα προς αυτές. Όταν όμως πρόκειται για θέσεις, που συγκροτούνται από χαλαρές ή ημιβραχώδεις μάζες ή και από συμπαγή γεωυλικά, επιβάλλεται να γίνεται προσεκτικός έλεγχος, κατά πόσο οι μεταφερόμενες τάσεις μπορούν να εξουδετερωθούν από την αντίδραση του γεωυλικού.

Εάν ο υπολογισμός δείξει, ότι το γεωυπόθεμα των πρανών δεν είναι σε θέση να πηλάξει τις πιέσεις, που μεταφέρονται διαμέσου των φραγματικών λωρίδων, πρέπει να διευρύνονται τα πέρατα των λωρίδων τόσο, ώστε η αυξανόμενη αντίδραση του γεωυποθέματος να μπορεί να τις εξουδετερώνει. Η αναγκαία διεύρυνση της επιφάνειας στα πέρατα μιας λωρίδας καμπύλου φράγματος (σχ. 6.7) στηρίζεται στην ακόλουθη αναλογία:

$$\frac{\sigma_{db}}{\sigma_{de}} = \frac{D_{\pi i}}{D_i}$$

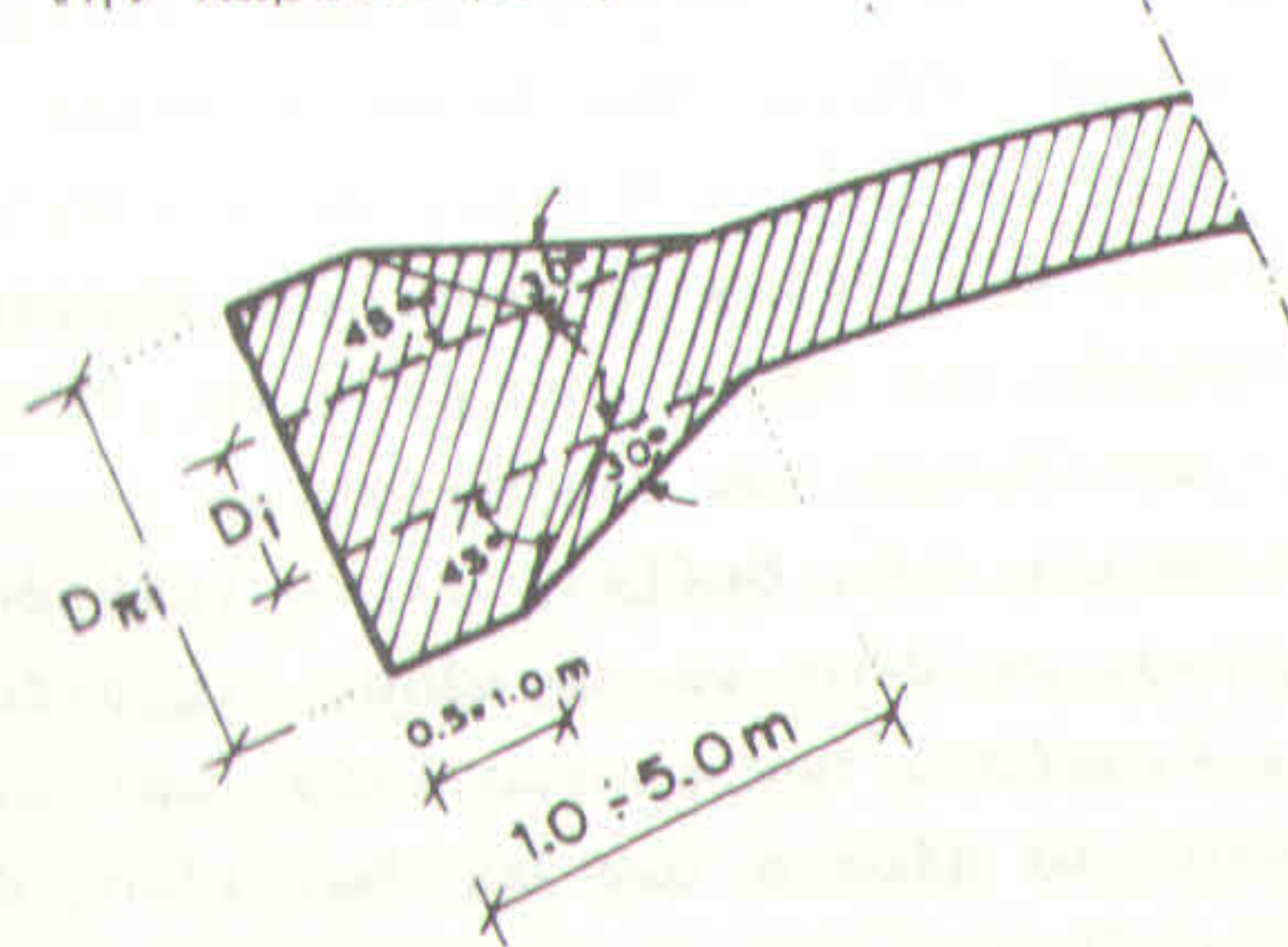
όπου σ_{db} : επιτρεπτόμενη θλιπτική τάση του υλικού τοιχοποιίας (σκυρόδεμα) (t/m^2)

- σ_{de} : επιτρεπόμενη φόρτιση του γεωβλίκου στη θέση θεμελίωσης στα πρανή (t/m^2)
- $D_{\pi i}$: διευρισμένο πάχος του πέρατος της λωρίδας i στη θέση θεμελίωσης (m)
- D_i : πάχος της λωρίδας i με βάση τον αρχικό υπολογισμό της, δηλ. σύμφωνα με τον τύπο που δόθηκε (m)

το δε διευρισμένο πάχος της λωρίδας δίνεται ως εξής:

$$D_{\pi i} = \frac{\sigma_{db}}{\sigma_{de}} \cdot D_i$$

Το μήκος της διεύρυνσης εκτείνεται παράλληλα με την λωρίδα σε μήκος $0,5 \div 1,0$ m και στη συνέχεια συγκλίνει προς την λωρίδα με γωνία $30^\circ \div 45^\circ$ (σχήμα 6.7). Το



Σχήμα 6.7. Διεύρυνση του πέρατος σε φραγματική λωρίδα

συνολικό μήκος της διεύρυνσης μαζί με τη σύγκλιση του δεν πρέπει να υπερβαίνει τα $1,0 \div 5,0$ m.

6.3. ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

6.3.1. ΤΡΟΠΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΕΤΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Οι λωρίδες των υψηλών καμπύλων φραγμάτων, που απευθύνονται στη λύση ταμειωτήρων ανεξάρτητα με τον τύπο στον οποίο αυτά υπάγονται - διαστασιολογούνται σήμερα στην πράξη με την εξίσωση του Navier, που δόθηκε παραπάνω. Ο Navier (1883) συνιστούσε, κατά την χρησιμοποίηση του τύπου του να παίρνεται ως επιτρεπόμενη τιμή θλίψης $\sigma_d = 100 t/m^2$. Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν, το μέγεθος αυτό αντιστοιχεί στις επιτρεπόμενες τάσεις της λιθοδομής, η οποία χρησιμοποιείται ως υλικό τοιχοποιίας κατά την εποχή εκείνη. Σήμερα όμως χρησιμοποιείται ως υλικό τοιχοποιίας σχεδόν αποκλειστικά το σκυρόδεμα. Συνιστάται δε να γίνεται χρήση σκυροδέματος με μεγάλη αντοχή (B160 και άνω), ώστε να ελαχιστοποιείται ο κατασκευαστικός όγκος.

Η χρησιμοποίηση των καμπύλων φραγμάτων για τη λύση εκχειλιστών ιδίως σε διευθετήσεις χειμάρρων, ανάγεται ήδη στην εποχή του γάλλου επιθεωρητή δασών Bécheppey (1878). Για την διαστασιολόγηση τέτοιων φραγμάτων, τα οποία εξακολουθούν να κατασκευάζονται και σήμερα σε βραχώδεις διατομές, χρησιμοποιούνται κατά κανόνα οι εξής τύποι του Thiéry (1914):

για άναντες φραγματικό μέτωπο κατακόρυφο και κλίαντες κεκλιμένο:

$$D = R_a \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2\gamma_w \cdot (H_A + H_S)}{\sigma_d}} \right] \text{ (m)}$$

για άναντες μέτωπο κεκλιμένο και κλίαντες κατακόρυφο:

$$D = R_n \cdot \left[\sqrt{\frac{\sigma_d}{\sigma_d - 2\gamma_w \cdot (H_A + H_S)}} - 1 \right] \text{ (m)}$$

Μετά το 1950 χρησιμοποιούνται επίσης-ιδίως στη
 Αυστρία- και οι ακόλουθες εξισώσεις του Wehrmann (1950):
 - για άναντες μέτωπο κατακόρυφο και κáταντες κε-
 κλιμένο:

$$D = R_a \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sigma_d - 2\gamma_w \cdot (H_A + H_S)}{\sigma_d}} \right] \text{ (m)}$$

- για άναντες μέτωπο κεκλιμένο και κáταντες κα-
 τακόρυφο:

$$D = R_n \cdot \left[\sqrt{\frac{\sigma_d}{\sigma_d - 2\gamma_w \cdot (H_A + H_S)}} - 1 \right] \text{ (m)}$$

Επίσης χρησιμοποιείται - σπανιότερα - και ο τύπος του
 Navier.

Κατά τον Wehrmann (1950), τόσο οι δικοί του
 τύποι, όσο και εκείνοι του Thiégy στηρίζονται στηνί-
 δια γενική εξίσωση, η οποία, εάν μορφοποιηθεί κατά
 τρόπο συγκρίσιμο προς την εξίσωση του Navier, παίρ-
 νει την ακόλουθη μορφή:

$$D = \frac{R_a \cdot (H_A + H_S)}{\sigma_d} + \frac{D^2}{2R_a}$$

Συνεπώς το πρώτο μέλος αυτής αποτελεί τον τύπο του
 Navier. Άρα οι διαστάσεις, που παρέχουν οι εξισώ-
 σεις των Thiégy και Wehrmann, είναι μεγαλύτερες κατά
 το δεύτερο σκέλος τους ($D^2/2R_a$) από εκείνες του τύπου
 του Navier, ο οποίος, όπως αναφέρθηκε, δίνει ήδη αυ-
 ξημένες διαστάσεις ως προς εκείνες, που προκύπτουν
 από τη θεωρία των θόλων. Πάντως η ίδρυση καμπύλου φράγματος
 με κεκλιμένο άναντες μέτωπο πρέπει να αποφεύγεται, επειδή
 λόγω της κλίσης η υδροστατική πίεση διαιρείται σε δύο
 συνιστώσες, από τις οποίες μόνο η οριζόντια μεταβι-
 βάζεται στα πρνή, ενώ η κατακόρυφη συναθροίζεται στο

βάθος της κατασκευής και έτσι μπορεί να δημιουργήσει
 προβλήματα βύθισης του φράγματος στον πυθμένα ή στα
 πρνή της κοίτης.

Κατά τα τελευταία χρόνια αναπτύχθηκε στην Ελ-
 βετία μία μέθοδος υπολογισμού καμπύλων φραγμάτων παίρ-
 νοντας υπόψη και την επίδραση των θερμικών μεταβολών,
 από την οποία και προέρχεται σημαντικό μέρος της θε-
 ωρίας, που αναπτύχθηκε στα προηγούμενα κεφάλαια. Η
 μέθοδος απλοποιείται σημαντικά σε καμπύλα φράγματα με
 περιορισμένο ύψος ($H_S + H_A < 15 \text{ m}$), οπότε είναι δυνατό
 να παραληφθούν οι θερμοκρασιακές επιδράσεις ως πολύ
 μικρές. Τα φράγματα αυτά προσιδιάζουν για κατασκευές
 σε υσειδέες όσο και τραπεζοειδείς ή τριγωνικές δια-
 τομές με βραχώδη ή και ημιβραχώδη πρνή.

Ετη συνέχεια αναπτύσσεται η εφαρμογή της ελβε-
 τικής μεθόδου, που θεωρείται ως η καλύτερη για τέ-
 τοιες κατασκευές.

3.3.2. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Τα καμπύλα φράγματα κατασκευάζονται ως κυλιν-
 δρικά με υλικό δομής σκυρόδεμα Β160 και ανώτερο, χω-
 ρίς τη χρήση οπλισμού.

θεωρούνται, ότι αποτελούνται από οριζόντιες το-
 ξητές λωρίδες με μοναδιαίο ύψος. Το πάχος κάθε φραγ-
 ματικής λωρίδας δίνεται από τη σχέση:

$$D_1 = \frac{R_a \cdot (H_A + H_{s1})}{\sigma_d} \text{ (m)}$$

όπου σ_d η επιτρεπόμενη θλιπτική τάση του υλικού κα-
 τασκευής (t/m^2)

η δε ορθή δύναμη, που αυτή ασκεί, ανέρχεται σε:

$$N = P \cdot R_a = \gamma_w \cdot (H_A + H_S) \cdot R = \sigma_d \cdot F = \sigma_d \cdot D \cdot 1,0 \quad (t)$$

Το βάρος του φράγματος δεν επενεργεί στη στατική λειτουργία του. Πάντως, για λόγους μεγαλύτερης ασφάλειας, συνιστάται συχνά στην πράξη να μειώνεται κατά 10÷15 % (μέση τιμή 12,5 %) το μέγεθος των επιτρεπόμενων τάσεων θλίψης για τα σκυροδέματα, που χρησιμοποιούνται κατά την κατασκευή χειμαρρικών φραγμάτων, λόγω των ιδιαιτέρων κινδύνων, που δημιουργούνται σ' αυτά από υποσκαφές, ολισθήσεις πρανών, πρόσκρουση ογκωδών φερτών υλών κ.λ.π. Έτσι ο παραπάνω τύπος για τον προσδιορισμό του πάχους της λωρίδας παίρνει την εξής μορφή:

$$D_i = \frac{R_a \cdot (H_A + H_{Si})}{0,875 \cdot \sigma_d}$$

Το πάχος των καμπύλων φραγμάτων παραμένει "λεπτό" σε σχέση με τις λοιπές διαστάσεις τους όσο και με τα πάχη, που προκύπτουν για τα αντίστοιχα φράγματα βάρους και φράγματα-δοκοί. Το ανάπτυγμα όμως των φραγμάτων αυτών γίνεται μεγαλύτερο λόγω της καμπυλότητάς τους με αποτέλεσμα να αυξάνει ο τελικός όγκος κατασκευής. Για το λόγο αυτό συνιστάται, το υπολογιζόμενο πάχος D του καμπύλου φράγματος να είναι:

$$D \leq 0,4 (H_A + H_S)$$

το δε ανάπτυγμά του L στο ύψος της στέψης να είναι:

$$L \leq (6 \div 10) \cdot (H_A + H_S)$$

Το πάχος των διαφόρων λωρίδων στα καμπύλα φράγματα εξαρτάται από το υδροστατικό ύψος τους $H_A + H_{Si}$, οπότε έτσι η φραγματική διατομή αποκτάει τραπεζοειδή μορφή.

φή. Το πάχος της στέψης D' σε ένα τέτοιο τραπέζιο παρέχεται σύμφωνα με τον παραπάνω τύπο και με βάση το υδροστατικό ύψος από την εξής σχέση:

$$D' = \frac{R_a \cdot H_A}{0,875 \cdot \sigma_d} \quad (m)$$

Το πάχος όμως αυτό της στέψης απορρίπτεται, για τους λόγους που έχουν αναφερθεί, εάν δεν πληρεί την προϋπόθεση, ότι:

$$D' = 0,8 \div 1,0 \text{ m}$$

Η διαφορά, που δημιουργείται μεταξύ D και D' παραμένει μικρή ακόμη και στα μεγάλα φράγματα, γίνεται δε ακόμη μικρότερη ή και αντιστρέφεται ($D' > D$) στις χαμηλότερες κατασκευές. Για το λόγο αυτό τα καμπύλα φράγματα με ύψος μέχρι 15 m συνιστάται να κατασκευάζονται με ορθογωνική διατομή (έως τα πτερύγια) παίρνοντας υπόψη το πάχος τους για το συνολικό ύψος κατασκευής ως εξής:

$$D = \frac{R_a \cdot (H_A + H_S)}{0,875 \cdot \sigma_d} \quad (m)$$

όπου σ_d η επιτρεπόμενη θλιπτική τάση του σκυροδέματος (t/m^2)

Το πάχος αυτό όμως για να γίνει δεκτό, πρέπει να έχει τις εξής ελάχιστες τιμές (D_{min}) σε συνάρτηση με το κατασκευαστικό ύψος:

$H_a + H_A$:	D_{min} :
< 3,0 m	0,40 m
3,0 - 12,0 m	0,20 m + $\frac{H_s + H_A}{15}$
> 12,0 m	1,00 m

Σε περίπτωση , που $D < D^*$, προεκτείνεται η στέψη ή κατασκευάζεται γείσος.

Η ίδρυση των καμπύλων φραγμάτων γίνεται σε στενές διατομές με κατά προτίμηση βραχώδη ή ημιβραχώδη συγκρότηση ή - σπανιότερα - και σε διατομές από συμπαιγείς, σκληρές γεωμάζες, μετά όμως από ανάλογη διεύρυνση των περατών τους.

Για τη θεμελίωση του φράγματος στα πρανή ισχύει, ότι και στη περίπτωση των δοκών. Όπου γίνεται διεύρυνση των περάτων, θα πρέπει το βάθος θεμελίωσης να καλύπτει κατά το δυνατό το μήκος της διεύρυνσης των λωρίδων.

Η καμπυλότητα των φραγμάτων ελέγχεται με βάση το μέγεθος της χορδής s και του βέλους f , που αυτή σχηματίζει. Πρέπει να ισχύει:

$$s \geq R \text{ και } \frac{f}{s} \geq 0,13$$

Ως επίκαιρη γωνία β συνιστάται να προτιμάται $\beta = 90^\circ$, ώστε να κατανέμονται οι πιέσεις στα πρανή με γωνία 45° . Όπου οι μεταφερόμενες τάσεις από τις φραγματικές λωρίδες δεν μπορούν να παραληφθούν από τα πρανή λόγω περιορισμένης αντοχής τους, κατασκευάζονται διευρύνσεις στα πέρατα των τοξοτών χορδών, το πάχος των οποίων δίνεται από τη σχέση:

$$D_{\pi i} = \frac{0,875 \cdot \sigma_{db}}{\sigma_{de}} \cdot D_i \quad (m)$$

η δε μορφή τους δίνεται στο σχήμα 6.7.

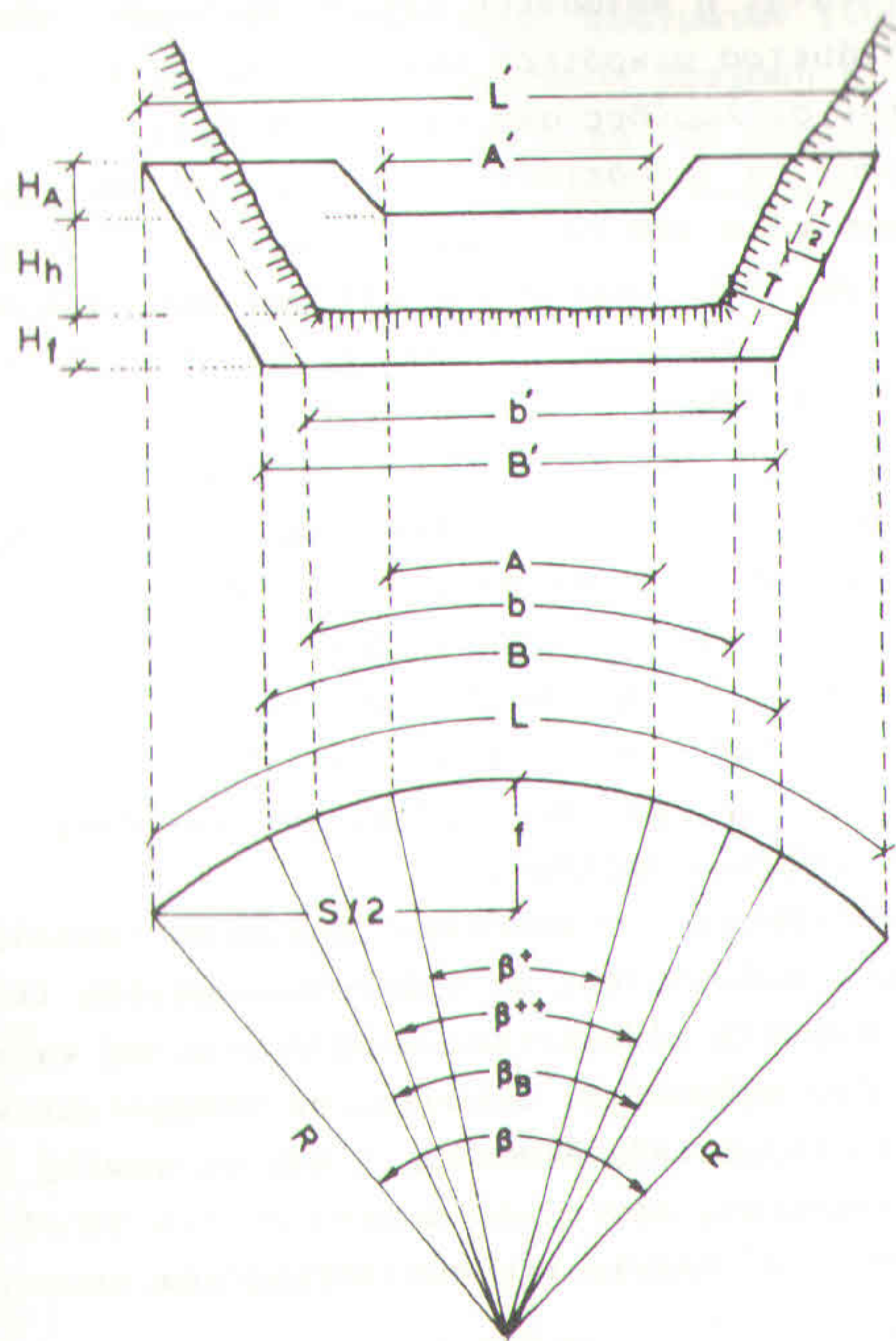
Εάν τα πτερύγια κατασκευάζονται ταυτόχρονα με την ανοδομή του φράγματος (χωρίς αρμό), δεν απαιτείται οπλισμός. Σε περίπτωση όμως, που η έγχυση του μπετόν σ'αυτά γίνεται χωριστά (δημιουργία αρμού), ε-

πιβάλλεται οπλισμός, όπως και στη περίπτωση των φραγμάτων-δοκών.

Συνιστάται η κατασκευή μικρών, κυκλικών υδατοχετών με διάμετρο μικρότερη των 0,50 m, ώστε να μην επηρεάζονται οι λωρίδες από στατική άποψη. Οι υδατοχετοί μπορούν να τοποθετούνται στο κέντρο του φράγματος δηλαδή κάτω από το διάρρου, αφού δεν συντρέχουν οι λόγοι, που αναφέρθηκαν στα φράγματα-δοκούς. Κατασκευή μεγάλου, κεντρικού υδατοχετού, όπως στα φράγματα-δοκούς, συνιστάται να αποφεύγεται.

Η βαθμίδωση των περάτων του φράγματος στα πρανή δεν είναι αναγκαία, συνιστάται όμως στην περίπτωση δυσμενούς διάταξης των ρωγμών και των σχισμών στη βραχώδη μάζα των πρανών. Πάντως η βαθμίδωση επιβάλλεται, όταν κατασκευάζονται διευρύνσεις στα πέρατα των λωρίδων. Σε τέτοια περίπτωση γίνεται ανά 1,0÷2,0 m, οπότε θεωρείται, ότι αυτό είναι και το πάχος των αντίστοιχων τοξοτών λωρίδων.

Οι διαστάσεις των καμπύλων φραγμάτων εκφράζονται στην μεν πρόοψή τους ως ευθύγραμμα μεγέθη (λόγω προβολής), ενώ στη κάτοψή τους αποδίδονται ως καμπύλα μεγέθη. Στο σχήμα 6.8. δίνονται σε πρόοψη και κάτοψη οι χαρακτηριστικές διαστάσεις και οι γωνίες των καμπύλων φραγμάτων, που είναι αναγκαίες για τη διαστασιολόγηση, τον έλεγχο της ευστάθειας και τη κατασκευή τους.



Σχήμα 6.8. Χαρακτηριστικές διαστάσεις και γωνίες καμπύλων φραγμάτων σε πρόοψη και κάτοψη

6.3.3. ΜΟΡΦΟΠΟΙΗΣΗ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

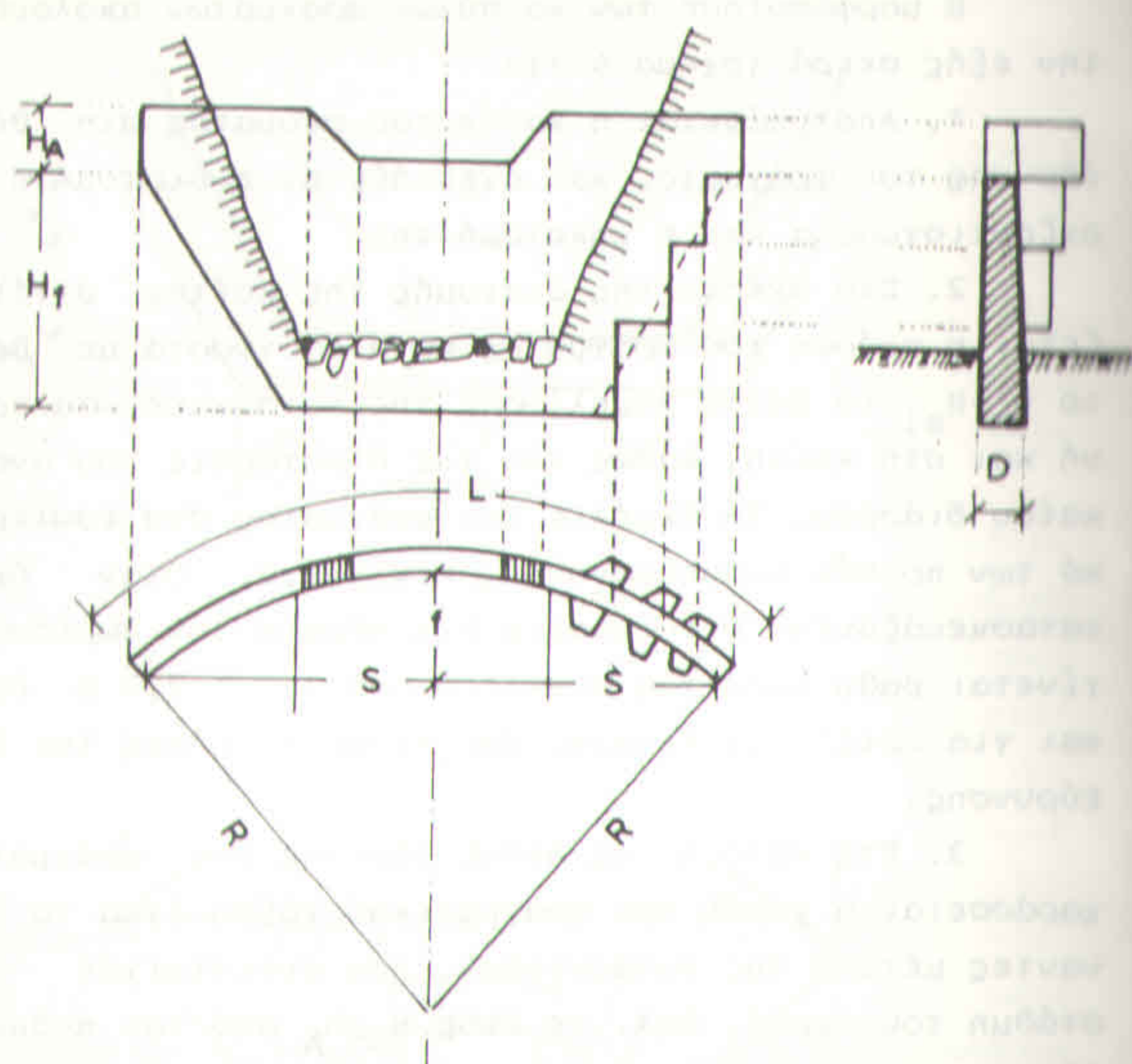
Η μορφοποίηση των καμπύλων φραγμάτων ακολουθεί την εξής σειρά (σχήμα 6.9):

1. Αποτυπώνεται η κοίτη του ρεύματος στη θέση ίδρυσης του φράγματος και σχεδιάζεται η διατομή, η οριζοντιογραφία και η μηκοτομή της.

