

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département de Génie civil

MÉMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de

Magister en hydraulique

Option : Ressources en eau

**Etude expérimentale d'un barrage en terre avec
cheminée filtrante sous l'action de l'infiltration sur une
base perméable**

Présenté par :

M^{elle} : Amieur Rekia

Soutenu le : 18 /06/2012

Devant les jurys composé de:

Dr. M.K. Gueddouda	U.A.T.Laghouat	Président
Dr. A. Djehiche	U.A.T.Laghouat	Directeur de thèse
Dr. M. Gafsi	U.A.T.Laghouat	Co-directeur de thèse
Dr. M. Chettih	U.A.T.Laghouat	Examineur
Dr. M. Stamboul	U.A.T.Laghouat	Examineur

Remerciements

« Je remercie en premier Allah pour tout.

*Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour
notre bien.*

*En fin, mes sincères reconnaissances et gratitude à tous mes
enseignants, et en particulier l'encadreur de ce mémoire Dr.*

*Djehiche A. ; et co-encadreur Dr Gafsi M., pour ses nombreux
conseils, et ses disponibilité.*

*Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir
accepter d'examiner mon travail. »*

الملخص: نظرا لأهمية السدود في التنمية الاقتصادية للبلاد، خصصنا هذه الدراسة لإيجاد حلول للمشاكل التي تواجه السدود الترابية بعد البناء. الصعوبة الرئيسية للسدود الترابية هي تسرب المياه من خلالها التي أدت إلى ظهور ظاهرة الثعلبية. يهدف البحث إلى دراسة خصائص التسرب خلال السدود الترابية المزودة بنظامين من المصارف التي تركز على طبقة نفاذة. « مصرف عمودي » تم دراسة تأثير طول المصرف الأفقي على خصائص التسرب. هذا وقد تمت الدراسة عدديا باستخدام برنامج على الحاسب الآلي ومعمليا باستخدام جهاز حوض التسربة، في هذه الدراسة تم اقتراح علاقة شبه تجريبية تمكننا من حساب التدفق من خلال السدود الترابية المزودة بنظامين من المصارف كل على حدة، وللتحقق من صحة النتائج المحصل عليها من العلاقة قمنا بمقارنتها مع النتائج التطبيقية والنتائج العددية.

الكلمات المفتاحية: التسرب ، السدود الترابية، مصرف رأسي، معدل التسرب ، وضع المصرف الراسي، النفاذية ،ظاهرة الثعلبية.

Résumé : Vu l'importance des barrages pour le développement économique d'un pays, nous avons consacré cette étude à la recherche de solutions aux problèmes rencontrés dans les barrages en terre après leur construction. La principale difficulté pour les barrages en terre c'est l'infiltration des eaux à travers le barrage qui conduit à la naissance du phénomène de renard, et à la migration des particules fines à l'extérieur du barrage ce qui provoque le glissement du talus aval du barrage et compromet la stabilité de l'ouvrage. Cependant, il faut faire recours à des procédés spéciaux tels que les drains et les filtres et choisir le type de drain le plus efficace pour limiter la progression du phénomène de renard.

On a étudié sur un modèle réduit, un barrage en terre homogène avec drain vertical sur une base perméable. On a abouti à des formules semi-empiriques qui donnent le débit de fuite. Enfin une étude comparative des résultats expérimentaux avec ceux calculés par la formule a été réalisée.

Mots-Clés : Infiltration, barrage en terre, drain vertical, débit de fuite, la position du drain, perméabilité, phénomène de renard.

Abstract: The flow of water through dams and their foundations, and the accompanying pressures and gradients that exist; have long been recognized by engineers as important factors in dam design. And one of the major problems encountered when designing earth dams is the choice and design of systems of drainage that are able to protect the dams from undesirable effects. Although the existence of a number of satisfactory drainage systems allowed the construction of many projects, the lack of control of seepage flow and the position of saturation curve in the drain may threaten the security of these constructions and render them uneconomical. The paper presented here in reports the results obtained from the experimental study of a homogeneous embankment on pervious foundation. Relations have been obtained which can be help in the control of the quantity of discharge in the vertical drain, which permit a better management of earth dams.

Key words: seepage; earth dams; vertical drain; position of drains; discharge; the piping phenomenon

Sommaire	Page
Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Notations et symboles	
Introduction générale	01
Chapitre I : Drainage dans les barrages en terre	
I- / Drainage dans les barrages en terre.....	03
I-1/ Introduction.....	03
I-2/ Historique sur le drainage des barrages en terre.....	03
I-3 /Dispositions prises pour le drainage.....	06
I-3-1 / Les drains.....	06
I-3-1-1 /Définition.....	06
I-3-1-2/ Rôle des drains.....	06
I-3-1-3 /Différents types de drainages et leur dimensionnement.....	07
a- Prisme de drainage.....	07
b- Drainage de surface.....	08
c- Prisme de drainage avec drainage de surface.....	09
d- Tapis interne.....	10
e- Prisme de drainage avec drain tapis interne.....	11
f- Drainage a bande.....	12
g- Drain vertical.....	12
h- Puits filtrants de décompression.....	13
I-3-2 /les filtres	13
I-3-2-1/ Introduction.....	13
I-3-2- 2/ Rôle des filtres	13
I-3-2-3 /Composition des filtres	14
I-3-2-4 /Dimensionnement des filtres	14
I-3-2-5/ Epaisseur du filtre	15
I-3-2-6/Conditions des filtres	15
I-4 /Barrages en terre.....	16
I-4-1 /Introduction.....	16
I-4-2 Définition des barrages en terre	16
I-4-3/ Les types du barrage en terre	16
I-4-3-1/Les barrages en terre homogènes.....	17
I-4-3-2 /Barrage à noyau étanche.....	17

I-4-3-3 /Les barrages en terre à masque amont.....	18
I-4-4 /Les organes d'étanchéités des barrages en terre.....	19
I-4-4-1/ Noyau en argile compacté.....	19
I-4-4-2/ Diaphragme interne.....	20
I-4-4-3/ Masque amont.....	20
a- Masque en béton de ciment.....	20
b- Masque en béton bitumineux.....	21
c- Masque en membrane souple.....	22
I-5/ Conclusion.....	22
Chapitre II : Lois d'écoulement dans les milieux poreux	
II-/ Lois d'écoulement dans les milieux poreux.....	23
II-1/Introduction	23
II-2/ Les milieux poreux	23
II-3/ caractéristiques des milieux poreux.....	24
II-3-1/ Homogénéité.....	24
II-3-2/ Isotropie.....	24
II-3-3/ Potentiel hydraulique.....	24
II-3-4/ Porosité.....	25
II-3-5/ Perméabilité.....	25
II-3-5-1/ Perméabilité spécifique.....	25
II-3-5-2/ Perméabilité intrinsèque.....	25
II-3-6/ Coefficient d'emmagasinement.....	26
II-3-7/ Transmissivité.....	27
II-4/ Physique de l'écoulement en les milieux poreux.....	27
II-4-1/ Loi de Darcy	28
II-4-1-1/ Généralisation de la loi de Darcy	29
II-4-1-2/ Limites d'application de la loi de Darcy.....	30
II-4-2/ Equation générale de l'écoulement en milieu poreux.....	31
II-4-2-1/ Equation de conservation de masse	31
II-4-2-2/ Equation de la conservation d'énergie	33
II-5/ Ecoulement à travers un barrage en terre.....	33
II-5-1/ Phénomène de RENARD.....	34
II-5-1-1/ RENARD de nature chimique.....	34

II-5-1-2/ RENARD de nature mécanique.....	34
II-6/ Coefficient de perméabilité.....	35
II-6-1/ les méthodes de détermination de la perméabilité.....	35
II-6-1-1/ Perméamètre à charge constante	36
II-6-1-2/ Perméamètre à charge variable	36
II-7/ le réseau d'écoulement	37
II-7-1 Propriétés fondamentales des réseaux d'écoulement	37
II-8/Conclusion	41

Chapitre III : Les méthodes de résolution

III-/ Les méthodes de résolution.....	42
III-1/ Introduction.....	42
III-1-1/Ecoulement confiné.....	42
III-1-2/Ecoulement non confiné.....	42
III-2/ Méthodes de résolution des infiltrations	45
III-2-1 Méthode graphique.....	45
III-2-2 Méthode analytique	47
III-2-2-1/ Théorie de Dupuit	47
III-2-2-2/ Méthode analytique semi-empirique de Kozeny	49
III-2-3/Méthodes expérimentales.....	51
III-2-3-1 Modèle de bassin de perméabilité.....	51
III-2-3-2 Modèle hèle-Shaw (hydraulique).....	52
III-2-3-2-1/ Introduction	52
III-2-3-2-2/ Définition	52
III-2-3-2-3/ Principe de l'analogie hèle-Shaw	53
III-2-3-3/ Modèle électrique.....	56
III-2- 4 /Méthodes numériques.....	56
III-2- 4-1/Méthode aux différences finies(MDF)	57
III-2-4-2/Méthode des éléments finis (MEF).....	58

III-2-4-3/ Résolutions des problèmes d'écoulements par la méthode numérique (MEF).....	59
III-2-4-3-1/Introduction	59
III-2-4-3-2/Calcul numérique.....	59
III-2-4-3-3/Préparation des données pour le logiciel SEEP	60
III-2-4-3-4/ Description du fichier de données utilisé par le programme SEEP.....	60
III-3 /Conclusion	66

Chapitre IV : Matériels et méthodes

IV-/ Matériels et méthodes.....	67
IV-1/ Introduction.....	67
IV-2/ Modélisation des barrages en terre sur une assise perméable.....	67
IV-2-1/ Principe.....	67
IV-2-2/ Modèle expérimentale	68
IV-2-3/ Description du bassin de perméabilité.....	68
IV-3/ Caractéristiques de l'échantillon utilise	68
IV-3-1 /Analyse granulométrique.....	69
IV-3-2 /Analyse par Sédimentométrie	70
IV-3-2-1 – Mode opératoire.....	70
IV-4/ Détermination de perméabilité.....	73
IV-4-1/ Perméabilité horizontale	73
IV-4-1-1/Perméabilité horizontale de sable moyen.....	75
IV-4-1-2/Perméabilité horizontale de sable argileux.....	76
IV-4-2/ Perméabilité verticale	77
IV-4-2-1/ Perméabilité verticale du sable moyen.....	77
IV-4-2-2/ Perméabilité verticale du sable argileux.....	78
IV-5/ Construction du modèle	79
IV-5-1/ Protocole expérimental.....	80
IV-5-2 /Mesures et calculs	80
IV-5-2-1/ Modèle 01 (drain avec tapis de long $L=(m. H_m)$).....	80
IV-5-2-2/ Modèle 02 (drain avec tapis de long $L=\frac{m.H_m}{2}$)	87
IV-6/ Conclusion.....	93

Chapitre V : Résultats et discussions

V-/ Résultats et discussions.....	94
V-1/ Introduction	94
V-2/ Détermination expérimental de débit d'infiltration.....	94
V-2-1/ Détermination expérimental de débit d'infiltration du drain	94
V-2-2/ Détermination expérimental de débit d'infiltration à travers la base	96
V-2-3/ Mesure expérimental de la charge d'eau devant le drain.....	98

V-3 /Comparaison des débits	99
V-3 -1 / Comparaison des débits de drain et la base pour chaque pente	99
V-3 -2/ Comparaison des résultats pour les deux modèles.....	101
V-3-2-1/Comparaison des débits du drain	101
V-3-2-2/Comparaison des débits de la base	103
V-3 -3 / Comparaison des débits expérimentaux et débits numériques	105
V-4/ Calcul de débit d'infiltration	107
V-5/ Conclusion	110
Conclusion générale	111
Références bibliographiques	113
Annexe 01	114
Annexe 02	127

Liste des figures :

Chapitre I : historique sur le drainage

Fig. (I.1) Prisme de drainage.....	07
Fig. (I.2) Drainage de surface.....	09
Fig. (I.3) Prisme de drainage avec drainage de surface.....	10
Fig. (I.4) Tapis interne.....	10
Fig. (I.5) Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondation imperméables.....	11
Fig. (I.6) Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables.....	11
Fig. (I.7) Drainage à bande.....	12
Fig. (I-8) Drain vertical.....	12
Fig. (I.9) Barrage en terre homogène.....	17
Fig. (I.10) Barrage en terre hétérogène	18
Fig. (I.11) Barrage en terre à masque amont.....	19
Fig. (I.12) Noyau en argile verticale et incliné.....	19
Fig. (I.13) Diaphragme interne.....	20
Fig. (I.14) Masque amont en béton de ciment.....	21
Fig. (I.15) Masque amont en béton bitumineux.....	21
Fig. (I.16) Masque en membrane souple.....	22

Chapitre II : Lois d'écoulement en milieux poreux

Fig. (II.1) Schéma de l'appareil de Darcy.....	29
Fig. (II.2) Conservation de la masse.....	32
Fig. (II.3) Exemple d'écoulement dans un barrage en terre.....	33
Fig. (II.4) Schéma d'une ligne de courant.....	38
Fig. (II.5) Aires de l'écoulement plan.....	39

Chapitre III : Les méthodes de résolution

Fig. (III.1) Types d'infiltration.....	43
Fig. (III.2) Infiltration à travers barrage en terre homogène avec tapis horizontal.....	45
Fig. (III.3) Solution graphique de l'équation de Laplace.....	46
Fig. (III.4) Méthode de Prasil pour la solution d'un écoulement plan.....	47
Fig. (III.5) Profil de la courbe de saturation.....	47
Fig. (III.6) La ligne de saturation d'après Kozeny.....	50
Fig. (III.7) Effet de l'anisotropie sur la ligne de saturation.....	51

Fig. (III.8) Modèle Hèle-Shaw (Modèle écoulement visqueux).....	52
Fig. (III.9) Analogie de Hèle –Shaw.....	53
Fig. (III.10) Méthode aux différences finies.....	57
Fig. (III, 11) Division d'un barrage en éléments finis.....	58

Chapitre IV : Matériels et méthodes

Fig. (IV.1) Schéma de description de bassin de perméabilité.....	68
Fig. (IV.2) Appareillage spécifique de l'essai sédimentométrie.....	70
Fig. (IV.3) Courbe granulométrique.....	72
Fig. (IV.4) Bassin de perméabilité.....	74
Fig. (IV.5) Valeurs des débits corrigés pour sable moyen.....	75
Fig.(IV .6) Valeurs des débits corrigés pour sable argileux	76
Fig. (IV.7) Valeurs des débits corrigés pour sable moyen.....	78
Fig. (IV.8) Perméamètre à charge constante.....	78
Fig. (IV.9) Barrage en terre homogène avec un drain vertical sur une base perméable (Modèle01)	80
Fig. (IV.10) Barrage sur une assise perméable à pente (n=3).....	81
Fig. (IV. 11) Barrage sur une assise perméable à pente (n=2,5).....	82
Fig. (IV.12) Barrage sur une assise perméable à pente (n=2).....	84
Fig. (IV.13) Barrage sur une assise perméable à pente (n=1,5).....	85
Fig. (IV.14) Barrage en terre homogène avec un drain vertical sur une base perméable (Modèle02)	87
Fig. (IV.15) Barrage sur une assise perméable à pente (n=3).....	87
Fig. (IV.16) Barrage sur une assise perméable à pente (n=2,5).....	89
Fig. (IV.17) Barrage sur une assise perméable à pente (n=2).....	90
Fig. (IV.18) Barrage sur une assise perméable à pente (n=1,5).....	92

Chapitre V : Résultats et discussion

Fig. (V.1) Variation des débits de drain à chaque pente (modèle 01).....	95
Fig. (V.2) Variation des débits de drain à chaque pente (modèle 02).....	95
Fig. (V.3) Variation des débits de la base à chaque pente (modèle 01).....	96
Fig. (V.4) Variation des débits de la base à chaque pente (modèle 02).....	97
Fig. (V.5) Variation des charges mesurées devant le drain pour le 1 ^{ère} modèle.....	98
Fig. (V.6) Variation des charges mesurées devant le drain pour le 2 ^{ème} modèle.....	99
Fig. (V.7) Comparaison des débits du drain et de la base pour chaque pente (modèle01).....	100
Fig. (V.8) Comparaison des débits du drain et de la base pour chaque pente (modèle 02).....	100

Fig. (V.9) Comparaison des débits de drain.....	102
Fig. (V.10) Variation des débits de drain en fonction de longueur du tapis.....	102
Fig. (V.11) Comparaison des débits infiltrés à travers la base.....	103
Fig. (V.12) Variation des débits de base en fonction de longueur du tapis.....	104
Fig. (V.13) Comparaison des débits obtenus pour modèle 01.....	105
Fig. (V.14) Comparaison des débits obtenus pour modèle 02.....	106
Fig. (V.15) Les débits semi-empiriques pour modèle 01.....	107
Fig. (V.16) Comparaison des débits pour chaque pente (modèle 01).....	108
Fig. (V.17) Les débits semi-empiriques pour modèle 02.....	109
Fig. (V.18) Comparaison des débits pour chaque pente (modèle 02).....	110

Liste des tableaux

Chapitre II : Lois d'écoulement dans les milieux poreux

Tableau (II.1) : Exemple de perméabilité pour différents types de sol..... 35

Chapitre III : Les méthodes de résolution

Tableau(III.1) : L'analogie des paramètres de l'écoulement souterrain et aux du courant électrique..... 55

Chapitre IV : Matériels et méthodes

Tableau. (IV.1) :Analyse granulométrie par tamisage de sable moyen..... 69

Tableau(IV.2) : Analyse granulométrie par tamisage de sable argileux..... 71

Tableau(IV.3) : Analyse granulométrie par sédimentométrie de sable argileux..... 71

Tableau (IV.4) : Les mesures de débit pour sable moyen..... 75

Tableau (IV.5) : Les mesures de débit pour sable argileux..... 76

Tableau (IV.6) : Les mesures de débit pour sable moyen..... 77

Tableau (IV.7) : Les mesures de débit pour sable argileux..... 79

Tableau (IV.8) : Les débits collecté par le drain (n=3)..... 81

Tableau (IV.9) : Les débits infiltrés à travers la base (n=3)..... 82

Tableau (IV.10) : Les débits collecté par le drain (n=2,5)..... 83

Tableau (IV.11) : Les débits infiltrés à travers la base (n=2,5)..... 83

Tableau (IV.12) : Les débits collecté par le drain (n=2)..... 84

Tableau (IV.13) : Les débits infiltrés à travers la base (n=2)..... 85

Tableau (IV.14) : Les mesures collecté par le drain (n=1,5)..... 86

Tableau (IV.15) : Les débits infiltrés à travers la base (n=1,5)..... 86

Tableau (IV.16) : Les débits collectés par le drain (n=3)..... 88

Tableau (IV.17) : Les débits infiltrés à travers la base (n=3)..... 88

Tableau (IV.18) : Les débits collectés par le drain n=2,5)..... 89

Tableau (IV.19) : Les débits infiltrés à travers la base (n=2,5)..... 90

Tableau (IV.20) : Les débits collectés par le drain (n=2)..... 91

Tableau (IV.21) : Les débits infiltrés à travers la base (n=2)..... 91

Tableau (IV.22) : Les débits collectés par le drain (n=1,5)..... 92

Tableau (IV.23) : Les débits infiltrés à travers la base (n=1,5)..... 93

Chapitre V : Résultats et discussions

Tableau (V.1): Les débits collectés par le drain pour le 1^{ère} modèle..... 94

Tableau (V.2): Les débits collectés par le drain pour le 2^{ème} modèle..... 95

Tableau (V.3): les débits d'infiltration à travers la base perméable pour le 1^{ère} modèle..... 96

Tableau (V.4): les débits d'infiltration à travers la base perméable pour le 2^{ème} modèle..... 97

Tableau (V.5): Les charges mesurées devant le drain pour le premier modèle..... 98

Tableau (V.6): les charges mesurées devant le drain pour le deuxième modèle..... 98

ANNEXE 01

Tableau (A-01) : Les mesures de débit pour sable moyen.....	114
Tableau (A-02) : Correction des débits pour sable moyen.	114
Tableau (A-03) : Les mesures de débit pour sable argileux.	115
Tableau (A-04) : Correction des débits pour sable moyen.....	115
Tableau (A-05) : Les mesures de débit pour sable moyen.....	115
Tableau (A-06) : Les mesures de débit pour sable argileux.	115
Tableau (A-07) : Correction des débits collecté par le drain (n=3).	116
Tableau (A-08) : Correction des débits infiltrés à travers la base perméable (n=3).	116
Tableau (A-09) : Correction des débits collecté par le drain (n=2,5).	116
Tableau (A-10) : Correction des débits infiltrés à travers la base perméable (n=2,5).	116
Tableau (A-11) : Correction des débits collecté par le drain (n=2).	117
Tableau (A-12) : Correction des débits infiltrés à travers la base perméable (n=2).	117
Tableau (A-13) : Correction des débits collecté par le drain (n=1,5).	117
Tableau (A-14) : Correction des débits infiltrés à travers la base perméable (n=1,5).	117
Tableau (A-15) : Correction des débits collecté par le drain (n=3).....	118
Tableau (A-16) : Correction des débits infiltrés à travers la base perméable (n=3).	118
Tableau (A-17) : Correction des débits collecté par le drain (n=2,5).	118
Tableau (A-18) : Correction des débits infiltrés à travers la base perméable (n=2,5).	118
Tableau (A-19) : Correction des débits collecté par le drain (n=2).	119
Tableau (A-20) : Correction des débits infiltrés à travers la base perméable (n=2).	119
Tableau (A-21) : Correction des débits collecté par le drain (n=1,5).	119
Tableau (A-22) : Correction des débits infiltrés à travers la base perméable (n=1,5).	120
Tableau (A-23) : Comparaison des débits collectés par le drain pour les deux modèles (n=3).	120
Tableau (A-24) : Comparaison des débits infiltrés à travers la base pour les deux modèles (n=3).	120
Tableau (A-25) : Comparaison des charges pour les deux modèles (n=3).	120
Tableau (A-26) : Comparaison des débits collectés par le drain pour les deux modèles (n=2,5).	121
Tableau (A-27) : Comparaison des débits infiltrés à travers la base pour les deux modèles (n=2,5)...	121
Tableau (A-28) : Comparaison des charges pour les deux modèles (n=2,5).	121
Tableau (A-29) : Comparaison des débits collectés par le drain pour les deux modèles (n=2).....	121
Tableau (A-30) : Comparaison des débits infiltrés à travers la base pour les deux modèles (n=2).....	122
Tableau (A-31) : Comparaison des charges pour les deux modèles (n=2).	122
Tableau (A-32) : Comparaison des débits collecté par le drain pour les deux modèles (n=1,5).....	122
Tableau (A-33) : Comparaison des débits infiltrés à travers la base pour les deux modèles (n=1,5).....	122
Tableau (A-34) : Comparaison des charges pour les deux modèles (n=1,5).....	123
Tableau (A-35) : Les débits semi-empiriques pour modèle 01.....	123
Tableau (A-36) : Les débits semi-empiriques pour modèle 02.....	123
Tableau (A-37) : Valeurs des débits pour la pente (n=3).	124
Tableau (A-38) : Valeurs des débits pour la pente (n=2,5).	124

Tableau (A-39) : Valeurs des débits pour la pente (n =2).	124
Tableau (A-40) : Valeurs des débits pour la pente (n =1,5).	124
Tableau (A-41) : Valeurs des débits pour la pente (n =3).	125
Tableau (A-42) : Valeurs des débits pour la pente (n =2,5)	125
Tableau (A-43) : Valeurs des débits pour la pente (n =2).	125
Tableau (A-44) : Valeurs des débits pour la pente (n =1,5).	125

Liste de symbole

- b_{ber}** : Largeur de la berme [m].
- b** : Largeur du bassin de perméabilité [m].
- C** : Conductibilité électrique [V].
- C_c** : Coefficient de courbure
- C_u** : Coefficient d'uniformité.
- d** : Diamètre des grains [m].
- E** : Intensité de champ électrique [A].
- g** : L'accélération de la pesanteur [m/s²].
- h** : La charge hydraulique[m].
- H_A** : Hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à l'entrée de la colonne de la couche filtrante [m].
- H_B** : Hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à la sortie de la colonne de la couche filtrante [m].
- H₀** : La hauteur de l'eau en amont du barrage [m].
- H₁** : La hauteur de l'eau en aval du barrage [m].
- H₂** : La hauteur de l'eau en aval du barrage [m].
- i** : Gradient hydraulique
- I** : Intensité de courant [A].
- i_C** : Gradient hydraulique critique
- k** : Coefficient de perméabilité [m/s].
- K** : Perméabilité intrinsèque [m²].
- k_h** : Coefficient de perméabilité horizontale [m/s].
- k_v** : Coefficient de perméabilité verticale [m/s].
- k_x, k_y, k_z** : représentent les composantes de la perméabilité principales respectivement sur les axes x, y et z [m/s].
- l** : La distance parcourue par le courant d'eau [m].
- L** : Longueur de l'échantillon [m].
- m** : La pente aval du barrage.
- n** : La pente d'amont du barrage.
- n** : Porosité du milieu souterrain.
- P** : Pression hydraulique [Pa].

- q** : Vitesse de filtration [m/s].
- Q** : Débit de filtration [m³/s].
- Q_{emp}** : Débit d'infiltration obtenue par la relation semi-empirique [m³/s].
- Q_{exp}** : Débit expérimentale [m³/s].
- Q_{num}** : Débit obtenue par le logiciel [m³/s].
- R** : Lecture au densimètre [mm].
- S** : Surface d'écoulement [m²].
- S** : Le coefficient d'emménagement de la nappe.
- S_s** : L'emménagement spécifique [m⁻¹].
- T** : La Transmissivité [m²/s].
- u** : la vitesse réelle [m/s].
- U** : Potentielle de champs électrique [v].
- V** : Volume d'eau [m³].
- V_s** : Volume du squelette solide [m³].
- V_v** : Volume des vides [m³].
- z** : Altitude par rapporte au plan de référence[m].
- α** : Compressibilité verticale du squelette solide de milieu poreux [m.s²/kg].
- β** : Compressibilité isotherme de l'eau [m.s²/kg].
- γ** : Poids spécifique de l'eau [N/m³].
- γ_t** : Poids spécifique des matériaux. [N/m³].
- θ** : Teneur en eau effective du milieu poreux.
- ν** : Coefficient de viscosité cinématique du fluide [m²/s].
- μ** : Viscosité dynamique du liquide [N.s/m²].
- ρ** : La masse volumique du liquide [kg/m³].
- ∅** : Potentiel hydraulique[m].
- Ψ** : la fonction de courant.
- ∇** : Opérateur laplacien.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE:

Les barrages ont une grande importance dans notre société, tant sur le plan économique qu'environnemental. On dénombre deux grands types de barrages : les barrages en remblai et les barrages en béton. Comme toute construction, ces barrages sont exposés à des dommages qui peuvent aller des fissurations ou fracturations à la rupture du barrage. Une probabilité élevée de réalisations de ces incidents a été recensée dans les vieux, les barrages en remblai depuis les années 80, des études sur les barrages ont de plus en plus éclairci les causes associées à ces dommages. L'érosion interne, qui conduit pour la plupart à la présence de fuites d'eau dans le barrage; est considérée parmi les principales causes de dommage.

Des recommandations sur l'entretien des barrages ont été établies par la Commission Internationale sur les Grands Barrages, ICOLD, en 1987[1]. Entre autre, il a été jugé nécessaire d'effectuer des inspections et d'adopter des programmes de surveillance appropriés pour obtenir plus d'informations sur le statut des barrages en remblai. Ceci est notamment évalué par la mesure des infiltrations ou l'évaluation des fuites, la mesure des pressions et l'observation des mouvements (en surface ou sur les flancs). Les mesures d'infiltration donnent une bonne couverture du barrage entier, par rapport à celle de la pression et des mouvements qui fournissent des informations ponctuelles. Toutefois, des petits changements locaux pourraient ne pas être détectés par la mesure des infiltrations ou pourraient ne pas survenir en des lieux coïncidant avec les opérations ponctuelles. Ceci joue sur la sensibilité des méthodes à détecter les petits changements.

L'infiltration d'eau au travers du corps ou de la fondation des ouvrages en remblai est un problème qui peut devenir préoccupant. Le phénomène de l'infiltration de l'eau est évolutif et il peut mettre en péril la pérennité ou la stabilité de ces ouvrages et par conséquent la sécurité du public. Des statistiques basées sur 11 192 barrages en remblai à travers le monde ont montré que 48% des ruptures (jusqu'à 1986) ont eu pour cause des phénomènes d'érosion interne [2]. L'infiltration de l'eau à travers le noyau ou la fondation des ouvrages en remblai causant ces phénomènes d'érosion interne, est engendrée par la présence de renard, par le mécanisme de suffusion et d'autres mécanismes.

Les drains dans les barrages en terre sont des éléments constructifs essentiels et indispensables à la lutte contre les problèmes d'infiltration en rabattant la ligne phréatique au maximum pour maintenir une grande partie de l'ouvrage non saturée, ce qui renforce sa stabilité mécanique[3]. Mais pour jouer convenablement son rôle, un drain, doit avoir des dimensions soigneusement choisies et placé à une position admissible sur le plan technique et acceptable sur le plan économique.

L'objectif du présent travail était en effet d'examiner l'influence des conditions physiques et hydrauliques (la pente du talus amont et la charge d'eau) sur le processus de drainage et la longueur de tapis.

Pour aboutir à ce but, on a adopté la méthodologie suivante :

Dans le premier chapitre, on présente une analyse bibliographique portant sur l'historique de drainage dans les barrages en terre, et les différents types de barrages en terre et de leur organe d'étanchéité, tant dans le massif lui-même que dans ses fondations.

Le second chapitre a été consacré aux lois d'écoulement en milieu poreux,

Les méthodes de résolution du problème infiltrations à travers les massifs poreux, particulièrement dans le cas des barrages en terre ont été présente dans le troisième chapitre

La confection ou la réalisation de modèle de barrage en terre au laboratoire, les différentes expérimentations sont montré dans le quatrième chapitre.

Le cinquième chapitre présente les résultats obtenus, leur interprétation et les différentes recommandations tirées.

Enfin, une conclusion générale, des annexes et une bibliographie qui se rapporte aux différents sujets traités dans ce travail.

chapitre I

*Historique sur le drainage des
barrages en terre*

I-/ Drainage dans les barrages en terre :

I-1/ Introduction :

L'étude de l'infiltration dans les milieux poreux est d'une grande importance dans de nombreux domaines, dans les barrages en terre. L'infiltration est un problème inévitable du fait que l'eau s'infiltré à travers le corps du barrage ou à travers la fondation. L'érosion due aux infiltrations est une des causes les plus fréquentes de la rupture des barrages en terre, aussi bien dans la fondation que dans le corps de l'ouvrage. L'importance de la gravité des accidents survenues dans ce type de barrages, par exemple, dans le barrage de « Dessabla Forebay » ayant hauteur de 16 m (en U.S.A) ou s'est produite une fuite à travers les remblais et avait formé une importante cavité sur le talus amont. De même dans le barrage de « Matsuda Tameile » de 19.6 m (au Japon) ou s'est produite une fuite dans l'ouvrage ce qui a provoqué un tassement, ou encore dans le barrage de Konar de 38 m (en Inde) ou sont produites des infiltrations qui l'ont détérioré en 1963, alors que sa date d'achèvement n'était qu'en 1955. Ceci nous montre l'importance et la nécessité de mener des études et des recherches très poussées afin de pouvoir assurer une certaine sécurité dans la vie de l'ouvrage [4].

I-2/ Historique sur le drainage des barrages en terre :

A partir de l'année 1750, des enrochements drains ont été incorporés aux ouvrages pour la première fois. C'est ainsi que les drains constitués par des pierres façonnées ont été employés pour la stabilisation des parois argileuses inclinées dans les para fouilles, les remblais et les barrages en terre. Plusieurs études sur ce sujet ont été faites par Alexandre Colline vers 1840.

Le colmatage des drains par l'infiltration de fines particules a été la source de grandes difficultés. Au cours du 19^{ème} siècle, de nombreux ingénieurs ont prévu intuitivement l'incorporation des couches de transition présentant une granulométrie échelonnée entre fines et grosses particules. Par exemple, le barrage de Zabeau de 37.5 m en Californie achevé en 1902, a été muni d'un système de drainage très développé avec drain dans la roche et protégé par des couches alternées de pierres concassées et de gravier fin. Les principes de la filtration ont été mis en application vers la fin du deuxième siècle, sur la base de l'expérience acquise dans les installations de filtration et les travaux d'Alain Hazen [5].

On considère, par ailleurs, que les premiers essais spécifiques pour l'étude des barrages ont été dirigés par F.P Stearn en 1902, bien que les critères généralisés aient été proposés par Terzaghi

en 1902. Alors ce n'est qu'en 1940 que G.E.Bertrane effectua une approche expérimentale du problème qui, aujourd'hui, est encore à la base des critères de filtrations dans les sols peut cohérent.