2. Στο σχέδιο της διατομής της κοίτης σχεδιάζεται η πρόοψη του φράγματος κατά τα γνωστά με βάση το $H_A + H_{Si}$, το βάθος θεμελίωσης της κατασκευής στα πρανή και στη κοίτη, καθώς και τις διαστάσεις του αναγκαίου διάρρου. Τα θεμέλια του φράγματος στο εσωτερικό των πρανών διαμορφώνονται κεκλιμένα. Όταν όμως κατασκευάζονται διευρύνσεις στα πέρατα των λωρίδων, γίνεται βαθμίδωση των θεμελίων ανά $1,0 \div 2,0$ m ύψος και για οριζόντια έκταση, όσο είναι το μήκος της διευρύνσης.

3. Στη κάτοψη της θέσης ίδρυσης του φράγματος χαράσσεται η χορδή του φραγματικού τόξου (για το άνω μέρος μέτωπο της κατασκευής), που αντιστοιχεί στη στάθμη του νερού, δηλ. σε ύψος $H_S + H_A$ από τον πυθμένα φέρεται μεσοκάθετος στην χορδή-ο προσανατολισμός της μεσοκάθετου ορίζει και τη μελλοντική πορεία του νερού-επί της οποίας παίρνεται μήκος όσο η R_a , που επιλέγεται με βάση όσα αναφέρθηκαν, και χαράσσεται κατ'αρχήν το εξωτερικό φραγματικό τόξο του κύκλου και στη συνέχεια το αντίστοιχο εσωτερικό με ακτίνα $R_a - D$. Στο σχέδιο της κάτοψης τοποθετείται και ο διάρρου.

4. Με βάση το πάχος της κατασκευής σχεδιάζεται η ορθογωνική διατομή του φράγματος για ύψος $H_A + H_S$.



Σχήμα 6.9. Μορφοποίηση καμπύλου φράγματος σε πρόψη, κάτοψη και τομή

6.3.4. ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΣΤΑ ΚΑΜΠΥΛΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ

Οι δυνάμεις και οι φορτίσεις, που αναπτύσσονται στα καμπύλα φράγματα, είναι ίδιες με εκείνες, που δημιουργούνται στα φράγματα-δοκοί. Ισχύουν λοιπόν εδώ, όσα αναφέρθηκαν στο κεφ. 5.3.2. Συνεπώς οι δυνάμεις, που παίρνονται υπόψη για τη διαστασιοποίηση

και τον έλεγχο της ευστάθειας των καμπύλων φραγμάτων είναι: το βάρος της κατασκευής (G), η υδροστατική δύναμη P_{ho} , η δύναμη της χειμαρρολάβας (E_{mh}) και η αντίσταση των πρανών (w_p). Οι δε περιπτώσεις φόρτισης, που δημιουργούνται είναι:

- περίπτωση 1: πριν από την πρόσκωση
- περίπτωση 3: πρόσκωση χειμαρρολάβας
- περίπτωση 5: πρανή ολισθαίνοντα.

Κατά συνέπεια θεωρείται, ότι δημιουργείται κανονική, άρα και καταστροφική φόρτιση. Περίπτωση φόρτισης για φράγμα κενό δεν εξετάζεται.

6.3.5. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Κατά την διαστασιολόγηση των καμπύλων φραγμάτων από σκυρόδεμα ακολουθείται η εξής σειρά:

1. Προσδιορίζεται το εύρος της διατομής της κοίτης στο κατασκευαστικό ύψος $H_A + H_S$. Με βάση αυτό και τη βάθος θεμελίωσης της κατασκευής στα πρανά καθορίζεται στη συνέχεια το ανάπτυγμα του φράγματος, δηλαδή το μήκος της χορδής s , οπότε γίνεται δεκτή μια τιμή του R_a , ώστε να ισχύει:

$$s \geq R_a$$

Ακολουθεί ο υπολογισμός του βέλους f από τη σχέση:

$$f = R_a - \sqrt{R_a^2 - \left(\frac{s}{2}\right)^2}$$

και ελέγχεται εάν πληρούται η σχέση:

$$\frac{f}{s} \geq 0,13$$

Εάν δεν πληρούται, επιλέγεται νέα τιμή του R_a και επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία, μέχρις ότου πληρω-

θεί η παραπάνω ανισότητα. Τέλος επιλέγεται το είδος του σκυροδέματος (B160 και μεγαλύτερο), που θα χρησιμοποιηθεί κατά την κατασκευή.

2. Υπολογίζεται το πάχος του φράγματος στα θεμέλιά του από τη σχέση:

$$D = \frac{R_a \cdot (H_A + H_S)}{0,875 \cdot \sigma_d} \quad (\text{m})$$

Η επιτρεπόμενες τάσεις (σ_d) θλίψης επιλέγονται ανάλογα με το είδος του σκυροδέματος, σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στα κεφάλαια 2.3.2. (μέρος I) και 5.2.2. Στη περίπτωση λιθοδομής (φράγματα με αισθητικό χαρακτήρα) η επιτρεπόμενη θλίψη ανέρχεται σε $7 \div 15 \text{ kg/cm}^2$ (βλέπε πίνακα 2.12., Μέρος I). Το τελικά παραδεκτό πάχος της κατασκευής (D_{π}) πρέπει να είναι μεγαλύτερο ως προς το υπολογιζόμενο (D_{ν}) με τον παραπάνω τύπο, δηλ. να ισχύει:

$$D_{\pi} > D_{\nu}$$

και παράλληλα να υπερβαίνει το ελάχιστο επιτρεπτό πάχος D_{\min} ως εξής:

$\frac{H_S + H_A}{\text{m}}$	D_{\min} (m)
< 3,0	0,40
3,0 ÷ 12,0	$0,20 + \frac{H_S + H_A}{15}$
> 12,0	1,00

3. Το πάχος της στέψης στο διάρρου D^* καθορίζεται ως εξής:

- εάν $D \geq 0,8 \div 1,0 \text{ m}$, τότε $D^* = D$
- εάν $D < 0,8 \div 1,0 \text{ m}$, τότε $D^* = 0,8 \div 1,0 \text{ m}$

με προέκταση της στέψης ή της κατασκευής γείσου.

4. Το πάχος της στέψης στα πτερύγια παίρνεται

ή:

$$D^* = D$$

Εκ περίπτωση χωριστής κατασκευής της στέψης από την ανυψωτή του φράγματος χρησιμοποιείται οπλισμός, όπως και στα φράγματα-δοκοί, ως εξής:

• κύριος οπλισμός: $5\Phi 12, \Phi 12/20$

• οπλισμός διανομής: $5\Phi 10, \Phi 10/20$

5. Ελέγχεται, κατά πόσο πληρούνται οι προϋποθέσεις, ότι:

$$D \leq 0,4 \cdot (H_A + H_S) \quad \text{και}$$

$$L \leq (6 \div 10) \cdot (H_A + H_S)$$

$$\text{όπου } b = \frac{2 \cdot R_a \cdot \pi \cdot \beta}{400} \quad \text{και} \quad \eta \mu \frac{\beta}{2} = \frac{s}{2R_a}$$

6. Μορφοποιείται το καμπύλο φράγμα σε πρόοψη, μίσση και διατομή.

7. Σε περίπτωση, που ο στατικός έλεγχος δείξει, ότι πρέπει να γίνουν διευρύνσεις στα πέρατα των τριβόμορφων λωρίδων, ο υπολογισμός του πάχους $D_{\pi 1}$ γίνεται με βάση την σχέση:

$$D_{\pi 1} = \frac{0,875 \cdot \sigma_{db}}{\sigma_{de}} \cdot D_1 \quad (\text{m})$$

το μήκος τους εκτείνεται σε $0,5 \div 1,0 \text{ m}$, η δε κλίση του εσωτερικού μετώπου τους προς τη λωρίδα γίνεται με γωνία $30^\circ \div 45^\circ$.

6.3.6. ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΣΤΑ ΚΑΜΠΥΛΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ

Ο έλεγχος της ευστάθειας στα καμπύλα φράγματα γίνεται, όπως και στη περίπτωση των φραγμάτων-δομών (βλ. κεφ. 5.3.6.). Όπου τα φράγματα αυτά θεμελιώνονται σε βραχώδη και ανθεκτικά πρανή, δεν απαιτείται έλεγχός τους ως προς τη συνθήκη ανατροπής. Για τον ίδιο λόγο δεν είναι αναγκαίος και ο έλεγχος της συνθήκης για τις διατμητικές τάσεις.

Η ευστάθεια των καμπύλων φραγμάτων ελέγχεται μόνο αναλυτικά. Γραφοστατικός έλεγχος της ευστάθειας δεν έχει αναπτυχθεί.

6.4. ΕΦΑΡΜΟΓΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΟΣ ΚΑΜΠΥΛΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

6.4.1. ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Σε κοίτη χειμαρρικού ρεύματος με τραπεζοειδή διατομή (κλίση πρανών 3/4), με ημιβραχώδη πρανή ($\sigma_{de} = 60,0 \text{ t/m}^2$), βραχώδες υπόβαθρο στον πυθμένα σε βάθος 2,0 m από την επιφάνειά του και πλάτος πυθμένα 5,5 m πρόκειται να κατασκευαστεί καμπύλο φράγμα με υπέργειο ύψος 6,5 m, ύψος διάρρου 2,0 m, πλάτος διάρρου στη βάση του 8,0 m (κλίση πρανών διάρρου 1:1), βάθος θεμελίωσης στο πυθμένα 1,5 m και στα πρανή 2,40 m και πλάτος βάσης στα θεμέλιά του 10,0 m. Τα πτερύγια θα υπερυψώνονται με κλίση 1:10. Να προσδιοριστούν οι διαστάσεις του φράγματος και να γίνει έλεγχος της ευστάθειάς του.

6.4.2. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΗΣ ΜΟΡΦΗΣ ΤΟΥ ΚΑΜΠΥΛΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

1. Προσδιορισμός της καμπυλότητας του φράγματος:

α) Η διατομή της κοίτης: δίνεται στο σχήμα 6.9.

β) Το ανάπτυγμα του φράγματος σε πρόοψη:

το οριζόντιο ανάπτυγμα της διατομής της κοίτης με ύψος $H_A + H_h = 8,5 \text{ m}$: παίρνεται από το σχέδιο και είναι 28,60 m

το οριζόντιο βάθος θεμελίωσης T_h της κατασκευής στα πρανή:

για κλίση πρανών:

$$3:4 = 0,75 \rightarrow \alpha_F = 36,870^\circ + \eta \mu 36,870 + 0,600$$

$$T_h = \frac{T}{\eta \mu \alpha_F} = \frac{2,40}{0,600} = \underline{4,00 \text{ m}}$$

το οριζόντιο ανάπτυγμα του φράγματος (αντιστοιχεί στη χορδή f του φραγματικού τόξου σε ύψος $H_A + H_s = 8,50 \text{ m}$):

$$s = 28,60 + 2 \cdot 4,00 = \underline{36,60 \text{ m}}$$

το πλάτος του πυθμένα 5,50 m

γ) Επιλογή της ακτίνας καμπυλότητας R_a :

$$R_a \leq S$$

$$R_a = \underline{30,00 \text{ m}} < s = 36,60 \text{ m}$$

δ) Έλεγχος της καμπυλότητας του φράγματος:

$$f = R_a - \sqrt{R_a^2 - \left(\frac{s}{2}\right)^2} = 30,00 - \sqrt{30,00^2 - \left(\frac{36,60}{2}\right)^2} = 6,23 \text{ m}$$

$$\frac{f}{s} = \frac{6,23}{36,60} = \underline{0,17} > 0,13$$

Ευνενπώς αποδεκτή η ακτίνα $R_a = \underline{30,00 \text{ m}}$

ε) Επιλέγεται σκυρόδεμα: B160 ($\sigma_d = 40 \text{ kg/cm}^2 = 400 \text{ t/m}^2$)

2. Το πάχος του φράγματος:

- ειδικό βάρος σκυροδέματος:

$$\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$$

- πάχος της βάσης του φράγματος:

$$D = \frac{R_a \cdot (H_A + H_S)}{0,875 \cdot \sigma_d} = \frac{30,00 \cdot (2,00 + 8,00)}{0,875 \cdot 400} = 0,86 \text{ m}$$

Παραδοχή: $D = 0,90 \text{ m}$ σε όλη τη διατομή.

- D_{\min} για $H_S + H_A = 10,0 \text{ m}$

$$D_{\min} = 0,20 + \frac{H_S + H_A}{15} = 0,20 + \frac{10}{15} = 0,87 \text{ m}$$

- έλεγχος: $D = 0,90 \text{ m} > D_{\min} = 0,87 \text{ m}$

3. Το πάχος της στέψης στο διάρρου:

Εφόσον το $D = 0,90$ βρίσκεται μεταξύ των ορίων $0,8$ + $1,0 \text{ m}$; άρα $D' = D = 0,90 \text{ m}$

4. Το πάχος της στέψης στα πτερύγια:

$$D'' = D = 0,90 \text{ m}$$

Κατασκευή πτερυγίων: ταυτόχρονα με το άνω μέρος του φράγματος. Συνεπώς: δεν απαιτείται οπλισμός.

5. Έλεγχος των προϋποθέσεων:

$$D \leq 0,4 \cdot (H_A + H_S) + 0,90 \text{ m} < 0,4 \cdot 10,00 = 4,00 \text{ m}$$

$$\eta \mu \frac{\beta}{2} = \frac{s}{2R_a} = \frac{36,00}{2 \cdot 30,00} = 0,610 + \frac{\beta}{2} = 41,766^\circ + \beta = 83,532^\circ$$

$$L = \frac{2 \cdot R_a \cdot \pi \cdot \beta}{400} = \frac{2 \cdot 30,00 \cdot 3,14 \cdot 83,532^\circ}{400} = 39,36 \text{ m}$$

$$L \leq (6 + 10) \cdot (H_A + H_S) + 39,36 < 6 \cdot 10,00 = 60,0 \text{ m}$$

6. Μορφοποίηση της διατομής του φράγματος (βλέπε και στο σχήμα 6.8):

α) Διαστάσεις του φράγματος:

= οι διαστάσεις του φράγματος στην πρόοψη (σε προβλή) δηλ. ευθύγραμμες:

$$H_A = 2,00 \text{ m}$$

$$H_B = 8,00 \text{ m}$$

$$H_A + H_B = 2,00 + 8,00 = 10,00 \text{ m}$$

$$T = 2,40 \text{ m}, T/2 = 1,20 \text{ m}, T_h = 4,00 \text{ m},$$

$$T_h/2 = 2,00 \text{ m}$$

$$B' = 10,00 \text{ m}$$

$$b' = B' - 2 \cdot \frac{T_h}{2} = B' - T_h = 10,00 - 4,00 = 6,00 \text{ m}$$

= οι διαστάσεις του φράγματος στην κάτοψη, δηλαδή καμπύλες:

$$A = 8,00 \text{ m}$$

$$L = 60,00 \text{ m}$$

β) Μετατροπή των ευθύγραμμων μεγεθών των διαστάσεων του φράγματος σε καμπύλες:

= υπολογισμός των γωνιών:

$$\eta \mu \frac{\beta}{2} = 0,610$$

$$\text{το } \epsilon \frac{\beta^{++}}{2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{A}{R_a} = \frac{8,00}{2 \cdot 30,00} = 0,133$$

$$+ \frac{\beta^{++}}{2} = 8,492^\circ \rightarrow \beta^{++} = 16,984^\circ$$

$$+ \eta \mu \frac{\beta^{++}}{2} = 0,133$$

$$\eta \mu \frac{\beta_B}{2} = \frac{B^-}{2 \cdot R_a} = \frac{10,00}{2 \cdot 30,00} = 0,167$$

$$\rightarrow \frac{\beta_B}{2} = 10,660^g \rightarrow \beta_B = 21,320^g$$

$$\eta \mu \frac{\beta^+}{2} = \frac{b^-}{2 \cdot R_a} = \frac{6,00}{2 \cdot 30,00} = 0,100$$

$$\rightarrow \frac{\beta^+}{2} = 6,377^g \rightarrow \beta^+ = 12,754^g$$

- υπολογισμός των καμπύλων μεγεθών των διαστάσεων:

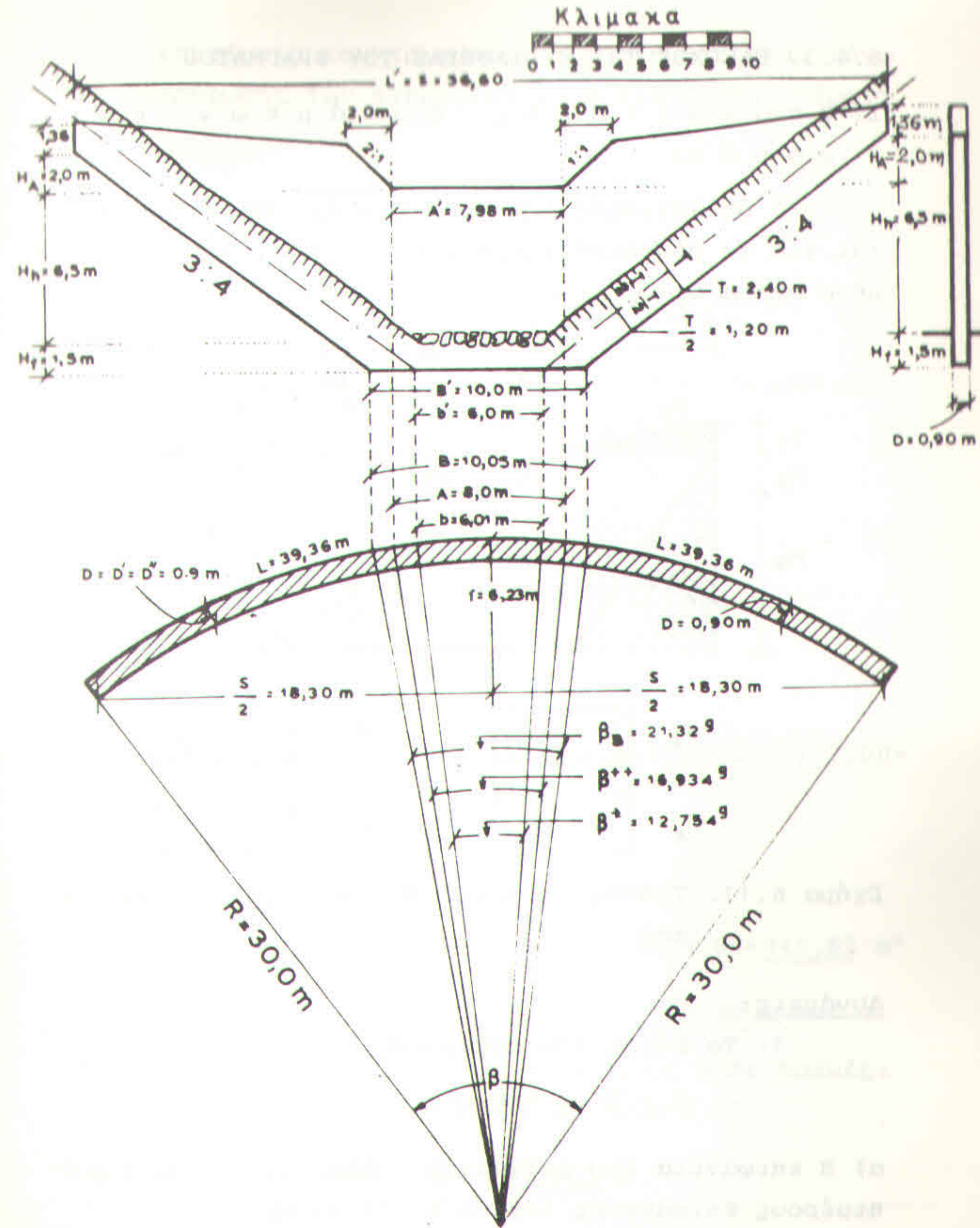
$$b = \frac{2 \cdot R_a \cdot \pi \cdot \beta^+}{400} = \frac{2 \cdot 30,00 \cdot \pi \cdot 12,754^g}{400} = 6,01 \text{ m}$$

$$B = \frac{2 \cdot R_a \cdot \pi \cdot \beta_B}{400} = \frac{2 \cdot 30,00 \cdot \pi \cdot 21,320^g}{400} = 10,05 \text{ m}$$

- υπολογισμός των ευθύγραμμων μεγεθών των διαστάσεων:

$$A^- = 2 \cdot R \cdot \eta \mu \frac{\beta^{++}}{2} = 2 \cdot 30,00 \cdot 0,133 = 7,98 \text{ m}$$

Με βάση τα παραπάνω και σύμφωνα με τα δεδομένα του κεφαλαίου 6.3.3. μορφοποιείται η διατομή, η οποία και παρέχεται στο σχήμα 6.10.

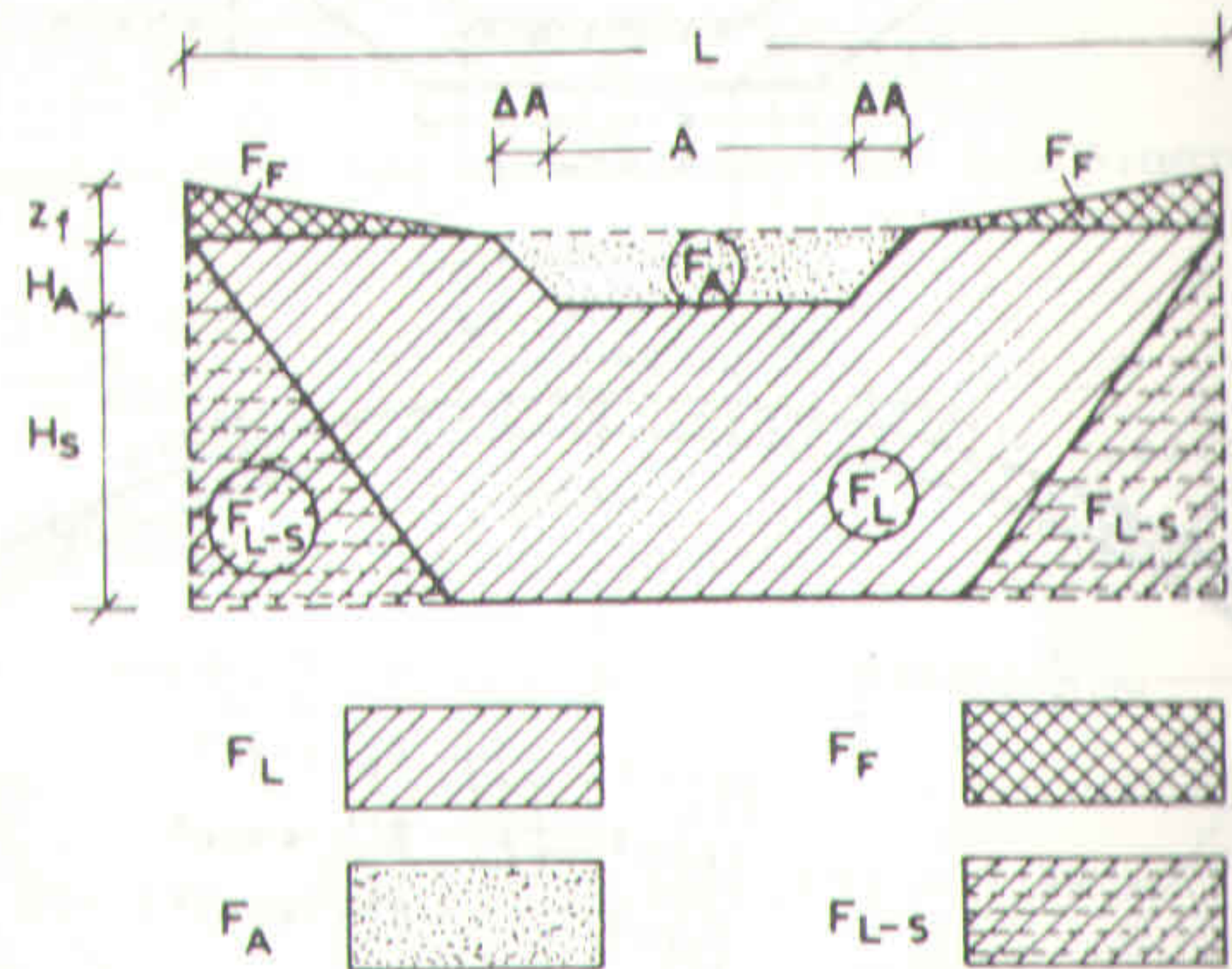


Σχήμα 6.10. Πρόοψη, κάτοψη και τομή του καμπύλου φράγματος

6.4.3. ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

I. Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών:

Ο υπολογισμός των δυνάμεων και των ροπών γίνεται για τη συνολική κατασκευή και σύμφωνα με το επόμενο σχήμα 6.11.



Σχήμα 6.11. Τρόπος υπολογισμού του όγκου του φράγματος

Δυνάμεις:

1. Το βάρος του φράγματος:

$$G = V \cdot \gamma_D = F \cdot D \cdot \gamma_W$$

α) Η επιφάνεια του φράγματος υπολογίζεται από τις επιμέρους επιφάνειες (σχήμα 6.11) ως εξής:

- επιφάνεια του θεωρητικού ορθογωνίου με πλάτος

L: $F_L = L \cdot (H_A + H_S) = 39,36 \cdot 10,00 = 393,60 \text{ m}^2$

$$F_L = L \cdot (H_A + H_S) = 39,36 \cdot 10,00 = 393,60 \text{ m}^2$$

επιφάνεια του τριγώνου, που σχηματίζεται λόγω της υπερύψωσης των πτερυγίων κατά 1,5 m στα πέρατά τους:

$$F_F = F_{FA} + F_{FB} = 2 \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{L}{2} - \frac{A}{2} - \Delta A \right) \cdot z_F =$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{39,36}{2} - \frac{8,00}{2} - 2,00 \right) \cdot 1,36 = 18,60 \text{ m}^2$$

β) Διαφορά μεταξύ των επιφανειών του θεωρητικού ορθογωνίου και του τραπεζίου του φράγματος:

$$F_{(L-B)} = \frac{1}{2} \cdot 2 \left(\frac{L}{2} - \frac{B}{2} \right) \cdot (H_S + H_A) =$$

$$= \frac{2}{2} \cdot \left(\frac{39,36}{2} - \frac{10,05}{2} \right) \cdot 10,00 = 146,55 \text{ m}^2$$

γ) επιφάνεια του διάρρου F_A :

$$F_A = \frac{A + (A + 2\Delta A)}{2} \cdot H_A = (A + \Delta A) \cdot H_A = (8,00 + 2,00) \cdot 2,00 =$$

$$= 20,00 \text{ m}^2$$

Ευνενπώς ισχύει:

$$F = F_L + F_F - F_{(L-B)} - F_A = 393,60 + 18,60 - 146,55 - 20,00 = 245,65 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{πρην}} = F \cdot D \cdot \gamma_D = 245,65 \cdot 0,90 \cdot 2,40 = 530,60 \text{ t}$$

2. Η ορθή δύναμη N του βάρους σε κάθε πρηνές: κλίση πρηνών 3:4 ή $\alpha = 36,87^\circ \rightarrow \sigma_{\text{να}} = 0,800$

$$N = \frac{1}{2} \cdot \frac{G}{\sigma_{\text{να}}} = \frac{530,60}{2 \cdot 0,800} = 331,63 \text{ t}$$

3. Η υδροστατική δύναμη P_h στο φράγμα (βλ. κεφ 2.2.1.2.):

$$P_{h1} = \gamma_w \cdot \left[R_a \cdot (H_A + H_s)^2 \cdot \eta \mu \frac{\beta^+}{2} - R_a \cdot H_A^2 \cdot \eta \mu \frac{\beta^{++}}{2} \right] =$$

$$= 1,00 \cdot \left[30,00 \cdot (8,00 + 2,00)^2 \cdot 0,100 - 30,00 \cdot 2,00^2 \cdot 0,133 \right] = \underline{284,04 \text{ t}}$$

$$R_{h2} = \gamma_w \cdot \left[\frac{1}{6} \cdot R_a \cdot (H_A + H_s)^2 \cdot (\eta \mu \frac{\beta}{2} - \eta \mu \frac{\beta^+}{2}) \right] =$$

$$= 1,00 \cdot \left[\frac{1}{6} \cdot 30,00 \cdot (8,00 + 2,00)^2 \cdot (0,610 - 0,100) \right] =$$

$$= \underline{255,00 \text{ t}}$$

$$P_h = R_{h1} + 2 \cdot R_{h2} = 284,04 + 2 \cdot 255,00 = \underline{794,04 \text{ t}}$$

4. Η υδροστατική δύναμη στα πτερύγια P_{hp} :

$$P_{hp} = \frac{1}{2} \cdot H_A^2 \cdot \gamma_w \cdot (L - A - 2 \cdot \frac{H_A}{2}) = \frac{1}{2} \cdot 2,00^2 \cdot (39,36 - 8,00 - 2 \cdot \frac{2,00}{2}) =$$

$$= \underline{58,72 \text{ t}}$$

5. Η ενεργός ώθηση των γαιών E_a :

- συντελεστής K_{ah} οριζόντιας, ενεργού γεωώθησης:

$$K_{ah} = \epsilon \phi^2 (45 - \frac{\phi}{2}) = \epsilon \phi^2 (45 - \frac{37}{2}) = \underline{0,249}$$

- οριζόντια ενεργός γεωπίεση e_{ah} ως προς την αντίστοιχη υδροστατική πίεση P_h :

$$e_{ah} = K_{ah} \cdot \gamma_e \cdot (H_A + H_s) = K_{ah} \cdot \gamma_e \cdot P_h$$

$$u = \frac{e_{ah}}{P_h} = K_{ah} \cdot \gamma_e = 0,249 \cdot 2,0 = \underline{0,498}$$

συνολική, οριζόντια ενεργός, ώθηση γαιών:

$$E_{ah1} = u \cdot P_{h1} = 0,498 \cdot 284,04 = \underline{141,45 \text{ t}}$$

$$E_{ah2} = u \cdot P_{h2} = 0,498 \cdot 255,00 = \underline{126,99 \text{ t}}$$

$$E_{ah} = u \cdot P_h = 0,498 \cdot 794,04 = \underline{395,43 \text{ t}}$$

ενεργός ώθηση γαιών στα πτερύγια:

$$E_{ahp} = u \cdot P_{hp} = 0,498 \cdot 58,72 = \underline{29,24 \text{ t}}$$

6. Η αντίσταση των πρανών W_F :

(από διάγραμμα του σχ. 2.41)

$$E_p \text{ (για } H_A + H_B + 1,63 = 11,36 \text{ m και } T = 2,40 \text{ m)} = \underline{745,00 \text{ t}}$$

$$R = \sigma \cdot \frac{\epsilon \phi \phi}{\sigma \nu \alpha} = 535,00 \cdot \frac{\epsilon \phi 37,000}{\sigma \nu \alpha 36,870} = \underline{503,94 \text{ t}}$$

(στα δύο πρανή)

$$W_F = E_p + R = 745,00 + 503,94 = \underline{1248,94 \text{ t}}$$

II. Έλεγχος των συνθηκών ευστάθειας:

1. Συνθήκη μη ανατροπής:

Δεν απαιτείται έλεγχος για κανονική, όσο και για καθιστροφική φόρτιση.

2. Συνθήκη διατμητικών τάσεων:

Δεν απαιτείται έλεγχος.

3. Συνθήκη ολίσθησης:

α) Κανονική φόρτιση:

• φορτία: P_h

- αντιστάσεις: $(E_p + R)$

$$n_G = \frac{\Sigma K_w}{\Sigma K_t} = \frac{(E_p + R)}{P_h} = \frac{1248,94}{794,04} = 1,57 > 1,3$$

β) Καταστροφική φόρτιση:

- φορτία: P_{hp}, E_{ah}
- αντιστάσεις: R, G

$$n_G = \frac{\Sigma K_w}{\Sigma K_t} = \frac{R}{E_{ah} + P_{hp} - E_{ahp}} = \frac{503,94}{395,43 + 58,72 - 29,24} = 1,19 < 1,3$$

Η συνθήκη δεν πληρούται! Επιβάλλεται η κατασκευή παράλληλων τοίχων στα πρανή ή και προφράγματος στα κάτω ταντη της κατασκευής.

4. Συνθήκη βύθισης:

α) Συνθήκη οριζόντιας θλίψης στα πέρατα του φράγματος:

- παραδοχή: θεωρείται, ότι το φράγμα αποτελείται από 5 λωρίδες με ύψος 2,0 m (την πρώτη λωρίδα αποτελούν τα πτερύγια)
- υπολογισμός του πάχους του φράγματος σε κάθε λωρίδα:

$$D_i = \frac{R_a \cdot (H_A + H_{Si})}{0,875 \cdot \sigma_d} = \frac{30,00}{0,875 \cdot 400} \cdot (H_A + H_{Si}) = 0,0857 \cdot (H_A + H_{Si})$$

όπου το H_{Si} : παίρνεται στο μέσο της κάθε λωρίδας

- υπολογισμός του πάχους των περάτων κάθε λωρίδας (για D_i , που δίνεται από τον άνω τύπο) ως εξής:

$$D_{pi} = \frac{0,875 \cdot \sigma_{db}}{\sigma_{de}} \cdot D_i = \frac{0,875 \cdot 4,00}{60,0} \cdot D_i = 5,83 \cdot D_i \quad (m)$$

παι σύγκριση του D_{pi} προς το D του φράγματος, οπότε συμπληρώνεται το επόμενο πινάκιο:

Λωρίδες (με ύψος 2,0m)	$H_A + H_{Si}$ (m)	D_i (m)	D_{pi} (m)	παραδεικτό D_{pi} (m)
(1)	1,00	0,09	0,52 < 0,90	0,90
(2)	3,00	0,26	1,52 > 0,90	1,52
(3)	5,00	0,43	2,51 > 0,90	2,51
(4)	7,00	0,60	3,50 > 0,90	3,50
(5)	9,00	0,77	4,49 > 0,90	4,49

Από αυτό προκύπτει, ότι στα πέρατα του φράγματος μόνο η πρώτη λωρίδα (πτερύγια) έχει επαρκές πάχος. Στις επόμενες λωρίδες πρέπει να αυξηθεί το πάχος των περάτων σύμφωνα με τα δεδομένα του πινακίου.

β) Συνθήκη βύθισης στα πρανή:

(δεν παίρνεται υπόψη η διεύρυνση των περάτων)

• υπολογισμός της επιφάνειας έδρασης του φράγματος στα πρανή:

• ύψος της επιφάνειας έδρασης του φράγματος και στα δύο πρανή: 17,10 m

• πάχος της επιφάνειας έδρασης: 0,90 m (δηλ. όσο το πάχος του φράγματος)

• εμβαδόν της συνολικής επιφάνειας έδρασης:

$$F_p = 17,70 \cdot 0,90 = 15,93 \text{ m}^2$$

• ορθή δύναμη του βάρους στα πρανή:

$$N = 331,63 \text{ t}$$

- υπολογισμός της θλιπτικής τάσης του φράγματος σε κάθε πρανές:

$$\sigma_m = \frac{N}{F_F} = \frac{331,63}{15,93} = 20,82 \text{ t/m}^2 < \sigma_{de} = 60 \text{ t/m}^2$$

γ) Έλεγχος υδραυλικής θραύσης:

$$i_v = \frac{\Delta H}{S_v} = \frac{H_h}{H_f + D + H_f} = \frac{6,50}{1,50 + 0,90 + 1,50} = 1,67$$

$$n_g = \frac{i_k}{i_v} = \frac{1,17}{1,67} = 0,70 < 1,2$$

Η συνθήκη δεν πληρούται! Για να πληρωθεί πρέπει

$$\frac{i_k}{i_v} = 1,20 \rightarrow i_v = \frac{i_k}{1,2} = \frac{1,17}{1,2} = 0,975$$

$$\text{άρα: } \frac{\Delta H}{S_v} = 0,975 \rightarrow S_v = \frac{\Delta H}{0,975} = \frac{6,50}{0,975} = 6,67 \text{ m}$$

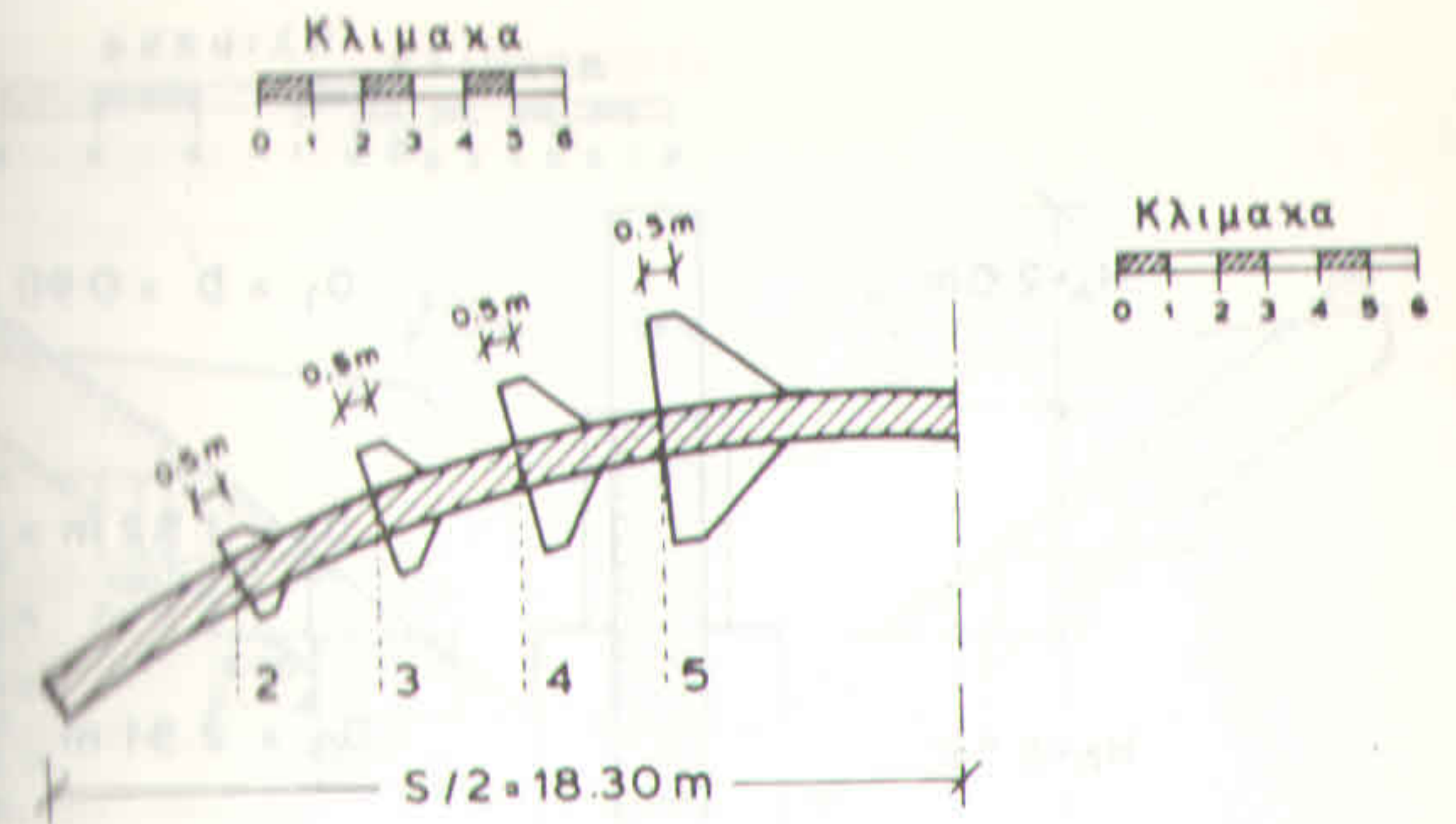
$$S_v = 2H_f + D = 6,67 \text{ m} \rightarrow H_f = \frac{6,67 - 0,90}{2} = 2,89 \text{ m}$$

Ευνεπώς απαιτείται βάθος θεμελίωσης 2,89 m. Άρα αρκεί να θεμελιωθεί το φράγμα πάνω στο βραχώδες υπόβαθρο του πυθμένα σε βάθος 2,10 m (καθαρισμός επιφάνειας βράχου σε βάθος 0,10 m).

5. Τελική μορφοποίηση του φράγματος με βάση τον έλεγχο της ευστάθειας:

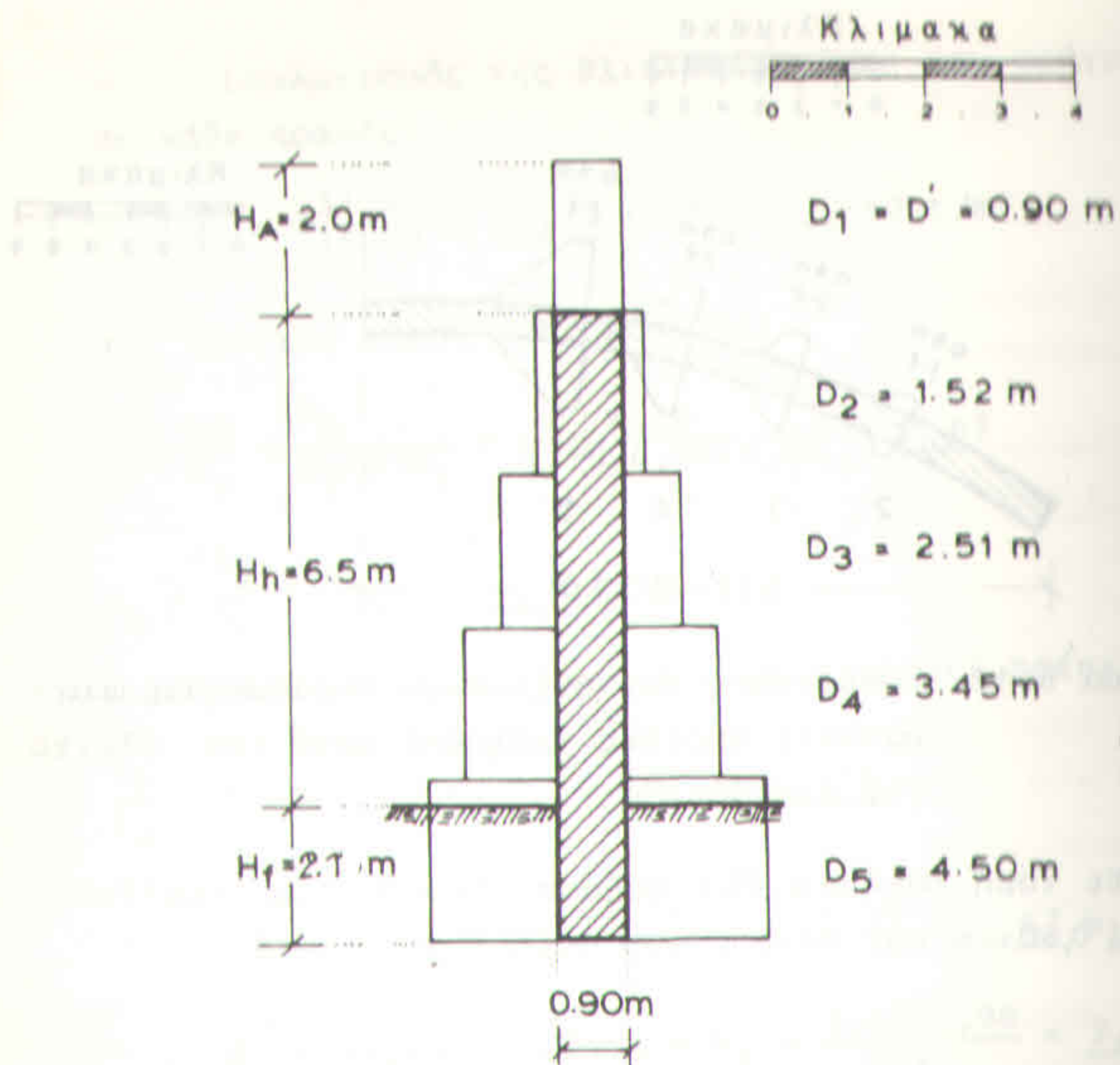
α) Σε κάτοψη (σχήμα 6.12) διαμόρφωση περάτων στις λωρίδες του φράγματος ως εξής:

- πάχος περάτων D_{ip} σύμφωνα με το πινάκιο (βλ. 4.1. συνθήκη οριζόντιας θεμελίωσης)
- μήκος αύξησης: 0,5 m
- κλίση του πέρατος προς το εσωτερικό της λωρίδας: 1:1.



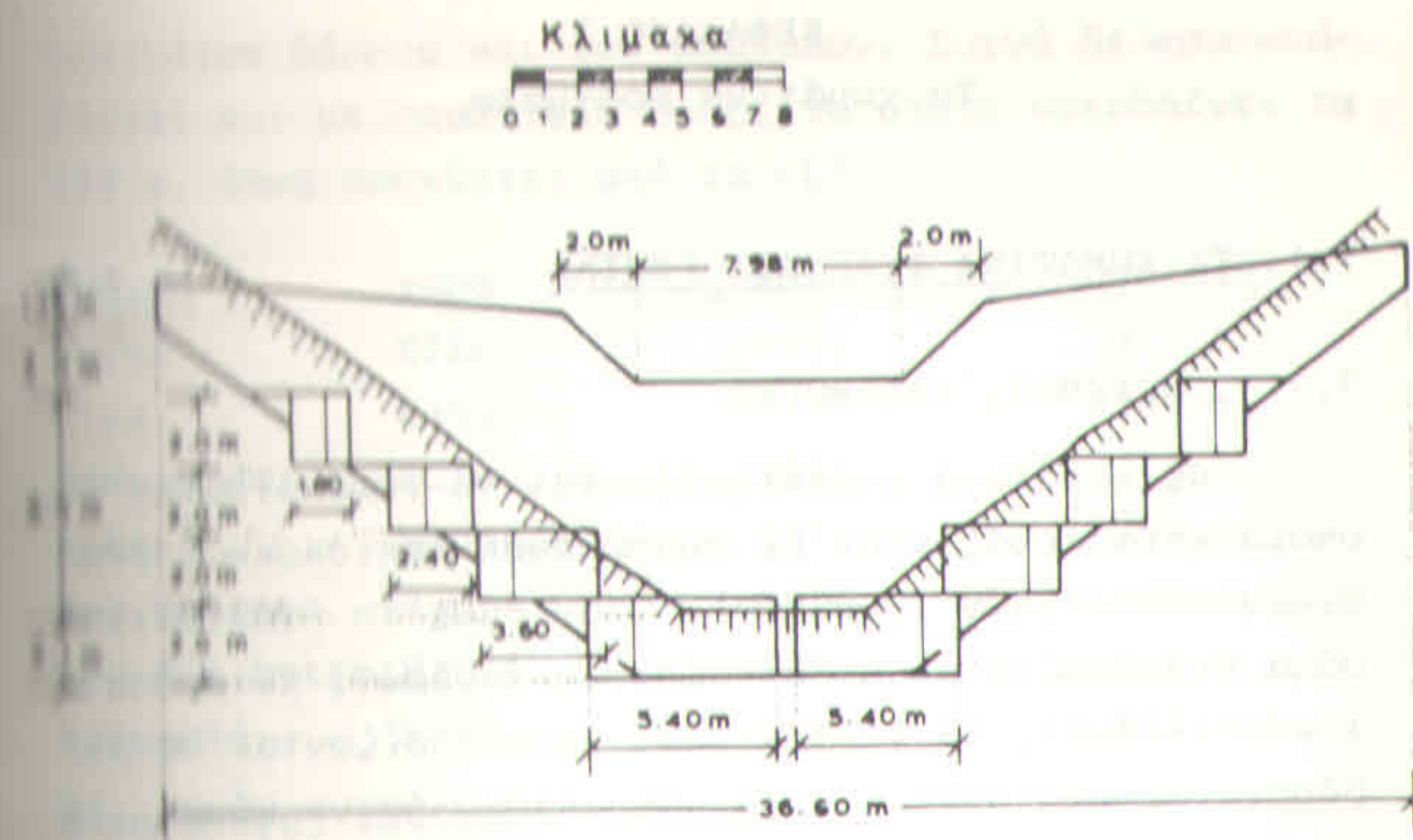
Σχήμα 6.12. Διαμόρφωση των αυξημένων περάτων στις φραγματικές λωρίδες (κάτοψη) μετά τον έλεγχο της ευστάθειας

β) Σε τομή (σχήμα 6.13.): αύξηση του βάθους θεμελίωσης κατά 0,90 m και διαμόρφωση αυξημένων περάτων.

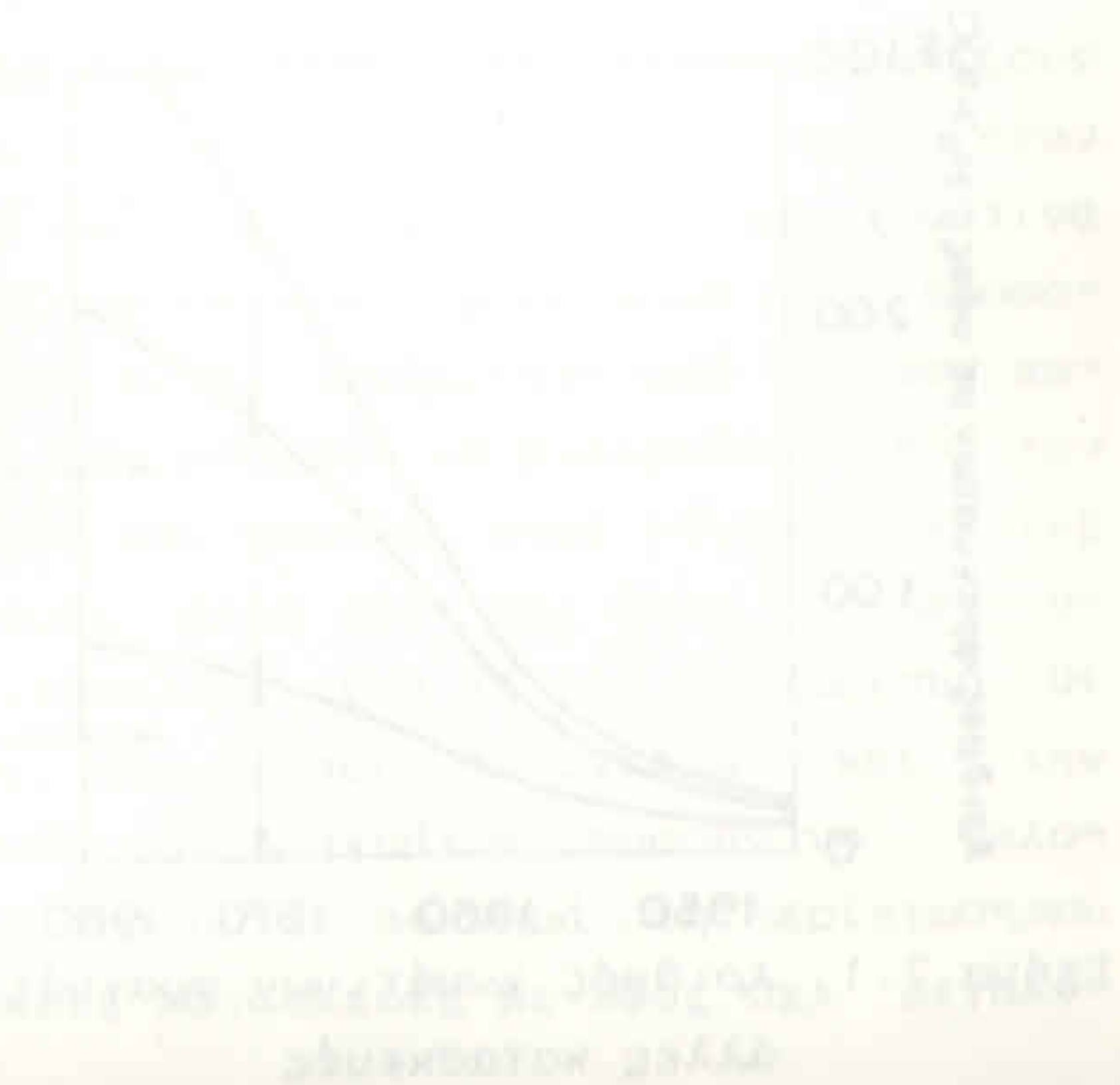


Σχήμα 6.13. Τομή του φράγματος και παράσταση των αυξημένων περάτων του μετά τον έλεγχο της ευστάθειας

γ) Σε πρόοψη (σχήμα 6.14), αύξηση του βάθους θεμελίωσης κατά 0,60 m και διαμόρφωση των αυξημένων περάτων.