Une période suivit, et au cours de laquelle, on a utilisé des filtres à couches multiples et complexes, puis la tendance s'orienta vers des zones de transition de granulométrie plus grossières, dans des conditions compatibles avec le matériel de mise en place habituelle de génie civil.

La première étude analytique rationnelle de l'infiltration a été menée par « Henri Darcy » qui proposa en 1856, ce que l'on connaît aujourd'hui sous la loi de Darcy pour la détermination du taux d'écoulement de l'eau à travers un sable filtrant.

En 1863, Dupuit a étudié l'infiltration avec une surface libre sur une limite horizontale étanche et, au moment d'assumer des lignes verticales équipotentielles et un gradient hydraulique indépendant de la profondeur, il a obtenu une parabole pour la surface libre. Plus tard, l'hypothèse de Dupuit a été utilisée par d'autres chercheurs [6], pour étudier le problème des infiltrations à travers les barrages en terre avec des conditions différentes de vidange.

Ensuite en 1886 [13], Forcheimer démontra que la distribution de la pression d'eau dans un milieu poreux et la vitesse d'écoulement pouvaient être déterminée au moyen de l'équation de Laplace, et vers 1900 que les méthodes de résolution de cette équation existaient et pouvaient être appliquées aux barrages.

Toute fois, pendant plusieurs décennies, ces principes ne furent l'objet que d'une attention limitée de la part des constructeurs de barrages, et les ruptures dues à l'infiltration continuèrent à se produire. En 1935, E.W.Lane publia une table de valeurs révisées et composées de l'infiltration, pour différents types de sols, sur la base de données provenant d'environ 280 barrages et parmi lesquels 24 s'étaient rompus [5].

Le principe consiste à inclure le trajet de l'infiltration dans le corps de l'ouvrage, en se basant sur l'observation des effets des structures de l'émergence de l'infiltration sur les parois inclinées des barrages. Ces barrages ont été exploités jusqu'aux 1930 pour la sélection des pentes et pour le calcul du drainage, ou M.E. Harr a publié les progrès réalisés dans la connaissance de l'infiltration à travers le sol avec une liste de référence qui met en lumière la contribution considérable apportée par les chercheurs russes dans cette branche de génie civil.

Richardson en 1908, et Forcheimer 1918, ont mis au point des méthodes graphiques pour l'étude des diagrammes d'écoulement qui se prêtent à la résolution de l'équation de Laplace, dans les problèmes pratique d'infiltration sous et à travers les barrages [13].

En 1918, toujours, Pavlovsky fut la première à préparer la méthode d'analogie électrique pour la simulation du processus d'infiltration. La méthode du diagramme d'écoulement reçut les nouveaux développements dus à Casagrande.

En 1922 [13], Terzaghi donna une explication correcte du phénomène de renard et montra un an après que la loi de Darcy s'appliquait aux argiles. Il attira aussi l'attention avec sa thèse sur la consolidation des argiles et la notion de pression.

En 1937 [7], Casagrande publia une synthèse des connaissances sur les infiltrations à travers les barrages et démontra que la loi de Darcy et l'équation de Laplace étaient à la base essentielle de ces études.

Polubarinova-Kochina [8] a présenté une solution pour la position de la surface libre, ce qui a été obtenue par Numerov en 1942. Bien que Numerov puisse donner la solution, en principal, des approximations ont été utilisées pour obtenir les équations résultantes. Grâce à la solution Numerov, les calculs assez ont été réalisés par Shankin [6], pour tracer des graphiques à partir de laquelle les coordonnées le long de la surface libre et les quantités d'infiltration peuvent être obtenus.

En 1946, Southwell introduisit la méthode de l'analyse numérique par relaxation applicable à la résolution de l'équation de Laplace.

Dans les dernières années, les programmes de calculs ont permis la résolution des diagrammes d'infiltration dans des conditions aussi stationnaire que transitoire. Cependant, dans la majorité des cas, le tracé manuel graphique des diagrammes d'infiltration est encore, largement employé aujourd'hui.

Après l'établissement des principes et des méthodes d'analyses des infiltrations et des critères de filtration, de rapide progrès furent accompli dans la conception des mesures par le contrôle des infiltrations. Au début du siècle, il fut reconnu enfin que théoriquement que le barrage en terre doit comporter un noyau imperméable relativement étroit, appuyé de chaque côté par des massifs assurant un drainage relativement libre [5].

La fissuration du noyau à la suite de tassements différentiels, en particulier au voisinage d'appuis latéraux à fortes pentes, a posé des problèmes d'érosion par infiltration dans un certain nombre de barrage. Il en a été de même à la suite de tassements, due à la saturation des noyaux, dont les matériaux avaient été mis en place dans un état trop sec [9].

Il est à noter que Cassagrande [7] a attiré l'attention sur ce problème en 1950 et J.L. Sherard a procédé en 1953 à des études qui ont mis en évidence la gamme des types de sols où la fissuration est plus probable. En 1963, G.A. Léonard et G. Nerain ont poussé les recherches plus loin. C'est

ainsi que l'érosion résultante de la fissuration, peut être empêchée par l'inclusion de couches filtrantes à auto régénération et drains cheminées.

A titre de précautions supplémentaires, de nombreux barrages sont prévus avec courbure à l'amont, de telle sorte que la compression du noyau lors du tassement tente de fermer les fissures dues à ce tassement. Et jusqu'à nos jours, les progrès techniques n'ont pas cessé d'avancer dans la recherche de conception d'ouvrages pouvant mieux s'adapter aux courants de filtration qui les traversent sans pour autant risquer de les endommager.

I-3 /Dispositions prises pour le drainage

I-3-1 /Les drains

I-3-1-1 /Définition

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre. Il est généralement constitué de graviers et d'embrochements avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions. Il est admis que la présence de drain dans les barrages en terre est indispensable pour leur stabilité. Parfois le drain classique est remplacé par des tuyaux poreux ou perforés en matière souple ou rigide.

On utilise également de plus en plus des géotextiles pour assurer le drainage des petits barrages [3].

I-3-1-2/ Rôle des drains

Les drains dans les barrages en terre ont une multitude de fonctions très importantes.

- Contrôler le réseau d'infiltration et les pressions interstitielles et de collecter les débits de fuite jusqu'à un point précis à l'aval ou ils peuvent être mesurés ; placé au contact de la fondation [4].
- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.
- Abaisser la ligne de saturation, pour garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.
- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.
- Il sert aussi à décompresser la fondation et donc à minimiser les pressions interstitielles.
- La présence du drain permet d'activer la consolidation du remblai [3, 11,40].

I-3-1-3/ Différents types de drainages et leur dimensionnement :

On rencontre plusieurs types de drainages qui diffèrent les uns des autres par leur formes constructives, leur emplacement dans le barrage et le rôle pour lequel ils ont été prévus.

a- Prisme de drainage :

Il est prévu lorsqu'il y a une présence d'eau à l'aval du barrage avec une variation du niveau, il nécessite pour sa construction un volume d'engrochement. Le choix de ce matériau est fonction de la disponibilité à proximité du site de l'ouvrage de zones d'emprunts où les engrochements sont disponibles en quantité suffisante et qualité acceptable (Fig. (I-1)) [12].

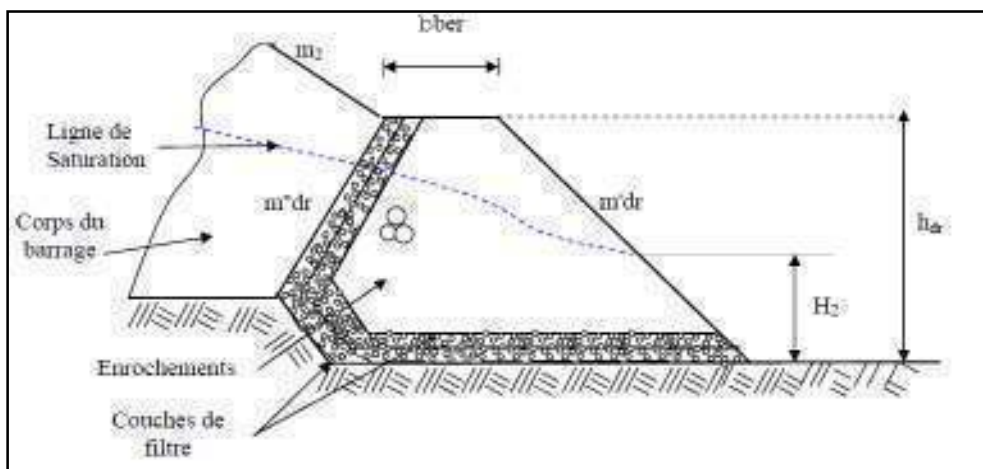


Fig. (I-1) Prisme de drainage [3].

Légende :

b_{ber} : largeur de la berme.

h_{dr} : hauteur du prisme de drainage.

m'_{dr} et m''_{dr} : pente des talus aval et amont du prisme de drainage.

m_2 : pente du talus aval du barrage.

H_2 : hauteur d'eau à l'aval du barrage.

Le dimensionnement du prisme de drainage se fait de la manière suivante:

- La largeur de la berme (b_{ber}) est généralement fixée en fonction des engins utilisés pour sa réalisation.

$$b_{ber} \geq 3.00 \text{ mètres} \quad (I.1)$$

Pour les petits barrages cette largeur peut être plus petite pour des raisons économiques.

$$b_{ber} = 0.50 \text{ à } 2.00 \text{ mètres} \quad (I.2)$$

- La hauteur du prisme de drainage (h_{dr}) est fixée si le niveau d'eau à l'aval est connu avec précision.

$$h_{dr} = H_2 + (0,50 \text{ à } 1,00) \quad (I.3)$$

Dans le cas où la présence de l'eau à l'aval est peu probable, nous pouvons fixer la hauteur du prisme de drainage selon l'expression suivante :

$$h_{dr} = (0,150 \text{ à } 0,18) . H \quad (I.4)$$

Avec.

H : Hauteur totale du barrage (m).

- La pente du talus aval :

La pente aval du prisme de drainage est fonction des caractéristiques des enrochements et donc de leur stabilité au glissement et aux effets des vagues. Elle est généralement fixée comme suite :

$$m'_{dr} = (1.00 \text{ à } 1.50) . m_2 \quad (I. 5)$$

- La pente du talus amont :

Elle est étroitement liée à la ligne de saturation et donc à la stabilité du remblai, mais elle joue aussi un rôle très important dans la quantification du débit d'infiltration.

Habituellement elle est fixée comme suite [3]:

$$m''_{dr} = (1.25 \text{ à } 2.00) . m_2 \quad (I. 6)$$

b- Drainage de surface :

Ce type de drainage, est employé dans la construction de petites retenues collinaires. Il présente l'avantage de ne pas exiger de grandes quantités d'enrochement pour sa construction et d'être facilement réparable en cas d'avaries. Il présente l'inconvénient de ne pas influencer la ligne de saturation qui peut débaucher sur le talus aval du barrage (Fig. (I-2)) [3].

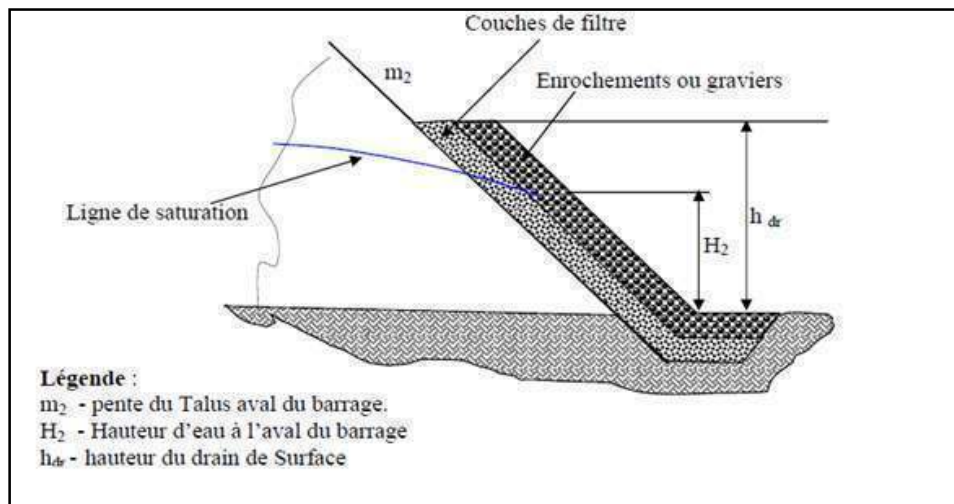


Fig. (I.2) Drainage de surface [3].

Le dimensionnement du drainage de surface se fait de la manière suivante [3] :

- La hauteur (h_{dr}) du drainage de surface est souvent fixée en fonction de la hauteur d'eau à l'aval. Cette hauteur est choisie de la même manière que pour le prisme de drainage y compris lorsqu'il n'y a pas d'eau à l'aval.

L'épaisseur du drainage de surface est dimensionnée pour évacuer le débit d'infiltration sans débordement, et il doit être vérifié pour ne pas être altéré par l'action des vagues.

c- Prisme de drainage avec drainage de surface :

C'est une variante qui associe les deux variantes précédentes. Il est employé dans les cas où l'étude hydrologique fait ressortir la possibilité d'une élévation exceptionnelle du niveau d'eau à l'aval, et qui risque de dépasser la crête du prisme de drainage (Fig. (I-3)).

La partie constituée par le prisme est dimensionnée de la même façon que pour le prisme seul. De même, pour la partie drainage de surface, mais en prenant en considération la hauteur maximale du niveau aval.

$$h_{dr} = H_{2max} + (0.50 \text{ à } 1.00 \text{ mètre}) . \quad (I. 7)$$

Avec :

H_{2max} : hauteur d'eau aval exceptionnelle [m].

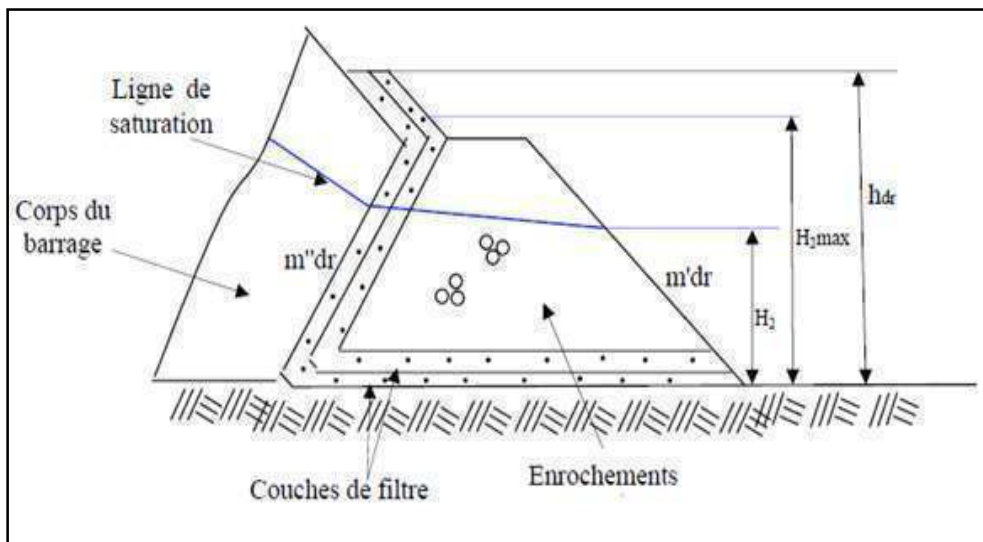


Fig. (I-3) Prisme de drainage avec drainage de surface [3].

d- Tapis interne :

C'est une bande drainante disposée dans la partie aval du massif et au contact avec sa fondation. Ce type de drainage assure le drainage du massif et de sa fondation, et il présente l'avantage de rabattre la ligne de saturation à l'intérieur du massif [40]. Sa réalisation est très facile, mais sa réparation en cas d'avaries est impossible (Fig. I-4).

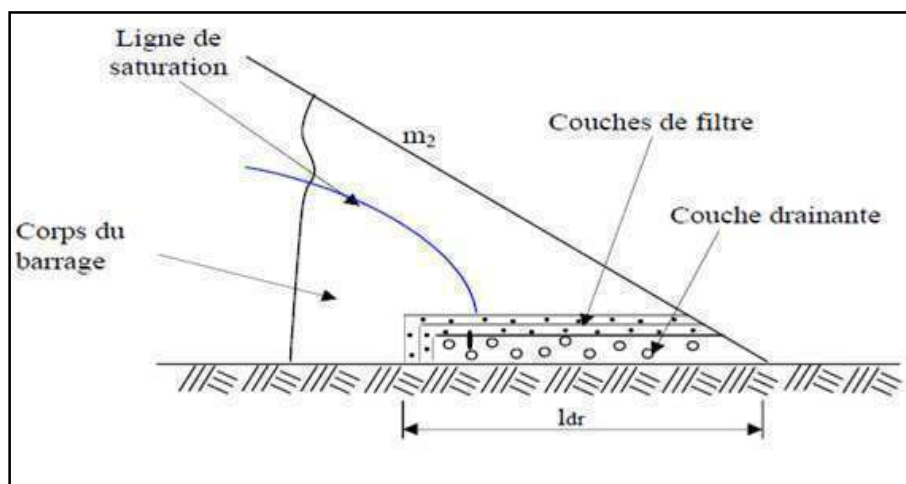


Fig. (I-4) Tapis interne.

- L'épaisseur du drain tapis interne est choisie pour pouvoir évacuer le débit d'infiltration à travers le massif et sa fondation sans débordement.
- La longueur du tapis interne est habituellement prise égale à $(\frac{1}{4} \text{ à } \frac{1}{3})$ de l'emprise du barrage. Cette longueur fera l'objet d'une étude détaillée avec élaboration d'un programme de calcul et proposition d'une méthode simple pour sa détermination [3].

e- Prisme de drainage avec tapis interne :

Le plus souvent et pour des raisons de sécurité de l'ouvrage, on associe les deux variantes du prisme de drainage et du tapis interne. Ainsi le prisme de drainage est prolongé à l'intérieur du massif par un drain tapis interne. On rencontre deux variantes suivant que les fondations sont perméables ou non (Fig. (I-5) et (I-6)).

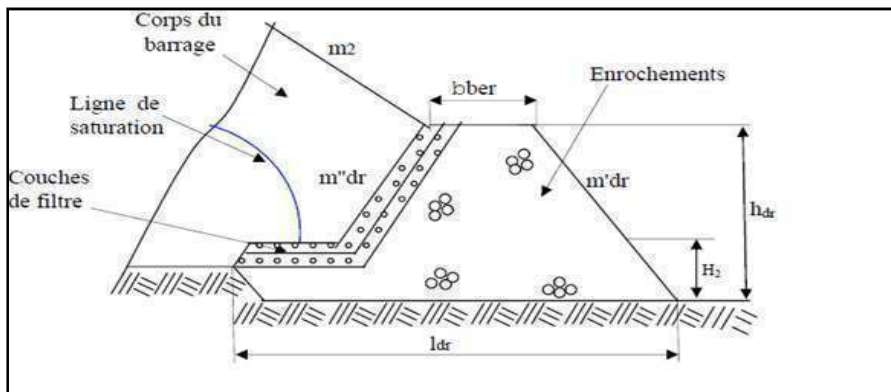


Fig. (I-5) Prisme de drainage avec un tapis interne sur fondation imperméables.

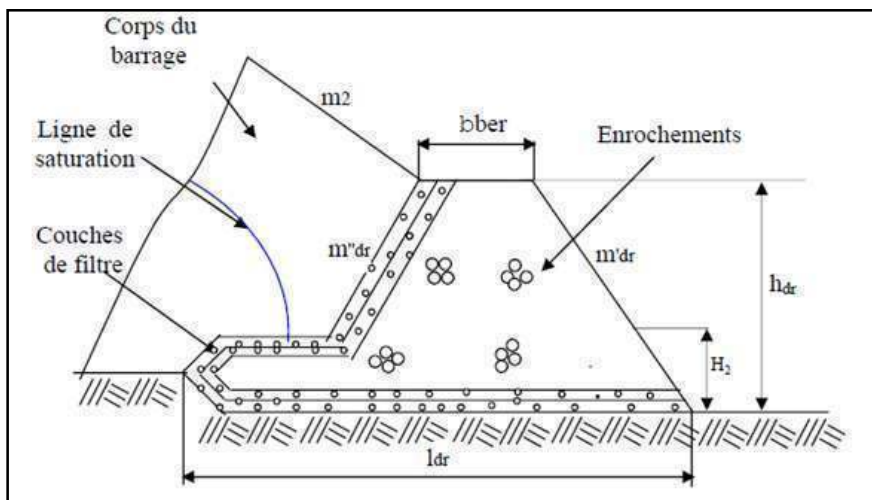


Fig. (I-6) Prisme de drainage avec un tapis interne sur fondations perméables.

Le dimensionnement d'un tel drainage se fait de la même manière que pour le prisme et le tapis interne séparément.

f- Drainage à bande:

C'est une variante du tapis interne, mais la bande drainante n'est pas continue sur sa partie aval. Celle-ci est remplacée par des bandes discontinues (Fig. (I-7)).

Ce type de drainage est prévu quand la quantité des enrochements et graviers n'est pas suffisante et que la fondation est imperméable. La bande drainante peut être remplacée par des drains tuyaux.

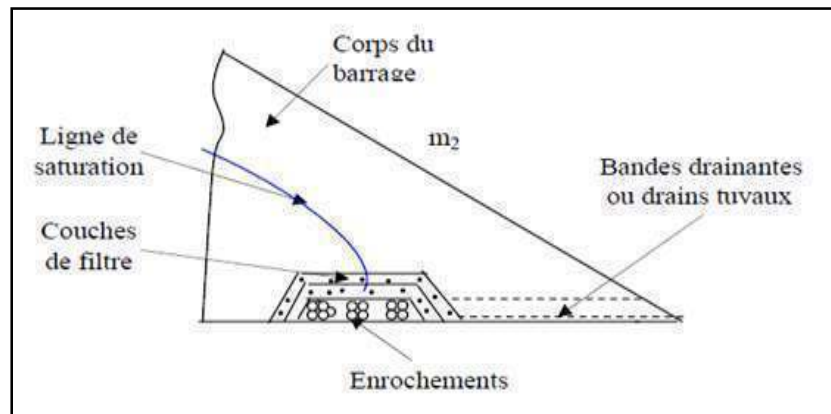


Fig. (I-7) Drainage à bande.

Le dimensionnement de ce type de drainage se fait de la même façon que pour un tapis interne.

g- Drain vertical :

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bande d'enrochements ou de graviers protégée de part et d'autre par des filtres de transition (Fig. (I-8)).

L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ; ou par un tapis filtrant s'il faut drainer la fondation [10].

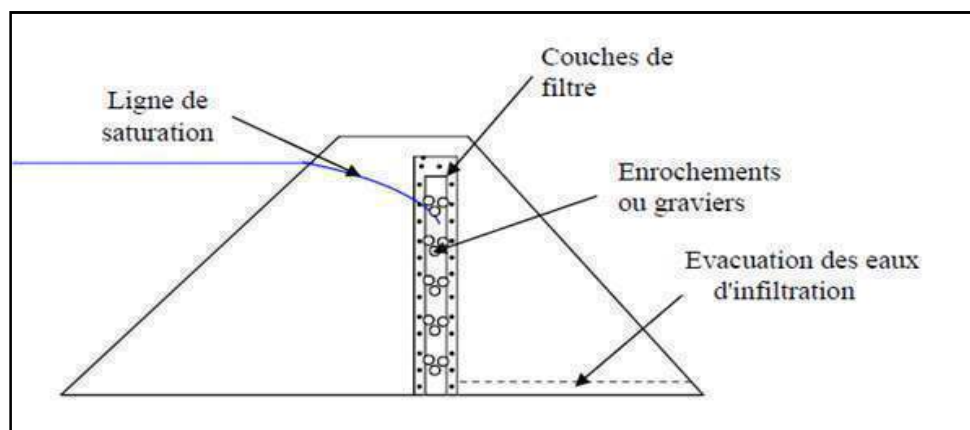


Fig. (I-8) Drain vertical.

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètres et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage [3,12].

h- Puits filtrants de décompression :

Généralement les puits filtrants de décompression sont creusés à l'aval du dispositif d'étanchéité des fondations sous le remblai et jusqu'à son aval. Ils sont conseillés lorsque les fondations sont relativement perméables, mais très hétérogènes, ceci permet de drainer toutes les couches perméables alternées avec d'autres couches imperméables sous le barrage et donc diminuer les sous pressions dans la zone située sous le talus aval.

- Ces puits sont généralement équipés de piézomètres pour contrôler le niveau d'eau ; leur diamètre est d'au moins 15 cm et ils sont remblayés de matériaux drainant comme pour les drains verticaux.
- La distance entre deux puits est de l'ordre de 2,0 mètres.
- La profondeur de chaque puits est égale à 1,5 de la profondeur de la couche perméable [3].

I-3-2 /Les filtres :

I-3-2-1 /Introduction :

Sous l'effet de la circulation de l'eau, les particules de sol peuvent migrer vers une zone de sol plus grossier. C'est par exemple ce qui peut se produire entre le remblai d'un barrage et le matériau drainant. Et sous La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage [15]. Pour y remédier on prévoit un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

I-3-2- 2 /Rôle des filtres :

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente [16].

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur la plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages ; parmi leurs rôles on peut citer [3] :

- Entreposés entre deux couches à granulométrie différentes, ils évitent que les grains fins de la première couche ne soient entraînés par les eaux d'infiltration à travers les matériaux de gros diamètres.
- Entreposés de part et d'autre d'un noyau d'étanchéité ou sous un écran d'étanchéité, ils jouent le rôle de couches drainantes en évacuant les eaux d'infiltration vers l'aval du barrage.
- Intercalés entre un massif de barrage et sa fondation, si elle est argileuse, contribue grandement à activer sa consolidation grâce à leur rôle drainant qui réduit les pressions internes [18].

I-3-2-3 /Composition des filtres :

Les filtres sont constitués de sables et de graviers dont les grains sont insolubles et non altérables en présence de l'eau. Ces dernières années les filtres granulaires sont de plus en plus remplacés par des géotextiles qui sont des produits industriels très économiques et faciles à mettre en œuvre.

Les filtres, pour être efficaces ne doivent pas se colmater, ni se dégrader par entraînement de leurs propres grains. Ils doivent jouer le rôle pour lequel ils sont prévus à savoir éviter que les particules fines du matériau de base ne soient pas entraînées à travers les vides des couches perméables [15].

I-3-2-4/ Dimensionnement des filtres :

Les conditions à respecter dans le choix de la granulométrie des filtres ont été dressées grâce à de nombreux essais effectués par Terzaghi.

Ainsi il est conseillé d'utiliser un matériau avec un coefficient d'uniformité [3]:

$$\frac{F_{60}}{F_{10}} < 2 \quad (I.8)$$

Avec :

F_x - Dimensions des grains du filtre tirées de la courbe granulométrique ayant pour ordonnées x %

Si le filtre en terre est remplacé par un drain poreux ou percé de trous, ceux-ci doivent être de dimensions inférieures à :

$$\frac{1}{2} F_{85} \quad (I.9)$$

I-3-2-5/ Epaisseur du filtre :

L'épaisseur du filtre ne doit pas être inférieure à 25 cm pour tenir compte des tassements qui se produisent dans tout le remblai. Cette épaisseur doit être toujours supérieure ou égale à $50 F_{15}$.

Si la couche filtrante sert à drainer les eaux d'infiltration, sa capacité drainante doit être plus grande que le débit qui traverse le remblai et peut être vérifiée à l'aide de la loi de Darcy [3].

I-3-2-6/Conditions des filtres :

Les conditions de filtre ne sont pas faciles à respecter entre ces deux matériaux et l'on interpose entre matériau fin du remblai et filtre puis entre filtre et drain. Dans chaque cas, F désigne la taille des grains du matériau le plus grossier et f celle des plus fins.

Lorsqu'un matériau fin à granulométrie continue est en contact dans un ouvrage hydraulique avec un matériau uniforme (drain ou filtre), leurs granulométries doivent répondre aux conditions suivantes [10] :

- Condition de non entraînement des fines : $F_{15} < 5.f_{85}$;
- Condition de perméabilité : $F_{15} > 0,1$ mm ;
- Coefficient d'uniformité des filtres et des drains compris entre 2 et 8.

On impose aussi le plus souvent une condition de propreté pour le matériau constitutif d'un drain, condition qui s'écrit par exemple : $F_{05} > 0,08$ mm.

La condition de filtre au contact entre deux matériaux très uniformes ($F_{60}/F_{10} < 3$ et $f_{60}/f_{10} < 3$), ce qui est le cas entre le filtre et le drain -s'écrit : $5.f_{50} < F_{50} < 10.f_{50}$.

Pour réaliser le drain vertical d'un petit barrage en terre, il est habituel de recreuser plusieurs couches du matériau fin compacté pour y déverser un sable considéré comme drainant et auto filtrant (pas de filtre entre ce sable et le matériau du remblai). On recommande dans ce cas de choisir un sable 0-5 mm vérifiant : $F_{05} > 0,08$ mm (propreté) et $F_{15} > 0,1$ mm (perméabilité).

Enfin, un sol très gradué ($f_{60}/f_{10} > 16$) et à granulométrie discontinue présente des risques d'érosion interne de sa partie fine sous l'effet des circulations d'eau [18].

I-4 /Barrages en terre :

I-4-1 Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux terreux de caractéristiques divers, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites [19].

Ainsi les matériaux de construction peuvent avoir une granulométrie étendue avec une gamme de grains allant du très fins au grossier.

L'utilisation de matériaux locaux généralement bon marché surtout par une mécanisation presque totale des travaux, au fil du temps imposé le type de barrage en terre comme la solution idéale [14].

D'une manière générale si l'on dispose sur place et en quantité suffisante de matériaux terreux permettant d'obtenir après compactage des conditions d'étanchéité et de stabilité satisfaisantes ainsi le type de barrage le plus facile à réaliser est le barrage homogène, [14]

I-4-2 Définition des barrages en terre :

Le terme "Terre" [20] doit être, pour les ingénieurs, pris dans le sens le plus large du mot et sert à désigner toute sorte de matériaux terreux comprenant non seulement les différents sols définis par le pédologue, mais aussi l'ensemble des matériaux provenant de la désagrégation ou de la décomposition des roches.

Les barrages en terre sont des murs de retenue d'eaux suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies.

Un barrage est dit en terre lorsque le matériau principal de construction est de la terre (sable, sable argileux, argile sableuse,.....etc) [21].

I-4-3/ Les types du barrage en terre :

Les barrages en terre présentent notamment l'avantage de pouvoir reposer sur des fondations de médiocre qualité, c'est-à-dire compressibles. Tous les barrages en terre peuvent être considérés comme des barrages- poids, c'est-à-dire qu'ils résistent à la pression de l'eau par leur propre poids. C'est ce qui explique leur section de forme trapézoïdale. On en trouve de trois types [22] :

- Le barrage homogène,
- Le barrage à noyau étanche,
- Le barrage à masque d'étanchéité,

I-4-3-1/Les barrages en terre homogènes :

Ils sont totalement construits avec un seul matériau qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettant de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai (Fig. (I-9)) [15].

Leurs simplicités a permis de développer une technique de réalisation bien maîtrisée tout en assurant une grande sécurité, néanmoins ce type de barrage est surtout adopté pour la réalisation de retenue collinaires et de petits barrages [12].

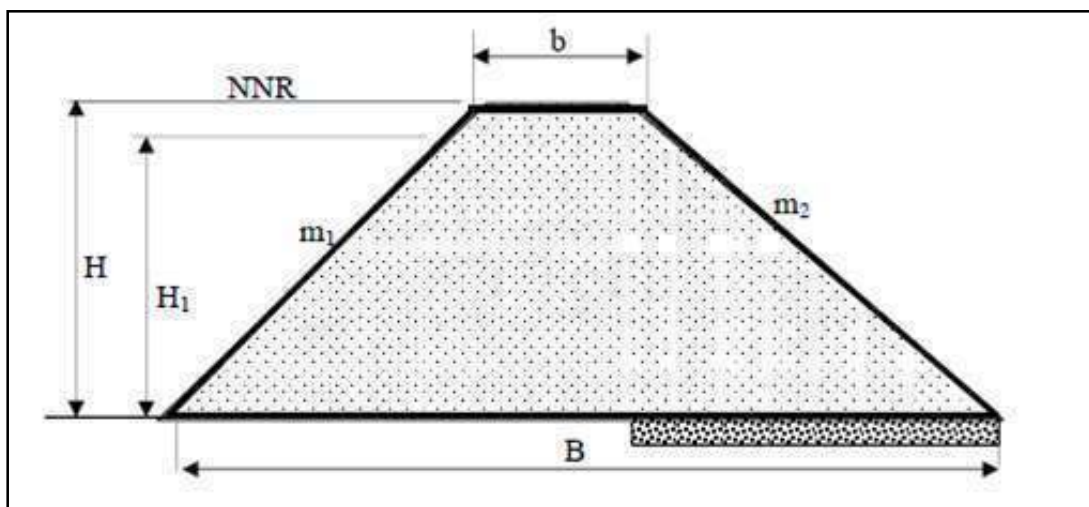


Fig. (I-9) Barrage en terre homogène.

I-4-3-2 /Barrage à noyau étanche :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche. Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones (fig. (I.10)), dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux, qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci [22,23].

La stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges. Ces recharges peuvent être au nombre variables et disposées différemment d'un barrage à un autre, en fonction de la nature du matériau et des conditions spécifiques à chaque barrage.

Ce type de barrage présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre plus compliquée et onéreuse surtout si la vallée est étroite et où le travail mécanisé devient plus compliqué. Un autre inconvénient, est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones.

Par contre, pour les ouvrages importants, les matériaux grossiers de recharges sont plus résistants que les matériaux argileux, on peut donc construire des talus plus raides et on contrôle mieux les écoulements dans le corps du barrage.

Notons que le noyau étanche peut être vertical ou incliné et parfois remplacé par un diaphragme en béton au ciment ou bitumineux [3].

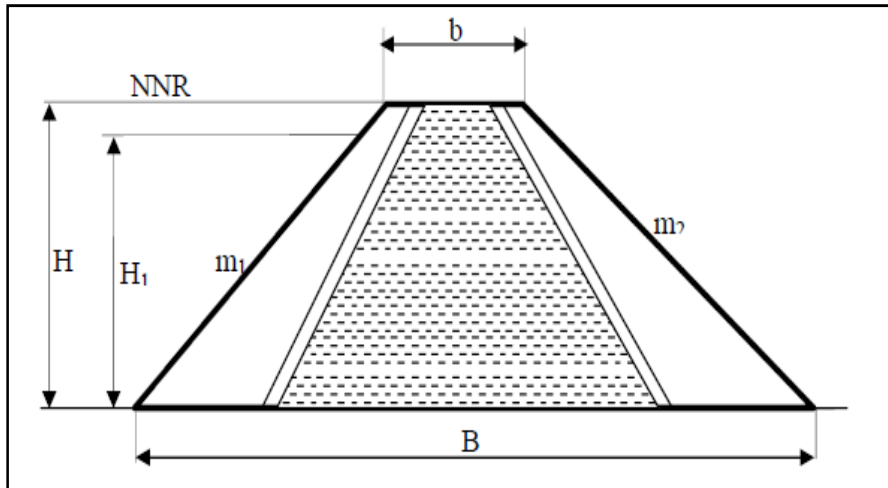


Fig. (I.10) Barrage en terre hétérogène.

I-4-3-3 /Les barrages en terre à masque amont :

Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont, Fig. (I-11).

Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géomembrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements [12,23].

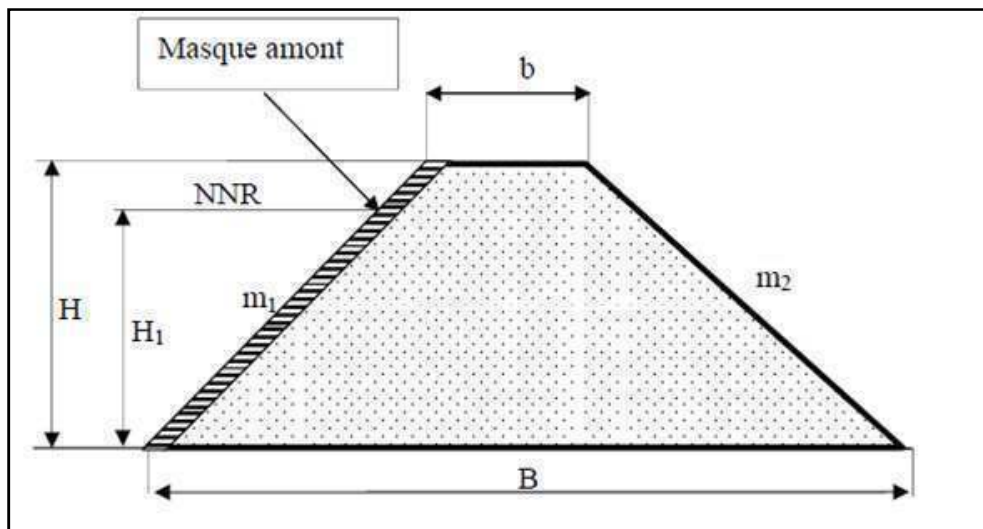


Fig. (I.11) Barrage en terre à masque amont.

I-4-4 /Les organes d'étanchéités des barrages en terre :

On prévoit un organe d'étanchéité dans un barrage en terre lorsque les matériaux constituant le remblai ne sont pas suffisamment imperméables, pour empêcher de grandes pertes d'eau par infiltration, Fig. (I-12).

On rencontre plusieurs types d'organes d'étanchéité, ceux réalisés en matériaux locaux et ceux en matériaux artificiels [3].

I-4-4-1/ Noyau en argile compacté :

Le noyau est construit en argile compactée, centré verticalement au milieu du barrage ou incliné à l'amont. Son épaisseur est fixée en fonction de la hauteur du barrage et doit être vérifiée pour que le gradient hydraulique soit admissible et donc éviter l'érosion interne du noyau par les eaux d'infiltration [12].

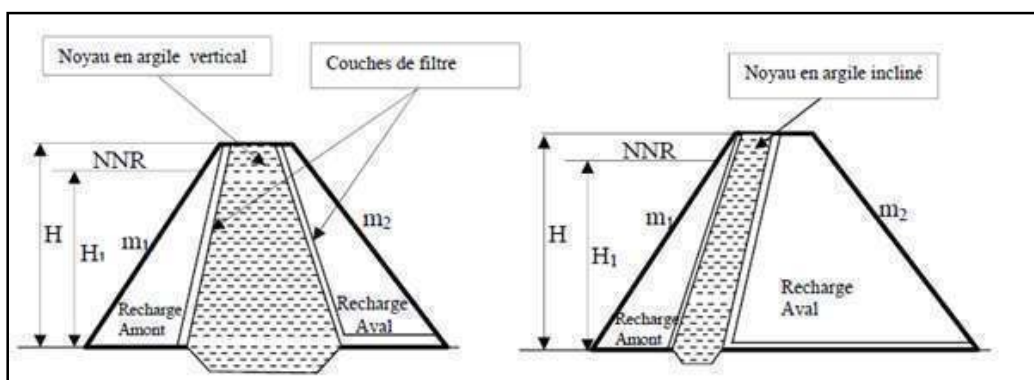


Fig. (I.12) Noyau en argile verticale et incliné.

I-4-4-2/ Diaphragme interne :

Si l'on ne dispose pas des matériaux argileux pour réaliser un noyau assurant l'étanchéité, on peut recourir à la solution de diaphragme central qui est généralement exécuté sous forme d'une paroi moulée en béton armé ou en béton d'argile [23] Fig. (I-13).

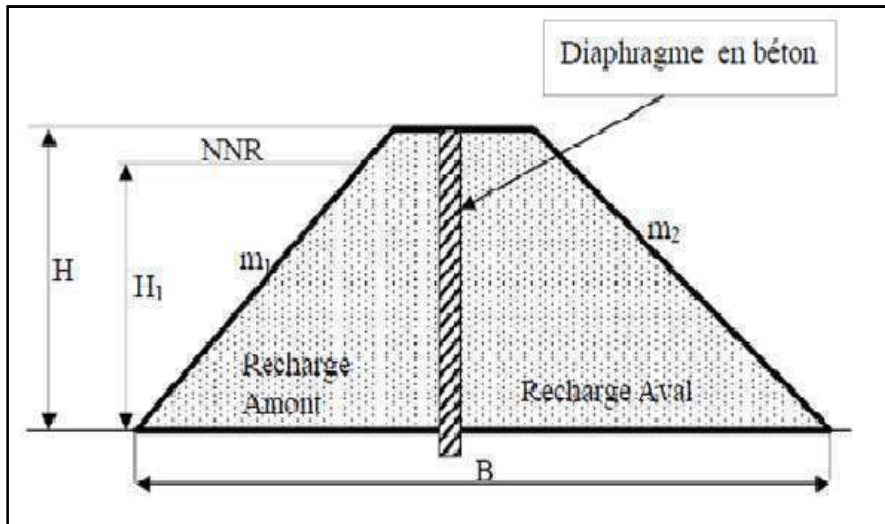


Fig. (I.13) Diaphragme interne.

I-4-4-3/ Masque amont :

Le masque amont qui constitue l'organe d'étanchéité est classiquement exécuté en béton de ciment, en béton bitumineux ou en géomembrane. Il a une épaisseur réduite, ce qui lui permet de s'accommoder aux déformations du massif support (Fig. (I-14)) [19].

a- Masque en béton de ciment :

C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal des déformations du massif support.

En général il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton [19].

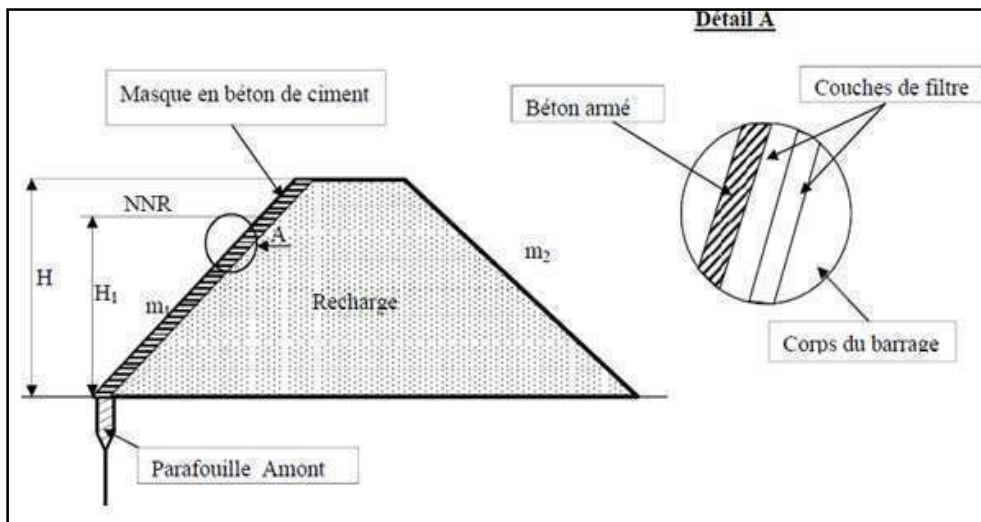


Fig. (I.14) Masque amont en béton de ciment.

b- Masque en béton bitumineux :

Le masque en béton bitumineux est réalisé à l'aide de bitume et il est bien efficace dans la mesure où il présente une grande étanchéité par rapport à ceux réalisés en béton de ciment. Sa souplesse lui permet de suivre aisément les mouvements du remblai sans subir de dégradations importantes. Ce type de masque présente aussi l'avantage d'être économique et facilement réparable (Fig. (I-15)). Mais il présente l'inconvénient de ne pas bien résister aux aléas climatiques qui accélèrent son vieillissement [19].

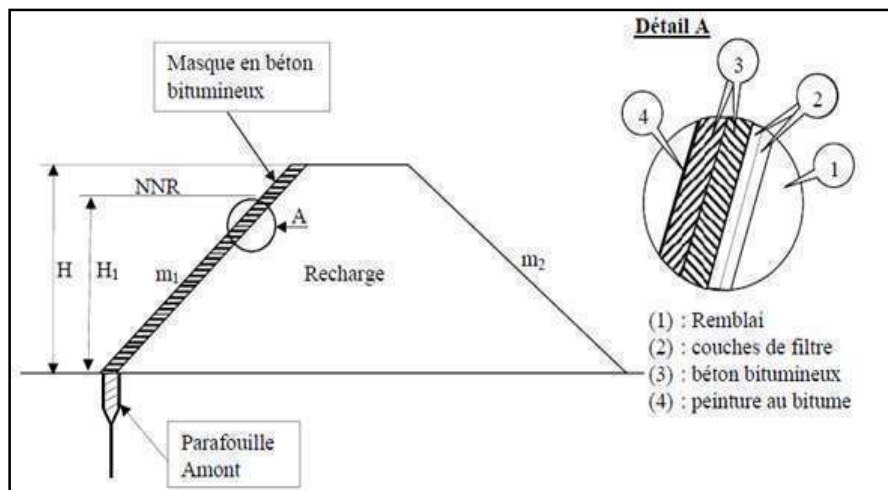


Fig. (I.15) Masque amont en béton bitumineux.

c- Masque en membrane souple :

Le masque en membrane souple est un procédé d'étanchéité relativement récent. Il présente l'avantage d'être très simple à réaliser et résistant physiquement et chimiquement avec toutefois l'inconvénient d'être sensible aux chocs, aux poinçonnements et aux poussées des racines de végétaux [3]. Pour la réalisation de ce type de masque les produits, les plus utilisés sont : les matières plastiques, les produits bitumineux, (Fig. (I-16)).

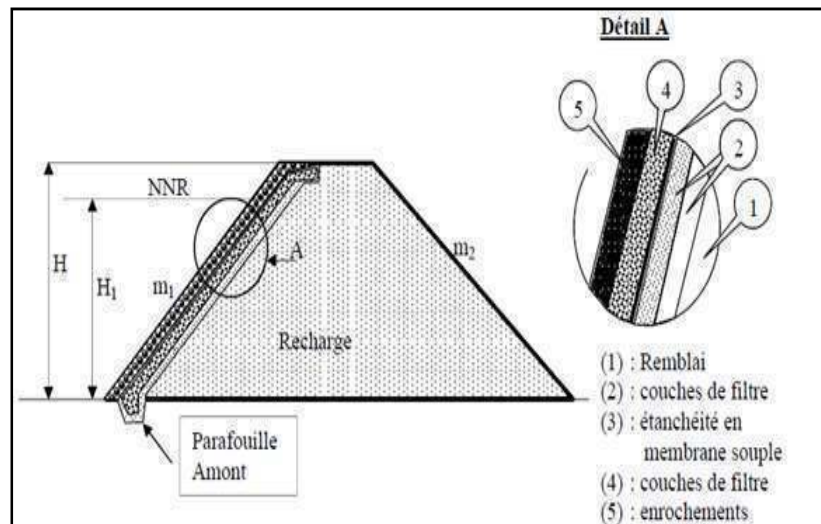


Fig. (I.16) Masque en membrane souple.

I-5/ Conclusion :

Dans ce chapitre on a cité les différents types de barrages en terre, il importe de souligner l'extrême diversité de leur forme, du type de dispositif d'étanchéité adopté.

Et on a présenté les différents dispositifs des drainages avec dimensionnement, certains types de drains ont des dimensions imposées par les conditions locales propres à chaque ouvrage tel que l'épaisseur de la zone imperméable sous le barrage, la hauteur du niveau aval ou encore le rôle du drain.

Les filtres et les drains sont des organes indispensables pour le bon fonctionnement des barrages en terre mais leur efficacité est étroitement liée à leur dimensionnement et au choix de leur emplacement.

chapitre II

*Les lois d'écoulement dans les
milieux poreux*

II- Lois d'écoulement dans les milieux poreux :

II-1/Introduction :

Les écoulements dans les milieux poreux comprennent tous les mouvements des fluides qui s'effectuent dans un massif solide comportant des pores interconnectés. Le massif peut être du type granulaire (cailloux, gravier, sable limon, argile,...etc.) ou du type rocheux fissuré, soit par dissolution (roches karstique) ou par fracturation (roches basaltiques).

Le domaine d'application des théories relatives aux écoulements dans les milieux poreux est très vaste. Il concerne aussi bien les infiltrations d'eau dans le cycle hydrologique naturel que le passage du fluide à travers les ouvrages hydrauliques aménagés par l'homme : canaux, digues, barrage [24].

La description des écoulements en milieux poreux est extrêmement difficile en raison de la complexité du milieu. Même si l'écoulement dans un tube unique est donné par des équations simples, le réseau de tubes est impossible de le connaître en détail.

II-2/ Les milieux poreux :

La catégorie des milieux poreux comprend en premier lieu toute les alluvions fluviale ou glaciaire, les masses d'éboulis et tous les remblais artificiels. On peut également y rattacher les formations gréseuses et conglomérats perméables [26].

« Un milieu poreux est constitué par un solide de forme compliquée, englobant des vides appelés 'pores'. Ceux-ci peuvent communiquer entre eux et contenir une ou plusieurs phases fluides susceptibles de s'écouler » [25].

Ces milieux sont formés de grains cimentés ou non entre eux ; ils sont parcourus par un réseau très dense des canaux interstitiels.

II-3/ caractéristiques des milieux poreux :

Les milieux poreux naturels sont essentiellement les alluvions constituées de matériaux granuleux, ou roches compactes fissurées [27]. Un milieu poreux constitué par du matériel granuleux est caractérisé par divers paramètres :

II-3-1/ Homogénéité :

Un milieu est homogène lorsqu'il présente, en tous points dans le sens de l'écoulement, des caractéristiques physiques constantes. Dans le cas contraire le milieu est hétérogène [28] .

II-3-2/ Isotropie :

Le milieu poreux est dit isotrope, si, quelle que soit la direction considérée, la résistance à l'écoulement, ou toute autre propriété, est la même dans les trois directions. La plupart des milieux poreux naturels sont anisotropes [26].

II-3-3/ Potentiel hydraulique :

La variable descriptive des écoulements est le potentiel hydraulique, qui représente la somme d'un terme de pression et d'un terme gravitaire. Le potentiel est égal à la côte de l'eau dans un piézomètre calculé par rapport à un plan de référence (en général, le substratum de l'aquifère). Il est donné par l'expression suivante [28] :

$$\phi = z + \frac{p}{\rho g} \quad (\text{II.1})$$

Ou ϕ : Potentiel hydraulique [m].

ρ : Masse volumique de l'eau [kg/m³].

g : Accélération de pesanteur [m/s²].

z : Altitude par rapport à un plan de référence [m].

p : Pression hydraulique [Pa].

II-3-4/ Porosité :

L'un des paramètres les plus importants caractérisant le milieu poreux est la porosité, elle est exprimée comme étant le rapport du volume des pores au volume total, ce paramètre est compris entre 0 et 1 elle s'exprime le plus souvent en pourcentage [29] :

$$n = \frac{V_p}{V_t} \quad (\text{II.2})$$

Avec V_p : Volume des pores [m^3];

V_t : Volume totale [m^3];

II-3-5/ Perméabilité :

C'est un paramètre structural essentiel dans le modèle d'écoulement, il varie en fonction des caractéristiques physiques du milieu et celles du fluide. Lorsqu'il s'agit d'un milieu saturé le coefficient de perméabilité s'exprime souvent par cette relation [26,30] :

$$k = \frac{\rho g}{32 \nu} d^2 \quad (\text{II.3})$$

Où :

ρ : Masse volumique [kg/m^3].

g : Accélération de pesanteur [m/s^2].

d : Diamètre des grains [m].

ν : Coefficient de viscosité cinématique du fluide [m^2/s].

II-3-5-1/ Perméabilité spécifique :

La perméabilité spécifique k est définie comme étant la résistance des milieux poreux à l'écoulement du liquide, et dépend des propriétés des milieux poreux et du liquide [27].

II-3-5-2/ Perméabilité intrinsèque :

C'est le coefficient de perméabilité d'un milieu poreux et est définie comme étant son aptitude à la transmission du liquide, elle dépend des propriétés des milieux poreux [29].

La relation suivante relie les deux perméabilités :

$$K = \frac{k \cdot \rho \cdot g}{\mu} \quad (\text{II.4})$$

Où :

K : Perméabilité intrinsèque [m^2].

k : Coefficient de perméabilité (perméabilité spécifique)[m/s].

ρ : La masse volumique du liquide [kg/m^3].

g : L'accélération de la pesanteur [m/s^2].

μ : La viscosité dynamique du liquide [N.s/m^2].

II-3-6/ Coefficient d'emmagasinement :

La notion d'emmagasinement revêt un intérêt particulier dans l'étude des écoulements souterrains, elle indique la capacité d'un sol à emmagasiner ou de libérer un certain volume d'eau [28].

En milieu d'écoulement à surface libre, il est prouvé que le coefficient d'emmagasinement est égal à la porosité efficace du milieu [31].

Le coefficient d'emmagasinement de la nappe S (sans dimensions), est défini comme étant le volume d'eau libéré par une colonne verticale correspondant à une diminution unitaire de la hauteur piézométrique moyenne.

Une autre notion généralement utilisée est l'emmagasinement spécifique S_s de dimension [m^{-1}], qui correspond à une valeur normée de l'emmagasinement par unité de profondeur de l'aquifère (b).

$$S = S_s \cdot b \quad (\text{II.5})$$

S : est donné par la relation suivante :

$$S = \rho g(\alpha + n\beta)b \quad (\text{II.6})$$

Où :

n : Porosité du milieu souterrain;

ρ : Masse volumique de l'eau [kg/m^3] ;

g : Accélération de la pesanteur [m/s^2].

α : Compressibilité verticale du squelette solide de milieu poreux [$m.s^2/kg$].

β : Compressibilité isotherme de l'eau [ms^2/kg].

L'ordre de grandeur du coefficient d'emménagement pour les aquifères est [26] :

- Ecoulement en charge : $10^{-5} < S_s < 10^{-3}$

- Ecoulement à surface libre : $0.003 < S_s < 0.3$

II-3-7/ Transmissivité :

Dans une nappe aquifère d'épaisseur b et de largeur L , le débit écoulé, suivant la loi de Darcy, est [26]:

$$Q_d = kbLi \quad (\text{II.7})$$

La Transmissivité T , est donnée par :

$$T = k.b \quad (\text{II.8})$$

La Transmissivité T s'exprime en m^2/s ou en $m^2/jour$.

II-4/ Physique de l'écoulement en les milieux poreux :

Il est inconcevable de penser obtenir une connaissance complète du mécanisme de l'écoulement de l'eau dans le sol sans connaître l'aspect physique du système.

L'équation générale des écoulements en milieux poreux variablement saturés (présence de zones saturées et non saturées en eau) à densité variable, écrite dans un système de coordonnées cartésiennes (x, y, z) à l'échelle macroscopique, est déduite du principe de conservation de masse et de la loi de Darcy.

II-4-1/ Loi de Darcy :

L'écoulement de l'eau à travers un milieu poreux est régi par la loi de Darcy établie expérimentalement en 1856. Cette loi est une loi empirique a été établie sous un certain nombre des conditions expérimentales d'écoulement particulières qui limitent le domaine de sa validité. Les principales hypothèses sur lesquelles est basée la loi de Darcy sont : la matrice solide est homogène, isotrope, stable et non déformable ; le fluide est homogène, isotherme et incompressible ; l'énergie cinétique est négligeable ; le régime d'écoulement est permanent et laminaire [37].

Dans ce cas, si on considère un tube cylindrique de section S rempli d'un matériau poreux (sable) sur une longueur L dans lequel on fait circuler de l'eau sur une hauteur totale ΔH (dispositif à niveau constant).

Lorsque le milieu est saturé en eau, on a [17] :

$$Q = k \frac{H_A - H_B}{L} S = k \cdot i \cdot S \quad (\text{II.9})$$

Où,

Q : débit d'écoulement, mesuré à la sortie [m^3/s].

k : constante, connue sous le nom de coefficient de perméabilité de Darcy [m/s].

H_A : hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à l'entrée de la colonne de la couche filtrante [m].

H_B : hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à la sortie de la colonne de la couche filtrante [m].

L : longueur de l'échantillon [m].

i : gradient hydraulique = $(H_A - H_B)/l$.

S : section de l'échantillon normale à la direction de l'écoulement [m^2].

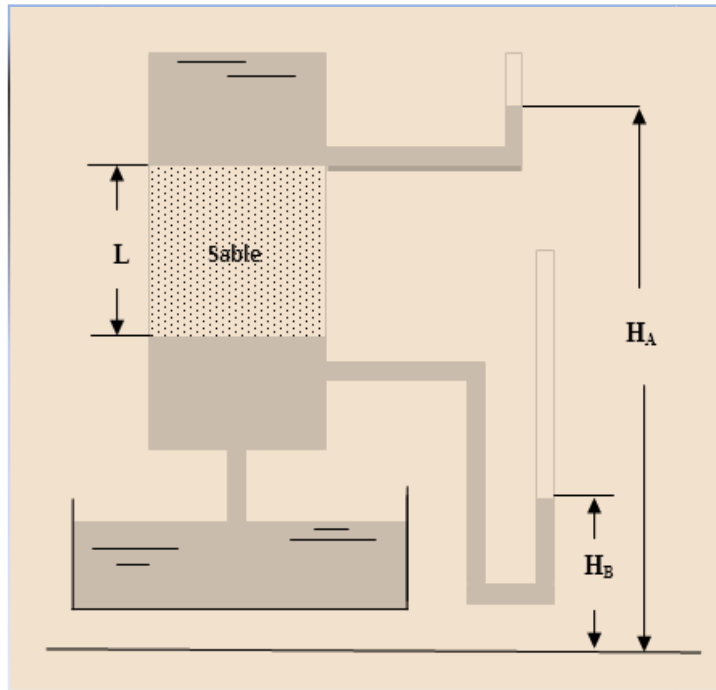


Fig. (II.1) : Schéma de l'appareil de Darcy.

$\Delta h/L$: gradient de charge hydraulique. Si on divise le débit par la section S , on obtient une vitesse, v ($m.s^{-1}$), dite vitesse de Darcy ou vitesse de filtration. Celle-ci correspond à une vitesse fictive puisqu'elle suppose que toute la surface, y compris la matrice, participe à l'écoulement. La vitesse réelle du courant, U est égale à la vitesse de Darcy v divisée par la porosité cinématique n_e [24].

$$v = \frac{Q}{S} \quad ; \quad U = \frac{v}{n_e} \quad (II.10)$$

II-4-1-1/ Généralisation de la loi de Darcy :

La loi de darcy peut être généralisée à un milieu homogène et un écoulement tridimensionnel de la façon suivante [26,35, 37]:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = -k \frac{\delta h}{\delta x} \\ V_y = -k \frac{\delta h}{\delta y} \\ V_z = -k \frac{\delta h}{\delta z} \end{array} \right. \quad (II.11)$$

Si de plus le milieu est anisotrope, on peut écrire :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = -k_x \frac{\delta h}{\delta x} \\ V_y = -k_y \frac{\delta h}{\delta y} \\ V_z = -k_z \frac{\delta h}{\delta z} \end{array} \right. \quad (\text{II.12})$$

Qui s'écrit en notation vectorielle :

$$V = \text{grad}(k.h) \quad (\text{II.13})$$

k_x, k_y, k_z : représentent les composantes de la perméabilité respectivement sur les axes x, y et z appelées perméabilités principales.

II-4-1-2/Limites d'application de la loi de Darcy :

On a parfois estimé que la loi de Darcy $V=ki$ devait être remplacée par une autre de la forme : $i=aV+bV^2$ ou $i=aV^m$ avec $1 < m < 2$, ce qui revient, en somme à admettre que le régime cesse d'être laminaire. Il est donc normal que la validité de la formule de Darcy dépende essentiellement du nombre de Reynolds Re de l'écoulement considéré [32].

De nombreuses études expérimentales effectuées sur cette question, il résulte que la loi de Darcy est applicable avec certitude tant que le nombre de Reynolds $Re = \frac{Vd}{\nu}$ (V : vitesse apparente de filtration) ne dépasse pas l'unité, en réalité la limite est assez imprécise et peut atteindre des valeurs du nombre de Reynolds de l'ordre de 4 à 5, pour des valeurs de Re supérieure ; le régime d'écoulement tend à devenir turbulent [17,31].

En définitive, dans la pratique courante de l'ingénieur, la loi de Darcy peut être considérée comme valable au moins en première approximation il ne faut tout fois pas perdre de vue les hypothèses sur lesquelles, elle est fondée:

- Laminarité de l'écoulement ;
- Uniformité, continuité et isotropie du milieu ;
- Unicité du fluide ;

Lorsqu'on s'écarte plus ou moins de ces hypothèses, la loi de Darcy cesse d'être valable et on doit adopter selon les cas une loi de la forme : $i=aV+bV^2$ ou $i=aV^m$, pour tenir compte de l'apparition de la turbulence [35].

II-4-2 Equation générale de l'écoulement en milieu poreux :

Pour une description complète du mouvement d'un fluide, on doit tenir compte de trois aspects : les conditions que le milieu impose au mouvement du fluide ; les propriétés du fluide ; et la conservation de masse.

II-4-2-1/ Equation de conservation de masse :

Un écoulement est un phénomène de transport puisqu'il s'agit d'un transport de matière. C'est pourquoi il est naturel d'introduire la notion de vecteur densité de courant de matière. Pour cela, cherchons à exprimer la masse qui traverse une surface (S) lors d'un écoulement.

On considère un volume élémentaire de contrôle de milieux poreux centré dans des coordonnées cartésiennes. On considère l'axe z vertical et dirigé vers le haut. A un certain instant 't' la masse d'eau dans le volume de contrôle est donnée par [31] :

$$M(t) = \iiint \rho(x, y, z, t) dx dy dz \quad (\text{II.14})$$

Avec :

ρ : masse volumique de l'eau en $[\text{kg}/\text{m}^3]$.

Le principe de conservation de masse postule ou implique que la variation de masse stockée dans le milieu poreux est égale à la différence du flux entrant moins le flux sortant et le terme source :

$$\frac{\partial \text{Mass}}{\partial t} = \text{flux entrant} - \text{flux sortant} + \text{terme source}$$

Le signe du terme source est considéré par convention. En général le terme source est considéré comme positif pour un apport d'eau et négatif pour une extraction d'eau.

Cette masse varie à cause du transport de matière lié à l'écoulement :

$$\frac{dM(t)}{dt} = - \iint_{(S)} \rho \vec{v} \cdot dS \vec{n} \quad (\text{II. 15})$$

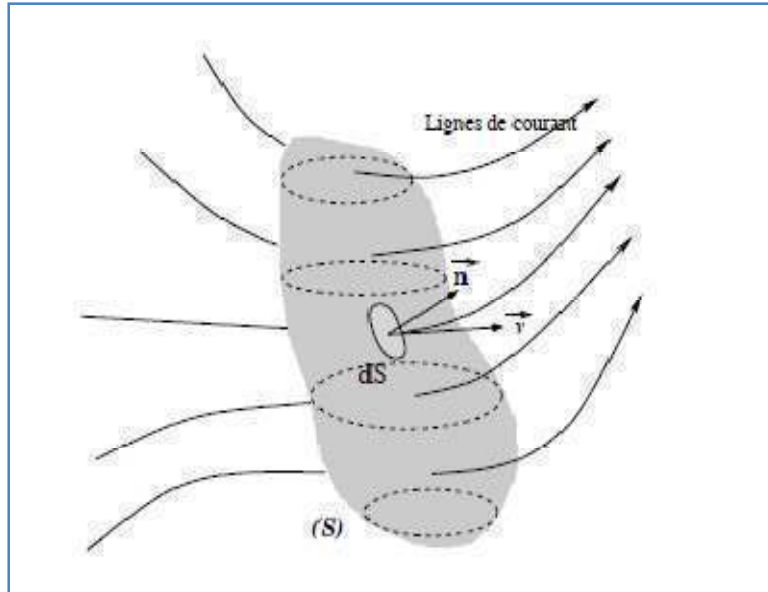


Fig. (II.2): Conservation de la masse.

Où \vec{n} est dirigé vers l'extérieur de la surface fermée (S) ce qui explique l'origine du signe -. Or, on a également :

$$\frac{dM(t)}{dt} = \iiint_{(V)} \frac{\partial \rho}{\partial t} dx dy dz \quad (\text{II. 16})$$

D'après le théorème de la divergence on obtient [33] :

$$\iiint_{(V)} \left[\text{Div}(\rho \vec{v}) + \frac{\partial \rho}{\partial t} \right] dx dy dz = 0 \quad \forall V \quad (\text{II.17})$$

D'où l'équation de conservation de la masse, dite aussi *équation de continuité*

$$\text{Div}(\rho \vec{v}) + \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0 \quad (\text{II. 18})$$

II-4-2-2/ Equation de la conservation d'énergie :

L'équation de Bernoulli exprime la loi de conservation d'énergie mécanique qui correspond à la charge hydraulique h , dont la forme générale est donnée comme suit [34] :

$$h = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2.g} \quad (\text{II.19})$$

Avec :

$\frac{v^2}{2.g}$: L'énergie cinétique.

z : altitude par rapporte au plan de référence [m].

P : Pression hydraulique [Pa].

γ : Poids volumique de l'eau [N/m³].

La vitesse de filtration étant généralement faible le terme $\frac{v^2}{2.g}$ est négligeable, d'où l'équation (II.19) devient comme suit :

$$h = z + \frac{P}{\gamma} \quad (\text{II.20})$$

II-5/ Ecoulement à travers un barrage en terre :

Le phénomène de la détermination du champ de l'écoulement se trouve donc doublé de celui de la détermination de la forme de surface libre qui est une des limites du domaine d'écoulement.

La surface libre est caractérisée par une pression constante (égale à la pression atmosphérique) et une charge hydraulique égale à son élévation par rapport à un plan de référence [15,27].