Σχήμα 6.14. Πρόοψη του καμπύλου φράγματος μετά τον έλεγχο της ευστάθειας του



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

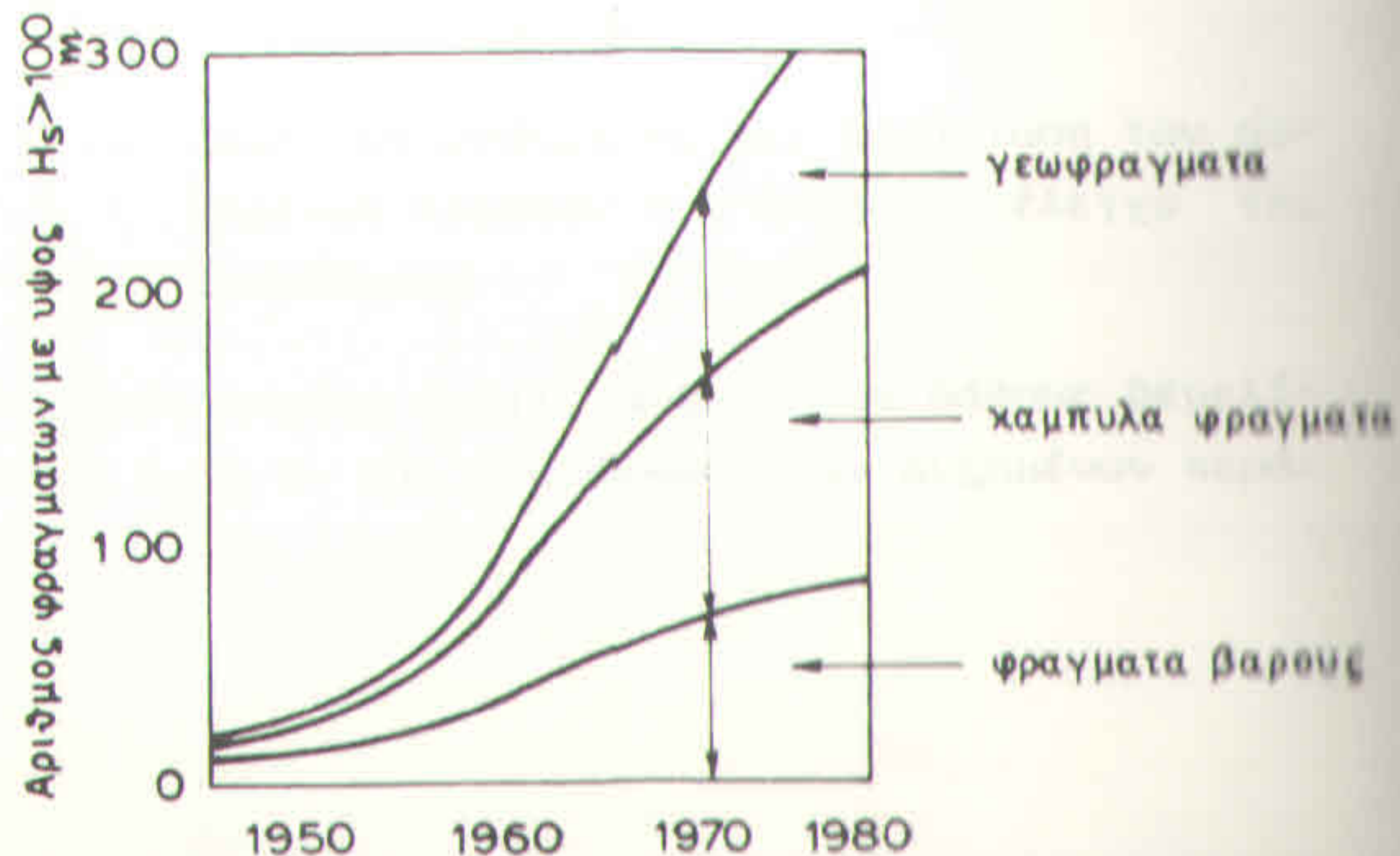
Τα χωμάτινα φράγματα

7.1. ΤΑ ΧΩΜΑΤΙΝΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΓΕΝΙΚΑ

7.1.1. ΟΡΙΣΜΟΙ, ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ

Ως χωμάτινα χαρακτηρίζονται τα γεωφράγματα, τα οποία κατασκευάζονται με συσσώρευση λεπτόκοκκων εδαφικών συστατικών (χωμάτων). Όταν όμως το φραγματικό σώμα διαμορφώνεται με συσσώρευση χονδρών, πετρωδών υλικών (λίθων), τα γεωφράγματα χαρακτηρίζονται ως λιθόριπτα. Στη συνέχεια θα μας απασχολήσουν μόνο τα χωμάτινα φράγματα.

Οι χωμάτινες φραγματικές κατασκευές βρίσκουν ιδιαίτερη εφαρμογή κατά τα τελευταία χρόνια ιδίως στη ίδρυση ταμιευτήρων νερού. Όπως δείχνει το σχήμα 7.1, τα χωμάτινα φράγματα προτιμώνται πλέον έναντι των



Σχήμα 7.1. Αριθμός χωμάτινων φραγμάτων σε σχέση με άλλες κατασκευές

καμπυλωτών βάρους και των καμπύλων. Συχνά δε κατασκευάζονται και με σημαντικό ύψος, το οποίο υπερβαίνει τα 300 m, όπως προκύπτει από τα εξής:

Φράγμα	Χώρα	έτος κατασκευής	ύψος (m)
Μιτσόκ	ΕΣΣΔ	1977	317 m
Μίσα	Καναδάς	1973	242 m
Εμποβαίδα	Κολομβία	1975	237 m
Κοβαν	Τουρκία	1974	207 m
Ντεν Μόισον	Η.Π.Α	1974	190 m
Ντεν Βοσ Ρετρο	Η.Π.Α	1971	178 m
Επιμαστά	Ελλάς	1965	165 m

Η κατασκευή των χωμάτινων φραγμάτων, η οποία στηρίζεται στην μηχανική και υδραυλική συμπεριφορά των εδαφικών συστατικών, που συγκροτούν το σώμα τους, διευκολύνθηκε πολύ από τις μεγάλες προόδους, που σημείωσε η εδαφομηχανική κατά τις τελευταίες 10ετίες.

Σε αντίθεση με τις συμπαγείς κατασκευές (φράγματα από σκυρόδεμα ή λιθοδομή), οι οποίες εμφανίζουν προβλήματα θλιπτικών τάσεων στο εσωτερικό τους, όταν το κατασκευαστικό ύψος υπερβεί τα 30 m, τα χωμάτινα φράγματα παρουσιάζουν ενιαία συμπεριφορά από εδαφομηχανική άποψη, που είναι ανεξάρτητη από το ύψος κατασκευής. Συνεπώς δεν μπορούν να διακριθούν από την άποψη αυτή σε υψηλά και χαμηλά, όπως γίνεται με τις συμπαγείς κατασκευές. Αλλά ούτε και άλλο κριτήριο υπάρχει, που να διευκολύνει ένα τέτοιο διαχωρισμό. Οι προδιαγραφές όπως, που διέπουν τη σχεδίαση και την κατασκευή των χωμάτινων φραγμάτων μπορούν να απλοποιηθούν ή να μη τηρούνται αυστηρά στη περίπτωση, που πρόκειται για μικρές κατασκευές με ύψος όχι μεγαλύτερο των 10 m.

Ανάλογα με τη συγκρότησή τους από άποψη υλικών δομής τα χωμάτινα φράγματα διακρίνονται σε ομοιογενή και ανοιμοιογενή ή διαρθρωμένα. Προτιμούνται τα διαρθρωμένα φράγματα, επειδή μορφοποιούνται με το μικρότερο κατασκευαστικό όγκο.

Τα χωμάτινα φράγματα πλεονεκτούν σε σχέση με τις λοιπές συμπαγείς φραγματικές κατασκευές ως προς τα εξής:

- κατασκευάζονται γρήγορα από επιτόπια υλικά
- επισκευάζονται εύκολα σε περίπτωση βλάβης και
- προσαρμόζονται καλύτερα στο περιβάλλον.

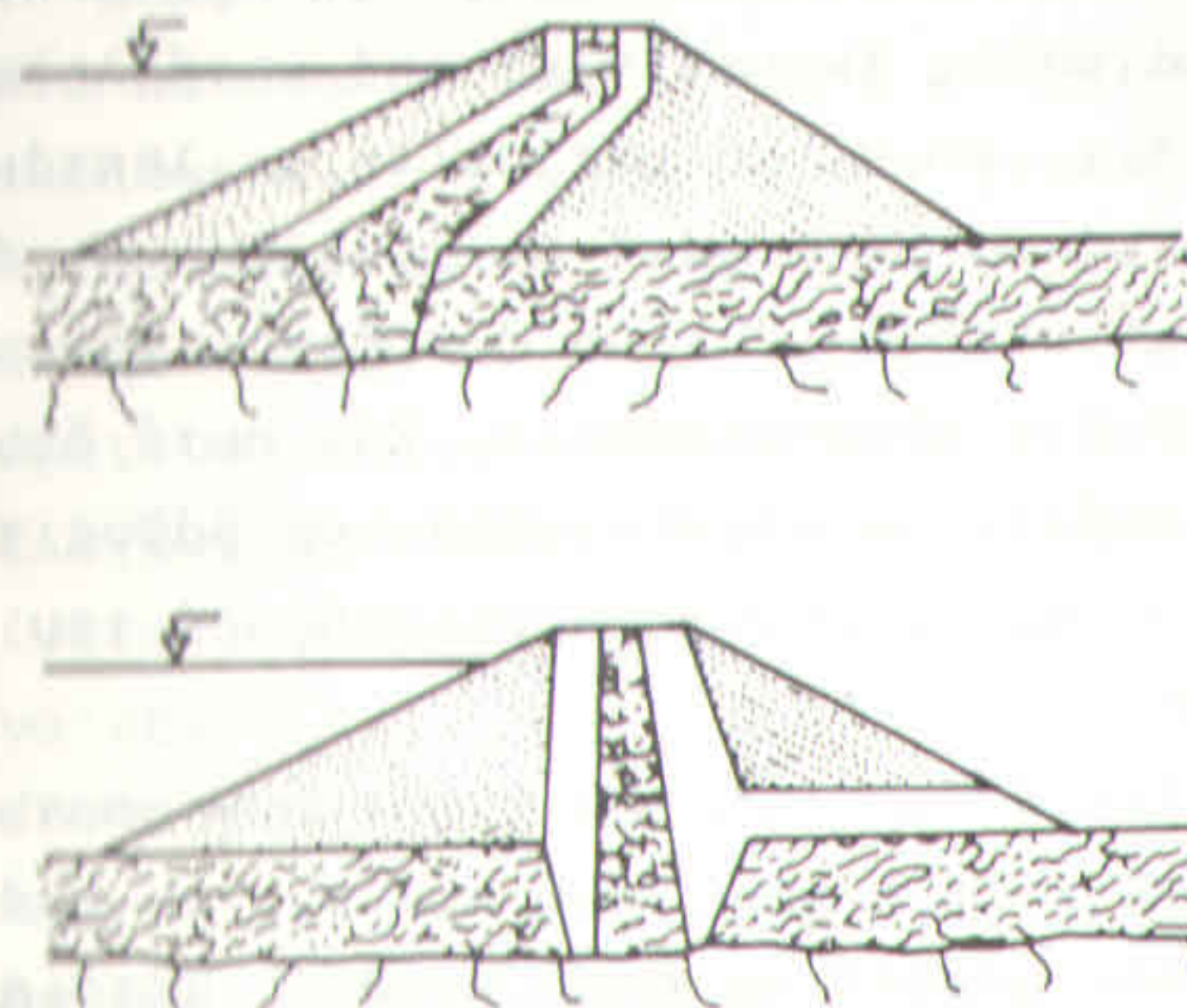
Ιδρύονται σε θέσεις, γύρω από τις οποίες υπάρχουν σε επάρκεια τα κατάλληλα εδαφικά υλικά, τα οποία όμως πρέπει να είναι εύκολα απολήψιμα με μικρό κόστολόγιο, καθώς και σε θέσεις με γεωυποθέματα, τα οποία αποκλείουν από την αρχή την κατασκευή συμπαγών φραγμάτων.

7.1.2. ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΓΝΩΡΙΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΧΩΜΑΤΙΝΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Λόγω της υδατοδιαπερατότητας των εδαφικών υλικών υπάρχει ο κίνδυνος να διαπεραστεί το φραγματικό σώμα από τα νερά, που διεισδύουν στο άνω μέτωπό του, οπότε κινδυνεύει να καταρρεύσει η κατασκευή από τις υδροστατικές πιέσεις και τις διαβρώσεις, που προκαλούνται στο εσωτερικό της. Η πορεία της στάθμης του νερού στο εσωτερικό του χωματοφράγματος και το ύψος της επιφάνειας εκροής στο κάτω μέρος του υπολογίζονται σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο Μέρος I. Οι παραπάνω κίνδυνοι αποτρέπονται είτε με τη διαμόρφωση φραγματικής βάσης με πάχος τόσο μεγάλο, που να μη μπορεί να διαπεραστεί από το νερό, είτε με τη κατασκευή

στεγανού δηλ. αδιαπέρατου - για την ακρίβεια δυσδιαπέρατου - πυρήνα στο άνω μέτωπο ή στο εσωτερικό του φράγματος, που να εμποδίζει την διέλευση του νερού. Κατά κανόνα προτιμάται η δεύτερη μέθοδος (σχήμα 7.2), η οποία οδηγεί και σε οικονομικότερες διατομές.

Η κατασκευή ενός πυρήνα γίνεται συνήθως με αρ-



Σχήμα 7.2. Χωμάτινο φράγμα με αδιαπέρατο πυρήνα και φίλτρα

γίλλινο υλικό. Για την καλή εσωτερική στράγγιση του φραγματικού κορμού κατασκευάζονται κατάλληλα φίλτρα στο χώρο του και ιδίως: στις δυο πλευρές του στεγανού πυρήνα, στο επίπεδο της θεμελίωσης και στον κατόπτη πόδα (ποδόφιλτρο) της κατασκευής (σχ. 7.2.).

Η ταχεία εκκένωση της δεξαμενής (του ταμιευτήρα) σε περιπτώσεις ανάγκης, εξασφαλίζεται με την βοήθεια ενός εκκενωτή ασφαλείας, ο οποίος διασχίζει τον φραγματικό κορμό σε ύψος τουλάχιστον 1,0 ÷ 2,0 m από το βαθύτερο σημείο του.

Οι χωμάτινοι ταμιευτήρες δεν απαιτούν ιδιαίτερη θεμελίωση. Κατά κανόνα εδράζονται στο φυσικό έδαφος

μετά την απομάκρυνση του επιφανειακού, χαλαρού στρώματος εδάφους, καθώς και της παρεδαφιαίας βλάστησης, μαζί με τις υπάρχουσες ρίζες.

Για να αποφεύγεται ο κίνδυνος της υπόγειας διαρροής νερού κάτω από την επιφάνεια θεμελίωσης του χωματοφράγματος, πρέπει να αδιαπερατοποιείται ο χώρος ταμίευσης. Αυτό πετυχαίνεται με την κατασκευή υπεδάφιου διαφράγματος (κουρτίνας) από κατάλληλα υλικά, όπως είναι π.χ. το μίγμα μπετονίτη με λεπτόκοκκα αδρανή ή το μίγμα μπερονίτη με άργιλλο και άμμο κ.λ.π. Το διάφραγμα επιδιώκεται να συνδέεται και με τα αδιάπερατα υπόγεια εδαφοστρώματα. Εάν αυτό δεν είναι δυνατό, συνιστάται να επεκτείνεται σε βάθος τόσο, ώστε να μην είναι πλέον δυνατή η υπερπήδησή του από το υπόγειο νερό.

Για την κατασκευή των χωμάτινων φραγμάτων χρησιμοποιείται κάθε υλικό, που προέρχεται από χαλαρά πετρώματα και μπορεί να συμπυκνωθεί. Τέτοια υλικά πρέπει να είναι απαλλαγμένα από οργανικά και ιδίως από διογκωτικά συστατικά. Γι' αυτό δεν πρέπει να γίνεται χρήση αργιλλικών πετρωμάτων, μαργών και ιδίως αργιλλικών σχιστολίθων, των οποίων τα υλικά, επειδή είναι πλούσια σε αργιλλικά συστατικά, εμφανίζουν έντονη διόγκωση. Συνιστώνται τα χαλαρά πετρώματα - ιδίως από μικτούς κόκκους - τα οποία συγκροτούνται από άμμο άργιλλο, χάλικες, λίθους κ.λ.π. Το μέγεθος των κόκκων, που χρησιμοποιούνται ως συστατικά δομής, εξαρτάται από τον τρόπο κατασκευής του φράγματος και από τη διάταξη του υλικού στο χώρο.

Η διατομή των μεγάλων φραγμάτων αποκτά κατά κανόνα μορφή αλληλεπικαθήμενων τραπεζίων. Το σχήμα της προσδιορίζεται από το τρόπο διαμόρφωσης των πρανών, ο

οποίες εξαρτάται από τη φυσική γωνία κλίσης τους, -αλλά και με το είδος των χρησιμοποιούμενων υλικών- καθώς και από την ευστάθειά τους στις διάφορες συνθήκες φόρτισης και αποφόρτισης της κατασκευής. Η διαπερατότητα των γεωυλικών δομής και ιδίως η παρουσία και η θέση στο χώρο του στεγανού πυρήνα επηρεάζουν σημαντικά τη μορφή του φράγματος. Στα πρανή διαμορφώνονται κατά κανόνα δρόμοι (ένας ή περισσότεροι), ώστε να διευκολύνεται η συντήρηση των γεωμαζών καθώς και η περιποίηση των φυτών, που χρησιμοποιούνται για τη σταθεροποίησή τους.

Τα χωμάτινα φράγματα θεωρούνται γενικά, ότι ευσταθούν. Έλεγχος από άποψη ανατροπής, εφελκυσμού κ. λ.π. δεν γίνεται. Ο στατικός έλεγχός τους περιορίζεται στο να εξετάζει:

- την ευστάθεια των πρανών
- την πορεία των γραμμών ροής του νερού στο εσωτερικό του φραγματικού σώματος
- την αντοχή του γεωυποθέματος σε θλίψη και (σπανιότερα, σε μεγάλες κατασκευές)
- την ευστάθεια της κατασκευής από άποψη ολίσθησης.

Οι χωμάτινες κατασκευές συνιστάται να κατασκευάζονται υπερυψωμένες κατά 5 ÷ 10 % ως προς τις προβλεπόμενες διαστάσεις τους λόγω της κατακάθησης του γεωυλικού, που επακολουθεί με την πάροδο του χρόνου. Τέλος στους ταμιευτήρες συνιστάται να υπερυψώνεται η στέψη κατά 1,0 m τουλάχιστο πάνω από τη στάθμη του νερού, ώστε να μην μαλακώνουν τα υλικά από το νερό του κυματισμού σε περίπτωση πνοής ανέμου.

7.2. ΟΙ ΧΩΜΑΤΙΝΟΙ ΕΚΧΕΙΛΙΣΤΕΣ ΣΤΙΣ ΔΙΕΥΘΕΤΗΣΕΙΣ ΧΕΙΜΑΡΡΩΝ

7.2.1. ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ ΚΑΙ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ

Τα χωμάτινα φράγματα προσφέρονται ιδιαίτερα για την δημιουργία ταμιευτήρων νερού. Δεν είναι κατάλληλα όμως για την ίδρυση εκχειλιστών για τους ακόλουθους λόγους:

- η στέψη και τα μέτωπά τους διαβρώνονται από τα νερά του ρεύματος και καταστρέφονται από τα φερτά υλικά, που αυτά μεταφέρουν και
- δεν θεμελιώνονται επαρκώς, γι' αυτό και κινδυνεύουν από υποσκαφές.

Για τους παραπάνω λόγους πρέπει να αποφεύγεται η κατασκευή των χωμάτινων φραγμάτων ως εκχειλιστών σε διευθετήσεις ποταμών και χειμάρρων. Όπου, πάντως πρέπει να κατασκευάζονται, επιβάλλεται να επενδύεται η επιφάνεια του διάρρου και του κατάντη μετώπου τους με λίθους ή σκυρόδεμα. Τέτοιες επενδύσεις όμως καταστρέφονται σύντομα από τις παραμορφώσεις (καθιζήσεις), που υφίσταται το υποκείμενο γεωύλικό και από τη κρουστική δύναμη του νερού και των μεταφερόμενων υλικών. Εκτός αυτού οι χωμάτινοι εκχειλιστές απαιτούν και ειδικές διατάξεις για την προστασία τους από την υποσκαφή.

Για όλους του παραπάνω λόγους συνιστάται να αποφεύγονται γενικά τα χωμάτινα φράγματα στις διευθετήσεις ορεινών υδάτων. Κατεξαίρεση μπορούν να χρησιμοποιούνται για την ίδρυση μικρού ύψους χωματοκατασκευών μόνο στις εξής περιπτώσεις:

- ως πλήρεις εκχειλιστές: σε χειμαρρικά ρεύματα με μικρή, περιοδική ροή και χωρίς στερεομεταφορά ή

μετά τη διευθέτησή τους ως εγκάρσια αναχώματα: σε ευρείες κοίτες μεγάλων ρευμάτων για τη στένωσή τους, ώστε η συμπαγής κατασκευή π.χ. το φράγμα βάρους, να περιορίζεται μόνο στο κέντρο της κοίτης.

Στις περιπτώσεις αυτές το συνολικό ύψος της χωμάτινης κατασκευής συνιστάται να μην υπερβαίνει τα 7÷8m, η δε θεμελίωσή της να γίνεται σε βάθος τουλάχιστο 1,0 m. Η στέψη και τα εκατέρωθεν πρανή των εκχειλιστών πρέπει να επενδύονται, ο δε πόδας του φράγματος πρέπει να εξασφαλίζεται με κοιτόστρωση, πτερυγιούχους, και πρόφραγμα. Κατασκευή ποδόφιλτρου δεν είναι δυνατή. Σε χωματοφράγματα δε με $H_s > 2,00 \div 3,0$ m συνιστάται να κατασκευάζεται και ένας απλός, αδιαπέρατος πυρήνας από αργιλλικά συστατικά.

7.2.2. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΧΩΜΑΤΙΝΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

7.2.2.1. Οι διαστάσεις ενός χωμάτινου φράγματος

Στα χωμάτινα φράγματα ο διάρρος συνιστάται να διαμορφώνεται με ευρεία βάση και μικρό βάθος, ώστε να δημιουργείται περιορισμένη ειδική παροχή q ($m^3/s, m$) και έτσι να προστατεύονται καλύτερα το κατάντη μέτωπο και τα θεμέλια της κατασκευής από διαβρώσεις και υποσκαφές.

Ο υπολογισμός των διαστάσεων ενός χωμάτινου φράγματος με δεδομένο κατασκευαστικό ύψος γίνεται ως εξής:

Το πάχος στέψης D'' του φράγματος στα πτερύγια συνιστάται να υπερβαίνει τα 2,5 m. Κατά κανόνα ισχύει

$$D'' \geq 2,0 \text{ m}$$

Για φραγματικές κατασκευές με ύψος $H_S + H_A \geq 3,0$ m συνιστάται στη βιβλιογραφία, να γίνεται υπολογισμός του πάχους αυτού από τη σχέση:

$$D'' = 1 + 1,1 \sqrt{H_S + H_A} \quad (\text{m})$$

Στην πράξη όμως παίρνεται συνήθως:

$$D'' = \frac{H_S + H_A}{3} > D''_{\min} = 2,0 \text{ m}$$

Πάχος στέψης D' στο διάρρου του φράγματος δεν υπολογίζεται. Κατά τη σχετική βιβλιογραφία το πάχος αυτό προκύπτει από τη τελική διαμόρφωση της κατασκευής. Μόνο ο Hauska (1926) κάνει ποσοτική εκτίμηση του πάχους της στέψης από τη σχέση:

$$D' = \frac{n}{p \cdot \gamma_e} \cdot H_A \quad (\text{m})$$

όπου n : συντελεστής ασφαλείας με τιμή συνήθως

$$n = 2,5 \div 3,0$$

p : συντελεστής τριβής 0,6

γ_e : ειδικό βάρος υλικών 1,8 \div 2,0 t/m³

Συνιστάται να εφαρμόζεται ο περιορισμός:

$$D' \geq 2,5 \text{ m.}$$

Η κλίση των πρανών $1/n$ στα άνω και στα κάτω του φράγματος καθορίζεται από τα διαθέσιμα υλικά κατασκευής. Σε μικρές ομοιογενείς φραγματικές κατασκευές, όπως αυτές που μας ενδιαφέρουν εδώ, η κλίση των πρανών είναι κατά κανόνα 1:2,5 στο άνω μέτωπο και 1:2,0 στο κάτω μέτωπο. Πάντως για τον ακριβέστερο υπολογισμό της κλίσης αυτής γίνεται χρήση του επόμενου πίνακα 7.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.1.

Ενδεδειγμένες κλίσεις πρανών στα χωμάτινα φράγματα

Σύνθεση του φραγματικού σώματος	Κλίση των πρανών 1:n					
	$H_s + H_A < 5,0 \text{ m}$		$H_s + H_A = 5 \div 10 \text{ m}$			
	άναντες πρανές	κάταντες πρανές	άναντες πρανές		κάταντες πρανές	
			άνω τμήμα	κάτω τμήμα	άνω τμήμα	κάτω τμήμα
Πηλός, βαρύ πηλώδες έδαφος, ιλυοπηλός, ελαφρύ ιλυπηλώδες έδαφος ή βαρύς αμμώδης πηλός	1:2,25 έως 1:2,50	1:2,0	1:2,25 έως 1:2,50	1:2,50 έως 1:3,0	1:2,0	1:2,25
Αμμώδης πηλός	1:2,50	1:2,0	1:2,50	1:3,0	1:2,0	1:2,25

Η μορφή της διατομής του χωματοφράγματος είναι γενικά τραπεζοειδής. Στα χαμηλά φράγματα ($H_s + H_A < 5,0$ m) η διατομή έχει τη μορφή ανισοσκελούς τραπεζίου, ενώ στα υψηλότερα αποκτά τη μορφή αλληλεπικαθήμενων τραπεζίων (διπλές κλίσεις στο ένα ή και στα δύο πρανή).

Το πάχος D της βάσης του χωμάτινου φράγματος καθορίζεται από τη τελική μορφή της κατασκευής, δηλαδή από το πάχος της στέψης D' και την κλίση των πρανών, οπότε δίνεται από τη σχέση:

$$D = D' + \left[n_{o1} \cdot (H_A + H_{s1}) + n_{o2} \cdot H_{s2} \right] + \left[n_{u1} \cdot (H_A + H_{s1}) + n_{u2} \cdot H_{s2} \right] \quad (m)$$

- όπου $n_{o1,2}$: κλίση (1: $n_{o1,2}$) στο ψηλότερο (1) ή στο χαμηλότερο (2) τμήμα του ανάντη μετώπου
- $n_{u1,2}$: αντίστοιχη κλίση στο υψηλότερο (1) και στο χαμηλότερο (2) τμήμα του κατόντη μετώπου
- $H_{s1,2}$: ύψος φράγματος στο υψηλότερο (1) ή στο χαμηλότερο (2) τμήμα των μετώπων του.

Κατά τον Hauska (1926) το πάχος της βάσης μπορεί να καθορίζεται και από την ευστάθεια του φράγματος κατά του κινδύνου ολίσθησής του λόγω της πίεσης του νερού, οπότε δίνεται από τη σχέση:

$$D = \frac{n}{p \cdot \gamma_e} : (H_s + H_A) \quad (m)$$

όπου n, p, γ_e όπως παραπάνω. Για $p = 0,5, \gamma_e = 1,8 \text{ t/m}^3$

και $n = 2,5$ ο τύπος αποκτά την απλοποιημένη μορφή:

$$D = 2,78 \cdot (H_s + H_A) \approx 3,0 \cdot (H_s + H_A) \quad (m)$$

Ευνενπώς η τελικά αποδεκτή τιμή του πάχους D της βάσης ενός χωματοφράγματος από άποψη της συγκρότησης των πρανών, όσο και της ευστάθειάς του και της ολίθθησης πρέπει να δίνεται από τη μεγαλύτερη τιμή, που παρέχουν οι δύο παραπάνω τύποι. Στην πράξη όμως ακολουθείται συχνά ο εξής απλός κανόνας, σ'ότι αφορά τον προσδιορισμό του πάχους της βάσης ενός χωματοφράγματος:

$$D = 4 \cdot (H_s + H_A) \quad (m)$$

Η κατασκευή ποδόφιλτρου στους χωμάτινους εκχειλιστές δεν είναι δυνατή λόγω της επένδυσης του κάταντη μετώπου τους. Γι'αυτό συνιστάται να κατασκευάζεται αδιαπέρατος πυρήνας στο μέσο της διατομής του φράγματος, ο οποίος να επεκτείνεται σ'όλο το ανάπτυγμά του. Ως υλικό δομής του πυρήνα χρησιμοποιείται συμπιεζόμενη άργιλλος ή πηλός. Η στέψη του πρέπει να έχει πάχος τουλάχιστο $0,8 \div 1,0$ m, τα δε πρανή του να διαμορφώνονται κατά κανόνα κατακόρυφα ή με κλίση 1:0,125 έως 1:0,3. Συνήθως ο πυρήνας έχει ορθογώνια διατομή με πάχος $1,0 \div 3,0$ m. Συνιστάται οι δύο πλευρές του πυρήνα να περικλείονται από διαπερατό περίβλημα. Στη καλή εσωτερική στράγγιση του φραγματικού κορμού συντελεί και το γεγονός, ότι οι κατασκευές αυτές θεμελιώνονται κατά κανόνα σε διαπερατές κοίτες, που επιτρέπουν την διοχέτευση του νερού στράγγισης στον υπόγειο χώρο της κοίτης.