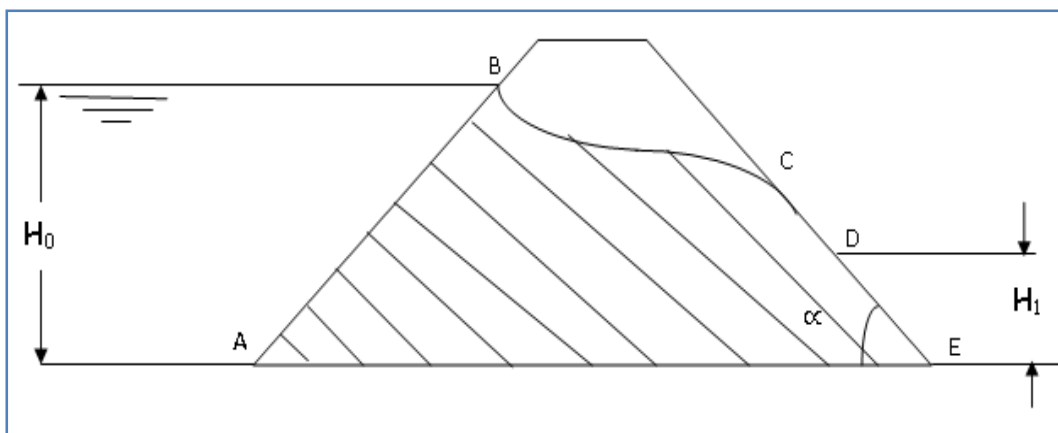


Fig. (II.3) : Exemple d'écoulement dans un barrage en terre.

Pour arriver à la solution de ce type de problèmes, il faut tenir compte des conditions aux limites et qui sont comme suite :

- AB équipotentielle amont ($h = H_0$).
- AE ligne de courant ou ψ est égale à une constante.
- ED équipotentielle aval ($h = H_i$).
- DC surface de suintement ($h = z$) ou z une variable.
- CB surface libre ($h = z$, ligne de courant).

La partie hachurée du massif est le domaine d'écoulement ou :

H_0 = la hauteur de l'eau en amont du barrage [m].

H_1 = la hauteur de l'eau en aval du barrage et ψ la fonction de courant.

II-5-1/ Phénomène de RENARD :

Les cheminements que l'eau peut créer à travers des matériaux déposés naturellement ou artificiellement, lorsqu'elle s'y infiltre sous une certaine pression s'appelle phénomène de « RENARD ». Ce phénomène provoque un arrachage régressif des particules de l'aval du sol vers un milieu extérieur et en progressant vers l'amont, jusqu'à la formation d'un conduit continu.

La granulométrie du sol varie donc avec une augmentation de la perméabilité. Ce phénomène de renard est difficilement détectable et évolue très rapidement, ce qui laisse peu de temps pour agir [36]. Généralement l'apparition du phénomène de renard dans les sols cohésifs est favorisée par des défauts de perméabilité. Il peut être de nature chimique ou mécanique.

II-5-1-1/ RENARD de nature chimique :

Ce phénomène aura lieu lorsque le milieu poreux renferme des matériaux solubles dans l'eau tels que les gypses ou autres. La dissolution des matières et leur entraînement provoquent des cavités qui engendrent des pertes d'eau inaccessibles en déformant le mur de barrage.

II-5-1-2/ RENARD de nature mécanique :

Ce phénomène se produira au moment où la pression de courant dépasse une pression critique donnée par la relation suivante [41] :

$$i \gamma = \gamma_t \quad (\text{II.21})$$

Dans la quelle :

i : gradient hydraulique.

γ : Poids spécifique de l'eau [N/m³].

γ_t : Poids spécifique des matériaux [N/m³].

Et la quelle correspond au gradient hydraulique critique : $i = i_c = \frac{\gamma e}{\gamma t}$

Et une vitesse critique

$$V_c = i_c \cdot k \quad (\text{II.22})$$

Ou

k : étant le coefficient de perméabilité du matériau [m /s].

i_c : le gradient hydraulique critique.

II-6/ Coefficient de perméabilité :

Le coefficient de perméabilité « k » d'un sol est une caractéristique intrinsèque du sol. Selon Darcy, il représente le volume d'eau gravitaire recueilli en une unité de temps pour un gradient hydraulique unitaire [27]. Ce coefficient peut être déterminé par les méthodes suivantes :

II-6-1/ les méthodes de détermination de la perméabilité :

La perméabilité varie en fonction de la nature et de la composition du sol. Le tableau suivant donne les fourchettes correspondantes à la perméabilité des différents types de sol.

Tableau (II.1) : Exemple de perméabilité pour différents types de sol [35].

Type de sol	Perméabilité (cm/s)
-gravier	$10^{-3} < k < 10$
-sable	$10^{-3} < k < 10^{-1}$
-limon ou sable argileux	$10^{-5} < k < 10^{-3}$
-argile	$10^{-7} < k < 10^{-5}$

Pour la détermination de la perméabilité « k » au laboratoire, il existe plusieurs méthodes, parmi lesquelles, sont :

II-6-1-1/ Perméamètre à charge constante :

Dans cet essai, on maintient la hauteur d'eau constante et on fait circuler l'eau dans l'échantillon, ensuite on recueille une certaine quantité d'eau pendant un temps connu. La formule de calcul utilisée est déduite de la loi de Darcy [35,37].

$$k = \frac{Ql}{hS} \quad (\text{II.23})$$

Avec :

Q : quantité total d'eau recueillie durant un intervalle de temps t : $Q=V/t$

S : section normale à l'écoulement de l'échantillon [m^2].

h : la charge hydraulique constante pendant l'essai [m].

II-6-1-2/ Perméamètre à charge variable :

Dans cet essai, on utilise un sol fin, la hauteur d'eau varie en fonction du temps de l'écoulement. L'appareil comprend 4 tubes d'alimentation gradués et dont les diamètres varient de 5 mm, pour les sols argileux moins perméables, à 20 mm, pour les sols plus perméables, pour que la lecture du niveau d'eau dans le tube soit possible. La formule de calcul utilisé dans ce cas est [35] :

$$k = 2.3 \frac{sL}{S(t_1-t_2)} \log \frac{h_1}{h_2} \quad (\text{II.24})$$

Avec :

s : section de tube d'alimentation [m^2].

L : longueur de l'échantillon [m].

S : section de l'échantillon [m^2].

t : temps d'intervalle de changement de la hauteur d'eau dans le tube et qui est égale à (t_1-t_2) pour des hauteurs variant de $(h_2$ à $h_1)$ [s].

h_1 : hauteur initiale d'eau dans le tube $\rightarrow t_1$ [m].

h_2 : hauteur initiale d'eau dans le tube $\rightarrow t_2$ [m].

II-7/ Le réseau d'écoulement :

Le tracé du réseau d'infiltration permet d'obtenir une image indiquant la répartition des lignes de cheminement des eaux d'infiltration, ou lignes de courant, et des lignes équipotentiellles dans le massif et dans les terrains d'assise du barrage. Le réseau des lignes de courant et des équipotentiellles permet de connaître en chaque point du massif la valeur de la charge hydraulique, de la pression interstitielle et du gradient hydraulique.

L'analyse du réseau des lignes de courant et des équipotentiellles permet également l'étude des pertes de charge et le débit total d'infiltration que ces écoulements produisent à l'intérieur du massif et dans les fondations.

Le tracé de ce réseau se présente comme étant un problème géométrique qui peut être résolu d'une manière simple par une méthode graphique, dans certains cas particuliers (barrage sur assise homogène et isotrope de profondeur finie ou infinie). Cependant, si les terrains d'assise sont formés d'un matériau homogène et anisotrope, ou plusieurs couches d'inégale perméabilité, et s'ils comportent un tapis filtrant ou un drain prismatique, le tracé des lignes d'écoulement devient plus ou moins difficile. On doit alors avoir recours à d'autres méthodes [26].

II-7-1 Propriétés fondamentales des réseaux d'écoulement :

Un réseau d'écoulement est un dessin (diagramme) montrant le domaine physique d'écoulement avec toutes ses frontières dans le plan (x, y) sur lequel sont superposées les lignes de courant et les équipotentiellles ou les équicharges [24].

a) Equation de Laplace :

Si on introduit la relation de Darcy ; dans la loi de conservation, on établit ainsi l'équation de Laplace [38]:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Pour les charges} \quad (\text{II .25.a})$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Pour les potentiellles} \quad (\text{II.25.b})$$

On démontre également que les fonctions ϕ satisfont l'équation de Laplace, quand on admet la condition d'irrotationnalité de l'écoulement dont l'expression est :

$$\frac{\partial U}{\partial y} - \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (\text{II.26})$$

Il est important de remarquer que les relations (II.25.a) et (II.25.b) tout comme Laplacien de φ sont indépendants des caractéristiques physiques du milieu filtrant et du fluide. Cela veut dire que leurs solutions sont purement géométriques. En d'autres termes, sous les mêmes conditions aux limites, le réseau d'écoulement est toujours le même quelque soit la nature du milieu poreux (sable, silt, argile, gravier, etc.) et du fluide qui y circule (eau, huile, etc.).

Il existe plusieurs procédés permettant de résoudre l'équation de la place : méthode analytiques, méthodes numériques, méthodes graphiques et les méthodes expérimentales qui sont soit analogiques, soit par similitude (ou modèles réduits)

Lorsque les frontières (ou lignes de contours) du milieu poreux sont complexes, les solutions analytiques de l'équation de Laplace deviennent souvent difficiles à établir [24,39].

Dans ces cas, on a recourt alors aux autres méthodes de résolution graphique, numériques et expérimentales. Ces dernières méthodes procèdent généralement par la construction du réseau d'écoulement à partir duquel l'on peut évaluer tous les autres paramètres : potentiel, fonction de courant, débit, charge, pression, vitesse d'écoulement etc.

b) Lignes de courant : (φ)

On appelle ligne de courant (φ), une ligne définie par la condition d'être en tous ses points tangente au vecteur vitesse :

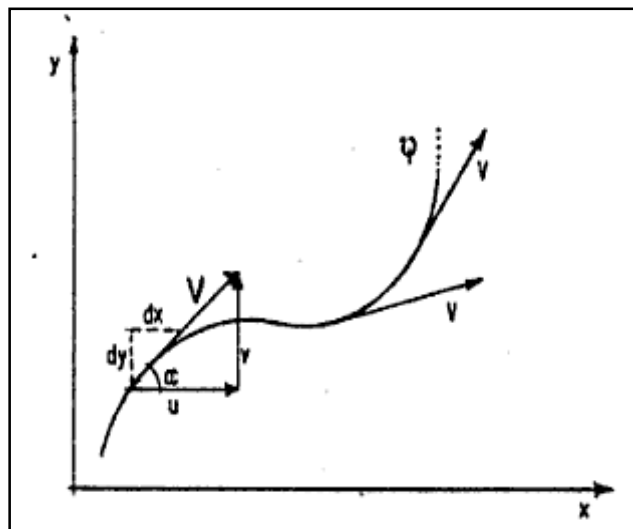


Fig. (II.4) Schéma d'une ligne de courant [24].

Soit : $\vec{V}(x, y)$ le vecteur vitesse. D'après la figure (II.4) on a :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{v}{u} = \frac{dy}{dx} \quad (\text{II.27.a})$$

Ce qui donne : $u dy - v dx = 0 \quad (\text{II.27.b})$

Les relations II.27 (a et b) constituent deux représentations de l'équation de ligne de courant. Du point de vue géométrique, les termes $u dy$ et $v dx$ sont des aires infinitésimales qui sont balayées par unité de temps, suivant les deux directions x et y respectivement. La Fig. (II.5) montre ces aires A_x et A_y et l'on peut démontrer qu'elles sont toujours égales quelque soit la direction du vecteur $\vec{V}(x, y)$ [24].

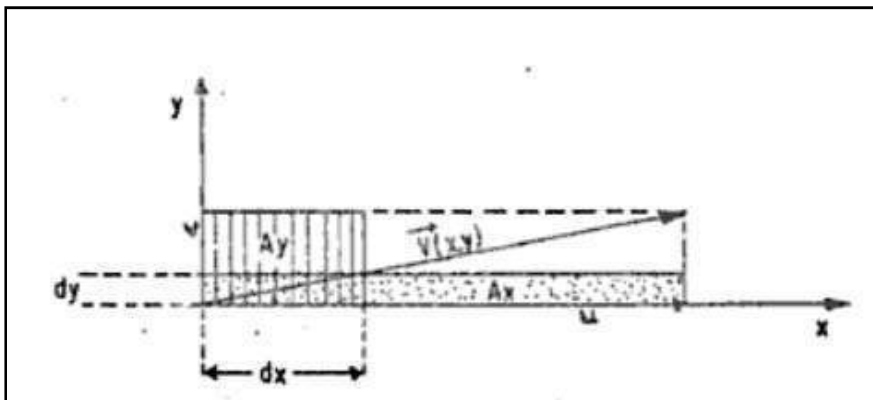


Fig. (II.5) Aires de l'écoulement plan.

Les propriétés les plus importantes des lignes de courants sont [38]:

- La composante de vitesse, normale aux lignes de courant est nulle ; car par définition ces lignes sont considérées comme une frontière imperméable pour l'écoulement.
- Deux lignes de courant ne se croisent jamais. Elles ne se touchent que si elles ont la même valeur ; dans ce cas ; elles se confondent.

c) Relation entre Equicharges et Lignes de courant :

On appelle équicharges la ligne qui relie tous les points du champ d'écoulement ayant la même valeur de charge hydraulique, c'est-à-dire, $H = \text{cte}$. La loi de Darcy généralisée appliquée aux écoulements bidimensionnels s'écrit sous la forme [32]:

$$U = -k \frac{\partial H}{\partial x}, \quad V = -k \frac{\partial H}{\partial y} \quad (\text{II.28})$$

Si par ailleurs, l'on considère une ligne équicharge $H=cte$, la dérivée totale de H est donc nulle le long de cette ligne, d'où :

$$dH = \frac{\partial H}{\partial x} dx + \frac{\partial H}{\partial y} dy = 0 \quad (\text{II.29})$$

En y introduisant les relations (II.23) on obtient : $dH = -\frac{U}{k} dx - \frac{V}{K} dy = 0$

D'où : $Udx + Vdy = 0$ (II.30.a)

Et encore : $\frac{dy}{dx} = -\frac{U}{V} = -\frac{1}{tg\alpha}$ (II.30.b)

Les relations (II.30.a) et (II.30.b) sont les équations d'une équicharge.

Comparons maintenant les relations (II.30.b) et (II.30.a), on remarque que la pente des équicharge est exactement l'inverse de la pente des lignes de courant :

$$\frac{dy}{dx} = tg \alpha ; \text{Pente des lignes de courant et ;}$$

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{1}{tg\alpha} ; \text{Pente des lignes équicharges.}$$

Ceci veut dire que dans le plan (x, y) les lignes équicharges et les lignes de courant se recoupent toujours à angle droit ; elles forment donc un « réseau orthogonal ».

Le vecteur vitesse qui est tangent aux lignes de courant $\varphi = cte$ doit être obligatoirement perpendiculaire aux lignes équicharges définies par $H = Cte$.

d) Equipotentielles :

Dans le cas particulier d'un milieu homogène et isotrope, le coefficient de perméabilité k est constant en tout point, et dans toutes les directions. On peut alors écrire les relations (II.28) sous la forme :

$$U = \frac{\partial(-kH)}{\partial x} \quad \text{et} \quad V = \frac{\partial(-kH)}{\partial y} \quad (\text{II.31.a})$$

En posant : $\phi = -kH$ (II.31.b)

Notons que ϕ a une dimension de surface par unité de temps comme les φ on obtient :

$$U = \frac{\partial\phi}{\partial x} \quad \text{et} \quad V = \frac{\partial\phi}{\partial y} \quad (\text{II.31.c})$$

La notation vectorielle devient : $\vec{V} = -k \overrightarrow{\text{grad}}H = \overrightarrow{\text{grad}}\phi$ (II.31.d)

Les relations (II.31.c et II.31 .d) montrent que les vitesses dérivent de cette fonction ϕ , la quelle fonction est appelée « potentiel ». Le mouvement est dit « potentiel de vitesses »

Dans un champ d'écoulement, le lieu des points où $H=\text{constante}$ est appelé : « la ligne équicharge », tandis que le lieu des points où $\phi = -kH = \text{cte}$ est appelée « ligne équipotentielle ». A toute ligne équicharge ($H=\text{cte}$) correspondante une ligne équipotentielle ($\phi = \text{cte}$) ayant exactement les même propriétés géométriques dans le plan (x, y), c'est-à-dire [35]:

- Les lignes ϕ sont perpendiculaires aux vecteurs vitesses et aux lignes ϕ .
- Les lignes ϕ et ϕ forment un réseau orthogonal et sont interchangeables.
- Les lignes $\phi = \text{cte}$ et $H= \text{cte}$ sont parallèles, la différence ne se situe que sur l'échelle de graduation.

II.8/Conclusion :

Au terme de ce chapitre consacré aux différentes caractéristiques des milieux poreux, et aux les lois d'écoulement dans les milieux poreux, on constaté que tous les problèmes d'infiltration dans les milieux poreux homogènes, isotropes et saturés, vérifient les conditions de l'écoulement de Darcy. Ils peuvent être complètement étudiés à partir de l'équation de Laplace, qui est par conséquent très générale pour ces genres d'écoulement.

chapitre III

Les méthodes de résolution

III- Les méthodes de résolution :

III-1/Introduction :

Les problèmes pratiques d'infiltration doivent être résolus dans le cadre de la conception et l'exploitation des ouvrages hydrauliques (barrages, canaux, puits, etc.) nécessitent une connaissance des principaux paramètres hydrauliques du mouvement de l'eau.

Ces paramètres sont en développement dans les milieux poreux en raison des différences entre deux points ou sections. Les paramètres hydrauliques les plus importants sont la quantité d'eau transportée, ainsi que les valeurs de pression et la vitesse de développement à différents points à l'intérieur du domaine. Théoriquement, la solution complète de divers problèmes d'infiltration nécessite le calcul des paramètres hydrauliques à chaque point du domaine d'écoulement [6].

Les équations générales qui régissent d'infiltration constante dans les milieux poreux utilisées pour la détermination des paramètres hydrauliques de l'infiltration peuvent être décrites par l'équation de Laplace;

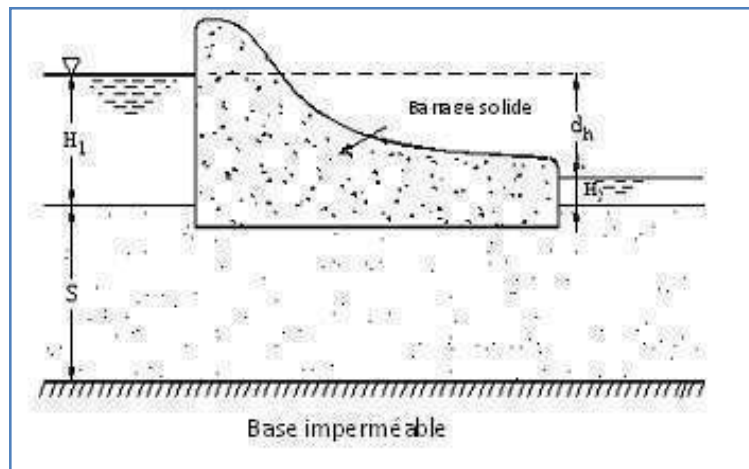
III-1-1/ Écoulement confiné:

Dans les problèmes d'écoulement confiné, la ligne supérieure d'infiltration est soumise à une pression supérieure à la pression atmosphérique, (Fig.III.1a). Des exemples de ce type sont les infiltrations d'eau sous barrages en béton, les déversoirs et les régulateurs, puits artésiens entrent également dans cette catégorie. La ligne supérieure d'infiltration coïncide avec la limite supérieure imperméable de l'aquifère artésienne [38].

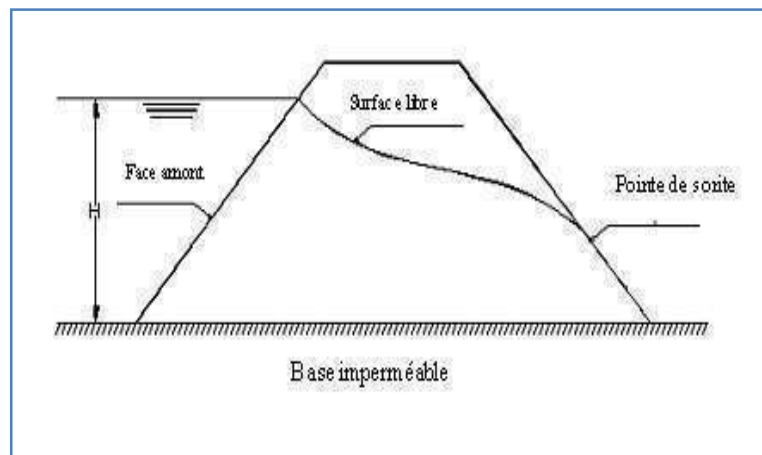
III-1-2/Écoulement non confiné:

Dans les problèmes d'écoulement non confiné, la surface supérieure d'infiltration est soumise à la pression atmosphérique. La pression d'eau le long de cette surface est égale à zéro à tout moment et la charge totale à tout point égale la hauteur d'élévation de surface, (Fig.III.1b).

Des exemples de ce type de flux sont des systèmes d'écoulement naturel en aquifère, infiltrations à travers les barrages en terre, écoulement vers drains souterrains [38].



(A) Infiltration confiné.



(B) Infiltration non confiné.

Fig. (III.1) Types d'infiltration.

La surface d'eau libre est en fait une frontière inconnue de la région d'écoulement. La solution devient encore plus complexe dans les systèmes d'infiltration non confiné que dans l'infiltration confinée.

En principe, quatre méthodes existent pour résoudre les problèmes de débit d'infiltration :

- Méthode graphique.
- Méthodes analytique.
- Méthodes expérimentales.
- Méthodes numériques.

Cependant, lorsque plus d'une méthode peut être appliquée, le choix de la plus appropriée dépend de la disponibilité des experts et du temps et les coûts nécessaires pour parvenir à une solution.

Les conditions aux limites mixtes sur la surface libre, ainsi que le fait que l'emplacement de cette frontière est a priori inconnu fait une solution analytique exacte d'un tel problème le plus difficile, voir impossible, sauf dans un nombre très limité de cas.

D'après la loi Darcy à deux dimensions, la vitesse d'écoulement est liée linéairement au gradient hydraulique ou [32]:

$$u = -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad v = -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \quad (\text{III. 1})$$

Dans laquelle u et v sont les vitesses dans les directions x et y respectivement, et les constantes de proportionnalité, k_x et k_y , sont les coefficients de perméabilité dans les directions x et y .

-La charge totale de fluide est la somme de la pression et la hauteur d'élévation, ou :

$$h = \frac{p}{\gamma} + z \quad (\text{III. 2})$$

- Equation de continuité pour les deux dimensions, écoulement incompressible à l'état d'équilibre :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (\text{III.3})$$

En substituant l'équation, (III. 1) dans l'équation (III. 3), l'équation suivante est obtenue lorsque k_x et k_y sont des constantes:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{III.4})$$

Pour le sol isotrope, cette équation se réduit à l'objet de nombreuses études l'équation de Laplace :

$$\nabla^2 h = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{III. 5})$$

Dans la relation (III.5) on remplacé la charge par le potentiel de vitesse ϕ tel que $\phi = kh$, on obtient [6] :

$$\nabla^2 \Phi = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{III.6})$$

III-2 Méthodes de résolution des infiltrations :

Ces méthodes sont employées pour déterminer les paramètres hydrauliques de l'infiltration (la construction du réseau d'écoulement, la surface de l'eau libre, débit d'infiltration, gradient hydraulique,). De nombreux chercheurs ont étudié les problèmes d'infiltration dans les milieux poreux. Il existe différentes techniques traitant de ce problème chacun d'eux est adapté à certains types de problèmes.

III-2-1 Méthode graphique :

Une représentation graphique de la famille des lignes de courant et de leurs correspondants des lignes équipotentielles dans une région d'écoulement est appelé un réseau d'écoulement, Fig. (III.2). Le flux net est une solution graphique à l'équation de Laplace pour l'écoulement à deux dimensions à travers un milieu homogène, isotrope ($k_x = k_y$).

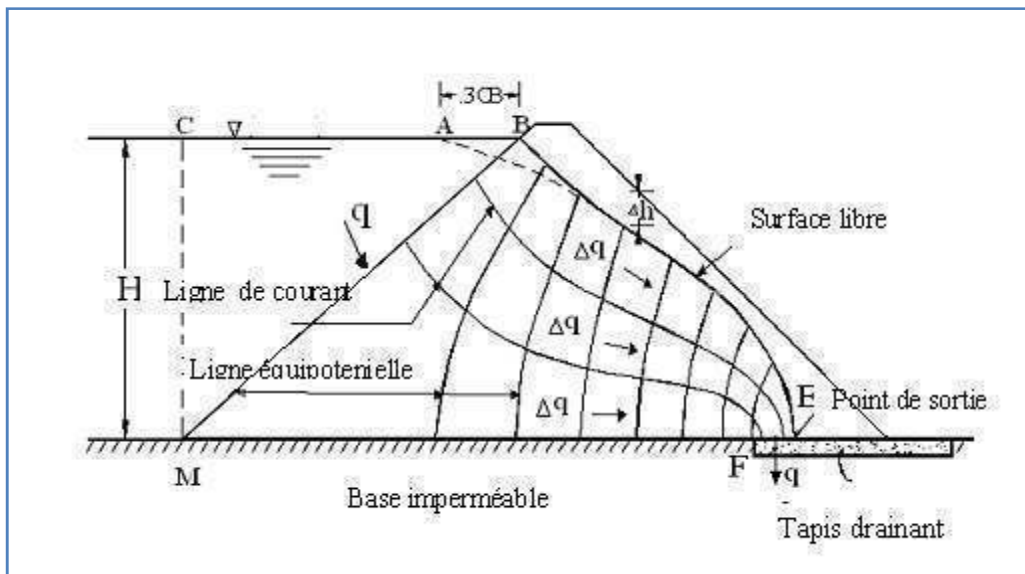


Fig. (III.2) Infiltration à travers barrage en terre homogène avec tapis horizontal.

La méthode graphique peut être utilisée pour résoudre une large classe de problèmes que la méthode d'analyse. Son avantage est très remarquable dans le cas de l'écoulement potentiel à travers les domaines avec des limites irrégulières. D'autres types de flux telle que celle du sol à travers deux dimensions homogènes ou multicouches anisotropes peuvent également être traitées graphiquement[42].

Les méthodes graphiques consistent à tracer le réseau d'écoulement à la main ; en respectant le mieux possible les propriétés des réseaux, vues antérieurement. Il est toujours plus facile de construire un réseau quadratique, c'est-à-dire : $d\varphi = d\Phi$ Ces méthodes dépendant beaucoup de l'habilité, l'intelligence et la pratique individuelle ;

On peut signaler deux techniques pour tracer les réseaux à la main :

- **Inscription de cercles :**

Dessiner sur une feuille les contours du milieu, puis repérer les lignes de courants et les équipotentiels connues d'après les conditions aux limites.

Tracer progressivement les lignes de courant et les équipotentiels en formant le mieux que possible des carrés curvilignes dans lesquels l'on peut inscrire des cercles (Fig.III.3).

Les propriétés essentielles à respecter sont [24] :

- Les lignes équipotentiels et lignes de courant se coupent à angle droit.
- Deux lignes de courant ne doivent pas se rencontrer.
- Deux équipotentiels ne doivent pas se rencontrer.

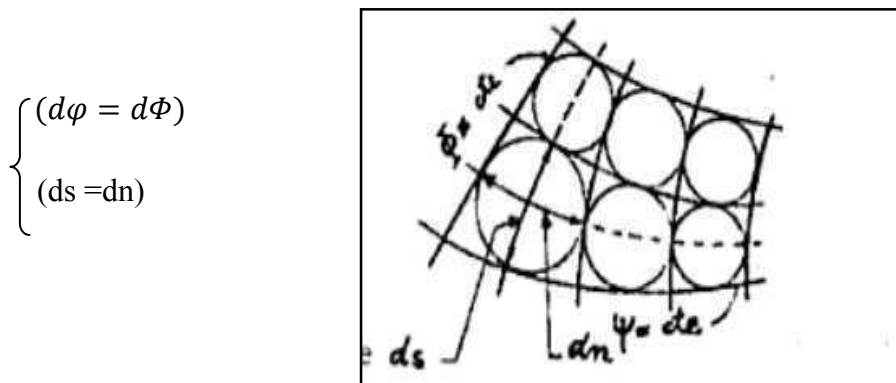


Fig.(III.3) Solution graphique de l'équation de Laplace.

- **Bissectrices à 45° (méthode de Prasil) :**

Figure (III.4) illustre bien cette méthode qui consiste à tracer des bissectrices aux angles droits formés par les $\Phi = cte$ et $\varphi = cte$.La méthode n'est pas donc utilisable, que si l'on connaît une ligne $\varphi = cte$ et les valeurs de Φ sur cette ligne, exemple surface libre dans une digue.

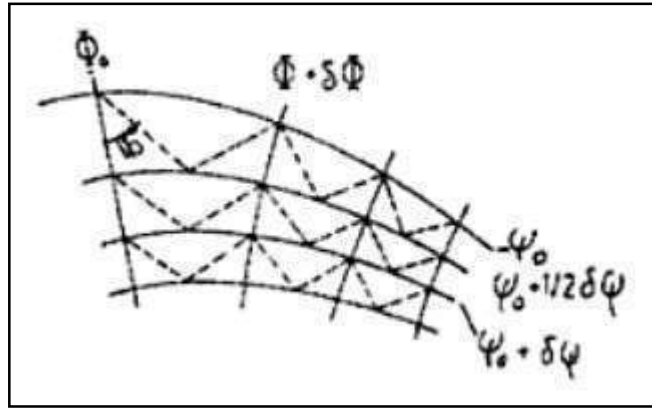


Fig.(III.4) Méthode de Prasil pour la solution d'un écoulement plan.

III-2-2/Méthode analytique :

III-2-2-1/ Théorie de Dupuit :

Les hypothèses admises pour l'établissement des formules de Dupuit sont [39]:

- La loi de Darcy est applicable, c'est-à-dire que les vitesses sont proportionnelles aux pertes de charge (gradient hydraulique).
- Milieu homogène et isotrope, substratum horizontal l'eau et le milieu poreux sont incompressibles, régime permanent.

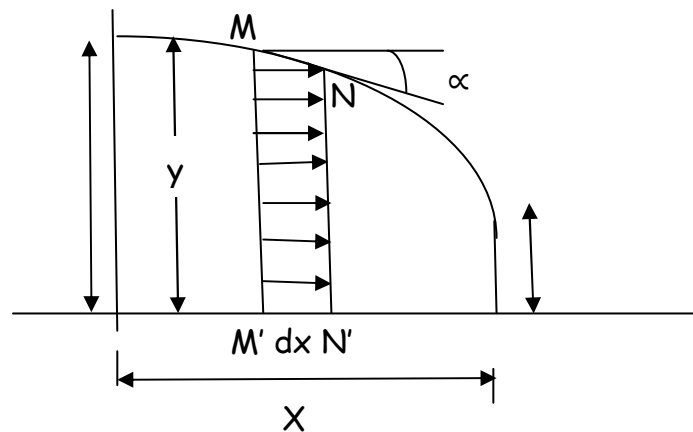


Fig. (III.5) : Profil de la courbe de saturation.

Dans une section verticale de la nappe de trace MN, toutes les vitesses V sont supposées égales, parallèles entre elles et ayant pour valeur commune $V = k \frac{dy}{dx}$ au signe près, x et y étant les coordonnées du point M situé à la surface de la nappe dans la section transversale considérée [5].

On admet donc que l'écoulement se produit par tranches anneaux verticaux supposés animés sur toute leur hauteur de la vitesse horizontale V si on considère le filet liquide superficiel traversant en M et M' deux tranches infiniment voisines MN et $M'N'$, la perte de charge unitaire entre M et M' a pour expression exacte d'après Darcy si $MM' = dl$:

$$T = \frac{dy}{dl} = \sin \alpha \quad (\text{au signe près})$$

L'hypothèse de Dupuit suppose que perte de charge a pour expression : $I = \frac{dy}{dx} = tg \alpha$

En fait cette hypothèse reste valable tant que X petit c'est-à-dire la courbure de la surface libre est suffisamment faible.

Cette hypothèse est en défaut lorsque se trouve près de l'extrémité aval car la pente de la courbe atteint des valeurs assez grandes.

$$Q = V S = V.L.Y \rightarrow V = k \frac{dy}{dx} \rightarrow Q = kLY \frac{dy}{dx} = Q dx = kLY dY$$

Nous obtenons par intégration :

$$QX = \frac{1}{2} kLY^2 + cte \quad (\text{III.7})$$

En faisant intervenir les conditions aux limites on détermine la constante : $cte = -\frac{1}{2} kLY_2^2$

En introduisant l'expression de la constante dans l'équation on aboutit à :

$$Q = \frac{1}{2} \frac{kL}{X} (Y^2 - H_2^2) \quad (\text{III.8})$$

L'équation de la courbe de Dupuit est donnée par [26] :

$$Y^2 = \frac{x}{X} (H_1^2 - H_2^2) + H_2^2 \quad (\text{III.9})$$

Où : H_1 : hauteur amont [m].

H_2 : hauteur aval [m].

X : largeur de la digue [m].

Remarque :

L'absence du coefficient de perméabilité dans l'expression de Y, montre que la courbe pour un même matériel ne dépend pas de la perméabilité. Mais signalons que cette forme est toujours du second degré mais change d'allure quand on passe d'un type de matériel à un autre, c'est-à-dire d'une perméabilité à une autre.

III-2-2-2/ Méthode analytique semi-empirique de Kozeny :

Pour un barrage en terre constitué de matériaux homogène assis sur une fondation imperméable, la ligne de saturation coupe la face aval du massif.

Cette position n'est pas influencée par la perméabilité du matériau composant le massif. Elle ne dépend que de la forme géométrique du massif. Ceci bien entendu dans le cas de l'isotropie.

A partir du potentiel complexe : $\omega = \phi + i\psi = \sqrt{2ez}$

Kozeny a montré que pour les conditions énoncées ci-dessus la ligne de saturation, s'il n'y avait pas d'influence à l'entrée et la sortie de massif serait une courbe parabolique de foyer A et d'axe Ax représentée en tirets sur le schéma et d'équation : $(x + y_0)^2 = x^2 + y^2$

Pour des valeurs données de y les paraboles coupent la ligne délimitant le plan d'eau de la retenue en des points tels que B₂ de coordonnées y = H et x = d.

En supposant que l'infiltration dans les massifs de barrage en terre se comporte comme l'écoulement d'un fluide incompressible en mouvement plan permanent dans un milieu homogène, et obéit à la loi de Darcy qui met en relief la proportionnalité des pertes de charges aux vitesses d'écoulement,

Casagrande a montré que celle de ces paraboles qui passe par le point B₂ tel que BB₂ soit égal au 3/10 de la projection horizontale S de la portion de la face amont du massif en contact avec l'eau de la retenue se confond sensiblement avec la ligne de saturation [43].

La ligne de saturation d'après Kozeny [44] :

$$\text{Parabole de base} \quad \left\{ \begin{array}{l} X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \\ Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \end{array} \right. \quad (\text{III.10})$$

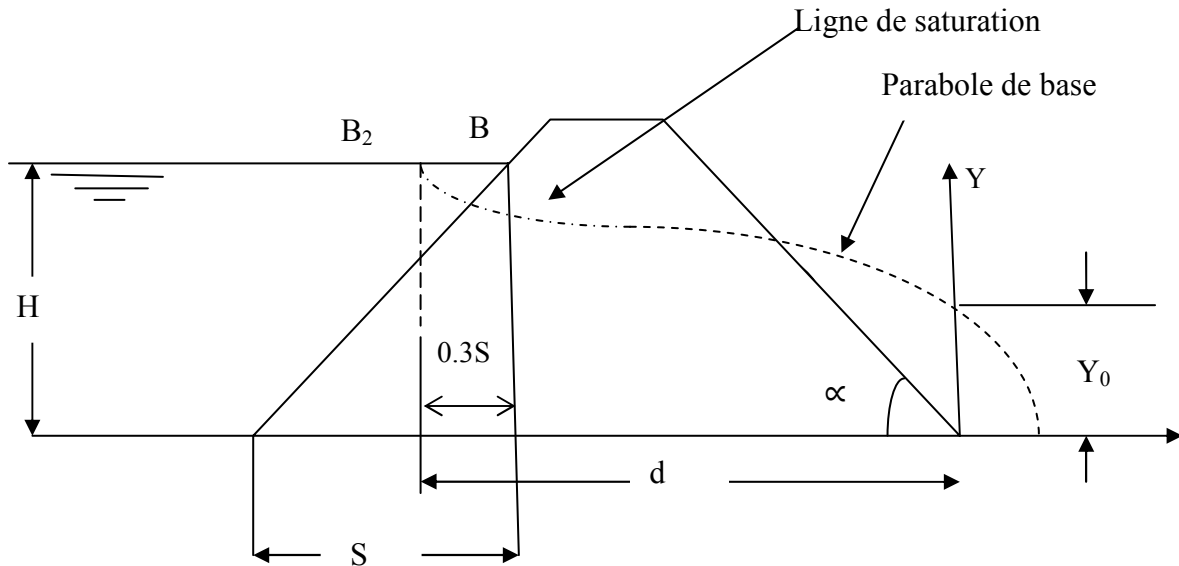


Fig. (III.6) : La ligne de saturation d’après Kozeny.

Dans ces conditions, en faisant $Y = H$ et $x = d$ dans l’équation (III.10) et en remarquant que d doit être pris égal à la largeur du massif à son embase diminuée de $0.7S$, nous tirons la valeur de Y .

Cas anisotrope :

En fait, le massif du barrage ne forme pas un ensemble isotrope et les perméabilités sont différentes. Ceci est dû au compactage par couches successives qui entraîne en générale une anisotropie du remblai.

Dans ces conditions, la méthode de détermination de la ligne de saturation que nous venons d’exposer et qui supposait les matériaux parfaitement homogènes et isotropie se trouve en défaut.

Il sera cependant, possible de l’appliquer en opérant une transformation au profil de l’ouvrage.

Si l’on désigne par k_v et k_h les perméabilités dans les directions verticales et horizontales, cette transformation se fera en multipliant les dimensions horizontales par $\sqrt{\frac{k_v}{k_h}}$.

Les ordonnées de la ligne phréatique ainsi obtenues sont reportées sur la section non réduite de l’ouvrage aux points d’abscisses correspondantes.

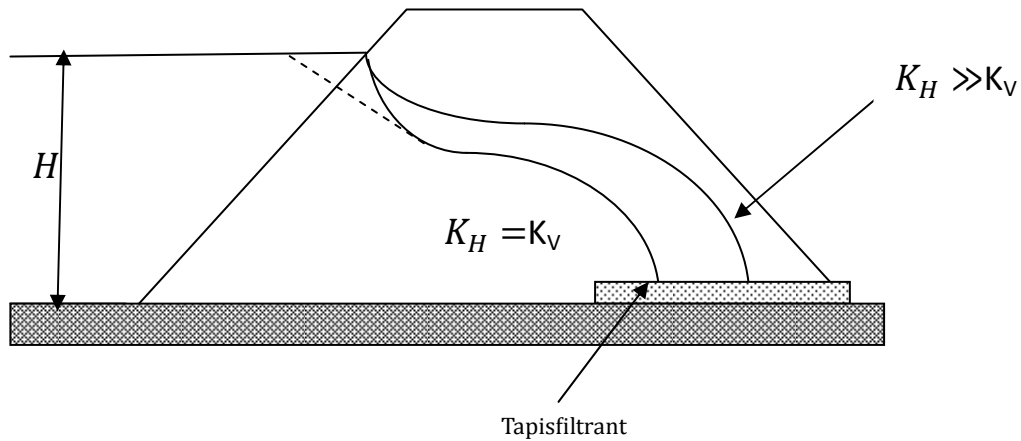


Fig. (III.7) : Effet de l'anisotropie sur la ligne de saturation.

III-2-3/ Méthodes expérimentales :

Les méthodes expérimentales sont considérées comme utiles pour simuler l'écoulement de l'eau par des modèles en laboratoire. Il y a deux types de modèles, le modèle électrique, qui analogues de l'écoulement de l'eau par un flux de modèles actuels et physiques comme modèle de bassin de perméabilité et le modèle de l'écoulement visqueux (modèle Hèle-Shaw). Ces méthodes ont des inconvénients tels que la construction complexe et l'exploitation. Dans le modèle de Hèle-Shaw, la viscosité du fluide varie avec la température, et le modèle de bassin de perméabilité souffre de la difficulté de représenter la perméabilité correcte du sol [26].

III-2-3-1 Modèle de bassin de perméabilité :

En principe, les expériences de bassin de perméabilité représentent des reproductions à petite échelle des systèmes d'écoulement à grande échelle. En substance, on construit une maquette (généralement du sable) du prototype dans un bassin équipés de l'avant perforé et permet le passage de l'eau, lorsque l'état d'équilibre des flux est atteinte, un colorant est introduit à divers endroits le long de la limite amont à proximité de la paroi transparente pour former les traces des lignes de courant.

Nous avons utilisé un modèle de bassin de perméabilité, afin d'évaluer la longueur du drain horizontal dans les barrages en terre homogène, repose sur une base perméable.

III-2-3-2/ Modèle hèle-Shaw (hydraulique) :**III-2-3-2-1/ Introduction :**

Pour l'écoulement des fluides visqueux, incompressibles en régime permanent, les équations de Navier-Stokes sont les équations les plus générales qui régissent l'écoulement du fluide, réduites sous forme d'énoncés généraux de la loi de Darcy. Essentiellement, le modèle se compose de deux plaques de plexiglas contenant rapprochées complètement la forme de la structure Fig.(III.8). Un fluide visqueux comme l'huile est ensuite permettre de circuler entre les niveaux d'entrée et de sortie jusqu'à état stable de flux est atteinte.

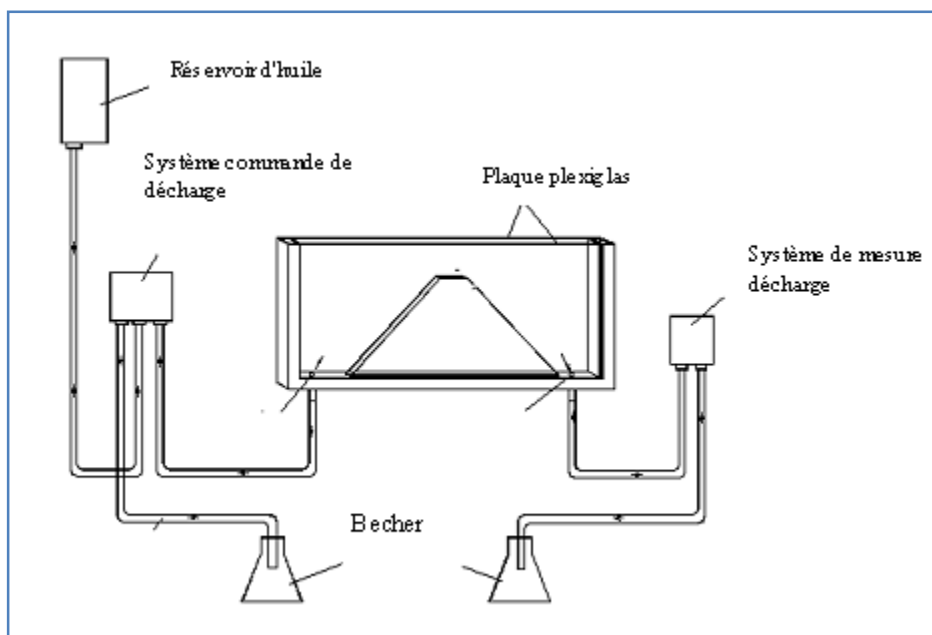


Fig.(III.8) Modèle Hèle-Shaw (Modèle écoulement visqueux).

III-2-3-2-2/ Définition :

C'est l'analogie qui existe entre l'écoulement d'un fluide visqueux entre deux plans de faible écartement plan dans un milieu perméable [5,44].

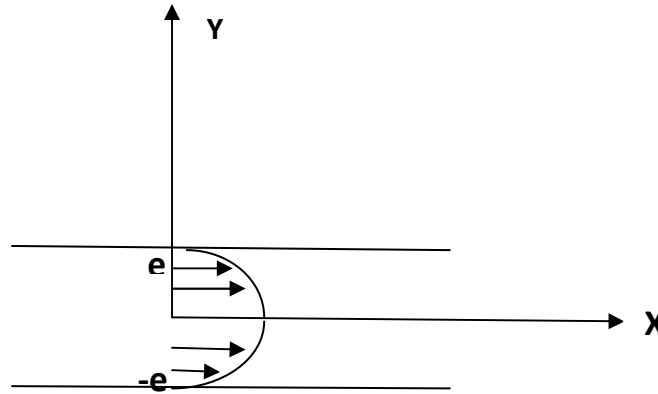


Fig. (III.9) : Analogie de Hèle –Shaw.

III-2-3-2-3/ Principe de l’analogie Hèle-Shaw :

Comme toute analogie, celle-ci est fondée sur l’identité des modèles mathématiques en variables réduites, du phénomène prototype d’une part et de l’écoulement entre faces d’autre part ; l’écoulement étant assez lent d’où le régime est laminaire, doucissant aux équations de NAVIER-STOCKES [30] ;

$$\begin{aligned}
 \text{Projection suivant Ox : } & \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} = X - \frac{du}{dt} + \vartheta \Delta U \\
 \text{Projection suivant Oy : } & \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} = Y - \frac{dv}{dt} + \vartheta \Delta v \\
 \text{Projection suivant Oz : } & \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} = Z - \frac{dw}{dt} + \vartheta \Delta w
 \end{aligned}
 \tag{III.11}$$

L’une des hypothèses de l’écoulement entre deux plans parallèles verticales impose que, les forces massiques sont négligeables X=Y=Z=0. En développant les équations (III.11)

Le système devient :

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} &= -u \frac{\partial u}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial y} - w \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial u}{\partial t} + \vartheta \Delta u \\
 \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} &= -u \frac{\partial v}{\partial x} - v \frac{\partial v}{\partial y} - w \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial v}{\partial t} + \vartheta \Delta v \\
 \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} &= -u \frac{\partial w}{\partial x} - v \frac{\partial w}{\partial y} - w \frac{\partial w}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial t} + \vartheta \Delta w
 \end{aligned}
 \tag{III.12}$$

Avec $\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$: opérateur Laplacien.

Compte tenu de l'équation de continuité : $\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \vec{V}) = 0$

Le liquide étant incompressible, l'écoulement étant permanent donc :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0 \Rightarrow \rho = \text{constante} \Rightarrow \text{div} \rho \vec{V} = 0$$

ρ : est constante $\Rightarrow \rho \text{div} \vec{V} = 0 \Rightarrow \text{div} \vec{V} = 0$

$$\text{div} \vec{V} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (\text{III}).13$$

L'écoulement de hèle-Shaw suppose valable les deux hypothèses suivantes [46] :

- L'écoulement est bidimensionnel de sorte que : $v=0$.
- La distance $d_0=2e_0$ est petite de sorte que les composantes u, w de la vitesse \vec{V} variant beaucoup plus rapidement dans les sens Oy que les sens Ox, Oz par suite les dérivées partielles $\frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial z}, \frac{\partial w}{\partial x}$ et $\frac{\partial w}{\partial z}$ sont négligeable devant $\frac{\partial u}{\partial y}, \frac{\partial w}{\partial y}$

Moyennant les hypothèses précédentes, l'écoulement étant permanent :

$$(V \text{ indépendante de } t \implies \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial w}{\partial t} = 0 \quad)$$

III-2-3-3/ Modèle électrique :

Une des méthodes les plus perspectives et largement utilisées, surtout pour la résolution des problèmes de l'écoulement souterrain, pour des sols hétérogènes de corps et de fondation des barrages en matériaux locaux est celle des analogies électriques (électro-hydrodynamiques). Ce procédé est basé sur le fait que le courant électrique dans un milieu conducteur et le mouvement de l'écoulement souterrain laminaire sont décrits par les équations mathématique formellement analogies (équation de surface).

Il est bien connu que le mouvement de l'écoulement souterrain est soumis à la loi de Darcy [27]

$$V_x = -k \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial \varphi}{\partial x}; \quad V_y = -k \frac{\partial H}{\partial y} = \frac{\partial \varphi}{\partial y}; \quad V_z = -k \frac{\partial H}{\partial z} = \frac{\partial \varphi}{\partial z}$$

On sait aussi que la loi d'Ohm s'exprime par les formules [44]:

$$i_x = -c \frac{\partial U}{\partial x}; \quad i_y = -c \frac{\partial U}{\partial y}; \quad i_z = -c \frac{\partial U}{\partial z}$$

La charge H, le potentiel de vitesse φ et celui de courant électrique sont décrits par les équations suivantes en dérivées partielle :

$$\nabla H = \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 ;$$

$$\nabla \varphi = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 ;$$

$$\nabla U = \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = 0 ;$$

Ou ∇ : Opérateur Laplacien.

Les variables H ; φ et U sont les fonctions harmoniques des coordonnées qui ayant la similitude géométrique des zones de filtration et de courant électrique et assurant les conditions convenables aux limites permettant d'obtenir les caractéristiques correspondantes de l'écoulement souterrain en mesurant les paramètres du champ électrique [40].

Par exemple les lignes des courants et les lignes d'équipotentiels de l'écoulement souterrain correspondent aux lignes de courant et aux lignes équipotentiels du champ électrique. L'analogie des paramètres de l'écoulement souterrain et aux du courant électrique est représentée dans le tableau suivant :

Tableau(III.1) L'analogie des paramètres de l'écoulement souterrain et aux du courant électrique [44]

Courant électrique	Écoulement souterrain
-potentiel électrique U	-charge piézométrique H
-conductibilité électrique C	-coefficient de filtration k
-loi d'OHM $i = -c \frac{\partial U}{\partial l}$	-loi de Darcy $\vartheta = -k \frac{\partial H}{\partial l}$
-densité de courant i	-vitesse de filtration V
-intensité de courant I	-débit de filtration Q
-intensité de champ électrique $E = \frac{U_1 - U_2}{L}$	-gradient d'infiltration $\nabla = \frac{h_1 - h_2}{l}$
-conditions frontières,	-conditions frontières,
U=Cte-surface équipotentielle ;	H =Cte-surface de charge égale,
$\frac{\partial U}{\partial n} = 0$ surface isolée	$\frac{\partial H}{\partial l} = 0$ surface imperméable

III-2-4/Méthodes numériques :

L'écoulement à travers les milieux poreux se produit habituellement dans des formes qui font de domaine la possibilité d'obtenir une solution analytique hautement improbable. Le non homogénéité du sol, de la complexité des frontières et des conditions aux limites qui rend la situation encore plus difficile.

La solution numérique des problèmes aux limites est un sujet très ancien. Dans le passé, la difficulté résidait dans le nombre énorme de l'obtenir simultanément des équations algébriques, qui doivent être résolus pour atteindre la solution.

L'utilisation de méthodes numériques ont commencé à être très populaire plus d'un demi siècle auparavant. La large diffusion de son utilisation peut être attribuée à deux types de raisons:

- Le développement des méthodes numériques forte qui peut être appliquée à presque tous les types de problèmes d'écoulement en milieux poreux. Cela a conduit à utiliser un logiciel qui peut résoudre des problèmes complexes et de présenter les résultats dans la plupart des formes pratiques.
- La production de matériel informatique relativement bon marché qui fournit à l'utilisateur la capacité de stockage énorme, système d'exploitation simple [44].

Les deux méthodes numériques les plus largement utilisés au traitement des problèmes d'infiltration sont :

- 1 –Méthode des différences finies (MDF).
- 2 -Méthode des éléments finis (MEF).

III-2-4-1/Méthode des différences finies (MDF) :

La méthode des différences finies a été la première méthode à utiliser pour la solution numérique systématique des équations aux dérivées partielles. La technique des différences finies est dépendante de la division du domaine d'étude dans un certain nombre de nœuds par des lignes parallèles à l'axe X et Y tels que la distance entre chacune des deux lignes voisines est constant Fig. (III.10). Les dérivées partielles de l'équation différentielle sont approximées en expressions en termes des valeurs des variables au niveau des nœuds.

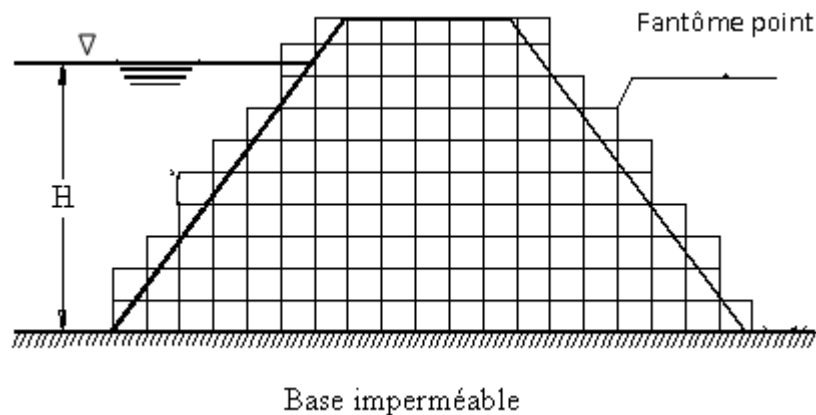


Fig. (III.10) Méthode des différences finies [44].

Les Techniques de différences finies sont fondamentalement très simples. Ils sont utilisés comme des moyens de calcul, puisque le calcul infinitésimal est la limite d'approximations aux différences finies, comme l'intervalle entre les points discrets devient infime. En raison de la simplicité de la méthode des différences finies, le rapprochement mène directement à équations simultanées, sans la nécessité d'introduire de nouvelles manipulations mathématiques.

Le réseau analogique peut être agencé pour être directement analogue aux équations aux différences finies. Les solutions numériques aux équations aux différences finies peuvent également être obtenus par une variété de méthodes sans utilisées des matrices.

Les techniques de différence finie est que les non-linéarités découlant de changements dans les valeurs des paramètres, tels que le changement entre les états confinés et non confinés, peut être incluse sans difficulté.

Desai et Sherman [47] ont utilisé un schéma aux différences finies explicites pour les flux de passagers non confiné à surface libre. Le sol était hétérogène et le niveau d'eau monte et descend externes. Il a été utilisé Modèle Hèle-Shaw pour des travaux expérimentaux. Cette étude a montré que les solutions numériques sont semblables à des travaux expérimentaux lorsque les angles d'amont de la digue ont varié entre 30° et 90° . Les deux méthodes ont montré une différence lorsque les angles d'inclinaison en amont du barrage inférieur à 30° .

III-2-4-2/Méthode des éléments finis (MEF) :

Dans cette méthode, le domaine de l'écoulement est divisé en un certain nombre d'éléments, comme indiqué dans la Fig. (III.11). Les éléments ne doivent pas être rectangulaires comme indiqué dans la figure. Ils peuvent prendre n'importe quel plan ou de la forme tridimensionnelle. Les côtés peuvent être des lignes droites ou courbes.

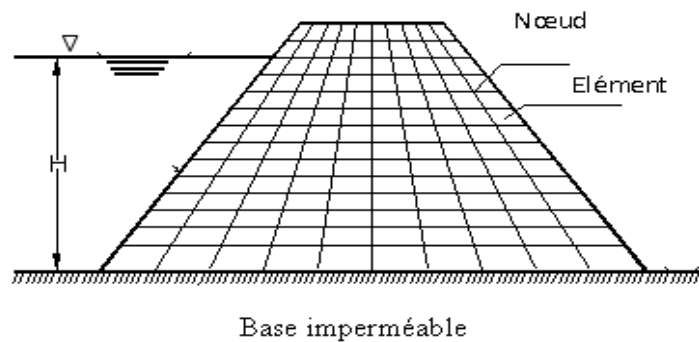


Fig. (III.11) Division d'un barrage en éléments finis [44].

La méthode des éléments finis dépend des théories de calcul des variations. Le problème de valeur limite est remplacé par son intégrale variationnelle équivalente minimale. Ce n'est pas toujours facile car le problème variationnelle qui est équivalent au problème de valeur limite d'intérêt ne peut être connu. Il est heureux que les problèmes largement utilisés la valeur limite de l'écoulement à travers les milieux poreux ont connu équivalente intégrales variationnelle [48].

III-2-4-3/ Résolutions des problèmes d'écoulements par la méthode numérique (MEF):

III-2-4-3-1/Introduction :

Les méthodes numériques sont des outils très performants dans des structures. Les connaissances nécessaires pour l'assimilation du contenu de ces outils sont les mathématiques, les caractéristiques des matériaux et les notions de programmation.

La méthode numérique, la plus utilisée dans les domaines des écoulements à travers les milieux poreux est la méthode des éléments finis. L'avantage de cette méthode est qu'elle nous permet de résoudre des problèmes complexes insolubles par les méthodes conventionnelles.

L'assimilation de la méthode des éléments finis dépend en grande partie d'une bonne utilisation des ordinateurs. C'est pourquoi, le calcul théorique ne donnera pas une idée des détails et des étendues d'application de la méthode. Aussi, il n'est pas toujours facile de franchir la frontière entre la théorie et la programmation de la méthode.

L'analyse des structures par la technique des éléments finis conduit à la manipulation des matrices, aussi un rappel des éléments de calcul matriciel [49].

III-2-4-3-2/Calcul numérique :

Le développement des méthodes de calcul numérique et en particulier celles du calcul aux éléments finis a rendu le travail plus aisé et plus rapide.

Ayant possession du programme pour la résolution du problème voulu en éléments finis, on doit préparer les données qui doivent être procédé par les étapes suivantes.

On subdivise le domaine étudié, et un nombre finis d'éléments rectangulaire et triangulaire. Cette discrétisation, il faudra qu'elle s'approche au mieux de la forme géométrique du domaine étudié. En suite on numérote les éléments et les nœuds de telle façon à obtenir une continuité dans le déplacement.

III-2-4-3-3/Préparation des données pour le logiciel SEEP :

Le logiciel utilisé ici est basé sur la méthode des éléments finis (MEF), qui consiste à représenter l'ouvrage en petits éléments de tailles finies. Dans la présente étude, le logiciel utilisé est SEEP/W. Ce logiciel permet de résoudre des problèmes d'écoulement au travers d'un matériau poreux. Il a été choisi en raison de sa disponibilité. Plusieurs études ont permis de vérifier la validité du logiciel [45].

Les données nécessaires pour l'analyse de la filtration par le biais du programme SEEP se présente dans un fichier appelé fichier de donnée sous forme de groupe de données. Pour simplifier le programme SEEP, on utilise un format libre pour l'entrée des données, les nombres seront tapés les uns après les autres, ces données sont disposées en groupes.

Ce programme permet la détermination des paramètres hydrauliques de l'écoulement à travers les milieux poreux tel que :

La charge hydraulique, fonctions potentielles le débit d'infiltration et les pressions interstitielles.

Il permet de représenter graphiquement les résultats des paramètres cités ci-dessus, tels que :

- Les réseaux d'écoulement ;
- Les lignes de courant ;
- Les équipotentielles ;
- Les pressions interstitielles ;
- La surface libre ;

III-2-4-3-4/Description du fichier de données utilisé par le programme SEEP:

Le programme utilise un fichier de données décrit ci après, nous conseillons le lecteur de ce référer au dessin du maillage de la digue et le fichier de données est donné dans annexe 02.

Le fichier utilisé est composé de plusieurs groupes.

GROUPE 1 : titre du problème :

Il comprend une ligne composé au maximum de 72 caractères.

GROUPE 2 : informations générales :

KAT : paramètre exprimant le type de problème et prend les valeurs suivantes :

KAT=1 : écoulement en charge bidimensionnel.

KAT=2 : écoulement en charge axisymétrique et bidimensionnel.

KAT=3 : écoulement bidimensionnel avec surface libre.

KAT=4 : écoulement bidimensionnel avec surface libre et axisymétrique.

NUMMAT : le nombre de matériaux concernés par l'écoulement.

NUMNP : le nombre des nœuds dans le maillage.

NUMEL : le nombre d'éléments dans le maillage.

GROUPE 3 : informations générales sur la surface libre :

ITMAX : le nombre maximum d'itérations demandées.

NLINE : le nombre maximum de lignes traversant dans la partie mobile.

NSECT : le nombre de sections de la surface libre.

NISFA : le nombre de faces internes où le débit est distribué verticalement.

NISFA : le nombre de faces internes où le débit est ajouté à un nœud.

EPSLON : l'erreur verticale admissible sur la position de la surface libre.

GROUPE 4 : données des matériaux :

Ce groupe comprend *NUMMAT* lignes, et chaque ligne comprend :

N : numéro du matériau.

PERM1 (*N*) : la première perméabilité principale.

PERM2 (*N*) : la deuxième perméabilité principale.

ANG (*N*) : l'angle entre l'axe des abscisses *x* et les directions de la première perméabilité principale.

Groupe 5 : données nodales :

Une première ligne représente *NNPRD*, le nombre de nœuds devant être lus.

Ce groupe comprend *NNPRD* lignes comme suit :

N : le numéro du nœud.

Code (N) : un code des conditions aux limites et prend les valeurs suivantes :

Code (N) =0 : le nœud appartient a une ligne de courant de valeurs φ connue et constante.

Code (N) =1 le nœud appartient a une ligne de équipotentielle de charge hydraulique (H) connue et constante.

Code (N) =2 le nœud appartient a la surface libre, la charge hydraulique (H) égale à l'ordonnée du nœud.

X(N) : abscisse du nœud.

Y(N) : abscisse du nœud.

$\varphi(N)$ la valeur de la condition au limite (selon la valeur du code (N)).

Groupe 6 : données des éléments :

Une première ligne comprend NELRD, le nombre d'éléments devant être lus. Ce groupe comprend NELRD ligne comme suit :

N : le numéro d'éléments.

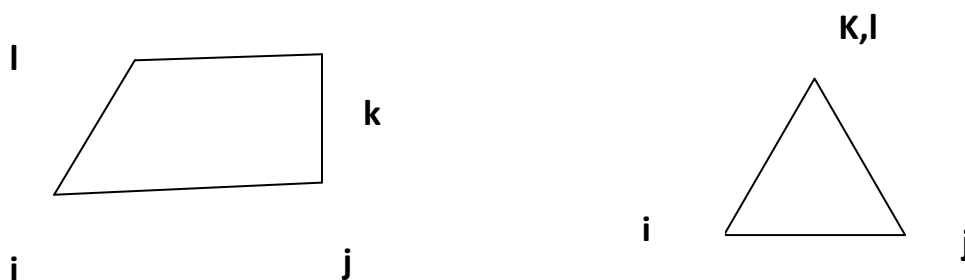
Kx (N, 1) : la liaison nodale i de l'élément.

Kx (N, 2) : la liaison nodale j de l'élément.

Kx (N, 3) : la liaison nodale k de l'élément.

Kx (N, 4) : la liaison nodale l de l'élément.

Kx (N, 5) : le numéro du matériau auquel appartient l'élément.



On note que les nœuds ou les éléments, ne figurant pas dans les données, seront produites automatiquement.

Groupe 7 : information sur les surfaces internes d'écoulement :

Le débit est distribué uniformément et verticalement sur les nœuds se trouvant au-dessous de la surface libre.

On donne NISFA valeur en une seule ligne comprenant les numéros des lignes traversant concernées par cette distribution. Ces données sont négligées si NISFA=0.

Le débit est ajouté seulement au nœud. On donne NISFA valeurs, en une seule ligne, de même si NISFA=0, ces informations sont négligées.

GROUPE 8 : information sur la surface libre :

On aura NSECT lignes composées de :

N : le numéro de la surface libre.

$NTL(N)$: le numéro de la ligne traversant gauche de la surface libre.

$NTR(N)$: le numéro de la ligne traversant droite de la surface libre.

$NTLI(N)$: le numéro de la ligne traversant gauche de la surface libre dans la première approximation.

$NTRI(N)$: le numéro de la ligne traversant droite de la surface libre dans la première approximation.

$NPL(N)$: le numéro du nœud de la surface libre.

$NPR(N)$: le numéro du nœud droit de la surface libre.

$IFXL(N)$: code du nœud gauche de la surface libre.

$IFXL(N)=0$: si le nœud gauche est mobile.

$IFXL(N)=1$: si le nœud gauche est fixe.

$IFXR(N)$: code du nœud droit de la surface libre.

$IFXR(N)=0$: si le nœud droit est mobile.

$IFXR (N)=1$: si le nœud droit est fixe.

$BETA (N)$: facteur dépendant de la position de la surface libre.

Si la surface libre n'est pas verticale la valeur de $BETA (N)=0$

Si la surface libre est verticale (ou presque verticale) la valeur de $BETA (N)$ dépend de l'inclinaison des lignes transversales :

$BETA (N)=0.2$ à 0.3 si les lignes transversales s'approchent de l'horizontale.

$BETA (N)=0.6$ à 0.8 si les lignes transversales sont inclinées à plus de 45° par rapport à l'horizontale.

$RINF (N)$: la valeur du débit unitaire des apports externes sur la surface libre (débit donné par unité de longueur horizontale, positif s'il entre dans le domaine d'écoulement).

GROUPE 9 : information sur les lignes traversant

Ce groupe comprend $NLINE$ lignes composées de :

N : numéro des lignes traversantes.

$NPBOT (N)$: numéro de nœud fixe le plus haut des lignes traversantes.

$NPTOP (N)$: numéro du nœud libre le plus haut des lignes traversantes.