Το βάθος θεμελίωσης H_f κυμαίνεται συνήθως με-

ταξύ 1 ÷ 3 m. Επιβάλλεται κοιτόστρωση στα κάταντη του φράγματος για την αποτροπή υποσκαφών, καθώς και η κατασκευή πλευρικών τοίχων για την προστασία των πρανών της κοίτης, ενδεχομένως δε και συμπαγούς προφράγματος.

Η κατασκευή του φράγματος συνιστάται να γίνεται κατά στρώσεις 20 ÷ 25 cm. Κάθε στρώση πρέπει να συμπυκνώνεται για να αποκτήσουν τα υλικά της ειδικό βάρος 1,6 ÷ 1,7 t/m³. Η επιφάνειά της πρέπει στη συνέχεια να δισκοσβαρνίζεται, πριν υποδεχθεί την επικείμενη νέα στρώση. Ο διάρρους, το κάταντες μέτωπο, καθώς και μέρος του άναντη μετώπου πρέπει να επενδύονται με πέτρες ή με μπετόν πάχους τουλάχιστον 10 cm. Στο μπετόν συνιστάται να χρησιμοποιείται πλέγμα. Το σκάμα του διαρρου επιβάλλεται να συνεχίζεται και στην επένδυση του κάταντη μετώπου, ώστε να υποδέχεται και να παροχετεύει την συνολική παροχή. Για να αποφεύγεται η απότομη πρόσκρουση του υδάτινου κορμού στην κοίτη ή στην κοιτόστρωση, συνιστάται να μειώνεται (π.χ. στο μισό) η κλίση του πρανούς κοντά στο πόδα του φράγματος (σε ύψος 1,5 ÷ 2,0 m από το έδαφος).

Η διαστασιολόγηση των πλευρικών χωματοκατασκευών, που αποσκοπούν στη μείωση του πλάτους ευρέων κοιτών, ακολουθεί την ίδια διαδικασία με αυτή, που αναπτύχθηκε. Σε τέτοια περίπτωση βέβαια δεν απαιτούνται τα προστατευτικά μέτρα, που αναφέρθηκαν στο διάρρου, το κάταντες πρανές και τις κοίτες.

7.2.2.2. Διαστασιολόγηση ενός χωμάτινου φράγματος και μορφοποίηση της διατομής του

Η διαστασιολόγηση ενός χωμάτινου φράγματος και

η μορφοποίηση της διατομής του γίνεται ως εξής:

1. Παίρνοντας υπόψη τη γεωλογική συγκρότηση της περιοχής γύρω από τη θέση, που πρόκειται να κατασκευασθεί το χωμάτινο φράγμα, αποφασίζεται η κοκκομετρική σύνθεση του υλικού δομής, που θα χρησιμοποιηθεί.

2. Με βάση το κατασκευαστικό ύψος του φράγματος αποφασίζεται, αν τα πρανή θα έχουν ενιαία ή διπλή κλίση, οπότε, σύμφωνα και με την σύνθεση του υλικού δομής τους, επιλέγεται η κλίση των πρανών με βάση τον πίνακα 7.1.

3. Υπολογίζεται το πάχος D'' της στέψης στα περβύγια από τις σχέσεις:

$$D'' = 1 + 1,1 \sqrt{H_S + H_A} \quad (m)$$

ή

$$D'' = \frac{H_S + H_A}{3} \quad (m)$$

με την προϋπόθεση, ότι D' ≥ 2,0 m.

4. Υπολογίζεται το πάχος D' της στέψης στο διάρρου, που αντιστοιχεί στο D'' από τη σχέση:

$$D' = D'' + 2 \left(\frac{n_o + n_u}{2} \right) \cdot H_A = D'' + (n_o + n_u) \cdot H_A \quad (m)$$

όπου n_o: κλίση στο άναντες, n_u: κλίση στο κάταντες μέτωπο.

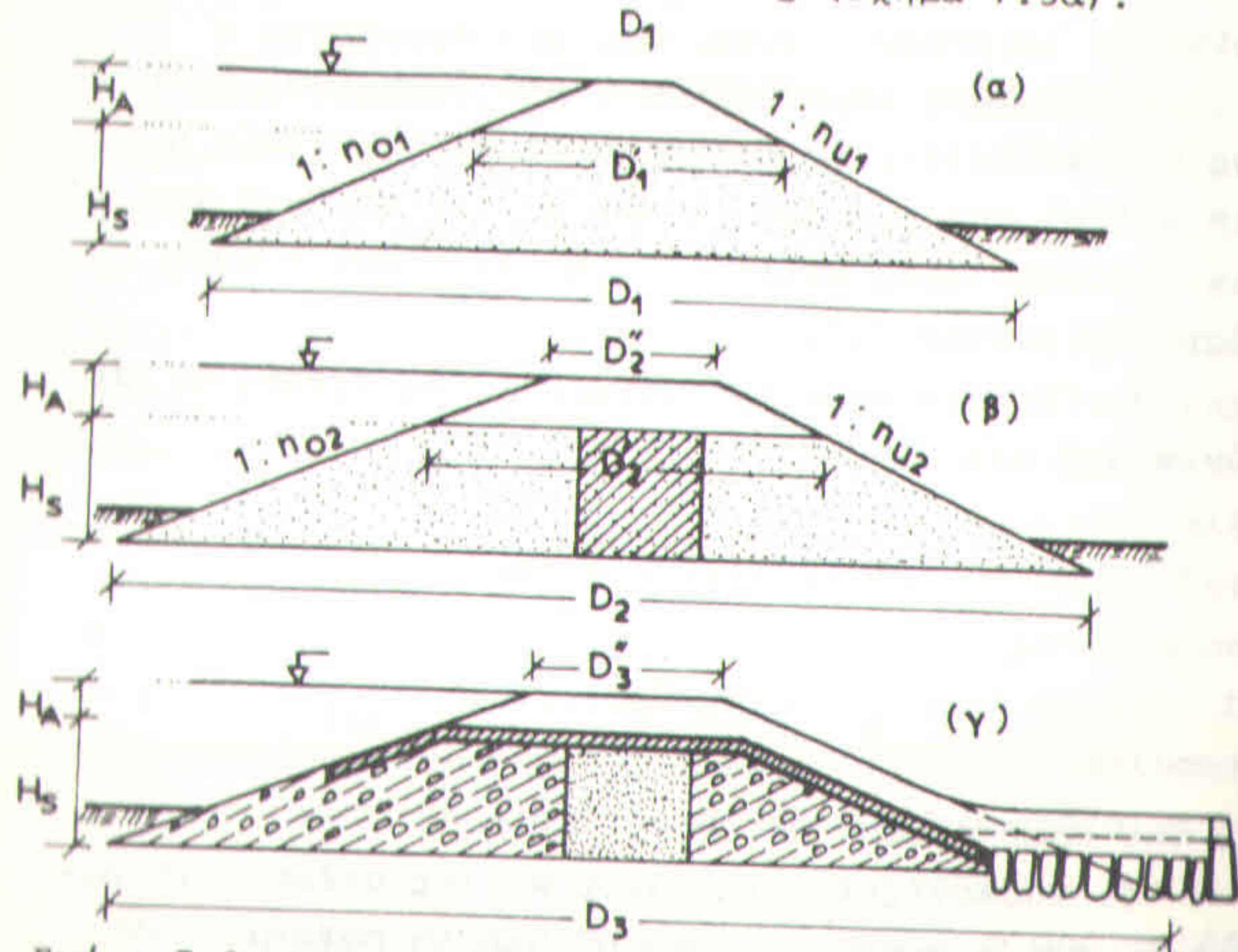
5. Καθορίζεται το πάχος D της βάσης του φράγματος παίρνοντας υπόψη τη μεγαλύτερη τιμή από τους ανόλουθους δύο τύπους:

$$D = D'' + \left[n_{o1} \cdot (H_A + H_{s1}) + n_{o1} \cdot H_{s2} \right] + \left[n_{u1} \cdot (H_A + H_{s1}) + n_{u2} \cdot H_{s2} \right] \quad (m)$$

και

$$D \approx 4,0 \cdot (H_A + H_S) \quad (m)$$

Με βάση τις τιμές D'' , D' , D , n_o και n_u σχεδιάζεται η καταρχή διατομή του φράγματος (σχήμα 7.3α).



Σχήμα 7.3. Μορφοποίηση της διατομής του χωματοφράγματος

Σε περίπτωση, που το τελικά παραδεκτό πάχος της βάσης είναι μεγαλύτερο από εκείνο, που προσδιορίζεται από τη μορφή της διατομής (πάχος στέψης, κλίσης πρανών), ελαττώνονται ανάλογα οι πρανικές κλίσεις ή αυξάνεται το πάχος της στέψης ή γίνονται και τα δύο, οπότε παρέχεται μεγαλύτερη ασφάλεια στη κατασκευή. Με βάση αυτά προσαρμόζεται η αρχική διατομή.

6. Καθορίζεται το είδος, το ύψος και το πάχος του στεγανού πυρήνα σε περίπτωση, που πρέπει να γί-

νει μόνωση του φραγματικού κορμού, και σχεδιάζεται η θέση του στο χώρο (σχήμα 7.3β).

7. Καθορίζονται το πάχος της επικάλυψης του διάρθρου και του κάτωτη μετώπου, καθώς και τα μέτρα για την προστασία από την υποσκαφή του φράγματος και αποφασίζεται, αν θα διαμορφωθεί ήπια κλίση στον πόδια της κατασκευής (για φράγματα με $H_h > 2,0$ m).

8. Εξετάζεται η τελική διατομή (σχήμα 7.3γ).

7.2.2.3. Έλεγχος της ευστάθειας του χωματινού φράγματος

Η ευστάθεια των μικρών χωματινών εκχειλιστών που μας ενδιαφέρουν εδώ, καθορίζεται από τις ίδιες αρχές, που ακολουθούνται στα μεγάλα χωματοφράγματα. Συνεπώς στον έλεγχο της ευστάθειας μιας χωματοκατασκευής εξετάζονται κυρίως:

- η ευστάθεια των πρανών
- η αντοχή του γεωυποθέματος και
- η ροή του νερού στο εσωτερικό του φραγματικού σώματος.

Λόγω του περιορισμένου ύψους των χωματινών εκχειλιστών, που ενδιαφέρουν εδώ, ελαχιστοποιούνται οι επιπτώσεις στα εκατέρωθεν πρανή τους καθώς και στο γεωυπόθεμα, όπου εδράζονται. Εξ άλλου λόγω της κατασκευής τους σε ρεύματα με περιοδική ροή και διαπερατό πυθμένα, σε συνδυασμό και με τη κατασκευή στεγανού πυρήνα στο εσωτερικό του σώματός τους, δεν δημιουργούνται προβλήματα από την διαρροή του νερού. Γι' αυτό στην πράξη δεν γίνεται ιδιαίτερα έλεγχος της ευστάθειας στα χωματοφράγματα με μικρό ύψος.

7.2.3. ΕΦΑΡΜΟΓΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΟΣ ΧΩΜΑΤΙΝΟΥ ΕΚΧΕΙΛΙΣΤΗ

7.2.3.1. Δεδομένα του προβλήματος

Σε κοίτη χειμαρρικού ρεύματος με περιοδική ροή και πολύ περιορισμένη μεταφορά φερτών υλών θα κατασκευαστεί χωματίνος εκχειλιστής με υπέργειο ύψος 3,0m, βάθος θεμελίωσης 1,0 m και διάρρου βάθος 0,5m και πλάτος 6,0 m. Οι δανειοθαλάμοι για την προμήθεια του υλικού δομής παρέχουν υλικά, που ανήκουν στη κατηγορία του ιλυοπηλού. Να διαστασιολογηθεί η διατομή του εκχειλιστή.

7.2.3.2. Διαστασιολόγηση του εκχειλιστή

1. Σύνθεση γεωυλικού: ιλυοπηλός

2. α) Ύψος φράγματος:

- ύψος διάρρου: $H_A = 0,50$ m
- υπέργειο ύψος κορμού: $H_h = 3,00 - 0,50 = 2,50$ m
- συνολικό ύψος κορμού: $H_S = 3,0 + 0,50 = 3,50$ m
- βάθος θεμελίωσης: $H_f = 1,00$ m
- κατασκευαστικό ύψος: $H_S + H_A = 3,50 + 0,50 = 4,00$ m

β) Κλίσεις πρανών:

(από πίνακα 7.1)

- άναντες μέτωπο: $1:2,5$
- κάταντες μετωπο: $1:2,0$

3. Πάχος στέψης πτερυγίων:

$$D'' = 1 + 1,1 \sqrt{H_S + H_A} = 1 + 1,1 \sqrt{4} = 3,20 \text{ m} > 2,00 \text{ m}$$

4. Πάχος φράγματος στο ύψος του διάρρου:

α) Πάχος του φράγματος στο χώρο των πτερυγίων έξω από τη στέψη και στο ύψος του διάρρου:

$$D'' = D'' + (n_o + n_u) \cdot H_A = 3,20 + (2,50 + 2,00) \cdot 0,50 = 5,45 \text{ m}$$

β) Πάχος της στέψης στο διάρρου (λόγω του σκάματος για την παραλαβή της παροχής) όπου εφ α = 1:2 = 0,50:

$$D'' = D'' - \frac{H_A}{\tan(90-\alpha)} = 5,45 - \frac{0,50}{\tan(90-26,37)} = 4,33 \text{ m}$$

β) Πάχος D της βάσης του φράγματος (για άναντες και κάταντες πρανές χωρίς διπλή κλίση):

= με βάση τη μορφή του φράγματος:

$$D = D'' + (n_o + n_u) \cdot (H_A + H_S) = 3,20 + (2,50 + 2,00) \cdot 4,00 = 21,20 \text{ m}$$

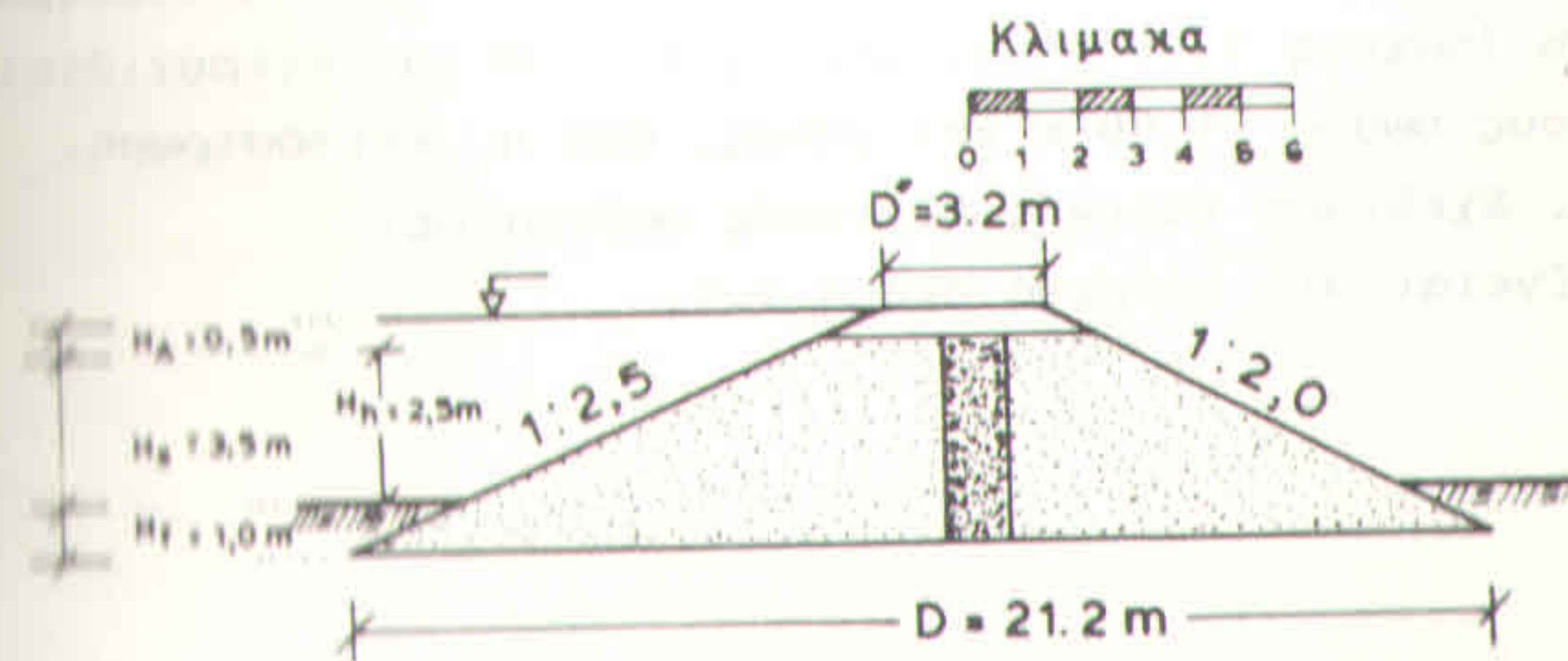
= με βάση την ευστάθειά του:

$$D = 4,0 \cdot (H_S + H_A) = 4,0 \cdot 4,00 = 16,00 \text{ m}$$

= παραδεικτό πάχος βάσης χωματοφράγματος:

$$D = 21,20 \text{ m}$$

= σχεδιάση της καταρχή μορφής της διατομής: δίνεται στο σχήμα 7.4.

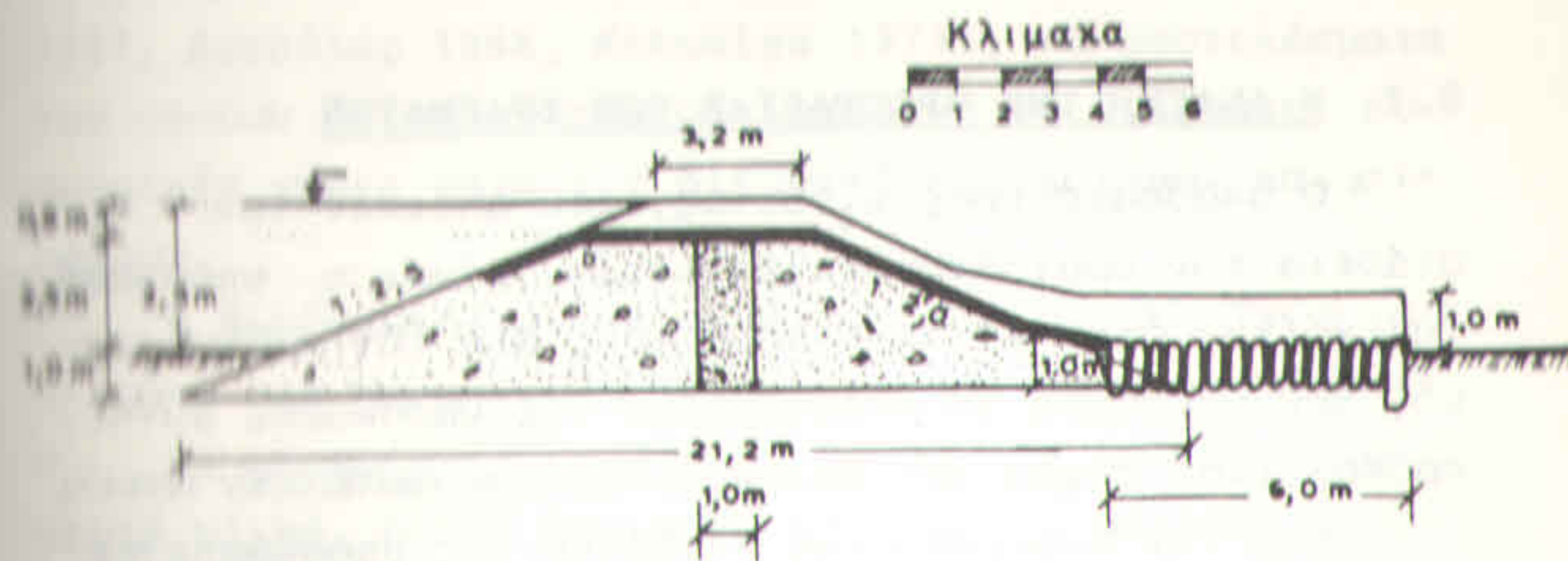


Σχήμα 7.4. Καταρχή μορφή της διατομής του χωματοφράγματος.

6. Στεγανός πυρήνας στο φράγμα:

= σύνθεση: συμπυκνούμενο, αργιλλικό υλικό

- διαστάσεις:
 - πάχος: 1,00
 - ύψος: από τα θεμέλια μέχρι το διάρρουτο φράγματος
- σχεδίαση: βλέπε σχήμα 7.4.
- 7. Επικάλυψη, προστασία του φράγματος:
 - συνέχιση διάρρου με μορφή σκάματος στο κάταντες πρανές:
 - πλάτος αγωγού: 6,00 m
 - βάθος αγωγού : 0,50 m
 - κλίση πρανών αγωγού: 1:1
 - διαμόρφωση μικρότερης κλίσης στον πόδα του φράγματος: παραδεκτή κλίση 1:4,0 σε ύψος 0,50 m από τον πόδα του
 - επενδύσεις στη επιφάνεια του φράγματος:
 - θέσεις επένδυσης: άναντες μέτωπο (μέχρι βάθος 1,0 m κάτω από τη στέψη), διάρρους, κάταντες μέτωπο σ'όλο το πλάτος του διάρρου)
 - είδος επένδυσης: πλάκα από μπετόν πάχους 15cm με ένθεση απλού, σιδηρού δικτυωτού.
 - προστασία κατά της υποσκαφής: λίθινη κοιτόστρωση (πάχους 1,00 m και μήκος 6,00 m και πτερυγιότοιχους ύψους 1,00 m και μήκος, όσο η κοιτόστρωση.
- 8. Σχεδίαση τελικής διατομής φράγματος: Δίνεται στο επόμενο σχήμα 7.5.



Σχήμα 7.5. Τελική μορφή της διατομής του χωματοφράγματος.

Έργα προστασίας των φραγμάτων

8.1. Η ΑΝΑΓΚΗ ΤΗΣ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Ο σπουδαιότερος κίνδυνος, που απειλεί την ευστάθεια των φραγμάτων-εκχειλιστών, είναι η υποσκαφή της κοίτης στον κατάντη πόδα τους από τον υδάτινο κορμό, που υπερπηδά τη στέψη. Λόγω της υποσκαφής αυτής, προκαλείται συχνά και κατακρήμνηση των εκατέρωθεν πρακίων.

Για την αποτροπή του κινδύνου της υποσκαφής πρέπει να θεμελιώνεται το φράγμα σε επαρκές βάθος και να κατασκευάζονται διάφορα έργα, από τα οποία τα σπουδαιότερα είναι το πρόφραγμα, η υδρολεκάνη, η κοιτόστρωση και οι περυγιότοιχοι.

Ένας άλλος κίνδυνος, που απειλεί τις φραγματικές κατασκευές είναι οι επιπτώσεις από τις θερμικές μεταβολές στο σώμα τους. Για την αποτροπή των ρωγμών που προκαλούν, απαιτείται η κατασκευή κατάλληλων αρμών.

8.2. Η ΥΠΟΣΚΑΦΗ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ-ΕΚΧΕΙΛΙΣΤΩΝ

Ο υδάτινος κορμός, αφού υπερπηδήσει τη στέψη των φραγμάτων-εκχειλιστών, προσκρούει στην κοίτη του ρεύματος κοντά στον κατάντη πόδα τους, την εκσκάπτει και δημιουργεί εκεί ένα τοπικό βύθισμα, γνωστό ως υποσκαφή.

Στις διευθετήσεις ποταμών και χειμάρρων ενδιαφέρουν ιδιαίτερα οι διαστάσεις της υποσκαφής, επειδή είναι καθοριστικές για το βάθος θεμελίωσης των φραγμάτων και για τα έργα προστασίας τους. Ανάλογα με το είδος του εκχειλιστή διακρίνουμε την υποσκαφή σε βυθισμένους και ελεύθερους εκχειλιστές.

Για τον προσδιορισμό των διαστάσεων της μέγιστης δυνατής υποσκαφής, η οποία προκαλείται από την μέγιστη παροχή του ρεύματος, ο συγγραφέας του παρόντος έχει διεξάγει πειράματα σε ομοίωμα στο Ίδρυμα Υδραυ-

λικών Ερευνών του Πολυτεχνείου της Ζυρίχης (Κοτούλας 1967, Κοτούλας 1968, Κοτούλας 1973), τα αποτελέσματα των οποίων βρίσκουν σήμερα εφαρμογή σε διάφορες ευρωπαϊκές χώρες κατά τις διευθετήσεις ποταμών και χειμάρρων.

Η διεξαγωγή των πειραμάτων στο μοντέλλο έγινε υπό κλίμακα για τις ακόλουθες χειμαρρικές και ποτάμιες συνθήκες: τα απορρέοντα νερά ήταν "καθαρά", δηλαδή χωρίς φερτά υλικά, οπότε δημιουργείται και η μέγιστη υποσκαφή. Στην πράξη αυτό συμβαίνει κατά το διάστημα από την ίδρυση του φράγματος μέχρι την πρόσχωσή του στα άνω όρια.

η μέγιστη ειδική υδατοπαροχή κυμάνθηκε ως εξής: $q = 2 \div 6 \text{ m}^3/\text{s m}$ (ισχύει ότι $q_{\text{max}} = Q_{\text{max}}/b$, όπου b : πλάτος διαύρου-φράγματος). Το μέγεθος της παροχής διατηρούνταν σταθερό κατά τη διάρκεια του πειράματος, μέχρις ότου διαμορφωνόταν η μέγιστη τιμή της υποσκαφής.

το ύψος πτώσης του νερού κυμάνθηκε ως εξής: $H_h = 2 \div 7 \text{ m}$. Το ύψος αυτό αντιστοιχεί στο υπέργειο ύψος της κατασκευής μέχρι τη στέψη του διαύρου (χωρίς το βάθος H_A του διαύρου).

τα υλικά του πυθμένα για τη συγκρότηση της κινητής κοίτης κυμάνθηκαν ως εξής:

• η διάμετρος των υλικών: $d_{\text{max}} = 0,30 \div 0,90 \text{ m}$,

$d_{90} = 0,15 \div 0,45 \text{ m}$

• η κοκκομετρική σύνθεσή τους: τρία μίγματα, που κάλυπταν το φράγμα των ελβετικών συνθηκών.

Ευνενπώς τα πειραματικά αποτελέσματα που προέκυψαν, ισχύουν μέσα στα παραπάνω όρια και κατά προσέγγιση έξω από αυτά.

Τα πειράματα αποσκοπούσαν στο να ερευνηθούν την

χρονική εξέλιξη της υποσκαφής και να διατυπώσουν εξισώσεις για τον προσδιορισμό των σπουδαιότερων μεγεθών της .