$YLIM (N)$: l'ordonnée de l'intersection de la ligne traversant avec la surface libre.

($YLIM (N)$) peut prendre la valeur zéro si $NPTOP (N)$ se trouve déjà sur la surface libre.

GROUPE 10 : information sur la fonction courant maximum :

NI : le nombre de nœud ou la fonction courant est maximale.

$VECTQ (NI)$: les numéros des nœuds considérés.

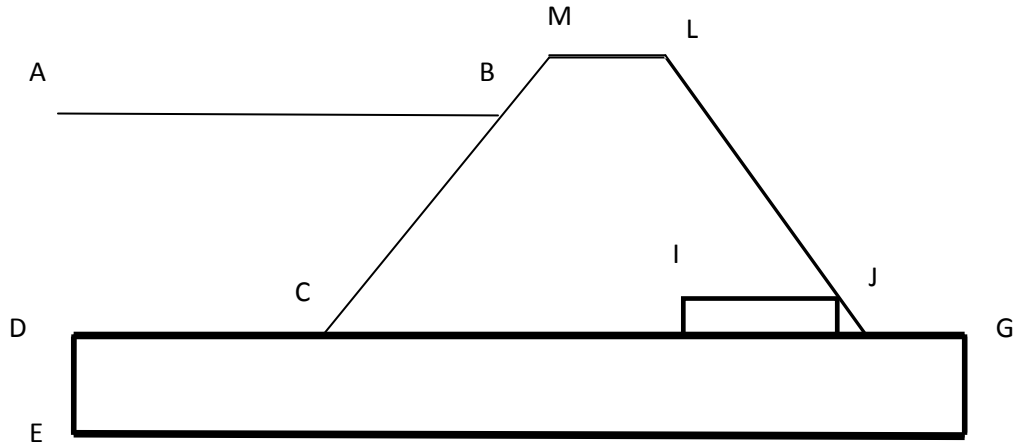
GROUPE 11 : information sur la structure de l'ouvrage :

N : le nombre de points de la structure.

$VECT x (N)$: l'abscisse.

$VECT y (N)$: l'ordonnée.

On doit avoir NOMBRE POINT défini par leur abscisse et ordonnée (VECT x, VECT y). Nous donnons un exemple pour faciliter l'utilisation, car il faut donner les coordonnées d'une manière successive et linéaire.



Ecoulement avec surface libre (KAT=3 ou 4) :

Ce problème comprend les groupes suivants :

- | | | |
|----------|----------|-----------|
| Groupe 1 | Groupe 5 | Groupe 9 |
| Groupe 2 | Groupe 6 | Groupe 11 |
| Groupe 3 | Groupe 7 | |
| Groupe 4 | Groupe 8 | |

Ecoulement sans surface libre :

Il comprend les groupes suivants :

- | | | |
|----------|----------|-----------|
| Groupe 1 | Groupe 5 | Groupe 10 |
| Groupe 2 | Groupe 6 | Groupe 11 |
| Groupe 4 | Groupe 7 | |

III-3 /Conclusion :

En conclusion, nous avons opté dans notre travail, de choisir le modèle expérimental pour étudier l'écoulement plan dans un barrage à drain verticale avec un tapis horizontale et de comparer les résultats avec un modèle numérique. Dans ce cas, on doit mesurer le débit de fuite à travers le corps du barrage, et aussi déterminer la position de la surface libre, tout en constatant l'influence de la pente amont sur le débit de fuite.

chapitre IV

Matériels et méthodes

IV- Matériels et méthodes :**IV-1/Introduction :**

La méthode des essais sur modèles réduits, utilisée dans un grand nombre de techniques aéronautique, électricité, résistance des matériaux, hydraulique, etc.), consiste essentiellement à expérimenter, non pas sur un objet (site, ouvrage ou machine) en vrais grandeurs (appelé prototype) mais sur un modèle géométriquement semblable, à échelle aussi faible que possible.

En hydraulique, les modèles représentent en général soit des sites naturels (cours d'eau, portion de rivage maritime), soit des machines (turbines et pompes). L'expérimentation consiste à vérifier tout d'abord que le modèle reproduit convenablement les phénomènes naturels que l'on veut étudier, puis à rechercher les modifications à apporter au modèle pour remplir certaines conditions fixées à l'avance.

Au cours de ce travail, une modélisation expérimentale de l'écoulement à travers les barrages en terre sur une assise perméable a été initiée. L'objectif est le développement d'un modèle physique simple permettant d'étudier et caractériser les problèmes d'écoulement à travers les barrages en terre avec un drain vertical. Le but est de définir les mécanismes qui contrôlent le débit de fuite, le réseau d'écoulement et le niveau d'eau dans les drains.

IV-2/ Modélisation des barrages en terre sur une assise perméable :**IV-2-1/ Principe :**

Il s'agit d'étudier l'écoulement plan à travers un barrage en terre, mesurer ainsi le débit de fuite à travers le corps du barrage, et aussi déterminer la position de la surface libre, tout en constatant l'influence de la pente sur le débit de fuite et le niveau d'eau dans le drain.

On a construit un modèle réduit ; c'est un barrage en terre homogène avec un drain vertical sur une base perméable. On a pour cela utilisé du sable moyen en tant que milieu perméable pour le corps du barrage, de sable argileux pour la fondation et de gravier pour le drain. Des piquages piézométriques disposés sur les deux cotés du bassin permettent de connaître les valeurs réelles de la charge d'eau le long de la trajectoire d'écoulement, et mettent en évidence la répartition de la charge d'eau dans les écoulements d'infiltration.

IV-2-2/ Modèle expérimental :

Le modèle physique pour l'étude de l'infiltration à travers les barrages en terre a été entièrement conçu et réalisé au laboratoire du département de Génie Civil à l'université Laghouat. Ce lui-ci composé de :

- Un bassin de perméabilité formé de deux parois verticales en plexiglas parallèle ;
- Une source d'eau permettant l'alimentation du dispositif d'une façon permanente ;
- Des tubes de piézomètres pour la mesure des pressions le long du bassin ;
- Des trop-pleins pour l'évacuation des eaux et le maintien d'un niveau d'eau désiré ;
- Des plaques métalliques pour maintenir la forme du drain;
- D'un modèle du barrage fait en sable moyen sur une base perméable (sable argileux).

IV-2-3/ Description du bassin de perméabilité:

Le bassin de perméabilité est un bassin en plexiglas de 150cm de longueur, 60cm de hauteur et 10cm de largeur. Une paroi latérale de ce bassin est transparente pour permettre de tracer les lignes d'écoulement et les lignes équipotentielles (Fig. (IV.1)) .De l'autre côté il y a 14 piézomètres le long du bassin. Ce bassin est disposé sur une embase mobile elle contient une source d'alimentation continue en eau, ainsi un système d'évacuation. Des tuyaux de trop-plein réglables règlent les niveaux d'eau en amont et en aval de la structure étudiée.

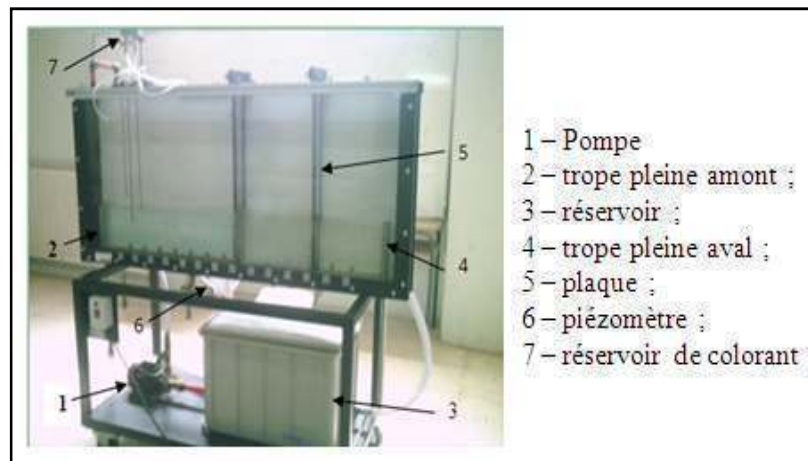


Fig. (IV.1) Schéma de description de bassin de perméabilité.

IV-3/ Caractéristiques de l'échantillon utilisé :

Notre modèle est constitué de trois types de matériaux, sable moyen (01) pour le corps du barrage, sable argileux (02) pour la fondation et le gravier pour le drain. Pour mener bien l'étude de l'écoulement à travers le milieu poreux, il est indispensable de déterminer les caractéristiques physiques du matériau utilisé tels que :

IV-3-1 / Analyse granulométrique :

Une des premières étapes de la caractérisation d'un sol consiste à évaluer sa composition à partir de sa courbe granulométrique ; il s'agit d'un graphique qui indique, pour une dimension donnée D d'un grain (portée en abscisse), le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure (tamisât, passant) ou supérieure (refus) à D .

La courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmiques, de façon à donner une représentation plus précise des particules fines.

On obtient les données nécessaires pour tracer cette courbe grâce à l'analyse granulométrique; elle est obtenue :

- Pour la fraction de sol dont les grains sont $> 80 \mu\text{m}$: par tamisage sur une série de tamis de maille décroissante ;

- Pour la fraction de sol dont les grains sont $< 80 \mu\text{m}$: par un essai de sédimentation.

On appelle coefficient d'uniformité (ou de HAZEN) le rapport D_{60}/D_{10} [18].

- Si $D_{60}/D_{10} < 3$; le sol est dit à granulométrie uniforme ;
- Un sol tel que $D_{60}/D_{10} > 3$ est dit à granulométrie étalée ;

On fait l'analyse granulométrique du sable moyen selon les normes AFNOR, et les résultats sont portés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.1) Analyse granulométrie par tamisage du sable moyen.

Tamis (mm)	Poids refus partiels(g)	Poids refus cumulé (g)	Poids refus cumulé (%)	Tamisât (%)
5	0	0	0	100
4	2	2	0,1	99,9
2,5	51,3	53,3	2,665	97,335
1,25	127,2	180,5	9,025	90,975
0,63	1333,6	1514,1	75,705	24,295
0,315	342,5	1856,6	92,83	7,17
0,16	118,7	1975,3	98,765	1,235
0,08	14,4	1989,7	99,485	0,515
le reste	4,6	1994,3	99,715	0,285
Total	1994,3			

IV-3-2/ Analyse par Sédimentométrie :

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage des sols. Elle s'applique aux éléments de diamètre inférieur à 0,100 mm. Les grains de diamètre différent sédimentent dans un milieu liquide au repos à vitesses différentes. La relation entre diamètre des grains et vitesse de sédimentation est donnée par la loi de Stokes [50].

IV-3-2-1/ Mode opératoire :

- Prendre deux éprouvettes à essais de 1 litre de contenance.
- Prendre **60 cm³** de défloculant (hexamétaphosphate) de sodium ajouté **440cm³** d'eau distillée pour obtenir une solution **500 cm³**.
- Diviser la solution obtenue (500 cm³) entre les deux éprouvettes à raison **250 cm³** de chacune.
- Prendre l'une des deux éprouvettes et la compléter avec de l'eau distillée jusqu'à 1 litre. Cette éprouvette sera appelée dorénavant **l'éprouvette B** (l'autre éprouvette sera dite **l'éprouvette A**).
- Prendre 20 grammes de sol.
- Verser ces 20 grammes de sol dans le récipient de l'agitateur mécanique et verser dessus une certaine quantité de la solution de **l'éprouvette A**.
- Procéder à l'agitation mécanique pendant environ 3 min.
- Verser la suspension dans **l'éprouvette A** (veillez à bien rincer le récipient et les ailettes de l'agitateur pour ne pas perdre le matériau).
- Compléter **l'éprouvette A** distillée jusqu'à 1 litre.



Eprouvette.



Agitateur mécanique.

Fig. (IV.2) Appareillage spécifique de l'essai sédimentométrie.

-Procéder à une homogénéisation de la suspension à l'aide de l'agitateur manuel. Puis plonger lentement le densimètre, faire les lectures au sommet du ménisque, noter le nombre R c'est-à-dire le nombre de divisions à partir de la graduation 1 000, affecté du signe + pour les lectures supérieures à 1 000. Les lectures sont faites à : 30 secondes, 1, 2, 5, 10, 20, 40, 80 minutes, ces temps étant tous comptés, à partir du début de l'essai [50].

Tableau (IV.2) Analyse granulométrie par tamisage de sable argileux.

Tamis (mm)	Poids refus partiels(g)	Poids refus cumulé (g)	Poids refus cumulé (%)	Tamisât (%)
5	0	0	0	100
2	0,20	0,20	0,02	99,98
1	0,60	0,80	0,08	99,92
0,4	78,50	79,30	7,93	92,07
0,2	441,60	520,90	52,09	47,91
0,1	232,80	753,70	75,37	24,63
0,08	0,30	754,00	75,40	24,60

Tableau (IV.3) Analyse granulométrie par sédimentométrie de sable argileux.

Température °C	Temps h	Durée de chute	$R' = R - 1000$ R : lecture au densimètre	correction	Lecture corrigée $R_1 = R' + C$ Ou $R_1 = R' - C$	Diamètre(D) (mm)	%des éléments (D) sur l'ensemble de l'échantillon
27°C	9 ^H	30"	8,0	+1,510	9,51	0,075	24,6
27°C	9 ^H	01'	7,5	+1,510	9,01	0,055	23,31
27°C	9 ^H	02'	7,0	+1,510	8,51	0,038	22,01
27°C	9 ^H	05'	6,0	+1,510	7,51	0,025	19,43
27°C	9 ^H	10'	5,0	+1,510	6,51	0,017	16,84
27°C	9 ^H	20'	3,0	+1,510	4,51	0,012	11,67
27°C	9 ^H	40'	0,5	+1,510	2,01	0,008	5,20

Remarque :

$$P' = \frac{y}{100} \times P \text{ avec } y = \% \text{ du passant à } 0,080 \text{ mm} = 24,6g.$$

$$R_1 = R' + C \text{ si } T^\circ > \text{ à } 20^\circ\text{C}.$$

$$R_1 = R' - C \text{ si } T^\circ < \text{ à } 20^\circ\text{C}.$$

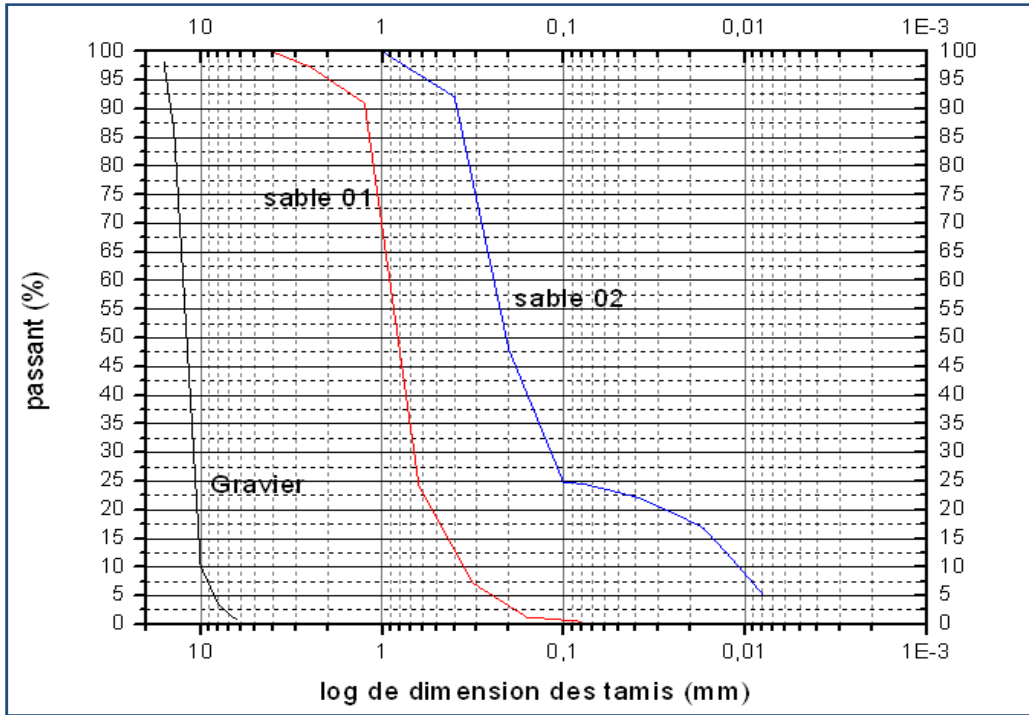


Fig. (IV.3) Courbe granulométrique.

On détermine en particulier pour chaque type de matériau :

- le facteur d'uniformité de Hazen $C_U = d_{60}/d_{10}$;
- le facteur de courbure : $C_C = (d_{30})^2 / (d_{10} \cdot d_{60})$;
- d_{10} : diamètre efficace.

-Le matériau utilisé pour le drain est le gravier, dont les coefficients d'uniformité et de courbure sont respectivement :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{14}{10} = 1,4 < 2 ; \text{granulométrie est serrée ;}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = \frac{(12)^2}{(14) \cdot (10)} = 1,085 > 1 ; \text{bien graduée continuité bien répartie.}$$

-Le matériau utilisé pour le corps du barrage est le sable moyen, dont les coefficients d'uniformité et de courbure sont respectivement :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,9}{0,38} = 2,368 > 2 ; \text{granulométrie est étalée.}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = \frac{(0,69)^2}{(0,38) \cdot (0,9)} = 1,392 > 1 ; \text{bien graduée continuité bien répartie.}$$

-Et pour la base perméable du barrage le matériau utilisé est le sable argileux, dont les coefficients d'uniformité et de courbure sont respectivement :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,25}{0,011} = 22,727 > 2 ; \text{granulométrie est étalée.}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = \frac{(0,12)^2}{(0,011) \cdot (0,25)} = 5,236 > 3 ; \text{mal graduée, continuité mal répartie.}$$

IV.4/ Détermination de perméabilité:

Pour déterminer la perméabilité des matériaux utilisés au laboratoire, nous avons utilisé un perméamètre à charge constante, et un bassin de perméabilité.

Le principe de la mesure consiste à relier le débit Q traversant un échantillon du sol saturé (écoulement permanent) à la charge H sous laquelle se produit l'écoulement.

IV.4.1/ Perméabilité horizontale :

Pour déterminer la perméabilité horizontale on procède de la manière suivante Fig. (IV.4) :

On applique de la loi de Dupuit [41,52]:

$$Q = k_h \frac{(H_1^2 - H_2^2)b}{2L} \quad (\text{IV.1})$$

De la relation (IV.1), on obtient :

$$k_h = \frac{2QL}{(H_1^2 - H_2^2)b} \quad (\text{IV.2})$$

D'où :

Q : représente le débit qui traverse l'échantillon (m^3/s) ;

k_h : coefficient de perméabilité horizontale (m/s);

H_1 : la hauteur de l'eau à l'amont (m) ;

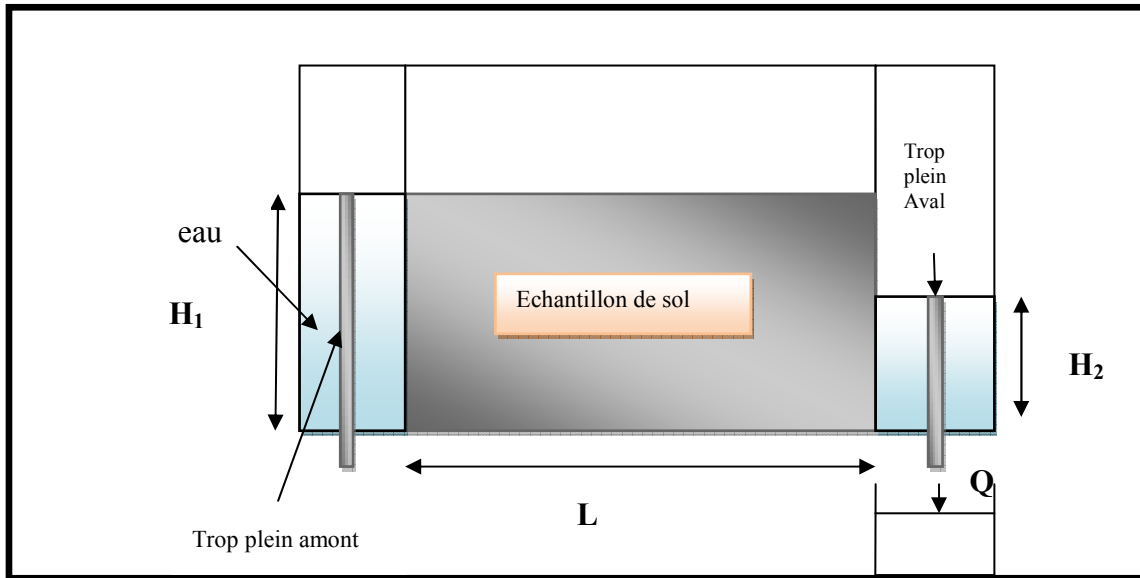
H_2 : la hauteur de l'eau à l'aval (m) ;

b : la largeur du bassin de perméabilité (m);

L : la longueur de l'échantillon(m);



(a) : Vue général.



(b) : Vue détaillée.

Fig. (IV.4) : Bassin de perméabilité.

Pour obtenir la valeur de perméabilité, il faut garder les mêmes conditions thermiques. C'est pour cela qu'il faut faire une correction de chaque débit d'infiltration à une température constante $T=20^{\circ}\text{C}$.

On utilise la relation qui relie le coefficient de perméabilité à l'inverse du coefficient de viscosité [41] :

$$k = \frac{K g}{\vartheta} \quad (\text{IV.3})$$

Sachant que le débit est proportionnel au coefficient de la perméabilité, donc le débit à $T=20^{\circ}\text{C}$ est donné par [41-51] :

$$\frac{Q_{20}}{Q_t} = \frac{\vartheta_t}{\vartheta_{20}} \quad (\text{IV.4})$$

$$Q_{20} = Q_t \frac{\vartheta_t}{\vartheta_{20}} \quad (\text{IV.5})$$

Ou :

k : Coefficient de perméabilité (m/s) ;

K : Coefficient de perméabilité intrinsèque (m^2) ;

ϑ : Coefficient de viscosité cinématique (stokes) ;

g : accélération de pesanteur (m/s^2) ;

Q : débit d'infiltration (m^3/s) ;

La viscosité cinématique est donnée par la relation suivante [41]:

$$\vartheta = \frac{0.0178}{(1+0.337T+0.000221T^2)} \quad (\text{IV.6})$$

IV-4-1-1/Perméabilité horizontale de sable moyen :

On pose à l’intérieur du bassin de perméabilité, le premier échantillon (sable moyen) entre deux plaque perforé ; pour déterminer son perméabilité. La hauteur et la longueur de l’échantillon sont respectivement $H_1=20\text{cm}$, $L=33,5\text{cm}$, et on varier la charge aval. Pour chaque essai on répète plusieurs fois, L’expérience a donné ce qui suit :

Tableau (IV.4) : Les mesures de débit pour sable moyen.

H_2 (cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q moy (cm ³ /s)	Q ₂₀ (cm ³ /s)
5	18	180	238,000	1,322	1,330	1,459
		180	239,800	1,332		
		240	320,700	1,336		
8	20	240	275,100	1,146	1,151	1,151
		180	207,200	1,151		
		240	277,300	1,155		
11	22	180	170,200	0,946	0,950	0,950
		240	228,000	0,950		
		180	171,800	0,954		
14	21	180	121,500	0,675	0,675	0,647
		240	162,000	0,675		
		300	202,900	0,676		
17	16,8	240	87,900	0,366	0,383	0,352
		300	122,900	0,410		
		360	134,800	0,374		

D’après l’équation (IV.1) on détermine la perméabilité :

$Q=A(H_1^2 - H_2^2)$ Tel que $A=\frac{K_h b}{2L}$ (A est la pente).

On trace la courbe $Q_{20}=f(H_1^2-H_2^2)$ Fig. (IV.5).

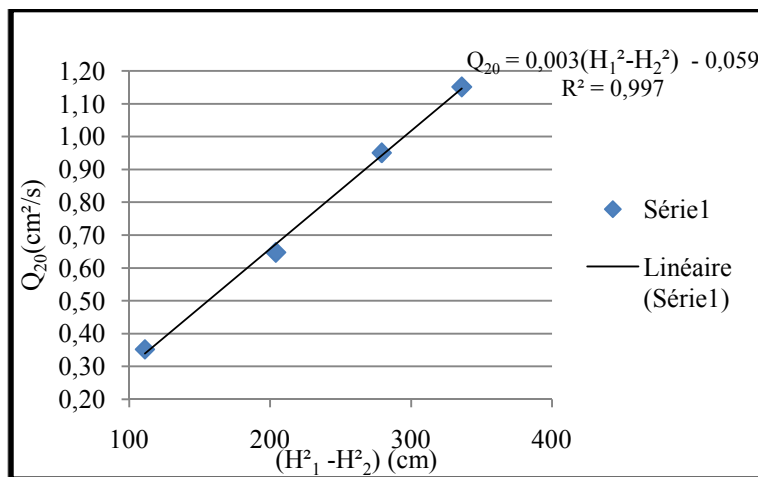


Fig. (IV.5) Valeurs des débits corrigés pour sable moyen.

$K_{h1} = 2.10^{-02}$ (cm/s).

IV-4-1-2/Perméabilité horizontale de sable argileux:

Pour déterminer la perméabilité horizontale de sable argileux on suit les même étapes précédentes sauf la hauteur d'échantillon est $H_1=18\text{cm}$. Les mesures sont portées dans le tableau suivant :

Tableau (IV.5) : Les mesures de débit pour sable argileux.

H_2 (cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Qmoy (cm ³ /s)	Q ₂₀ (cm ³ /s)
5	29,2	180	6,800	0,038	0,037	0,0259
		180	6,400	0,036		
		240	8,700	0,036		
8	29,8	180	4,700	0,026	0,028	0,0195
		120	3,700	0,031		
		180	4,900	0,027		
10	31,4	180	3,600	0,020	0,021	0,0138
		180	3,900	0,022		
		240	3,800	0,016		
13	32	180	1,500	0,008	0,010	0,0068
		180	2,300	0,013		
		180	1,800	0,010		
16	32,400	180	0,900	0,005	0,004	0,0027
		180	0,500	0,003		
		180	0,900	0,005		

On trace la courbe $Q_{20}(H_1^2-H_2^2)$ Fig. (IV.6).

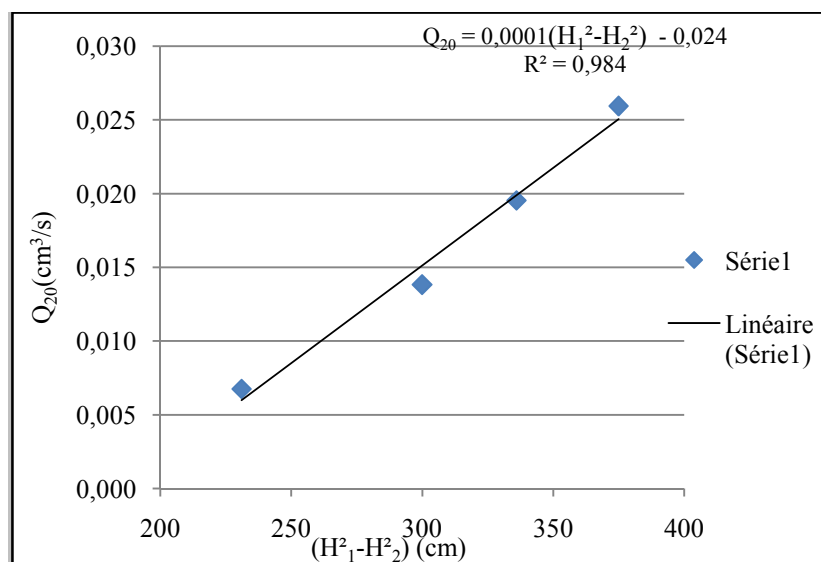


Fig. (IV.6) Valeurs des débits corrigés pour sable argileux.

$K_{h2} = 6,70 \cdot 10^{-03}$ (cm/s).

IV-4-2/ Perméabilité verticale :

Nous déterminons les perméabilités verticales de chacune des deux sables. Les essais sont menés dans le cadre d'un écoulement en régime permanent.

Le principe de la mesure consiste à relier le débit Q traversant un échantillon de sol saturé (écoulement permanent) à la charge H sous la quelles se produit l'écoulement suivant l'ordre de grandeur de la perméabilité du sol étudié.

Le coefficient de perméabilité, appelé perméabilité dans la suite, est calculé à partir de la loi de Darcy exprimant la proportionnalité entre le gradient hydraulique $\Delta H/L$ et le débit Q d'un fluide incompressible visqueux traversant un milieu poreux homogène de 1D s'écrivant [35]:

$$\frac{Q}{S} = \frac{k\Delta H}{L} \quad (\text{IV.7})$$

$$k = \frac{1}{\frac{\Delta H}{L}} \cdot \frac{Q}{S} \quad (\text{IV.8})$$

Où Q : est le débit volumique (m^3/s) ;

$\Delta H/L$: le gradient hydraulique ;

L : la longueur de l'échantillon(m) ;

IV-4-2-1/ Perméabilité verticale du sable moyen :

Pour déterminer la perméabilité verticale du sable moyen, on utilise le bassin de perméabilité à charge constante, l'expérience a donné ce qui suit :

Sachant que $S = 650 \text{ cm}^2$;

$L = 15 \text{ cm}$;

Tableau (IV.6) : Les mesures de débit pour sable moyen.

ΔH (cm)	T (°C)	t(s)	V(cm^3)	Q(cm^3/s)	Q_T (cm^3/s)	Q_{20} (cm^3/s)
11	31	120	280,20	2,340	2,269	1,523
		180	400,80	2,230		
		240	538,80	2,250		
15	26,2	180	464,10	2,580	2,570	2,016
		120	308,00	2,570		
		240	615,90	2,570		
17	28	120	334,10	2,780	2,746	2,026
		180	492,80	2,740		
		180	488,80	2,720		

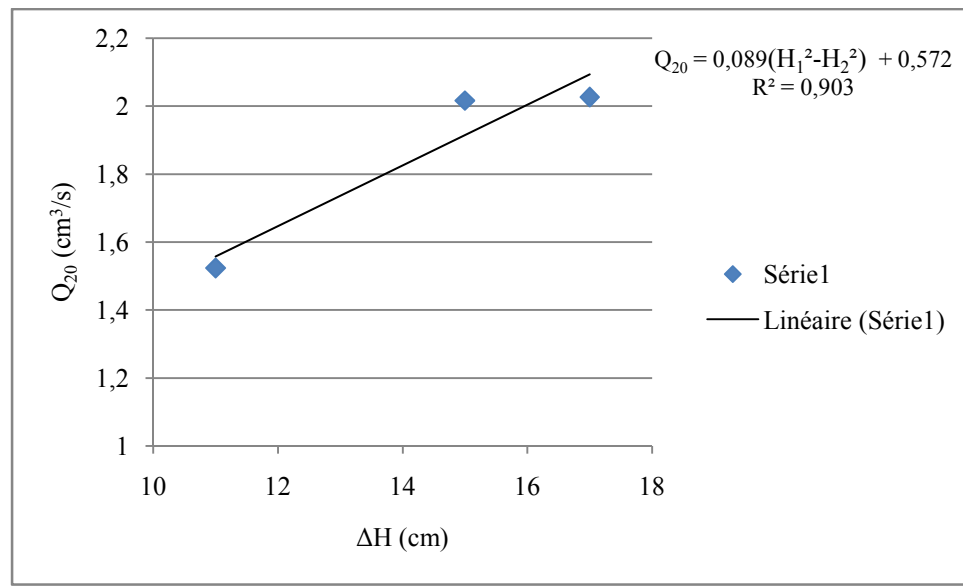


Fig. (IV.7) Valeurs des débits corrigés pour le sable moyen.

D'après l'équation (IV.7) on a $Q = A \cdot \Delta H$ tel que $A = \frac{k \cdot S}{L}$

$k_{vi} = 2,05 \cdot 10^{-03}$ cm/s.

IV-4-2-2/ Perméabilité verticale de sable argileux:

Le niveau de l'eau dans le réservoir étant maintenu constant, on a, pris le plan de référence au niveau de sortie de l'eau Fig. (IV.8), dont les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

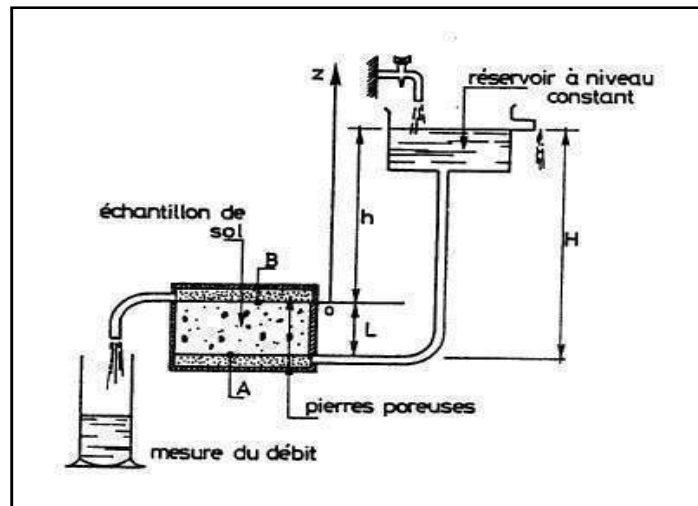


Fig. (IV.8) Perméamètre à charge constante [35].