Οι διαστάσεις της υποσκαφής, που ενδιέφεραν από κατασκευαστική άποψη, γι' αυτό και αποτέλεσαν αντικείμενο ιδιαίτερης έρευνας, ήταν οι εξής:

- το βάθος της υποσκαφής
- το μήκος της υποσκαφής και
- η απόσταση του βαθύτερου σημείου της υποσκαφής από το φράγμα.

Η μαθηματική επεξεργασία των πειραματικών αποτελεσμάτων στηρίχθηκε στην ανάλυση των διαστάσεων, ώστε οι εξισώσεις που προέκυψαν, να είναι αδιάστατες και συνεπώς να ισχύουν τόσο στο μοντέλλο, όσο και στη φύση χωρίς σφάλματα.

Αποδείχθηκε, ότι η χρονική εξέλιξη της υποσκαφής αποδίδεται με την ακόλουθη γενική σχέση:

$$K_t = K_o \cdot (1 - e^{-f \cdot t^n})$$

όπου K_o : τελικό μέγεθος υποσκαφής

K_t : μέγεθος υποσκαφής σε χρόνο t

e : βάση νεπερείων λογαρίθμων

t : χρόνος

f, n : συντελεστές.

Καθοριστικό ρόλο στις διαστάσεις της υποσκαφής ασκεί η διάμετρος d_{95} του αρχικού μίγματος. Έτσι η παραπάνω γενική εξίσωση αποκτάει τελικά την ακόλουθη μορφή:

$$K_t = \left[w_k \cdot d_{95} \cdot \left(\frac{q^2 \cdot H_h}{g \cdot d_{95}^4} \right)^x \right] \cdot (1 - e^{-f \cdot t^n}) \quad (m)$$

όπου w_k : συντελεστής

d_{95} : διάμετρος υλικών κοίτης στα 95% του βάρους του αρχικού μίγματος τους (m)

q : ειδική υδατοπαροχή ($m^3/s \cdot m$)

H_h : ύψος πτώσης νερού (m)

g : επιτάχυνση της βαρύτητας ($9,81 m^2/s$)

x : εκθέτης.

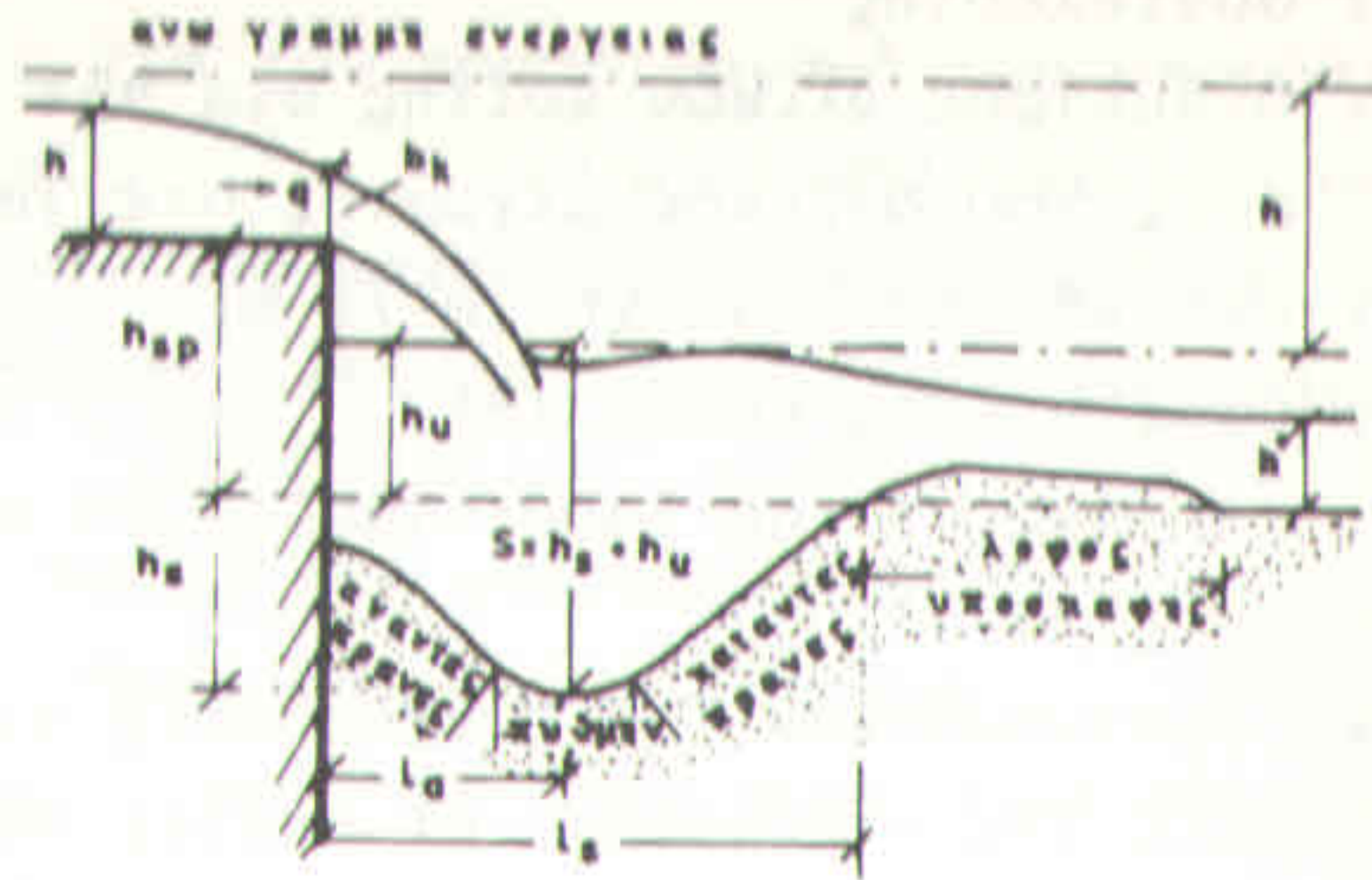
Τελικά διατυπώθηκαν τρεις εξισώσεις για τις κύριες διαστάσεις της υποσκαφής, οι οποίες παρέχουν το μέγεθος κάθε διάστασης σε δεδομένο χρονικό σημείο.

Οι εξισώσεις αυτές βρίσκουν εφαρμογή σε ρεύματα, που διαθέτουν υδρομετρικούς σταθμούς με πολυετείς παρατηρήσεις, από τις οποίες να προκύπτει το υδρογράφημα της μέγιστης πλημμυρικής παροχής. Στον τόπο μας όμως οι υδρομετρικοί σταθμοί είναι ελάχιστοι και περιθίζονται στο πεδινό χώρο, οι δε παρατηρήσεις τους είναι λιγοστές. Στον ορεινό χώρο και ιδίως στις χειμαρρικές λεκάνες τέτοιες παρατηρήσεις δεν υπάρχουν. Γι' αυτό δεν χρειάζεται να δοθεί εδώ η λεπτόμερης διατύπωση των εξισώσεων αυτών με βάση την παραπάνω γενική εξίσωση.

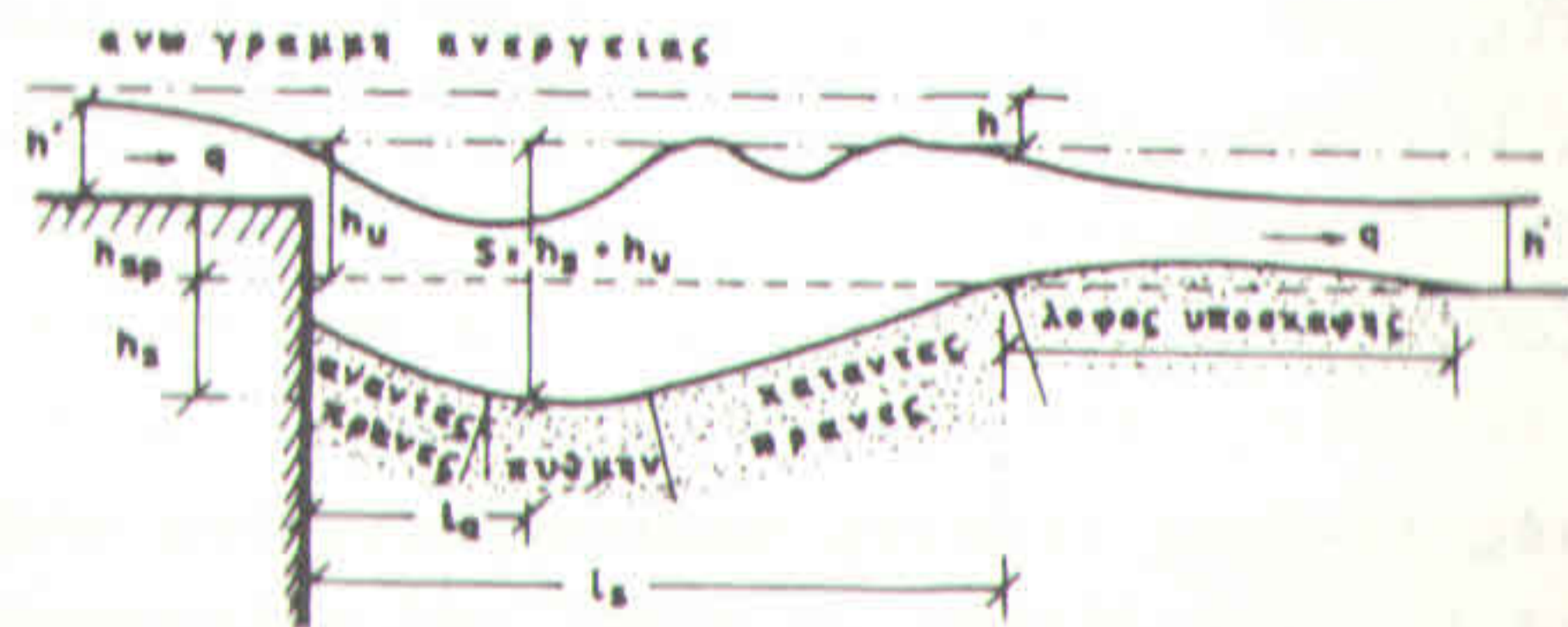
Την ελληνική πράξη ενδιαφέρει κυρίως το τελικό μέγεθος της μεγίστης δυνατής υποσκαφής για δεδομένη υδατοπαροχή q_{max} . Το μέγεθος αυτό προκύπτει, αν απαληφθεί από τις εξισώσεις, το σκέλος που δίνει τη χρονική εξέλιξη ($1 - e^{-f \cdot t^n}$). Αν δε ληφθεί επιπλέον υπόψη, ότι ισχύει (για ελβετικές συνθήκες):

$$d_{95} = 1,4 \cdot d_{90}$$

και ότι $g = 9,81 m/s^2$, προκύπτουν οι ακόλουθες εξισώσεις, που προσδιορίζουν τις τελικές διαστάσεις της μεγίστης δυνατής υποσκαφής (σχήματα 8.1., 8.2).



Σχήμα 8.1. Υποσκαφή σε ελεύθερο εκχειλιστή



Σχήμα 8.2. Υποσκαφή σε βυθισμένο εκχειλιστή

α) βάθος της μέγιστης δυνατής υποσκαφής:

$$S_o = (h_s + h_u) = w_s \cdot \frac{H_h^{0,35} \cdot q^{0,7}}{d_{90}^{0,4}} \quad (\text{m})$$

όπου w_{sv} : 0,78 (ελεύθερος εκχειλιστής)

w_{su} : 0,70 (βυθισμένος εκχειλιστής)

h_u : βάθος νερού στα κάπαντα του φράγματος (m), το οποίο υπολογίζεται ως εξής:

$$h_u = \frac{3}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{q^2}{9,8 \pi}} \quad (\text{m})$$

ή απλούστερα στην πράξη θεωρείται:

$$h_u = H_A$$

h_s : βάθος υποσκαφής (m)

β) μήκος της μέγιστης δυνατής υποσκαφής:

$$l_s = w_e \cdot \frac{H_h^{0,45} \cdot q^{0,9}}{d_{90}^{0,8}} \quad (\text{m})$$

όπου w_{ev} : 10,75 (ελεύθερος εκχειλιστής)

w_{eu} : 11,44 (βυθισμένος εκχειλιστής)

γ) απόσταση του βαθύτερου σημείου της μέγιστης δυνατής υποσκαφής από το φράγμα:

$$l_a = w_a \cdot \frac{H_h^{0,27} \cdot q^{0,54}}{d_{90}^{0,08}} \quad (\text{m})$$

όπου w_{av} : 1,4 (ελεύθερος εκχειλιστής)

w_{au} : 2,3 (βυθισμένος εκχειλιστής)

Για την εφαρμογή των τύπων αυτών απαιτείται η γνώση της διαμέτρου d_{90} του αρχικού μίγματος της κοίτης, η οποία προσδιορίζεται μετά από κοκκομετρική ανάλυση του υλικού. Επειδή αυτό είναι δυσχερές, μπορεί προσεγγιστικά να χρησιμοποιείται στην πράξη η ακόλουθη σχέση, που βρέθηκε για τα ελβετικά μίγματα φερτών υλών:

$$d_{90} \text{ αρχικού μίγματος} = d_{50} \text{ καλυπτήριου στρώματος} \\ = \bar{d} \text{ καλυπτηρίου στρώματος}$$

Καταμετρούνται λοιπόν οι διάμετροι των λίθων του επιφανειακού (καλυπτήριου) στρώματος της κινητής κοίτης σε 2 ÷ 3 αντιπροσωπευτικά σημεία κοντά στην θέση ίδρυσης του φράγματος και υπολογίζεται ο μέσος όρος \bar{d} των λιθοδιαμέτρων, οπότε ισχύει:

$$\bar{d} \text{ καλ. στρ.} = d_{90} \text{ αρχ. μίγματος}$$

Μέχρις ότου βρεθούν οι αντίστοιχες σχέσεις, που διέπουν τα ελληνικά μίγματα, είμαστε δυστυχώς, αναγκασμένοι να ακολουθούμε τις σχέσεις αυτές.

Από τις διαστάσεις της υποσκαφής, που δόθηκαν παραπάνω, την πράξη ενδιαφέρουν κυρίως το βάθος h_B και το μήκος l_S της μέγιστης δυνατής υποσκαφής. Ο τρόπος υπολογισμού τους δίνεται με τη βοήθεια του επόμενου παραδείγματος:

$$\text{Δίνονται: } H_h = 5,00 \text{ m, } q_{\max} = 4,00 \text{ m}^3/\text{s m, } d_{90} = 0,40 \text{ m}$$

$$H_A = 1,76 \text{ m, ελεύθερος εκχειλιστής}$$

Ζητούνται: h_S και l_S της υποσκαφής:

Υπολογισμός:

$$\begin{aligned} \alpha) S = h_S + h_u &= 0,78 \cdot \frac{H_h^{0,35} \cdot q^{0,7}}{d_{90}^{0,4}} = \\ &= 0,78 \cdot \frac{5,00^{0,35} \cdot 4,00^{0,7}}{0,40^{0,4}} = \underline{5,22 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$h_u = H_A = \underline{1,76 \text{ m}}$$

$$h_S = S - H_A = 5,22 - 1,76 = \underline{3,46 \text{ m}}$$

$$\begin{aligned} \beta) l_S &= 0,75 \cdot \frac{H_h^{0,45} \cdot q^{0,9}}{d_{90}^{0,8}} = 0,75 \cdot \frac{5,00^{0,45} \cdot 4,00^{0,9}}{0,40^{0,8}} = \\ &= \underline{11,22 \text{ m}} \end{aligned}$$

Εάν ληφθεί υπόψη ότι:

= στο υδρογράφημα της μέγιστης πλημμύρας για συχνότητα 100 έτη η τιμή Q_{100} διαρκεί περιορισμένο χρόνο ως προς την διάρκεια του υδρογραφήματος, ενώ οι εξισώσεις παρέχουν τις διαστάσεις της υποσκαφής, που θα προκύψουν από αυτή την παροχή για πολύ μεγαλύτερη διάρκειά της

= ο υδάτινος κορμός διασπάται κατά την πτώση του (ισχύει σε $H_h > 2,0 \text{ m}$), αερίζεται και συνεπώς μειώνεται η δραστηρότητά του

η πραγματική, μέγιστη υποσκαφή, που μπορεί να δημιουργηθεί στη φύση αντιστοιχεί στα 75 ÷ 80% των τιμών, που παρέχουν οι παραπάνω εξισώσεις. Συνεπώς για τα δεδομένα του παραδείγματος, το οποίο αναφέρεται σε φράγμα με $H_S = 5,0 \text{ m}$, η πραγματική υποσκαφή θα πρέπει να έχει διαστάσεις:

$$h_S = 0,8 \cdot 3,46 = \underline{2,77 \text{ m}}$$

$$l_S = 0,8 \cdot 11,22 = \underline{8,98 \text{ m}}$$

Εάν πραγματικότητα η υποσκαφή, που τελικά δημιουργείται στο χειμαρρικό ρεύμα, πρέπει να είναι πιά μικρή και από αυτή, αν ληφθεί υπόψη, ότι η διάρκεια πρόσκρουσης των φραγμάτων είναι πολύ μικρή σε σχέση με τη συχνότητα της Q_{100} , οπότε είναι απίθανο - όχι όμως και αδύνατο - να συμβεί η πλημμυρική παροχή κατά τον χρόνο αυτό. Για λόγους ασφαλείας όμως δεν συνιστάται να παίρνεται υπόψη ένας τέτοιος περιορι-

σμός των διαστάσεων της υποσκαφής.

8.3. ΤΟ ΒΑΘΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ- -ΕΚΧΕΙΛΙΣΤΩΝ ΚΑΙ Η ΥΠΟΣΚΑΦΗ

8.3.1. Ο ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΒΑΘΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Το βάθος θεμελίωσης μιας φραγματικής κατασκευής εξαρτάται άμεσα από το βάθος της υποσκαφής, που αναμένεται, ότι θα δημιουργηθεί στη συγκεκριμένη θέση ίδρυσής της. Συνεπώς η θεμελίωση κάθε φράγματος πρέπει να γίνεται βαθύτερα από την αναμενόμενη υποσκαφή, ως εξής:

Από τα δεδομένα του φράγματος (H_h) και του ρεύματος (q_{max} , d_{90}) υπολογίζεται με τη βοήθεια του προηγούμενου τύπου το βάθος h_s της μέγιστης δυνατής υποσκαφής στη θέση ίδρυσής του. Αυτό αποτελεί και το βάθος H_f θεμελίωσης του φράγματος, αφού η πραγματική υποσκαφή, που μπορεί να δημιουργηθεί εκεί, δεν μπορεί να έχει βάθος μεγαλύτερο των 80% της υπολογισθείσας για τους λόγους, που αναφέρθηκαν.

8.3.2. Η ΜΕΙΩΣΗ ΤΟΥ ΒΑΘΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Εάν το βάθος θεμελίωσης του φράγματος, που υπολογίζεται με τον παραπάνω τρόπο, θεωρείται μεγάλο, μπορεί να γίνει τεχνητή μείωσή του με εισαγωγή λίθων στην κοίτη. Το ποσοστό μιας τέτοιας μείωσης όμως δεν μπορεί να υπερβαίνει τα 50% του βάθους της μέγιστης δυνατής υποσκαφής, που υπολογίστηκε.

Ο συγγραφέας του παρόντος έχει αναπτύξει έναν τρόπο γνωστό ως "μέθοδο της λιθορριπής" για την ελεγχόμενη μείωση των διαστάσεων της υποσκαφής, ο οποίος στηρίχθηκε σε πειράματα, που έγιναν σε ομοίω-

ση στο Ίδρυμα Υδραυλικών Ερευνών του Πολυτεχνείου της Ευρύχης (Κοτούλας 1968). Σύμφωνα με αυτόν ο υπολογισμός των διαστάσεων, του όγκου και της θέσης της αναγκαίας λιθορριπής γίνεται ως εξής:

Η ελάχιστη (οριακή) διάμετρος των λίθων της αναγκαίας λιθορριπής υπολογίζεται από τον επόμενο τύπο:

$$d_{min}^{0,4} = w_\lambda \cdot \frac{H_h^{0,35} \cdot q^{0,7}}{S_o} \quad (m)$$

όπου $w_{\lambda v}$: 0,53 (ελεύθεροι εκχειλιστές)

$w_{\lambda u}$: 0,48 (βυθισμένοι εκχειλιστές)

$$S_o = h_s + h_u$$

Ο φαινόμενος όγκος V της λιθορριπής (μαζί με τα κενά των λίθων) ανά τρέχον μέτρο διάρρου δίνεται ως εξής:

$$V_d = 0,60 \cdot \frac{q^{1,04} \cdot H_h^{0,52}}{d_{min}^{0,08}} \quad (m^3/m)$$

Ο πραγματικός όγκος V_π της λιθορριπής υπολογίζεται θεωρώντας, ότι οι κενοί χώροι στον φαινόμενο όγκο ανέρχονται σε $(0,30 \div 0,35) \cdot V$.

Η λιθορριπή τοποθετείται συγκεντρωμένη στο κάτω μέρος μέτωπο του φράγματος ακριβώς κάτω από τον διάρρου, ώστε ο όγκος της να διολισθησει στην λεκάνη της υποσκαφής, καθώς αυτή θα διανοίγεται από τον υδάτινο κορμό της πλημμυρικής απορροής.

Η λιθορριπή πρέπει να συμπληρώνεται με την πάροδο του χρόνου λόγω της κατατριβής των λίθων της από την πρόσκρουση των μεταφερομένων υλικών.

Παράδειγμα:

Να υπολογιστούν οι διαστάσεις και ο όγκος της λιθορριπής, που απαιτείται, ώστε να περιορισθεί το

βάρος θεμελίωσης του φράγματος στο προηγούμενο παράδειγμα κατά 1,0 m. Δεδομένα: $H_h = 5,00$ m, $q_{max} = 4,00$ m³/s, $H_A = 1,76$ m, $h_s = 3,46 - 1,00 = 2,46$ m.

$$\alpha) d_{min}^{0,4} = w_\lambda \cdot \frac{H_h^{0,35} \cdot q^{0,7}}{h_s + H_A} = 0,53 \cdot \frac{5,00^{0,35} \cdot 4,00^{0,7}}{2,46 + 1,76} = 0,58 \rightarrow d_{min} = 0,26 \text{ m}$$

$$\beta) V_d = 0,60 \cdot \frac{H_h^{0,52} \cdot q^{1,04}}{d_m^{0,08}} = 0,60 \cdot \frac{5,00^{0,52} \cdot 4,00^{1,04}}{0,26^{0,08}} = 6,52 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\gamma) V_\pi = V_d - 0,30 \cdot V_d = 6,52 - 0,30 \cdot 6,52 = 4,57 \text{ m}^3/\text{m}$$

8.4. ΕΡΓΑ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ ΤΗΣ ΥΠΟΣΚΑΦΗΣ

8.4.1. ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΜΕ ΠΡΟΦΡΑΓΜΑ

Για να αποτραπεί η επέκταση της υποσκαφής προς τα κάτω της κοίτης, ιδίως σε ρεύματα με σημαντική κλίση, οπότε προκαλείται πρόσθετη διαβάθυνσή της στη θέση ίδρυσης του φράγματος ή, όπου το φράγμα κινδυνεύει από αναποδιστική χαραδρωτική διάβρωση, συνιστάται ως προστατευτικό μέσο η κατασκευή προφράγματος.

Η οριζόντια απόσταση μεταξύ του φράγματος και του προφράγματος καθορίζεται από το μήκος της αναμενόμενης μέγιστης υποσκαφής και δίνεται από τον τύπο:

$$l_s = w_e \cdot \frac{H_h^{0,45} \cdot q^{0,9}}{d_{90}^{0,8}} \quad (\text{m})$$

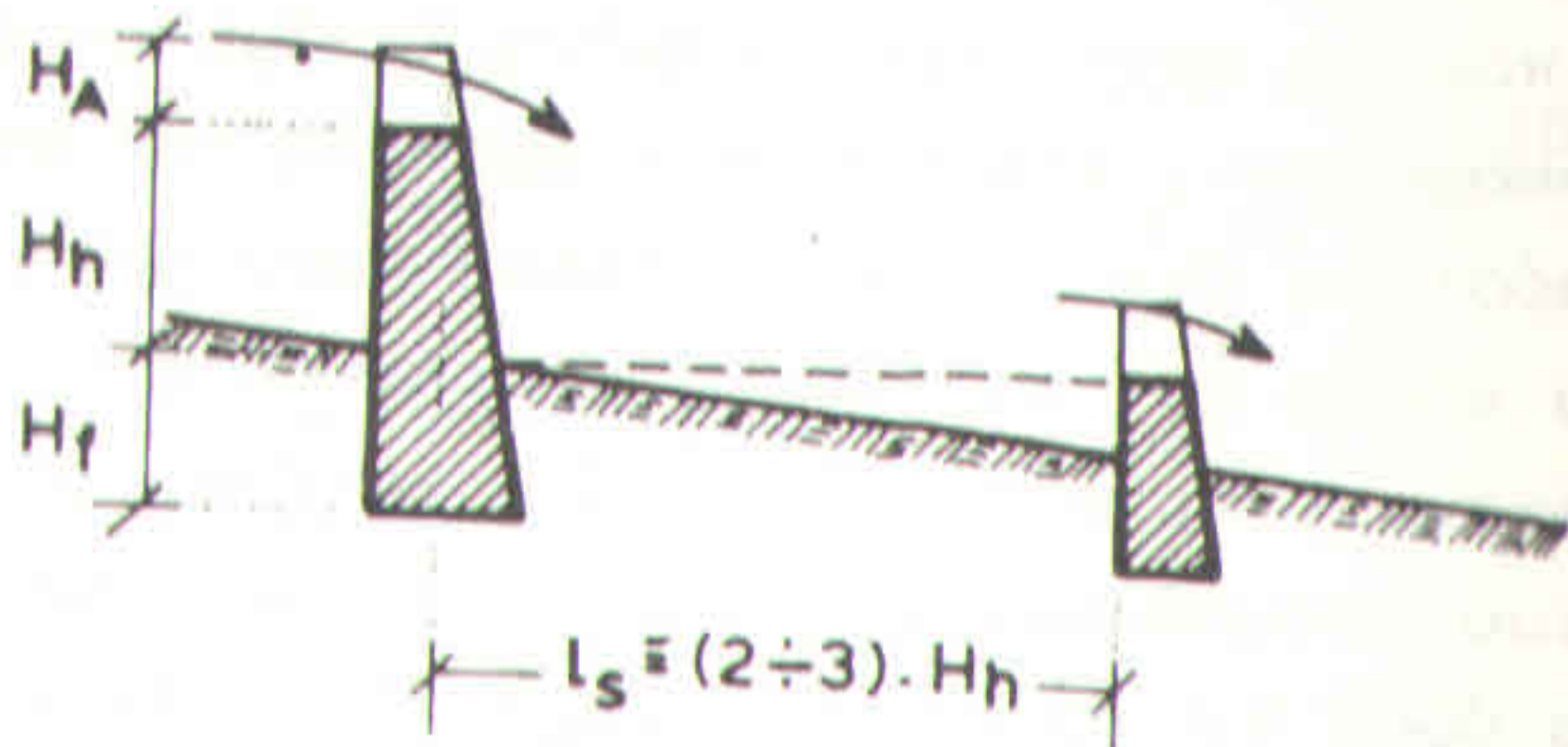
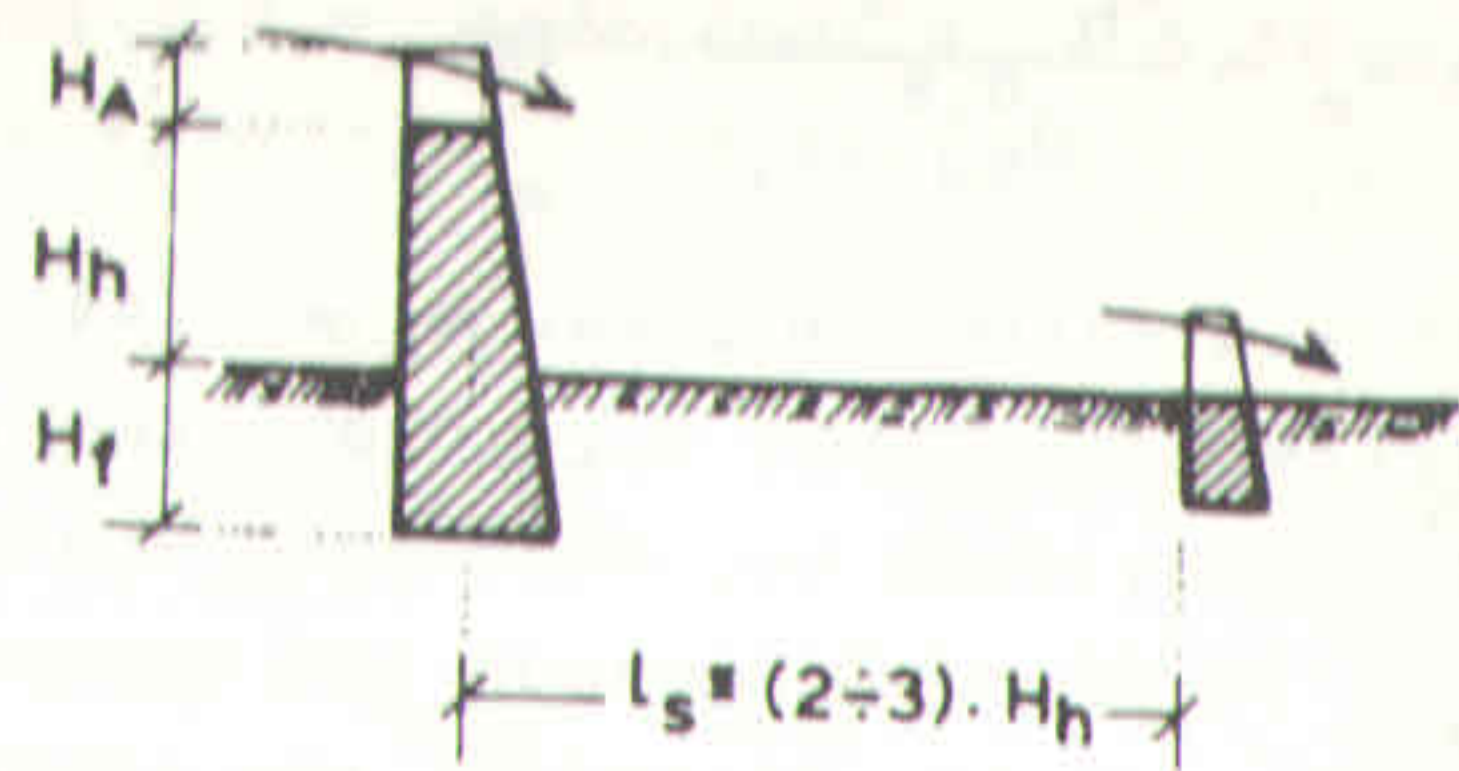
όπου $w_e = 0,75$ για ελεύθερους και $w_e = 1,44$ για βυθισμένους εκχειλιστές. Έτσι π.χ. στο προηγούμενο παράδειγμα, ο υπολογισμός της απόστασης για $H_h = 5,0$ m είχε δώσει $l_s = 11,20$ m. Κατασκευή του προφράγματος σε μικρότερη απόσταση δεν επιτρέπει την επαρκή εμβυθένωση της υδραυλικής ενέργειας του πίπτοντος υδάτινου κορμού στην περιορισμένη λεκάνη υποσκαφής, που δημιουργείται, ενώ τυχόν κατασκευή του σε μεγαλύτερη απόσταση δεν παρέχει επαρκή προστασία.

Ετην πράξη και για απλές περιπτώσεις ή γενικούς ελέγχους εφαρμόζεται συχνά ο κανόνας ότι η απόσταση του προφράγματος είναι: 2÷3 φορές (συνήθως 2,5 φορές) το ύψος του φράγματος (H_h). Στο προηγούμενο παράδειγμα με $H_h = 5,0$ m η απόσταση αυτή, η οποία είχε υπολογιστεί σε $l_s = 11,20$ m, αποκτάει με την εφαρμογή του παραπάνω κανόνα μέγεθος, που κυμαίνεται ως εξής: $l_s = 10,0 \div 15,0$ (μέση τιμή $l_s = 12,5$ m).

Η στέψη του προφράγματος τοποθετείται από υψομετρική άποψη (σχήμα 8.3):

- = σε σχεδόν οριζόντιες κοίτες: στο ύψος του πυθμένα
- = σε κοίτες με σημαντική κλίση: στο ύψος του πόδα του φράγματος, που προστατεύουν.

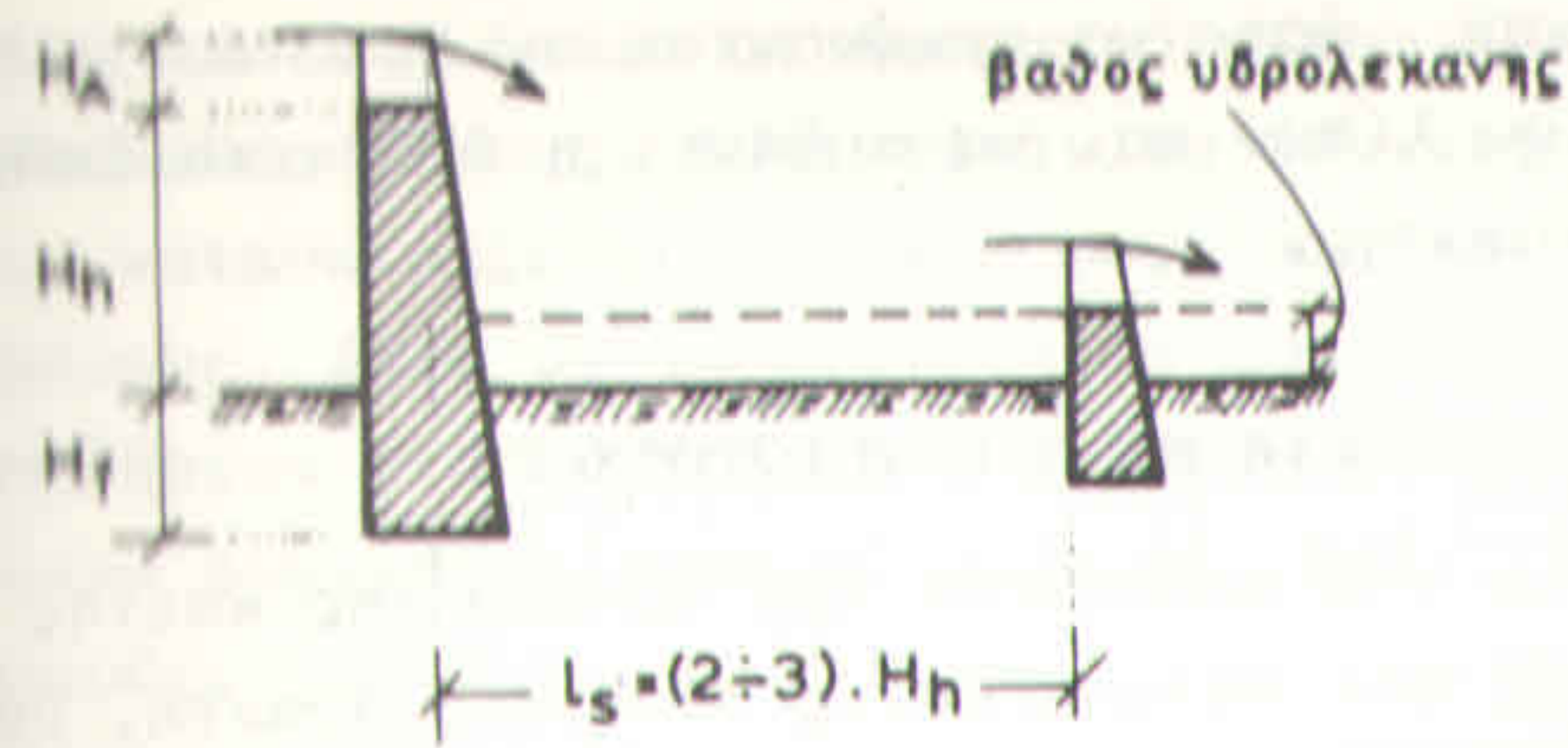
Όπου το πρόφραγμα αποκτάει σημαντικό ύψος, όπως σε κοίτες με ισχυρή κλίση, δημιουργείται η ανάγκη προστασίας και αυτού κατά της υποσκαφής. Έτσι διαμορφώνεται τελικά στη κοίτη σειρά από προφράγματα, τα οποία αποσκοπούν στην εξασφάλιση της κύριας φραγματικής κατασκευής.



Σχήμα 8.3. Απόσταση και ύψος προφράγματος ως προς το κυρίως φράγμα

8.4.2. ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΜΕ ΥΔΡΟΛΕΚΑΝΗ

Μείωση της αναμενόμενης υποσκαφής μπορεί να επιτευχθεί επίσης και με τη δημιουργία υδρολεκάνης, η οποία σχηματίζεται με την τεχνητή ανύψωση της στάθμης του νερού στα κάτω του φράγματος (αύξηση του βάθους h_u στον παράγοντα $S = h_s + h_u$). Για το σκοπό αυτό κατασκευάζεται πρόφραγμα, του οποίου όμως η στέψη τοποθετείται σε στάθμη υψηλότερη από εκείνη του πόδα του φράγματος, κατά το βάθος της επιθυμητής υδρολεκάνης, δηλαδή κατά το μέγεθος, που πρέπει να μειωθεί η μέγιστη δυνατή υποσκαφή του φράγματος.



Σχήμα 8.4. Δημιουργία υδρολεκάνης με την κατασκευή προφράγματος

8.4.3. ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΜΕ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ

Για την προστασία του φράγματος από την υποσκαφή λιθοστρώνεται η κοίτη στα κάτω του με επιμήκεις, ανθεκτικούς λίθους, των οποίων η μεγαλύτερη διάσταση τοποθετείται όρθια. Το μήκος της κοιτόστρωσης στη κοίτη πρέπει να καλύπτει όλο το μήκος της αναμενόμενης υποσκαφής. Το πάχος της κοιτόστρωσης εκτιμάται εμπειρικά. Το ελάχιστο πάχος της είναι $0,8 \pm 1,0$ m.

Επειδή τα νερά του ρεύματος υποσκάπτουν την κοίτη μετά το πέρας της κοιτόστρωσης και προκαλούν την καταστροφή της, κατασκευάζεται κατά κανόνα πρόφραγμα στο πέρας της υποσκαφής και λιθοστρώνεται το τμήμα μεταξύ φράγματος και προφράγματος.

Οι κοιτόστρώσεις κινδυνεύουν ιδιαίτερα μετά τη πρόσκωση των φραγμάτων - εφόσον τα ρεύματα εξακολουθούν να μεταφέρουν φερτά υλικά - από τους καταρπίπτοντες ογκολίθους. Γι' αυτό και έχουν ανάγκη συνεχούς επισκευής. Προσφέρουν συνεπώς προσωρινή προστασία.

Συχνά γίνεται συνδυασμός υδρολεκάνης και κοι-

τόστρωσης, ώστε να μειώνονται οι διαστάσεις των αναγκαίων λίθων και να αυξάνει η διάρκεια ζωής της κοιτόστρωσης.

8.4.4. ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΜΕ ΠΤΕΡΥΓΙΟΤΟΙΧΟΥΣ

Για την προστασία των πρανών της κοίτης από υποσκαφές και καταρρεύσεις τόσο στα άνω, όσο και στα κάτω του φράγματος κατασκευάζονται πτερυγιότοιχοι, των οποίων το υπέργειο ύψος δεν υπερβαίνει, κατά κανόνα, τα 3,0 m από το επίπεδο της κοίτης.

Οι διαστάσεις των κατασκευών αυτών προσδιορίζονται από την ενεργό ώθηση των γαιών, το μέτρο της οποίας δίνεται ως εξής:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot H^2 \cdot K_a$$

όπου γ_e : ειδικό βάρος γαιών (βλέπε πίνακα 2.4) (t/m^3)

H : κατασκευαστικό συνολικό ύψος τοίχου (m)

K_a : συντελεστής οριζόντιας ενεργού γεώθησης (βλέπε πίνακα 2.2. και 2.3).

Η επιφάνεια του τοίχου θεωρείται λεία, τα δε γεωλογικά θεωρούνται σχεδόν κορεσμένα με νερό, οπότε γίνεται δεκτό, ότι η E_a ασκείται κάθετα προς την επιφάνεια του τοίχου. Πρόσθετο (επικαθήμενο) φορτίο δεν παίρνεται συνήθως υπόψη. Η κατανομή της γεωπίεσης είναι τριγωνική, το δε σημείο εφαρμογής της γεώθησης βρίσκεται σε ύψος H/3. Οι συνήθεις τιμές του συντελεστή K_a κυμαίνονται στην πράξη μεταξύ 0,33 και 0,35. Συνεπώς το μέγεθος της ώθησης των γαιών ανέρχεται στο 1/3 της αντίστοιχης υδροστατικής πίεσης.

Από στατική άποψη οι πτερυγιότοιχοι λειτουργούν ως κατασκευές βάρους. Συνιστάται το άνω μέτωπό τους να κατασκευάζεται κατακόρυφο, όπως και στα φράγματα βάρους, ώστε να αποφεύγεται η ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στο εσωτερικό της κατασκευής. Τοίχοι με κεκλιμένο άνω μέτωπο οδηγούν σε αντιστοιχομικρές κατασκευές.

Γίνεται δεκτό, ότι η συνισταμένη R (από την ώθηση των γαιών E_a και το βάρος της κατασκευής) πρέπει να διέρχεται από το άκρο του μέσου τρίτου της βάσης του τοίχου. Υπόπριεση δεν υπολογίζεται σε τέτοιες κατασκευές. Συνεπώς, ξεκινώντας από το βασικό τρίγωνο των φραγμάτων βάρους και παίρνοντας υπόψη μόνο το 1/3 της υδροστατικής πίεσης, που αντιστοιχεί στην ώθηση των γαιών, το πάχος D της βάσης του τοίχου αντιστήριξης δίνεται ως εξής:

$$D = \frac{1}{\sqrt{3\gamma_b}} \cdot H = \frac{0,57}{\sqrt{\gamma_b}} \cdot H \quad (m)$$

Για σκυρόδεμα με $\gamma_b = 2,4 t/m^3$ και για λιθοδομή με $\gamma_b = 2,2 t/m^3$ ο τύπος αποκτάει τη μορφή:

τοίχοι από σκυρόδεμα: $D = 0,37 \cdot H$

τοίχοι από λιθοδομή: $D = 0,38 \cdot H$

Γενική εξίσωση (και για τις δύο περιπτώσεις):

$$D = 0,38 \cdot H$$

Εάν δε γίνει παραδεκτό για τους πτερυγιότοιχους (H=4,0 m), ότι, όπως και στα φράγματα βάρους με ύψος μέχρι 5,0 m, μπορεί η συνισταμένη τους να διέλθει από το άκρο του 1/6 της βάσης D (δηλαδή να αναπτύσσονται ελεγχόμενες τάσεις εφελκυσμού), χωρίς να ζη-

μειωθεί η κατασκευή, ο υπολογισμός των διαστάσεών του με τον παραπάνω τρόπο, τους παρέχει επαρκή περιθώρια ασφαλείας. Για τους λόγους αυτούς δεν χρειάζεται να γίνεται ειδικός στατικός έλεγχος σε πτερυγιότοιχους. Μόνο, όπου το γεωύπόθεμα έχει μικρή αντοχή, είναι σκόπιμο να ελέγχεται η συνθήκη βύθισης της κατασκευής.

Το άνω μέτωπο των πτερυγιότοιχων κατασκευάζεται κατακόρυφο. Το πάχος της στέψης D'' κυμαίνεται κατά κανόνα μεταξύ $D'' = 0,30 \div 1,0 \text{ m}$ ανάλογα με το μέγεθος της κατασκευής και με το εάν κατακρημνίζονται λίθοι από τα άνωτα. Η δε κλίση του κατάντη μετώπου τους διαμορφώνεται με βάση τα μεγέθη D και D'' . Περιορισμός στην κλίση αυτή δεν υπάρχει. Τέλος η μορφοποίηση της διατομής τους γίνεται με βάση τα παραπάνω και είναι απλή.

Ο έλεγχος των πτερυγιότοιχων από άποψη ευστάθειας γίνεται, όπως και των φραγμάτων βάρους.

8.5. ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΑΠΟ ΘΕΡΜΙΚΕΣ ΜΕΤΑΒΟΛΕΣ

Οι θερμικές μεταβολές προκαλούν στο σώμα του φράγματος (ιδίως στο μήκος του) σημαντικές συστοδιαστολές. Πάντως η μεταβολή της μέσης θερμοκρασίας στο σώμα της κατασκευής παραμένει πάντοτε σημαντικά μικρότερη ως προς εκείνη στον αέρα. Για το λόγο αυτό, κατά τον υπολογισμό των θερμικών επιδράσεων στα φράγματα συνιστάται να παίρνεται υπόψη μόνο το μισό της μεταβολής στη θερμοκρασία του αέρα, όπως έδειξε η πείρα (Czerny, 1971).

Τα χειμαρρικά φράγματα δέχονται επίσης και επιδράσεις από την ανομοιόμορφη θέρμανση του σώματός τους. Αυτή προκαλείται από το ότι στο κατάντες (εξωτερικό) μέτωπό τους η θερμοκρασία του φραγματικού σώματος μεταβάλλεται συνεχώς, ενώ στο

άναντες (εσωτερικό) μέτωπο παραμένει σχετικά ομοιομορφή λόγω της ψυκτικής επίδρασης του νερού και των υλικών πρόσχωσης. Έτσι προκαλούνται ανομοιόμορφες μεταβολές μηκών στο εσωτερικό της κατασκευής, που δημιουργούν ροπές κάμψης, με αποτέλεσμα να αυξάνονται οι εσωτερικές τάσεις και να προκύπτουν ρωγμές.

Για την αποτροπή της ρωγμωσης του φράγματος από τις θερμικές μεταβολές, οι οποίες μπορούν νασήγησουν στη καταστροφή του, κατασκευάζονται στο φραγματικό κορμό αρμοί συστοδιαστολής. Οι αρμοί διατάσσονται κάθετα προς το μήκος (ανάπτυγμα) του φράγματος, ώστε να χωρίζουν το σώμα του σε επιμέρους τμήματα με αυτοτελή θερμική συμπεριφορά, οπότε οι τάσεις από τις συστοδιαστολές παραμένουν στο καθένα από αυτά μικρότερες από την αντοχή του υλικού κατασκευής τους.

Ο Czerny (1971), ο οποίος μελέτησε ειδικά το θέμα αυτό στα χειμαρρικά φράγματα υπολογίζει ως εξής την μέγιστη επιτρεπτή απόσταση μεταξύ δύο αρμών:

$$l_{\alpha, \max} = \frac{2 \cdot \sigma_{zu}}{\text{εφφ}(4\gamma_b + 2\gamma_e \cdot \frac{H_s}{D} \cdot K_\alpha)}$$

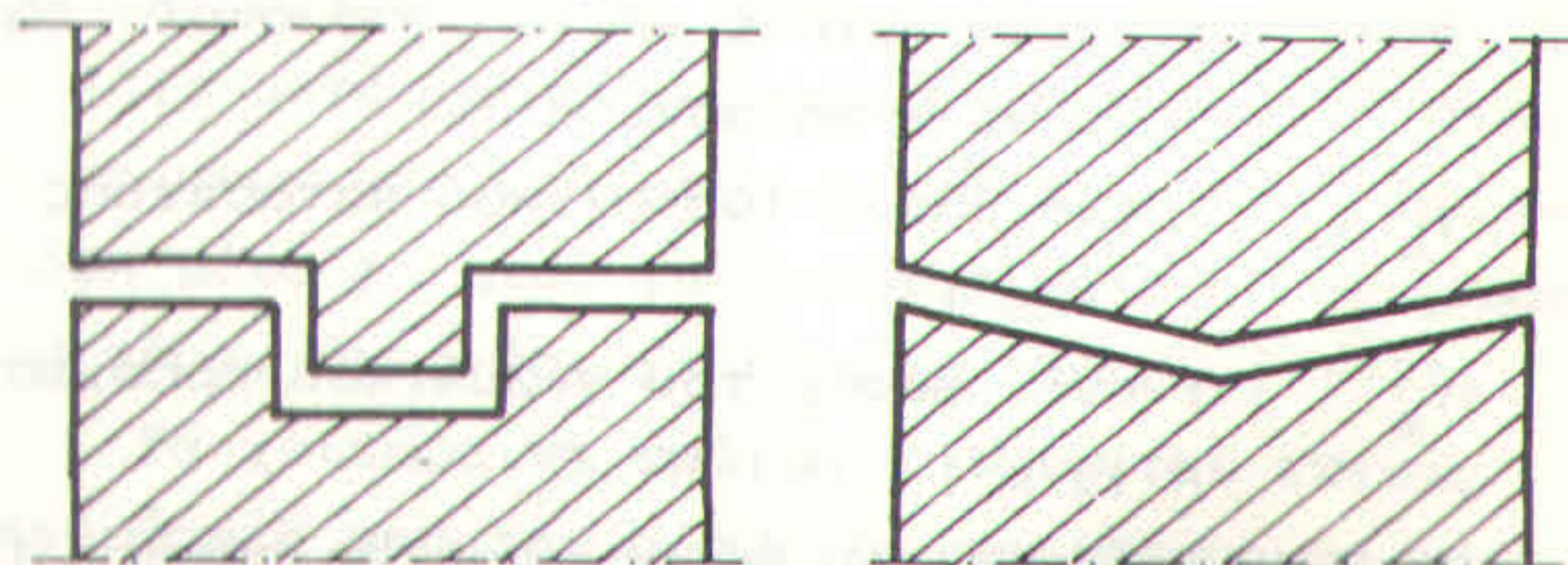
- όπου $l_{\alpha, \max}$: μέγιστη επιτρεπτή απόσταση μεταξύ δύο αρμών (m)
- φ : γωνία τριβής υλικού, στο οποίο εδράζεται η κατασκευή (°)
- γ_b : ειδ. βάρος του υλικού κατασκευής (t/m^3)
- γ_e : ειδ. βάρος του γεωυλικού πρόσχωσης (t/m^3)
- H_s/D : λόγος του ύψους προς το πάχος του φράγματος
- K_α : συντελεστής γεωώθησης
- σ_{zu} : επιτρεπόμενη αντοχή υλικού κατασκευής (t/m^2)

Για τη συνήθη περίπτωση στην υδρονομική πράξη: $K_{\alpha} = 0,33$ (για $\varphi=30^{\circ}$, $\alpha=0$, $\delta=0$), $\epsilon\varphi\varphi=1,0$ (για $\varphi=45^{\circ}$), $\gamma_b=2,4 \text{ t/m}^3$, $\gamma_e=1,8 \text{ t/m}^3$, $\sigma_{b,zu}=50 \text{ t/m}^3$, $H_s/D=3$ ο Czerngy δέχεται, ότι η μέγιστη επιτρεπτή απόσταση μεταξύ των αρμών ανέρχεται σε:

$$l_{\alpha} = 8,0 \text{ m}$$

Παίρνοντας υπόψη τις επιτρεπόμενες αντοχές για τις διάφορες ποιότητες σκυροδέματος καταλήγει, ότι η απόσταση αυτή μπορεί να κυμαίνεται μεταξύ 6÷12 m, ενώ για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα δέχεται, ότι η απόσταση μεταξύ των αρμών μπορεί να αυξάνεται το πολύ μέχρι 20 m. Για το πάχος δε των αρμών καθορίζει, ότι αυτό πρέπει να ανέρχεται τουλάχιστο σε 1÷2 cm, ώστε να εξασφαλίζεται μια επαρκής κινητικότητα στην κατασκευή.

Συνιστάται να αποφεύγεται, όπου είναι δυνατό, η κατασκευή αρμών στη περιοχή του διάρρου. Συνήθως οι αρμοί κατασκευάζονται στη θέση έναρξης των πτερυγίων (δηλ. στα άκρα του διάρρου), οπότε η φραγματική κατασκευή διαιρείται σε τρία τμήματα (ιδίως σε μικρού μήκους φράγματα). Οι αρμοί διατάσσονται με τεθλασμένη μορφή. Το σχήμα 8.5 δείχνει διάφο-



Σχ. 8.5. Συνήθειες μορφές αρμών σε χειμαρρινά φράγματα

ρες συνήθειες μορφές αρμών. Οι αρμοί κατασκευάζονται κατά κανόνα ως πλήρεις, δηλ. φθάνουν μέχρι τη βάση, αλλιώς είναι προβληματική η αποτελεσματικότητά τους.

Μεταξύ των αρμών τοποθετούνται διάφορα υλικά τα οποία είναι ανθεκτικά και επιδέχονται συμπίεση, ώστε να εξασφαλίζεται η στεγανοποίηση των κατασκευών και να αποφεύγονται καταστροφές στο σώμα του φράγματος από την εκροή νερού και φερτών υλών διαμέσου των κενών. Συχνά χρησιμοποιείται για το σκοπό αυτό χάλκινη λαμαρίνα, πάχους 1mm, της οποίας η εγκάρσια τομή διαμορφώνεται σε σχήμα U ή Z ή κυματοειδές. Η τάση εφελκυσμού της κυμαίνεται συνήθως μεταξύ 2000÷2300 kg/cm². Η λαμαρίνα τοποθετείται σε κατακόρυφη διάταξη στο μέσο του πάχους του φράγματος και εκτείνεται σε βάθος 50÷60cm μέσα στο σκυρόδεμα.

8.6. ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΑΠΟ ΛΟΙΠΟΥΣ ΚΙΝΔΥΝΟΥΣ

Ο κίνδυνος ολίσθησης του φράγματος αποτρέπεται με την κατασκευή κεκλιμένης βάσης σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο Μέρος ΙΙ (σελ.82,144,148,153,160). Εάν ο "πόδας" της κεκλιμένης βάσης (στο άναντες μέτωπο) έχει σημαντικό ύψος, προτιμάται η βάση να διαμορφώνεται κεκλιμένη σε περισσότερα επίπεδα (οδοντωτή), οπότε ελαχιστοποιείται το προστιθέμενο βάρος στη κατασκευή (βλ. σελ.150, σχ.4.40) και δεν δημιουργούνται προβλήματα βύθισης και αύξησης του κοστολογίου.