Sachant que :

$h = 166$ cm, $L = 13,5$ cm ;

Avec S : section de l'échantillon ;

$$D = 10.1 \text{ cm} \longrightarrow S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(10.1)^2}{4} = 80.07 \text{ cm}^2 ;$$

Tableau (IV.7) : Les mesures de débit pour sable argileux.

T (s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	K (cm /s)
300	57,5	0,1917	1,95E-04
180	34,4	0,1911	1,94E-04
240	44,6	0,1858	1,89E-04
180	35,1	0,1950	1,98E-04
240	47,9	0,1996	2,03E-04
120	24,4	0,2033	2,07E-04

$$K_{\text{vmoy}} = 1,98 \cdot 10^{-04} \text{ cm/s} ;$$

IV-5/ Construction du modèle :

Notre projet consiste à étudier l'infiltration à travers les barrages en terre, pour cela il a fallu construire un modèle au laboratoire, ce modèle réduit est un barrage en terre avec un drain vertical sur une base perméable ; le modèle est fait par du sable moyen pour le corps du barrage et du sable argileux pour la base perméable.

Le modèle réduit est réalisé dans le bassin de perméabilité, il y a 14 piézomètres le long du bassin. De plus, on a implanté dans l'autre côté 6 piézomètres pour bien suivre l'écoulement, et avec des injections d'un colorant au point d'intersection entre la surface libre de l'eau et le talus amont pour tracer la courbe de saturation.

Nous avons utilisé deux modèles, le premier est un barrage en terre homogène sur une base perméable constitué d'un drain vertical avec un tapis de longueur $L_1 = m \cdot H_m = 40 \text{ cm}$, et l'autre modèle est constitué d'un drain vertical avec un tapis de longueur $L_2 = \frac{m \cdot H_m}{2} = 20 \text{ cm}$, m la pente du talus aval et H_m la hauteur du barrage.

IV.5.1/ Protocole expérimental :

Le protocole expérimental complet est décrit dans les différentes étapes successives suivantes :

- On fixe le niveau de l'eau à l'amont à des coté choisis à l'avance, par exemple 15, 27, 20, 23,25, 27 et 28.5cm pour plusieurs pente ; 3, 2.5, 2, 1.5.
- Pour chaque hauteur et chaque pente, on mesure les pressions à l'aide des tubes piézométriques ainsi que le volume d'eau collecté par le drain.
- Mesure des pressions au niveau de la base du barrage, par des piézomètres fixés dans le dispositif lui-même.
- Chaque expérience est répétée plusieurs fois pour plus de précision.
- Pour le deuxième modèle nous avons varié la longueur du tapis et on répété les mêmes étapes précédentes.

IV.5.2 / Mesures et calcules :

IV.5.2.1/ Modèle 01 (drain avec un tapis de longueur $L_1=m \cdot H_m$) :

Le premier modèle Fig. (IV.9) est un modèle réduit d'un barrage en terre homogène sur une base perméable constituée d'un drain vertical avec un tapis de longueur $L_1= m \cdot H_m= 40$ cm, m la pente du talus aval et H_m la hauteur du barrage.

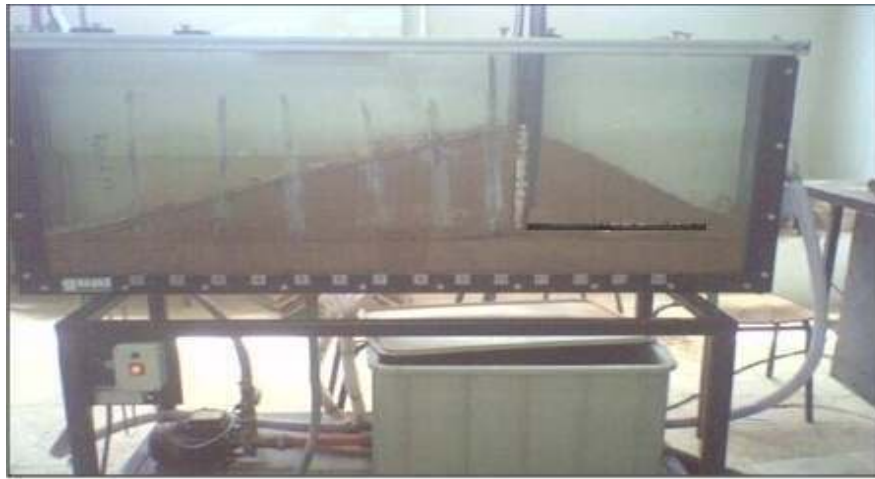


Fig. (IV.9) : Barrage en terre homogène avec un drain vertical sur une base perméable (Modèle 01).

- Pour la pente $n=3$:

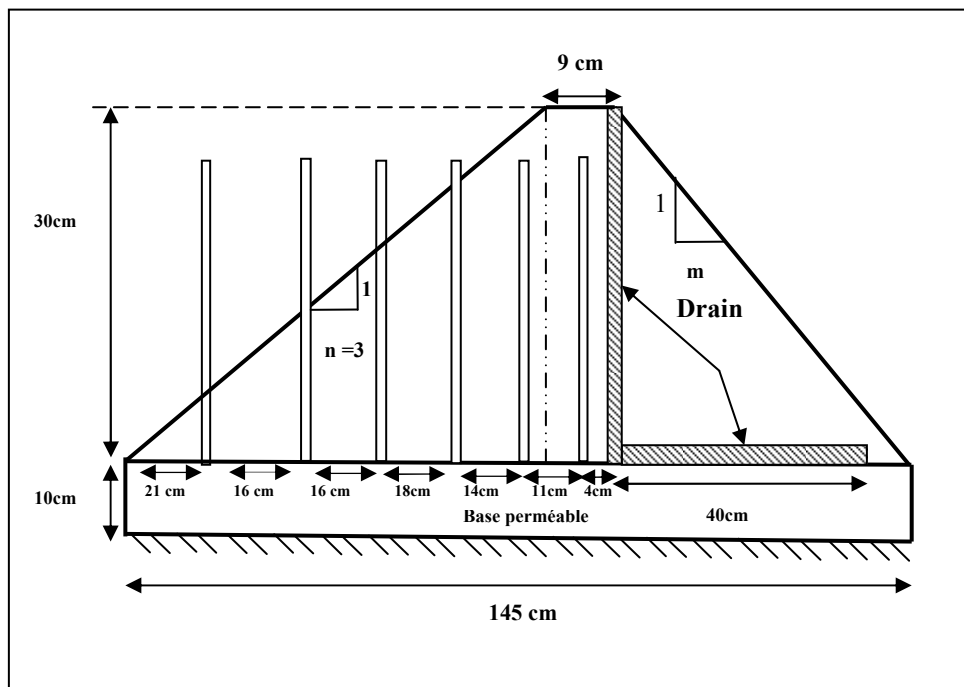


Fig. (IV.10): Barrage sur une assise perméable à pente ($n=3$).

Premièrement on mesure le débit collecté par le drain puis le débit infiltré à travers la base, les résultats expérimentaux sont rapportés dans les tableaux suivants :

Tableau (IV.8) : Les débits collecté par le drain ($n=3$).

H (cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	24,20	120	331,300	2,761	2.745	0.0129
		120	325,000	2,708		
		180	498,000	2,767		
27	26,40	120	268,300	2,236	2.238	0.0107
		120	269,300	2,244		
		180	402,200	2,234		
25	28,20	120	199,700	1,664	1.654	0.0081
		180	295,400	1,641		
		120	197,200	1,643		
23	29,80	120	158,600	1,322	1.369	0.0068
		120	158,400	1,320		
		180	264,000	1,467		
20	31,80	120	110,000	0,917	0.876	0.0046
		120	102,600	0,855		
		180	154,200	0,857		
17	32,00	120	72,400	0,603	0.601	0.0027
		180	108,600	0,603		
		180	107,600	0,598		
15	33,00	120	21,900	0,183	0.183	0.0016
		120	22,000	0,183		
		180	33,000	0,183		

Tableau (IV.9): Les débits infiltré à travers la base (n=3).

H (cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	24,20	120	66,200	0,552	0,557	0.0032
		120	67,100	0,559		
		180	100,900	0,561		
27	26,40	120	65,800	0,548	0,541	0.0032
		120	66,000	0,550		
		180	94,400	0,524		
25	28,20	120	60,300	0,503	0,511	0.0030
		120	62,800	0,523		
		180	91,100	0,506		
23	29,80	120	59,300	0,494	0,492	0.0029
		120	59,400	0,495		
		180	87,600	0,487		
20	31,80	120	55,600	0,463	0,465	0,0028
		120	56,100	0,468		
		180	83,500	0,464		
17	32,00	120	49,500	0,413	0,440	0.0026
		120	52,300	0,436		
		180	85,000	0,472		
15	33,00	120	49,000	0,408	0.412	0.0026
		120	49,800	0,415		
		180	74,100	0,412		

- Pour la pente 2,5 :

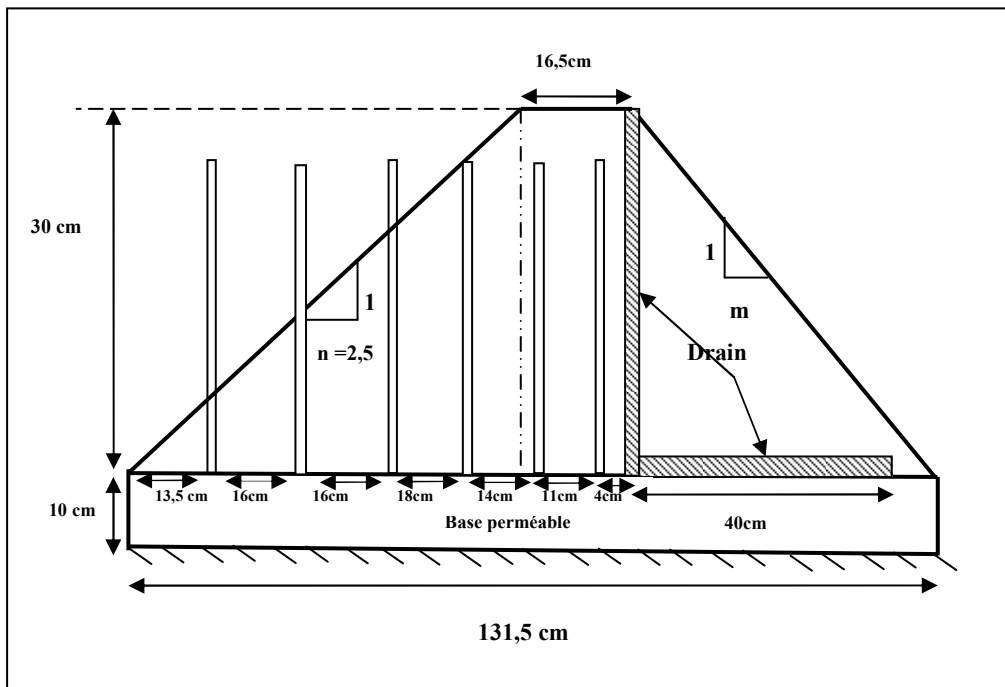


Fig. (IV.11): Barrage sur une assise perméable à pente (n=2,5).

Tableau (IV.10) : Les débits collecté par le drain (n=2,5).

H (cm)	T (°c)	t(s)	V(cm ³)	Q(cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	26.90	120	290.300	2.419	2.450	0.0116
		120	293.500	2.446		
		180	447.400	2.486		
27	28.70	120	257.500	2.146	2.115	0.0102
		120	252.200	2.102		
		180	377.700	2.098		
25	29.40	120	205.500	1.713	1,712	0.0084
		120	205.400	1.712		
		180	308.200	1.712		
23	30.50	60	86.000	1.433	1.438	0.0107
		120	172.800	1.440		
		120	172.800	1.440		
20	30.10	120	122.300	1.019	1,024	0,0060
		120	124.300	1.036		
		120	122.200	1.018		
17	31.00	120	72.300	0.603	0,603	0.0051
		60	36.200	0.603		
		180	72.200	0.602		
15	31.50	180	49.600	0.276	0.278	0.0017
		120	33.700	0.281		
		180	50.200	0.279		

Tableau (IV.11) : Les débits infiltré à travers la base (n=2,5).

H (cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	26.90	120	54,800	0,457	0,456	0.0022
		180	82,100	0,456		
		240	109,200	0,455		
27	28,70	120	51,700	0,431	0,433	0.0030
		120	51,800	0,432		
		120	52,200	0,435		
25	29,40	120	48,700	0,406	0,405	0.0025
		120	48,500	0,404		
		180	73,050	0,406		
23	30,50	120	45,000	0,375	0,379	0.0036
		120	45,500	0,379		
		60	22,900	0,382		
20	30,10	120	40,700	0,339	0,346	0,0034
		60	21,600	0,360		
		120	40,700	0,339		
17	31.00	120	34,700	0,289	0,299	0.0023
		120	36,500	0,304		
		120	36,400	0,303		
15	31,50	120	29,200	0,243	0.243	0.0018
		120	29,200	0,243		
		180	43,700	0,243		

- Pour la pente $n=2$:

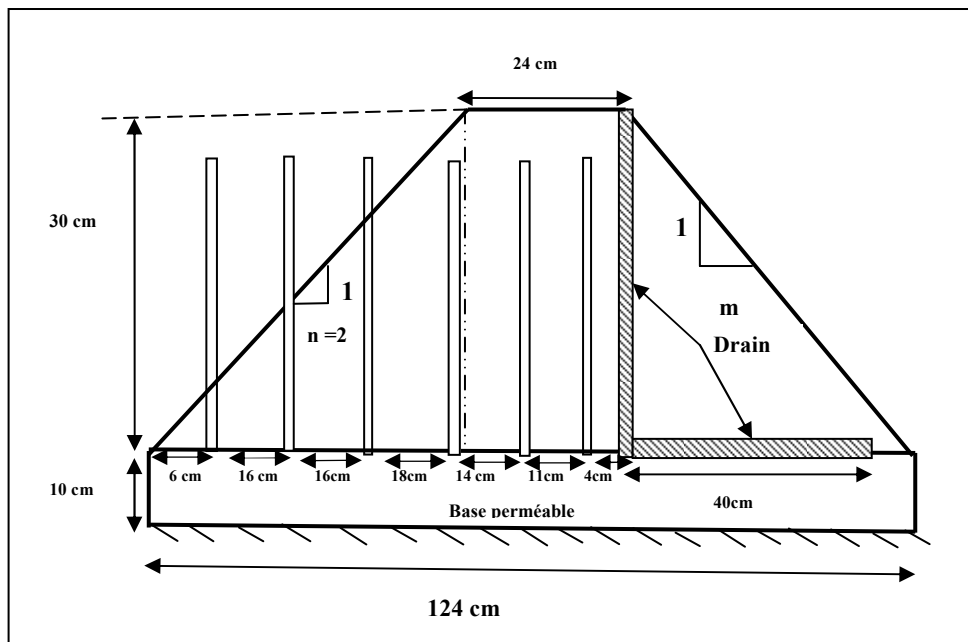


Fig. (IV.12): Barrage sur une assise perméable à pente ($n=2$).

Tableau (IV.12) : Les débits collecté par le drain ($n=2$).

H(cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	21 ,80	120	231.600	1.930	1.939	0,0141
		120	231.400	1.928		
		60	117.500	1.958		
27	23,30	120	206.000	1.717	1,707	0.0094
		120	204.400	1.703		
		120	204.200	1.702		
25	25.00	120	173.800	1.448	1.443	0.0072
		120	172.900	1.441		
		180	258.900	1.438		
23	26 ,20	120	149.600	1.247	1.247	0.0063
		120	150.200	1.252		
		180	223.500	1.242		
20	27.20	120	110.600	0.922	0.911	0,0045
		120	109.000	0.908		
		120	108.500	0.904		
17	28,10	120	76.600	0.638	0,629	0.0035
		120	75.100	0.626		
		180	112.300	0.624		
15	30,20	120	54.600	0.455	0,456	0.0031
		120	54.500	0.454		
		120	54.900	0.458		

Tableau (IV.13) : Les débits infiltré à travers la base (n=2).

H (cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	21 ,80	120	31.500	0.263	0,271	0.0022
		120	33.000	0.275		
		120	33.100	0.276		
27	23,30	120	30.900	0.258	0.264	0.0019
		120	31.500	0.263		
		180	49.000	0.272		
25	25,00	120	30.600	0.255	0,256	0.0019
		120	30.700	0.256		
		180	46.300	0.257		
23	26 ,20	120	29.700	0.248	0.243	0.0018
		120	29.700	0.248		
		180	41.900	0.233		
20	27,00	120	27.200	0.227	0.225	0,0017
		120	26.800	0.223		
		180	40.700	0.226		
17	28,10	120	24.400	0.203	0,207	0.0017
		120	24.700	0.206		
		180	38.100	0.212		
15	30,20	120	24.500	0.204	0,204	0.0019
		120	24.300	0.203		
		120	24.700	0.206		

- Pour la pente n= 1,5 :

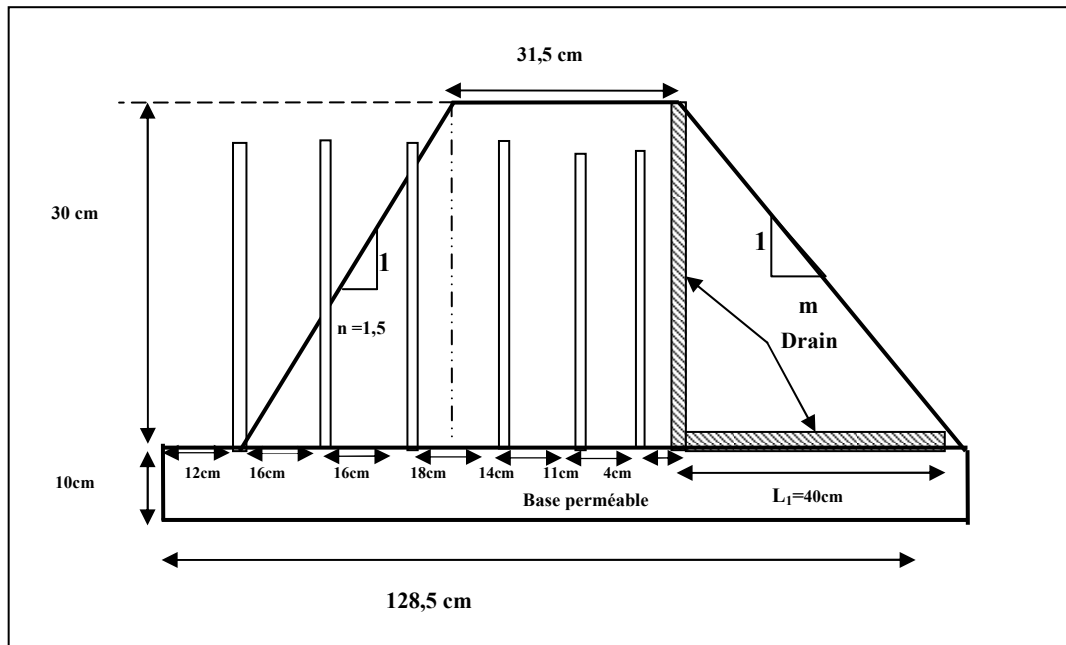


Fig. (IV.13): Barrage sur une assise perméable à pente (n=1,5).

Tableau (IV.14) : Les mesures collecté par le drain (n=1,5).

H (cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	23,00	120	207,700	1,731	1,732	0,0095
		120	207,800	1,732		
		120	208,100	1,734		
27	24,40	120	189,900	1,583	1,584	0,0078
		120	189,900	1,583		
		180	285,600	1,587		
25	25,60	120	164.500	1.371	1.368	0.0068
		120	164.900	1.374		
		180	244.800	1.360		
23	26,40	120	148.300	1.236	1,238	0,0070
		120	148.200	1.235		
		120	149.100	1.243		
20	28,00	120	113.400	0.945	0.949	0,0056
		120	114.000	0.950		
		120	114.300	0.953		
17	29,20	120	82.200	0.685	0,688	0,0057
		120	82.300	0.686		
		60	41.500	0.692		
15	30,20	120	60.900	0.508	0,502	0,0030
		120	59.900	0.499		
		180	89.700	0.498		

Tableau (IV.15) : Les débits infiltré à travers la base (n=1,5).

H (cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	23,00	120	29.700	0.248	0.247	0,0018
		120	29.600	0.247		
		180	44.300	0.246		
27	23,30	120	28.000	0.233	0,232	0,0018
		120	28.000	0.233		
		180	41.200	0.229		
25	25,60	120	26.100	0.218	0,217	0.0019
		120	26.300	0.219		
		120	25.800	0.215		
23	26 ,40	120	25.400	0.212	0,209	0,0017
		120	24.600	0.205		
		180	37.800	0.210		
20	28,00	120	22.300	0.186	0.190	0,0017
		120	23.300	0.194		
		120	22.900	0.191		
17	29,20	120	20.900	0.174	0,176	0,0017
		120	21.200	0.177		
		120	21.200	0.177		
15	30,20	120	19.500	0.163	0,165	0,0022
		120	19.800	0.165		
		60	10.000	0.167		

IV.5.2.2/ Modèle 02 (drain avec un tapis de longueur $L_2 = \frac{m \cdot H_m}{2}$) :

Le deuxième modèle utilisé (Fig. (IV.14)) est un modèle réduit d'un barrage en terre homogène sur une base perméable constituée d'un drain vertical avec un tapis de longueur $L_2 = \frac{m \cdot H_m}{2} = 20 \text{ cm}$, (m la pente du talus aval et H_m la hauteur du barrage).



Fig. (IV.14) : Barrage en terre homogène avec un drain vertical sur une base perméable (Modèle02).

- Pour la pente $n=3$:

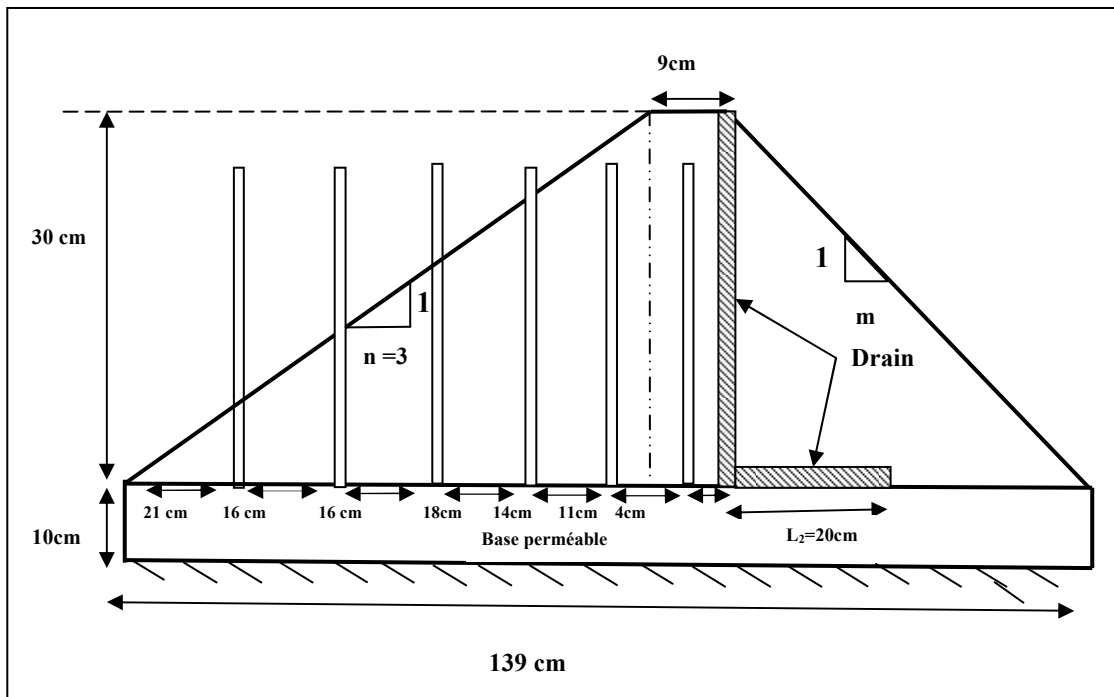


Fig. (IV.15): Barrage sur une assise perméable à pente ($n=3$).

Tableau (IV.16) : Les débits collectés par le drain (n=3).

H (cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	28,80	180	429,100	2,384	2,321	0,0093
		180	429,100	2,384		
		240	527,200	2,197		
27	29,20	120	227,900	1,899	1,899	0,0076
		180	341,900	1,899		
		240	455,800	1,899		
25	30,00	120	199,100	1,659	1,650	0,0066
		180	293,800	1,632		
		240	398,200	1,659		
23	31,50	180	226,200	1,257	1,255	0,0047
		180	225,600	1,253		
		180	225,600	1,253		
20	32,00	240	199,100	0,830	0,829	0,0029
		180	149,200	0,829		
		180	149,200	0,829		
17	33,40	180	97,500	0,542	0,534	0,0020
		240	126,500	0,527		
		180	97,500	0,542		
15	32,20	180	67,500	0,375	0,344	0,0018
		120	39,000	0,325		
		180	60,000	0,333		

Tableau (IV.17) : Les débits infiltrés à travers la base (n=3).

H(cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	28,80	120	124,800	1,040	1,048	0,0061
		120	126,800	1,057		
		120	190,200	1,057		
27	29,20	120	115,400	0,962	0,948	0,0056
		120	112,000	0,933		
		180	168,000	0,933		
25	30,00	120	104,600	0,872	0,866	0,0052
		120	103,200	0,860		
		180	156,900	0,872		
23	31,50	120	96,900	0,808	0,790	0,0048
		120	92,800	0,773		
		120	92,790	0,773		
20	32,00	120	71,600	0,597	0,595	0,0038
		120	71,300	0,594		
		120	71,200	0,594		
17	33,40	120	54,900	0,458	0,467	0,0031
		120	56,300	0,469		
		120	56,900	0,474		
15	32,20	120	41,000	0,342	0,332	0,0017
		120	38,600	0,322		
		180	57,900	0,321		

- Pour la pente $n=2,5$:

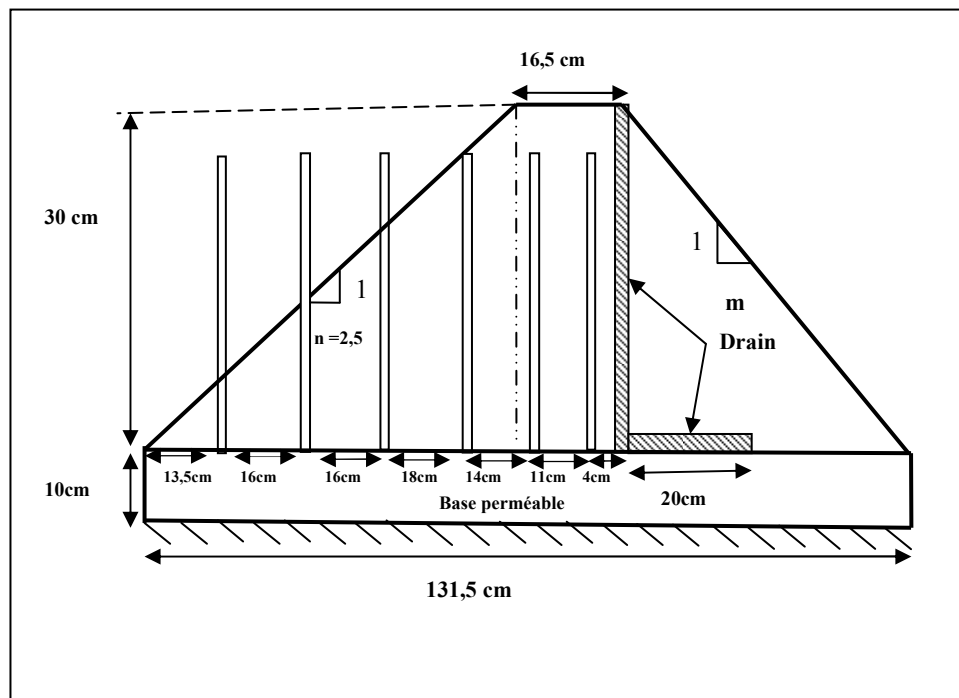


Fig. (IV.16): Barrage sur une assise perméable à pente ($n=2,5$).

Tableau (IV.18) : Les débits collectés par le drain ($n=2,5$).

H (cm)	T (°C)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	30,60	240	447,600	1,865	1,871	0,0051
		240	450,400	1,877		
		300	563,00	1,877		
27	30,80	240	421,600	1,757	1,731	0,0047
		240	409,500	1,706		
		300	511,88	1,706		
25	31,30	240	319,000	1,329	1,376	0,0039
		240	326,300	1,360		
		240	345,100	1,438		
23	32,40	240	250,000	1,042	1,103	0,0032
		240	263,200	1,097		
		240	281,200	1,172		
20	33,00	240	171,500	0,715	0,761	0,0023
		240	188,300	0,785		
		300	235,38	0,785		
17	33,40	240	114,300	0,476	0,475	0,0015
		240	111,200	0,463		
		240	116,500	0,485		
15	32,80	240	69,100	0,288	0,280	0,0007
		300	81,600	0,272		
		180	48,960	0,272		

Tableau (IV.19) : Les débits infiltrés à travers la base (n=2,5).

H (cm)	T (°C)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	30,60	120	129,600	1,080	1,085	0,0063
		120	130,900	1,091		
		120	129,600	1,085		
27	30,80	120	115,100	0,959	0,969	0,0057
		120	117,500	0,979		
		120	117,50	0,960		
25	31,30	120	107,000	0,892	0,901	0,0053
		120	109,200	0,910		
		120	108,10	0,901		
23	32,40	120	96,300	0,803	0,802	0,0048
		120	96,200	0,802		
		120	96,09	0,801		
20	33,00	120	78,000	0,650	0,660	0,0041
		120	80,500	0,671		
		180	118,800	0,660		
17	33,40	120	67,300	0,561	0,553	0,0036
		120	65,500	0,546		
		120	66,00	0,550		
15	32,80	120	54,600	0,455	0,443	0,0030
		120	51,700	0,431		
		180	79,74	0,443		

- Pour la pente n=2

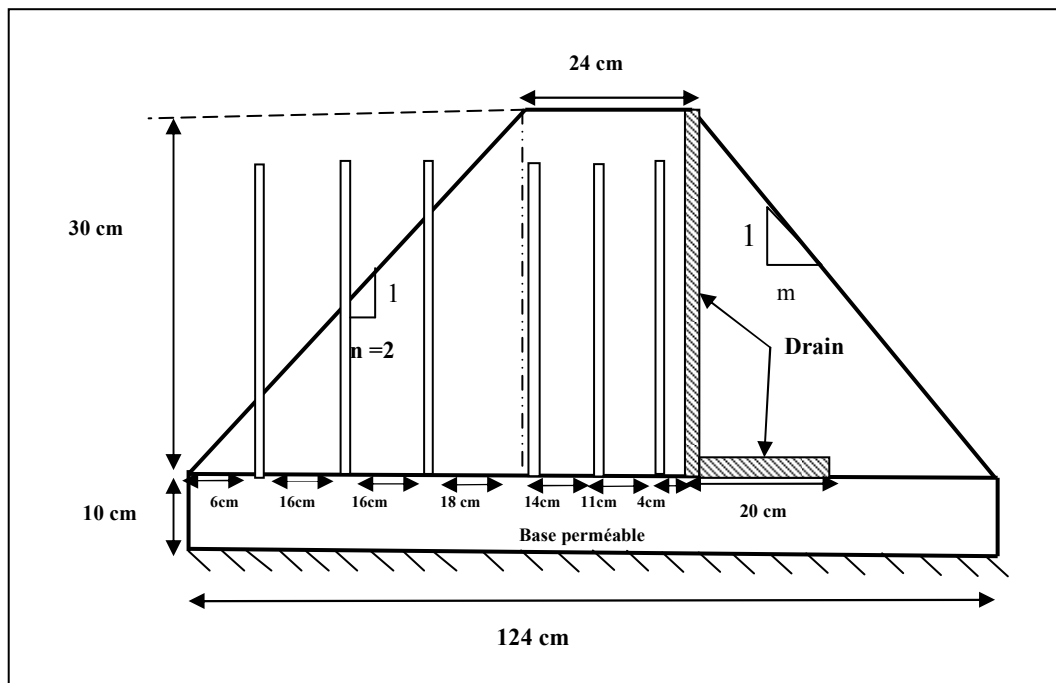


Fig. (IV.17): Barrage sur une assise perméable à pente (n=2).

Tableau (IV.20) : Les débits collectés par le drain (n=2).