Εφόσον η διαστασιολόγηση των φραγμάτων παίρνει από την αρχή υπόψη της την επιτρεπόμενη αντοχή σε θλίψη του εδάφους, δεν δημιουργείται πρόβλημα βύθισης της κατασκευής. Όπου όμως προκύπτει τέτοιος κίνδυνος, συνιστάται να γίνεται αλλαγή στη

θέση ίδρυσης του φράγματος ή να κατασκευάζεται αυτό με μικρότερο ύψος. Η κατασκευή διευρυσμένης πλάκας στα θεμέλια του φράγματος πρέπει γενικά να αποφεύγεται, επειδή υπάρχει κίνδυνος να καταστραφεί η προέκτασή της προς τα κατάντη (έξω από τον κορμό) από τα ογκώδη φερτά υλικά, που κινούνται στο λάκκο της υποσκαφής και από εκείνα που πέφτουν από την στέψη του φράγματος λόγω της στερεομεταφοράς. Πάντως μικρή διεύρυνση της βάσης προς τα κατάντη (όχι πλάκα) μέχρι $0,20 \div 0,30$ m και σε ύψος $0,80 \div 1,0$ m είναι δυνατή χωρίς κατά κανόνα να δημιουργεί ιδιαίτερα προβλήματα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

Η ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΙ Η ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

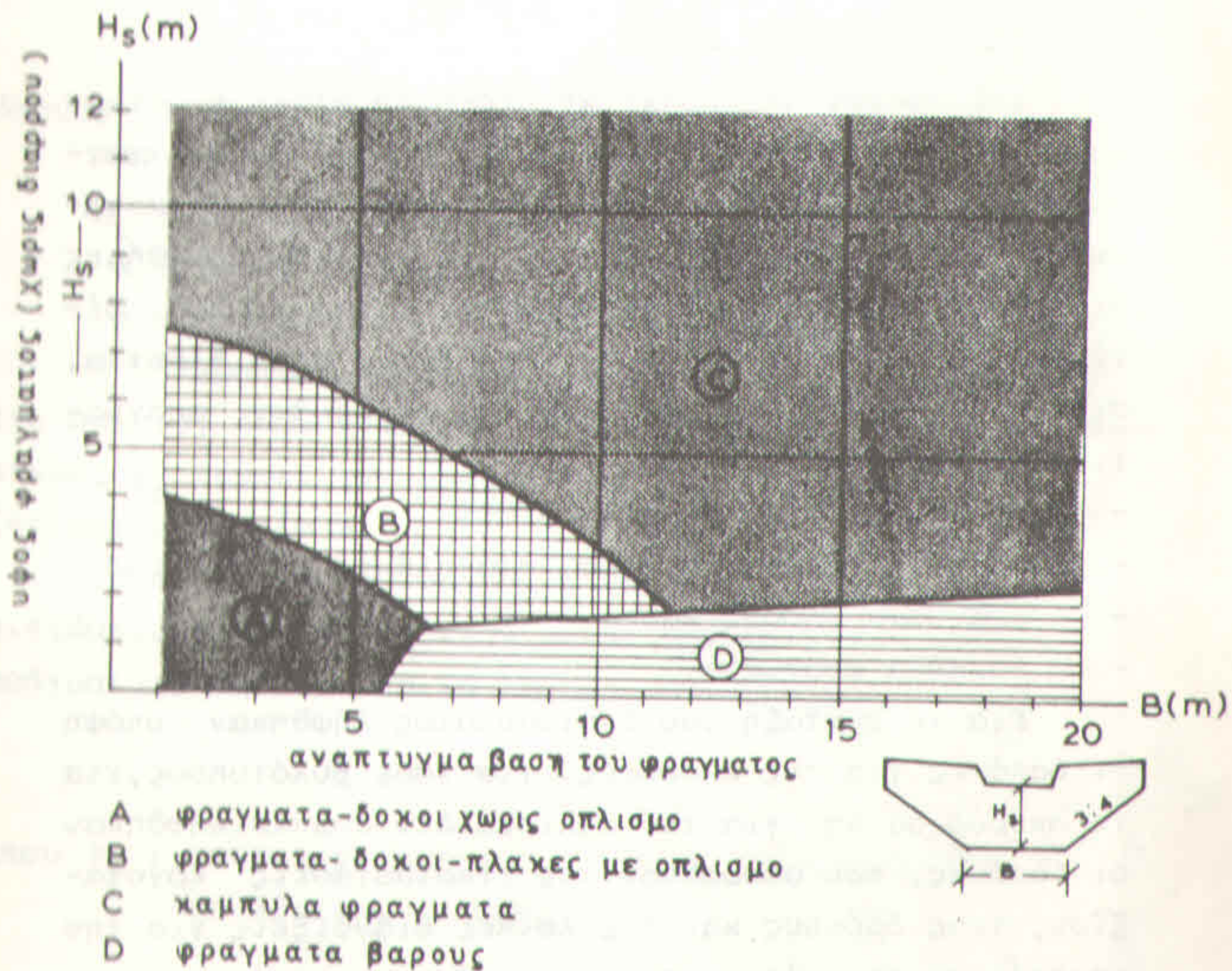
9.1. ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΙΚΟΥ ΤΥΠΟΥ ΑΠΟ ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΗ ΑΠΟΨΗ

Ενδιαφέρον από πρακτική άποψη αποκτάει η οικονομικότητα, την οποίαν παρουσιάζουν οι διάφοροι φραγματινοί τύποι μεταξύ τους ανάλογα βέβαια με το κατασκευαστικό τους μέγεθος και με τις ειδικές συνθήκες στη θέση ίδρυσης. Το διάγραμμα του σχήματος 9.1. δίνει τα αποτελέσματα έρευνας, που έγινε στην Ελβετία, σχετικά με την οικονομικότητα των ακόλουθων φραγματινών τύπων (ASF, 1973):

- φράγματα-δοκοί χωρίς οπλισμό
- φράγματα-δοκοί και φράγματα-πλάκες με οπλισμό
- φράγματα βάρους και
- καμπύλα φράγματα.

Για τη σύνταξη του διαγράμματος λήφθηκαν υπόψη οι δαπάνες για τις εκσκαφές, για τους ξυλότυπους, για το σκυρόδεμα και για τον οπλισμό. Δεν συμπεριλήφθηκαν οι δαπάνες, που αφορούσαν τις εγκαταστάσεις εργοταξίου, τους δρόμους και τις λοιπές διανοίξεις για την προσπέλαση του χώρου, την εκτροπή του νερού, τις εκχερσώσεις, τις τυχόν αποζημιώσεις ή απαλλοτριώσεις, κ.λ.π. Ο υπολογισμός των δαπανών έγινε σε ελβετικά φράγκα και στηρίχθηκε στις ελβετικές συνθήκες. Θεωρείται όμως, ότι το διάγραμμα εκφράζει ταυτόχρονα τις σχέσεις οικονομικότητας μεταξύ των παραπάνω φραγματινών τύπων και για άλλες χώρες και περιοχές.

Κατά τις ειδικές ελβετικές υπηρεσίες (ASF, 1973),



Σχήμα 9.1. Οικονομικότητα των διάφορων φραγματικών τύπων

από το παραπάνω διάγραμμα προκύπτουν τα εξής:

1. Σε κοίτες με σχετικά ανθεκτικά πρανή:
 - τα φράγματα-δοκοί χωρίς οπλισμό προσφέρονται ιδιαίτερα για μικρές κατασκευές (ύψος 2 έως 4 m και ανάπτυγμα κοίτης 1 έως 6 m)
 - τα φράγματα-δοκοί και τα φράγματα-πλάκες με οπλισμό πλεονεκτούν σε μεγαλύτερες φραγματικές κατασκευές (ύψος από 2 έως 7 m και αναπτύγματα κοίτης έως 11m). Για ακόμη μεγαλύτερες διαστάσεις προσφέρονται μόνο τα φράγματα-πλάκες
 - τα καμπύλα φράγματα υπερτερούν σε υψηλές φραγματικές κατασκευές
 - τα φράγματα βάρους προσφέρονται κυρίως για κατασκευές, όπου το πλάτος της κοίτης είναι πολύ μεγαλύτερο του ύψους του φράγματος. Ιδίως όμως υπερτερούν σε κατασκευές με ύψος μέχρι 3,0 m και ανάπτυγμα κοίτης μεγαλύτερο των 6,0 m.

2. Σε κοίτες με πρανή μη ανθεκτικά ή με περιορισμένη ανθεκτικότητα:

- τα φράγματα βάρους προτιμούνται γενικά. Σκόπιμο πάντως είναι να εξετάζεται πάντοτε, κατά πόσο αντί των φραγμάτων βάρους μπορούν να χρησιμοποιηθούν αντιρριδωτά φράγματα
- σε κοίτες με μεγάλα ανοίγματα ένα σημαντικό μέρος της κατασκευής μπορεί να διαμορφώνεται από χώμα.

Συνιστάται γενικά και ιδίως σε οριακές κατασκευές να γίνεται υπολογισμός για δύο φραγματικούς τύπους και να επιλέγεται ο οικονομικότερος.

9.2. Η ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

9.2.1. ΕΚΣΚΑΦΗ ΤΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ

Κατά την διαμόρφωση των θεμελίων του φράγματος συνιστάται να εκσκάπτεται χώρος τόσο, όσος είναι αναγκαίος για να κατασκευαστεί το θεμέλιο. Επίσης πρέπει να παίρνονται τα αναγκαία μέτρα, ώστε να διασφαλίζεται η ευστάθεια των δημιουργούμενων πρανών και να αποφεύγονται τα ατυχήματα. Όπου το σκάμμα έχει διαστάσεις μεγαλύτερες από τις αναγκαίες, πρέπει μετά την κατασκευή θεμελίου του τοίχου να πληρούνται οι κενοί χώροι με ρευστό σκυρόδεμα ή και με τα υλικά εκσκαφής. Οι εκσκαφές στα πρανή μπορούν να γίνονται τόσο με τραπεζοειδή διαμόρφωση, όσο και παράλληλα με το πρανές.

9.2.2. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΣ

Λόγω της ιδιαίτερης καταπόνησης, που υφίστανται οι φραγματικές κατασκευές στις διευθετήσεις ποταμών και χειμάρρων, συνιστάται να χρησιμοποιείται για τη κατασκευή τους σκυρόδεμα και οπλισμός καλής ποιότητας. Οι οριζόντιοι αρμοί κατασκευής πρέπει να διαμορφώνονται με τρόπο, ώστε να εξασφαλίζουν καλή οδόντωση, που να εγγυάται την ενιαία συμπεριφορά από στατική άποψη των διαφόρων λωρίδων του τοίχου. Η επικάλυψη του σιδηρού οπλισμού δεν πρέπει να είναι μικρότερη των 5 cm. Τα σκάμματα θεμελίωσης των φραγμάτων δεν πρέπει να παραμένουν για μεγάλο διάστημα ανοικτά, επειδή κινδυνεύουν να γεμίσουν από όμβρια νερά ή από τα νερά της απορροής. Γι' αυτό συνιστάται ιδίως σε μεγαλύτερες κατασκευές, να προσάγεται ο αναγκαίος οπλισμός έτοιμος σ' αυτά με τη βοήθεια μηχανικών μέσων, μετά από προηγούμενη ετοιμασία του σε παρακείμενες θέσεις έξω από την κοίτη.

ΣΥΜΒΟΛΑ ΜΕΡΟΥΣ ΙΙΙ

Ισχύουν, όσα σύμβολα αναφέρθηκαν στα Μέρη Ι και ΙΙ και επιπλέον τα εξής:

- A : πλάτος διάρρου στη βάση του, δηλ. στη στέψη (m)
- B₁ : μήκος φραγματικής δοκού (m)
- β : επίκεντρη γωνία φράγματος (°)
- D_β : πάχος φραγματικής δοκού σύμφωνα με το βασικό τρίγωνο (m)
- D_δ : πάχος φραγματικής δοκού που υπολογίζεται ως δοκός (m)
- D_{Em} : πάχος στέψης πτερυγίων σε περίπτωση χειμαρολάβας (m)
- d₁ : ύψος φραγματικής δοκού (m)
- D₁ : πάχος φραγματικής δοκού (m)
- D_{π1} : διευρυσμένο πάχος του πέρατος λωρίδας φράγματος στη θέση θεμελίωσης (m)
- F_β : εμβαδόν διατομής σε φράγμα βάρους (m²)
- F_δ : εμβαδόν διατομής σε φράγμα-δοκός (m²)
- f : βέλος τόξου (m)
- h_{D1} : στατικό πάχος δοκού με ύψος d₁=1,0 m (cm)
- L : μήκος (γραμμικό) φράγματος (m)
- l_a : απόσταση μεταξύ αρμών (m)
- M : ροπή κάμψης (mt)
- M_{A,B} : ροπή πάκτωσης στα σημεία A, B (mt)

- P_i : εξωτερικό φορτίο σε δοκό (t)
- R_a : εξωτερική ακτίνα φράγματος (m)
- R_n : εσωτερική ακτίνα φράγματος (m)
- R : ακτίνα στο μέσο του φράγματος (m)
- s : χορδή τόξου (m)
- σ_{bz} : τάση καμψεφελκυσμού (kg/cm^2 , t/m^2)
- T : βάθος θεμελίωσης στα πρανή (m)
- T_h : οριζόντιο βάθος θεμελίωσης στα πρανή (m)
- τ : διατμητική τάση στο εσωτερικό της φραγματικής κατασκευής (kg/cm^2)

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Arbeitsgruppe Wildbach- und Hangverbau, 1985: Sperren-Dimensionierung. Kurs Juni, Gams/SG.

Aulitzky H., 1976: Wildbachkunde und Methoden der Wildbachverbauung, Lawinenkunde und Methoden der Lawinenverbauung, Katastropheneinsatz. Wien.

Berhetoille A., 1975: Notions de base pour l'étude et la réalisation des ouvrages R.T.M. Division Protection contre les érosions du C.E. M.A.G.R.E.F.

Bendel L., 1949: Ingenieurgeologie (Teil I,II).Wien.

Benini G., 1976: Sistemazioni idraulico-forestali. Padova.

Benini G., 1981: Problemi idraulici nell'assetto territoriale della montana. Milano.

Bernard M., 1926: Cour de restauration des montagnes. Ecole Nationale des Eaux et Forêts. Nancy.

Binder R., 1969: Zahrádzanie bystrin a lavin. Bratislave.

Böss P., 1955: Stauanlagen. Berlin, Göttingen, Heidelberg.

Bretschneider H., Lecher K., Schmidt M., 1982: Taschenbuch der Wasserwirtschaft. Hamburg und Berlin.

Βαλαλάς Δ., 1974: Μαθήματα εδαφομηχανικής και θεμελιώσεων (εργαστηριακοί προσδιορισμοί και αποτελέσματα). Θεσσαλονίκη.

Βαλαλάς Δ., 1977: Εισαγωγή στην Εδαφομηχανική. Θεσσαλονίκη.

Βαλαλάς Δ., 1979: Μαθήματα εδαφομηχανικής και θεμελιώσεων. (Αντιστ. και θεμελ.) Θεσσαλονίκη.

Βαλαλάς Δ., 1977: Εισαγωγή στην Εδαφομηχανική. Θεσσαλονίκη.

Cadenas de Llano F., L., 1965: Diques par a la correccion de cursos torrenciales y metodos de calculo. Madrid.

- Clauzel L., Poncet A., 1963: Barrages filtrants et correction torrentielle par ségrégation des matériaux charriés. Revue forestière Nr. 4.
- Czerny F., 1971: Wildbachsperren aus Beton und Stahlbeton. Wien.
- Daubrée L., 1939: Αποκατάστασις και διατήρησις ορεινών εδαφών (δευθέτησις και απόσβεσις χειμάρρων), μετάφρασις Γ.Μαρίνου. Καλάμα.
- Davis C. 1965: Gravity dams (Davis C., Sorensen K.: Handbook of applied Hydraulics).
- Davis C., Sorensen K., 1965: Handbook of applied hydraulics. New York.
- Demonzey P. 1878: Traité pratique du reboisement et du gazonement des montagnes. Paris.
- DIN 19661: Richtlinien für Wasserbauwerke.
- DIN 19663: Wildbachverbauung.
- DIN 19700: Stauanlagen (Talsperren).
- DIN 19700: Stauanlagen (Teil 12).
- DIN 19702: Berechnung der Standsicherheit von Wasserbauten.
- DIN 19704: Stahlwasserbauten.
- Duhm J., 1936: Klausen in massiver Bauweise (L.Hauska: das forstliche Bauingenieurwesen, Band II). Wien und Leipzig.
- Eidg. Amt f. Strassen-und Flussbau, 1973: Dimensionierung von Wildbachsperren aus Beton und Stahlbeton. Bern.
- Fattorelli S., Puglisi S., 1979: Indagine sulla classificazione dei bacini torrentizi italiani. Geologia Applicata e idrogeologia, Vol. XIV - Parte I.
- Flüge W., 1955: Festigkeitslehre und Elastizitätstheorie (Schleicher; F.: Taschenbuch für Bauingenieurwesen, Band I). Berlin, Göttingen, Heidelberg.
- Gavrilović S., 1972: Inzenjering o bujicnim tokovima i eroziji. Beograd.
- Giesecke J., 1982: Talsperren, Wehre (Vorlesung). T.U. Stuttgart.

- Giudici P., 1969: Le briglie per la correzione dei torrenti. Firenze.
- Grasshof H., Siedek P., Floss R., 1982: Handbuch, Erd- und Grundbau, Teile 1. Düsseldorf.
- Γενική Διεύθυνση Δασών, 1971: Πίνακας υπολογισμού των διαστάσεων της διατομής ευθυγράμμων λιθοδομητών φραγμάτων δευθετήσεως χειμάρρων. Υπουργείο Εθνικής Οικονομίας, Αθήνα.
- Γραμματικόπουλος Γ., Μανου-Ανδρεάδου Ν., Χατζηγώγος Θ., 1980: Εδαφομηχανική, ασκήσεις και προβλήματα. Θεσσαλονίκη.
- Härter O., Winter P., 1934: Wildbach- und Lawinnenverbauung. Wien, Leipzig.
- Hartung F., 1971: Talsperren (Vorlesung). T.U. München.
- Hauska L., 1926: Berechnung forsttechnischer Bauwerke. Berlin.
- Hauska L., 1936: Das forstliche Bauingenieurwesen, Band II. Wien und Leipzig.
- Hoffmann L., 1969: Die Gewichtssperre mit geknickter Stirnwand. ZWL, Hef 1.
- Hofman A., 1936: La sistemazione idraulico-forestale dei bacini montani. Torino.
- Horatiis M., 1930: Istituzioni di idronomia montana. Firenze.
- Kohl E., 1955: Baustatik (Schleicher F.: Taschenbuch für Bauingenieure) Göttingen, Heidelberg.
- Kotoulas D., 1967: Das Kolkproblem unter besonderer Berücksichtigung der Faktoren "Zeit" und "Geschiebemischung im Rahmen der Wildbachverbauung. Diss. ETH-Zürich.
- Kotoulas D., 1968: Methode zur Reduktion der Grösse des Sperrenkolkes mit technischen Hilfsmitteln und deren Erprobung im Modell. S. Z.F. Nr.2.

- Kotoulas D., 1973: Das Kolkproblem in Rahmen der Wildbachverbauung. Mitt. d. forstl. Bundes-Versuchsanstalt Wien, 102. Heft.
- Kotoulas D., 1975: Versuche zur Ermittlung des Einflusses des Abriebes auf die Grösse des Sperrenkolkes in Anlehnung an die Eggenberger'sche Versuchstechnik und die verallgemeinerte Müller'sche Kolkgleichung. S.Z.F. Nr.10.
- Kraatz D.B., Mahajan I.K., 1975: Small hydraulic structures. Water Resources Development and Management Service, Land and Water Development Division, Food and Agriculture Organisation of the United Nations. Rome.
- Kronfellner-Kraus G., 1973: Aktuelle Wildbachsperrenprobleme. Mitt. der forstl. Bundes-Versuchsanstalt. Wien, Heft 102.
- Kronfellner-Kraus G., 1978: Untersuchungen an massiven unbewehrten Wildbachsperren. Wien.
- Kunkle H., Thames I., 1980: Techniques hydrologiques de conservation des terres et des eaux en montagne (Cahier FAO: Conservation des sols). Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture. Rome.
- Κωβαίος Μ., 1975: Αντοχή των υλικών. Αθήνα.
- Κωτούλας Δ., 1968: Έρευνα επί της επιδράσεως των φραγμάτων εις τας διαστάσεις και την μορφήν της υποσκαφής αυτών. Τεχν. Χρονικά, τεύχος Σεπτεμβρίου.
- Κωτούλας Δ., 1968: Έρευνα επί του φαινομένου της υποσκαφής εις βεβυθισμένους εκχειλιστάς, ως και γενική αυτού πραγμάτευσις δι'ελευθέρους και βεβυθισμένους, ιδία δια τας διευθετήσεις χειμάρρων. Επιστ.Επετηρίς Γ. Δ. Σχολής Α.Π.Θ., τόμος 12 (Παράρτημα).
- Κωτούλας Δ., 1981: Διευθετήσεις χειμαρρωδών ρευμάτων, Μέρος ΙΙ. τόμος Α,Β. Θεσσαλονίκη.
- Κωτούλας Δ., 1986: Μαθήματα γενικής υδρολογίας και υδραυλικής. Θεσσαλονίκη.

- Leys F., Hagen G., 1972: Dimensionierung von Schwerkheitssperren gegen Wasser- und Erddruck an Hand von Schaubildern. ZWL. Heft 2.
- Λιακόπουλος Α., 1977: Μαθήματα υδρολογίας επιφανειακών νερών, διευθέτηση ποταμών, τεύχος 2ο. Θεσσαλονίκη.
- Marcet J., 1925: Der Grundbau für die Bedürfnisse der forstlichen Praxis. Wien.
- Ministère de l'Agriculture, 1981: Conception des ouvrages de defence passive (Mémoire de 3eme année de Mr. J.N. Gachet). Grenoble.
- Ministère de l'Agriculture, 1981: Dimensionnement, realisation des barrages de correction torrentielle (Mémoire de 3eme année, de Mr Michel Espinasse). Grenoble.
- Μαργαρόπουλος Π., 1950: Υδραυλικοστατικοί υπολογισμοί των τεχνικών έργων διευθετήσεως χειμάρρων. Αθήνα.
- Μουλόπουλος Χρ., 1968: Ορεινή Υδρονομική. Θεσ/νίκη.
- Najera J., 1962: Principios de hidraulica torrencial. Alameda.
- Νιτσιώτα Γ., 1976: Στατική των γραμμικών φορέων, τόμος 1.,2., Β' έκδοση. Θεσσαλονίκη.
- Νιτσιώτα Γ., 1978: Ελαστοστατική. Θεσσαλονίκη.
- Oliva A., 1948: Le sistemazioni dei terreni. Bologna.
- Θ.Α.Σ.Π., 1984: Αντισεισμικός Κανονισμός. Αθήνα.
- Pfoss H., 1958: Talsperren. Berlin.
- Παπούλιας Ι., 1970: Αι τάσεις καμφεφελκυσμού εις ευθύγραμμα φράγματα χειμάρρων εκ λιθοσκυροδέματος. Κέντρον Δασικών Ερευνών Β. Ελλάδος, δελτίον ερευνών αριθμ. 37, Θεσσαλονίκη.
- Παπούλιας Ι., 1972: Τεχνητή πρόσχωσις των φραγμάτων χειμάρρων. Το Δάσος, τευχ. 57-58.
- Παπούλιας Ι., 1973: Κλασσικαί και σύγχρονοι μέθοδοι υπολογισμού της εγκάρσιας διατομής των ευθυγράμμων φραγμάτων των χειμάρρων. Κέντρου Δασικών Ερευνών Β. Ελλάδος, δελτίον ερευνών 58, Θεσσαλονίκη.
- Παπούλιας Ι., 1974: Η εγκάρσια διατομή των ευθυγράμμων φραγμάτων των χειμάρρων συναρτήσεσ του υδροστατικού ύψους. Θεσσαλονίκη.

- Πενέλης Γ., Μαθήματα σιδηροπαγούς σκυροδέματος, Τόμος I, οπλισμένο σκυρόδεμα. Θεσσαλονίκη.
- Rescher O., 1965: Talsperrenstatik. Berlin, Heidelberg, New York.
- Riedl O., Zachar D., 1973: Lesotechnické meliorace. Praha.
- Rosoll A., 1984: Erfahrungen mit Blocksteinrampen an oberösterreichischen Flüssen. Zeitschr.f. Kulturtechnik und Flurbereinigung, Heft 2.
- Rouvé G., 1981: Konstruktiver Wasserbau, Teilgebiet: Talsperren. Aachen.
- Rouvé G., 1983: Wildbachverbau. Aachen.
- Rüsch H., 1974: Οπλισμένο και προεντεταμένο σκυρόδεμα (μετάφρασις: Δ. Πέντζας). Αθήνα.
- Schnitter G., 1966: Stauwerke, Talsperren (Vorlesung) ETH-Zürich.
- Schocklitz A., 1952: Handbuch des Wasserbaues, zweiter Band. Zweite Auflage. Wien.
- Seckendorff A., 1984: Verbauung der Wildbäche, Aufforstung und Berasung der Gebirgsgründe. Wien.
- Service Fédéral des Routes et des Dignes, 1971: Corrections de cours d'eau. Bern.
- Silvio die G., 1984: Erosion control works (Lecture Notes). Delf.
- Silvio di G., 1984: Soil erosion and conservation (Lecture Notes). Delf.
- Stiegler W., 1973: Baugrundlehre für Ingenieure. Düsseldorf.
- Stiny J. 1929: Technische Gesteinkunde. Wien.
- Streck O., 1956: Grund- und Wasserbau in praktischen Beispielen. Berlin, Göttingen, Heidelberg.
- Strele G., 1950: Grundriss der Wildbach- und Lawinerverbauung. Wien.
- Striegler W., Werner D., 1969: Dammbau in Theorie und Praxis. Wien, New York.
- Szabo I., 1975: Einführung in die technische Mechanik. New York, Heidelberg.
- Σιμόπουλος Α., 1970: Κανονισμοί μελετών τεχνικών έργων οπλισμένου και προεντεταμένου σκυροδέματος.

- Επυρόπουλος Π., 1980: Η ασφάλεια των κατασκευών. Θεσσαλονίκη.
- Ετεργιάδη Γ., 1984: Εφαρμοσμένη μηχανική. Θεσσαλονίκη.
- Tella di G., Bay F., 1939: Le correzioni dei torrenti. Bologna.
- Tella di G., Bay F., 1960: Le sistemazioni dei bacini montani. Firenze.
- Therzaghi K., Peck R., 1969: Εφαρμοσμένη εδαφοτεχνική (μετάφραση της δεύτερης έκδοσης υπό Α. Νικολαΐδη), τόμος Α,Β. Αθήνα.
- Thiéry E., 1914: Restauration des montagnes, correction des torrents, reboisement. Paris.
- Tölke F., 1953: Talsperren, Berlin.
- U.S. Department, 1939: Prevention and control of gullies. Farmers' Bulletin No. 1813. Washington.
- United States Department of the Interior, 1977: Design of small dams. Washington.
- Vischer D., Huber A., 1979: Wasserbau (zweite Auflage). Berlin, Heidelberg, New York.
- Wagner W., Erlhof G., 1975: Praktische Baustatik. Stuttgart.
- Wang F., 1901: Grundriss der Wildbachverbauung. Leipzig.
- Weber A., 1964: Wildbachverbauung (O. Ushden: Taschenbuch, landwirtschaftlicher Wasserbau). Stuttgart.
- Wehrmann A., 1950: Die überströmten Querwerke der Wildbachverbauung. Wien und Leipzig.
- Υπουργείο Γεωργίας, 1983: Στατικός υπολογισμός των ευθυγράμμων φραγμάτων βάρους (χωρίς οπλισμό). Αθήνα.
- Υπουργείο Δημοσίων Έργων, 1985: Κανονισμός τεχνολογίας σκυροδέματος (και αιτιολογική έκθεση). Αθήνα.
- Zachar D., 1982: Soil erosion. Amsterdam, Oxford, New York.

- Zeller J., 1965: Einige technische Belange des Wildbachverbaues. SZF. Nr 10/11.
- Zemljic M., 1967: Hudourniske pregrade racionalnih dimenzijzbornik. Ljubjana.