H (cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	28	240	364,100	1,517	1,472	0,0038
		240	361,300	1,505		
		300	418,400	1,395		
27	31	240	322,300	1,343	1,353	0,0038
		240	327,300	1,364		
		300	405,900	1,353		
25	33	240	267,700	1,115	1,115	0,0032
		240	267,300	1,114		
		300	334,500	1,115		
23	33,60	240	225,300	0,939	0,935	0,0028
		240	223,700	0,932		
		300	280,500	0,935		
20	34,90	240	166,600	0,694	0,696	0,0022
		240	167,700	0,699		
		300	208,800	0,696		
17	35,00	240	113,000	0,471	0,469	0,0016
		240	112,100	0,467		
		300	140,700	0,469		
15	32,80	240	80,000	0,333	0,331	0,0012
		240	78,800	0,328		
		300	99,300	0,331		

Tableau (IV.21) : Les débits infiltrés à travers la base (n=2).

H (cm)	T (°c)	t(s)	V(cm ³)	Q(cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	28	120	114,100	0,951	0,940	0,0050
		120	111,600	0,930		
		240	225,600	0,940		
27	31	120	105,000	0,875	0,879	0,0052
		120	106,000	0,883		
		240	210,960	0,879		
25	33	120	101,400	0,845	0,848	0,0051
		120	102,000	0,850		
		300	254,400	0,848		
23	33,60	120	91,700	0,764	0,769	0,0047
		120	91,700	0,764		
		120	93,500	0,779		
20	34,90	120	78,600	0,655	0,645	0,0041
		120	74,300	0,619		
		120	79,400	0,662		
17	35,00	120	61,900	0,516	0,515	0,0034
		120	61,600	0,513		
		180	92,700	0,515		
15	32,80	120	50,900	0,424	0,420	0,0029
		120	49,900	0,416		
		180	75,600	0,420		

- Pour la pente $n=1,5$:

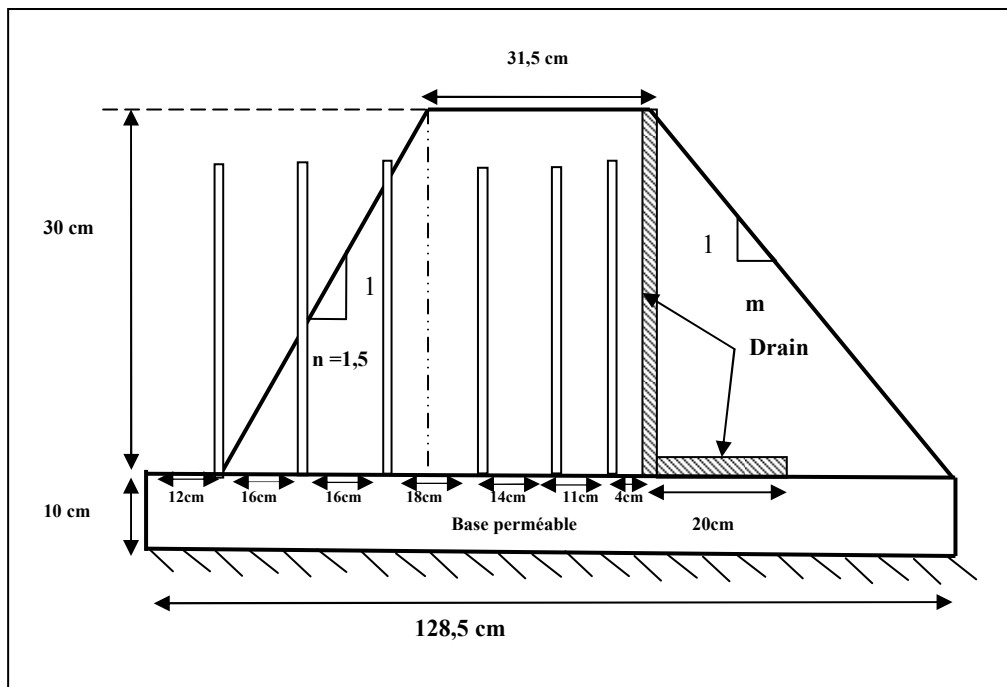


Fig. (IV.18): barrage sur une assise perméable à pente ($n=1,5$).

Tableau (IV.22) : Les débits collectés par le drain ($n=1,5$).

H (cm)	T (°C)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{mo} y (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	28,00	240	263,900	1,100	1,061	0,0029
		240	256,300	1,068		
		300	304,400	1,015		
27	29,20	240	246,500	1,027	1,009	0,0029
		240	239,900	1,000		
		240	239,900	1,000		
25	30,00	240	212,800	0,887	0,866	0,0026
		240	207,900	0,866		
		240	202,800	0,845		
23	30,60	240	200,000	0,833	0,824	0,0025
		240	195,400	0,814		
		180	148,320	0,824		
20	32,20	240	150,500	0,627	0,617	0,0020
		240	151,100	0,630		
		240	142,300	0,593		
17	32,60	240	97,400	0,406	0,408	0,0014
		240	98,200	0,409		
		180	73,440	0,408		
15	32,80	240	76,300	0,318	0,322	0,0012
		240	78,300	0,326		
		180	57,960	0,322		

Tableau (IV.23) : Les débits infiltrés à travers la base (n=1,5).

H (cm)	T (°c)	t(s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
28,5	28	120	108,300	0,903	0,899	0,0053
		120	107,400	0,895		
		180	161,82	0,899		
27	29,20	120	98,500	0,821	0,833	0,0050
		120	101,300	0,844		
		240	199,92	0,833		
25	30	120	91,100	0,759	0,748	0,0046
		120	88,400	0,737		
		240	179,52	0,748		
23	30,60	120	79,700	0,664	0,675	0,0042
		120	82,200	0,685		
		300	202,5	0,675		
20	32,20	120	65,300	0,544	0,559	0,0035
		120	68,900	0,574		
		360	201,24	0,559		
17	32,60	120	49,300	0,411	0,425	0,0030
		120	48,900	0,408		
		120	54,800	0,457		
15	32,80	120	41,000	0,342	0,342	0,0025
		120	41,000	0,342		
		360	123,12	0,342		

IV.6/ Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté la description des matériaux utilisés, le matériel expérimental, les méthodes d'analyse et les protocoles expérimentaux ; la méthode de mesure de perméabilité. Nous avons exposé le principe physique du bassin de perméabilité et son application pour la détermination de la perméabilité horizontale, la perméabilité verticale et les variations des débits à travers les barrages en terre. Les résultats obtenus, leur exploitation et leur interprétation sont présentées dans le chapitre suivant.

chapitre V

Résultats et discussions

V- Résultats et discussion :**V-1/ Introduction :**

Le présent travail a pour objet d'analyser l'écoulement à travers un mur de barrage en terre en prenant en compte l'influence des différents paramètres hydrauliques des éléments constituant la digue et sa fondation. Les résultats obtenus sont présentés sous formes des graphes et des tableaux après avoir fait varier dans une grande étendue les paramètres hydrauliques et physiques dans le but de dimensionner des petits barrages en terre homogène avec des drains verticaux.

L'évolution importante connue, ces dernières années dans le domaine des écoulements à travers les milieux poreux, a permis de résoudre efficacement le problème des infiltrations au-dessous ou bien à travers un mur de barrage.

V-2/ Détermination expérimental de débit d'infiltration :**V-2-1/ Détermination expérimental de débit d'infiltration du drain :**

D'après l'expérience effectuée au laboratoire de l'hydraulique, quelques hauteurs ont été choisies pour déterminer les débits d'infiltration pour notre deux modèles, les résultats sont portés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau (V.1): Les débits collectés par le drain pour le 1^{ère} modèle.

	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
H (cm)	Q (cm ³ /s/ml)	Q (cm ³ /s/ ml)	Q (cm ³ /s/ ml)	Q (cm ³ /s/ ml)
28,5	2,3147	1,8759	1,7959	1,5292
27	1,7433	1,5256	1,4896	1,3255
25	1,2092	1,2076	1,1808	1,0962
23	0,9539	0,9801	0,9778	0,9641
20	0,5744	0,7070	0,695	0,7004
17	0,3920	0,4045	0,4629	0,4880
15	0,1159	0,1842	0,3275	0,3451

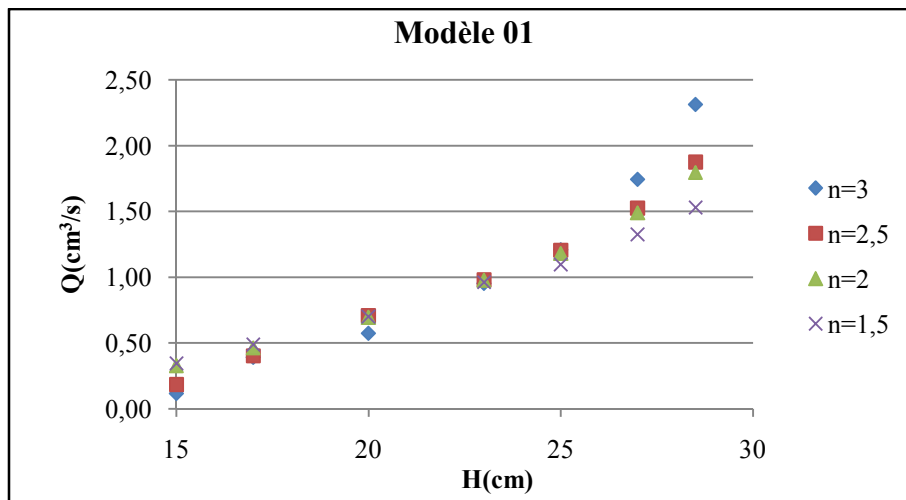


Fig. (V.1) : Variation des débits du drain à chaque pente (modèle 01)

Tableau (V.2): Les débits collectés par le drain pour le 2^{ème} modèle.

	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
H(cm)	Q (cm ³ /s/ ml)	Q (cm ³ /s/ ml)	Q (cm ³ /s/ ml)	Q (cm ³ /s/ ml)
28,5	1,6690	1,2714	1,0865	0,7827
27	1,3482	1,1696	0,9087	0,7160
25	1,1423	0,9153	0,7058	0,5997
23	0,8301	0,7108	0,5824	0,5576
20	0,5405	0,482	0,4184	0,3995
17	0,3346	0,3050	0,2810	0,2610
15	0,2232	0,1783	0,2107	0,2051

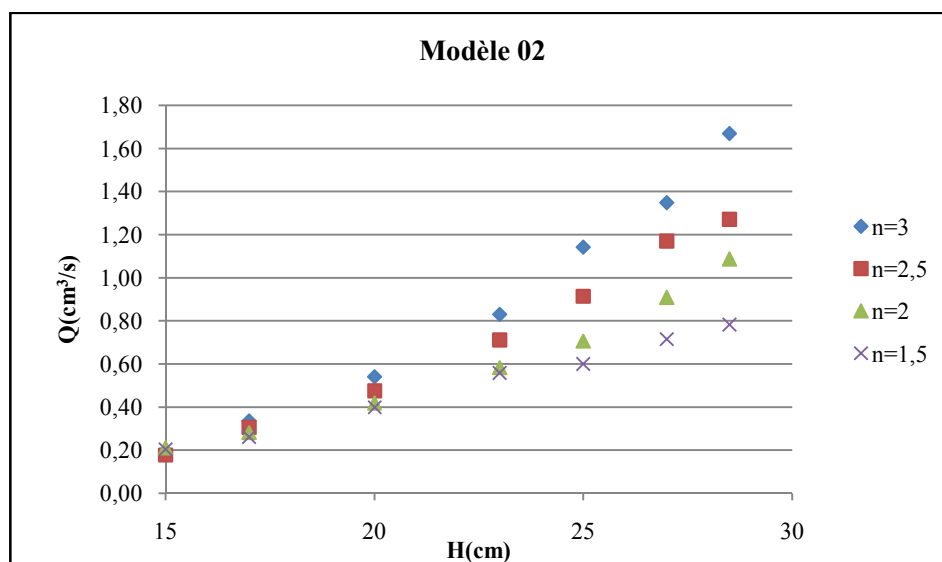


Fig. (V.2) : Variation des débits du drain à chaque pente (modèle 02).

Commentaire :

- Le premier modèle :
 - A des faibles charges, on constate que le débit est presque constant pour les différentes pentes,
- Le deuxième modèle :
 - Une augmentation notable du débit avec l'augmentation de la charge d'eau,
 - Le débit de fuite augmente avec l'augmentation de la pente, ceci due à la courte de longueur du tapis horizontale par rapport au 1^{ère} modèle.

V-2-2/Détermination expérimental de débit d'infiltration à travers la base:

Les tableaux suivants représentent les débits d'infiltration à travers la base perméable pour les deux modèles.

Tableau (V.3): Les débits d'infiltration à travers la base perméable pour le 1^{ère} modèle.

	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
H (cm)	Q (cm ³ /s/ ml)	Q (cm ³ /s/ ml)	Q (cm ³ /s/ ml)	Q (cm ³ /s/ ml)
28,5	0,4697	0,3491	0,2511	0,2178
27	0,4213	0,3119	0,2304	0,1940
25	0,3743	0,2859	0,2096	0,1740
23	0,3427	0,2581	0,1903	0,1627
20	0,3048	0,2388	0,1720	0,1404
17	0,2865	0,2007	0,1522	0,1248
15	0,2607	0,1608	0,1468	0,1133

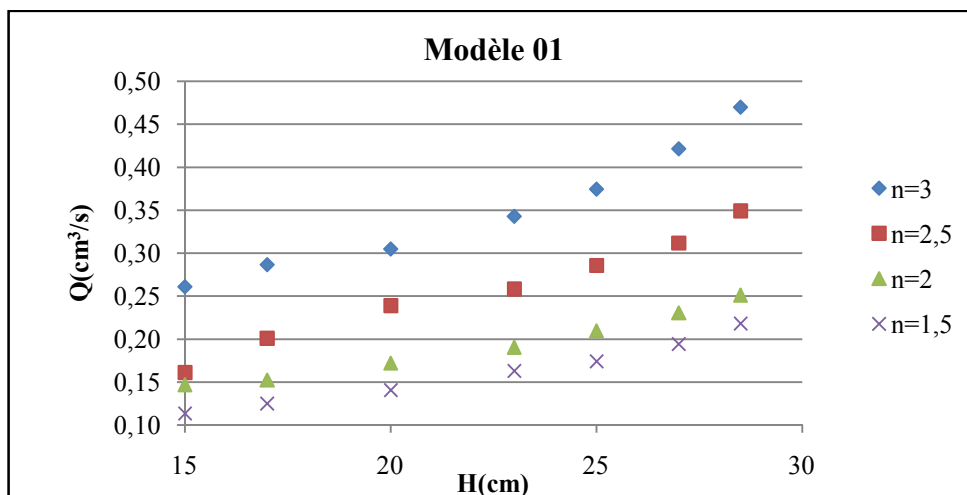
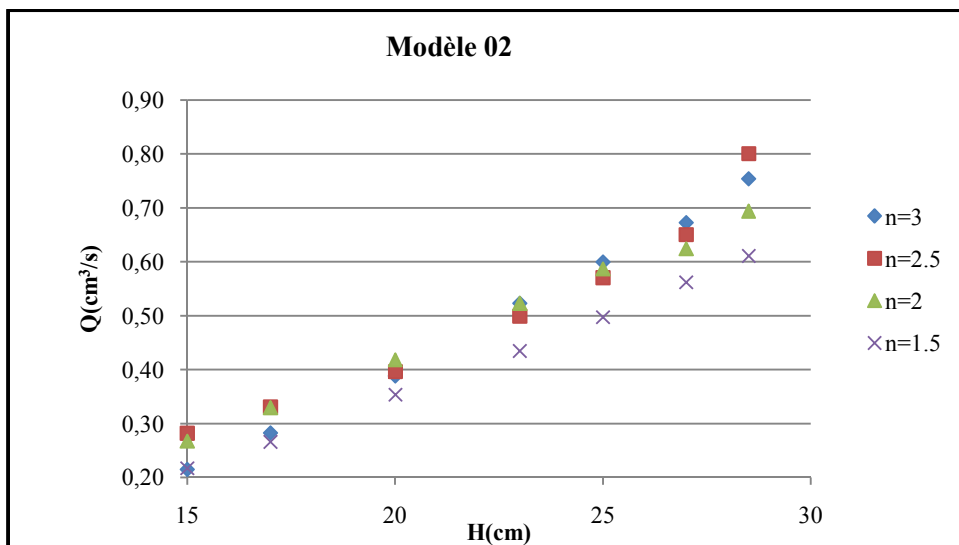


Fig. (V.3) : Variation des débits de la base à chaque pente (modèle 01).

Tableau (V.4): Les débits d'infiltration à travers la base perméable pour le 2^{ème} modèle.

	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
H(cm)	Q (cm ³ /s/ ml)	Q (cm ³ /s/ ml)	Q (cm ³ /s/ ml)	Q (cm ³ /s/ ml)
28,5	0,754	0,801	0,694	0,611
27	0,673	0,651	0,624	0,562
25	0,599	0,570	0,587	0,498
23	0,523	0,499	0,523	0,435
20	0,388	0,397	0,418	0,354
17	0,292	0,332	0,330	0,266
15	0,215	0,282	0,267	0,218

**Fig. (V.4) :** Variation des débits de la base à chaque pente (modèle 02).**Commentaire :**

D'après les graphes précédents on constate que :

- Le débit d'infiltration à travers la base augmente avec l'augmentation de la pente et de la charge d'eau en amont.

V-2-3/ Mesure expérimental de la charge d'eau devant le drain:

D'après les piézomètres qui sont incorporés dans les deux modèles nous somme intéressé seulement pour le piézomètre qui est devant le drain vertical, les résultats de ces mesures sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau (V.5): Les charges mesurées devant le drain pour le premier modèle :

	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
H (cm)	P (cm)	P (cm)	P (cm)	P (cm)
28,5	4,50	4,40	4,30	3,20
27	4,20	4,10	3,70	3,00
25	3,80	3,70	3,20	2,80
23	3,20	3,20	3,00	2,60
20	3,00	2,80	2,60	2,30
17	2,60	2,50	2,30	2,00
15	2,40	2,20	2,00	1,80

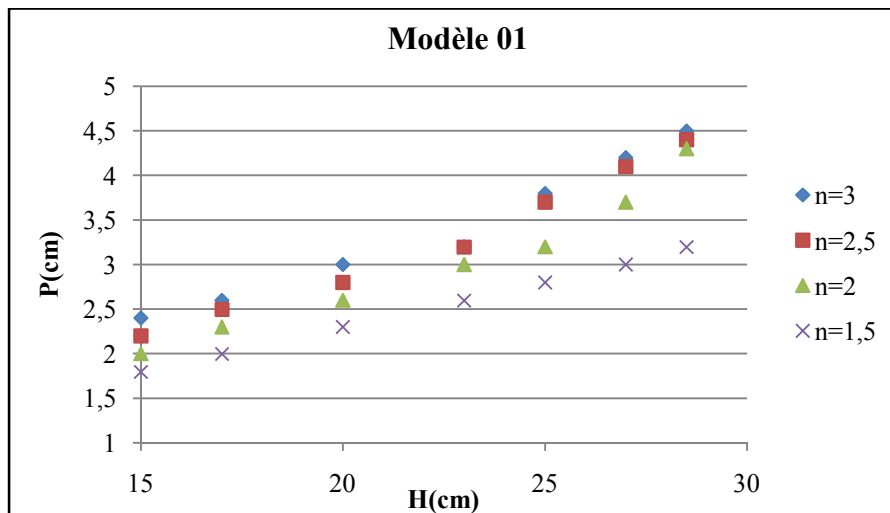


Fig. (V.5) : Variation des charges mesurées devant le drain pour le 1^{ère} modèle.

Tableau (V.6): Les charges mesurées devant le drain pour le deuxième modèle.

	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
H (cm)	P (cm)	P (cm)	P (cm)	P (cm)
28,5	6	5,3	4	3,9
27	5,6	4,6	3,7	3,6
25	5,1	4,3	3,5	3,4
23	4,5	4	3,3	3,2
20	4	3,5	3	2,8
17	3,3	3	2,7	2,4
15	3	2,8	2,4	2,1

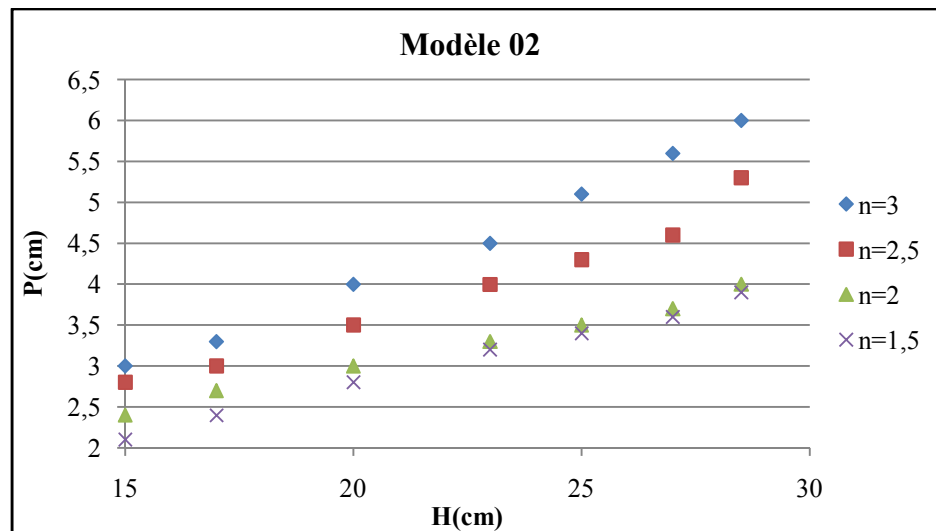


Fig. (V.6) : Variation des charges mesurées devant le drain pour le 2^{ème} modèle.

Commentaire:

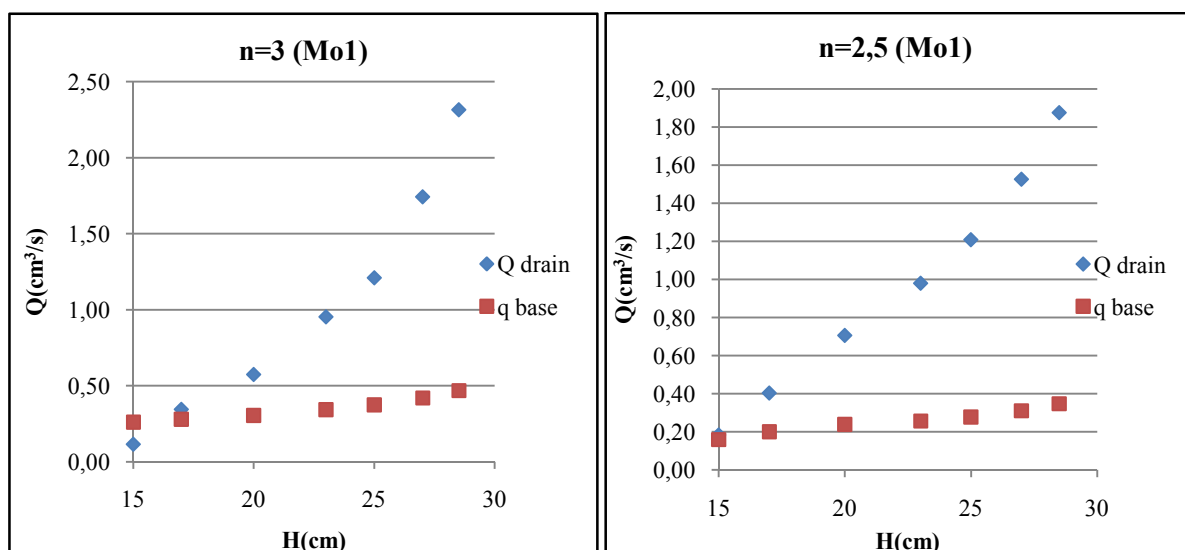
- D'après les graphes précédents on remarque que pour les deux modèles, la charge d'eau devant le drain augment avec l'augmentation des charges d'eau amont ;
- On constate aussi que la courbe de saturation est bien rabattue à l'intérieur de l'ouvrage pour les deux modèles.

V-3/ Comparaison des débits :

V-3-1 / Comparaison des débits de drain et de la base pour chaque pente :

Nous comparons ci-dessous les débits collectés par le drain et les débits infiltrés à travers la base, pour les deux modèles.

➤ 1^{ère} Modèle :



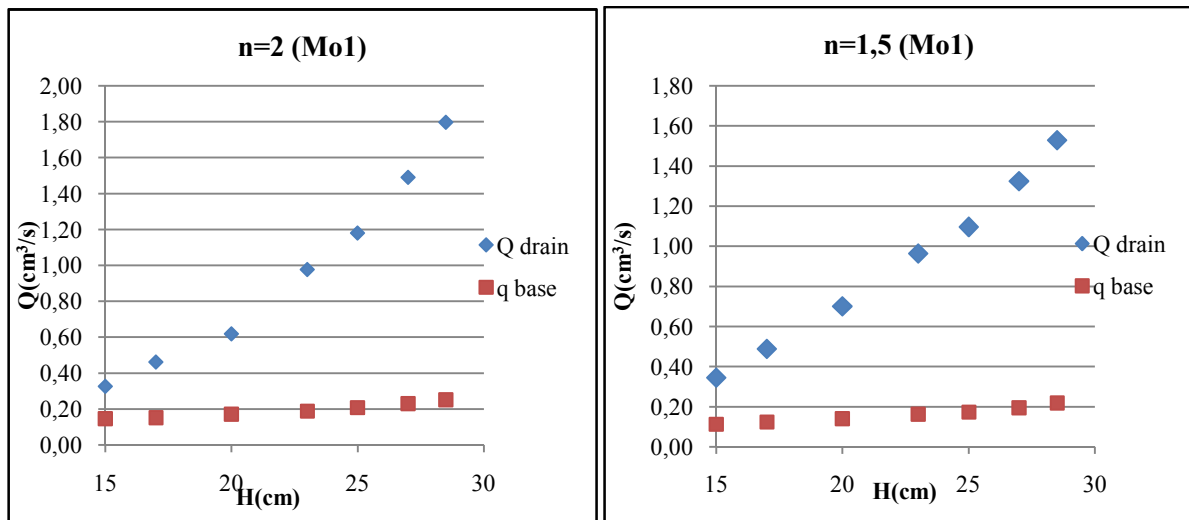


Fig. (V.7) Comparaison des débits du drain et de la base pour chaque pente (modèle01)

➤ 2^{ème} Modèle :

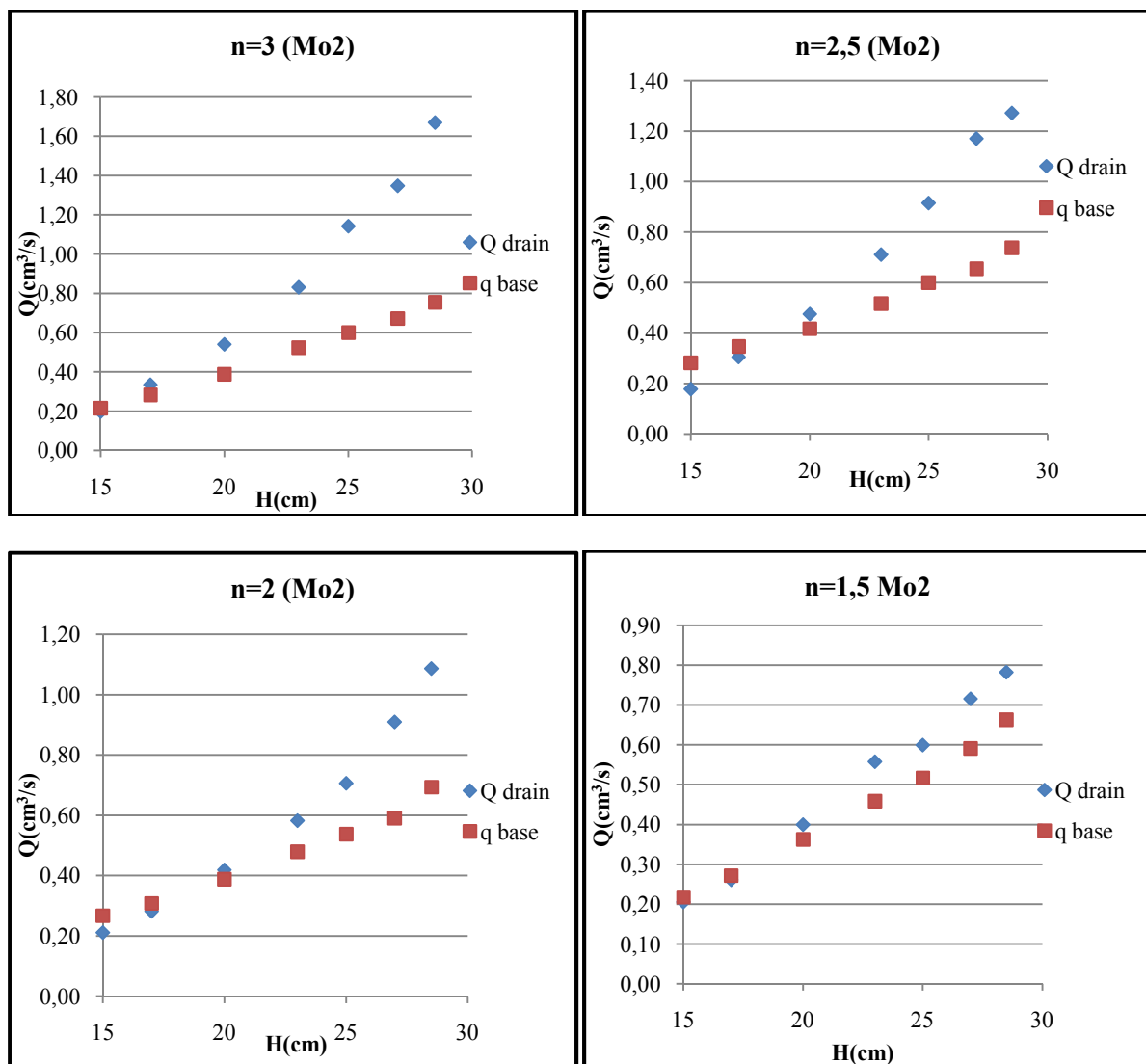


Fig. (V.8) Comparaison des débits du drain et de la base pour chaque pente (modèle 02).

Commentaire :

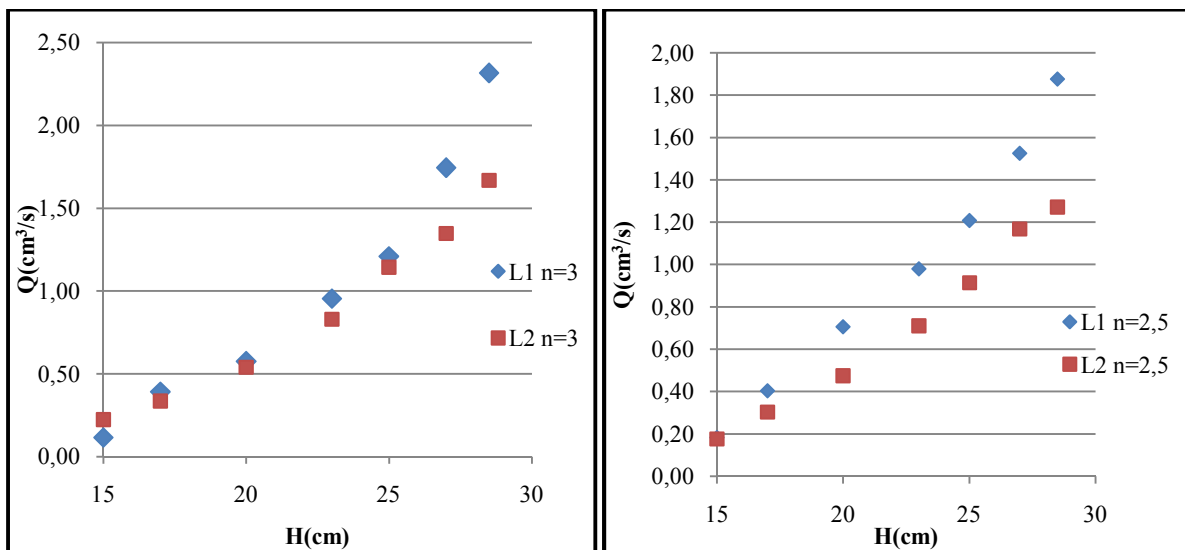
- D'après les graphes précédents on remarque que le débit d'infiltration augmente avec l'augmentation de pente, et l'augmentation des charges d'eau amont ;
- On constate que le débit collecté par le drain est plus grand par rapport le débit infiltré à travers la base;

V-3-2/Comparaison des résultats pour les deux modèles:

Pour chaque pente, on compare les débits collectés par le drain et les débits infiltrés à travers la base pour les deux modèles.

V-3-2-1/Comparaison des débits du drain:

Les graphes suivants représentent la comparaison entre les débits drainés pour les deux modèles, les tableaux de comparaison des débits sont trouvés à l'annexe 01.



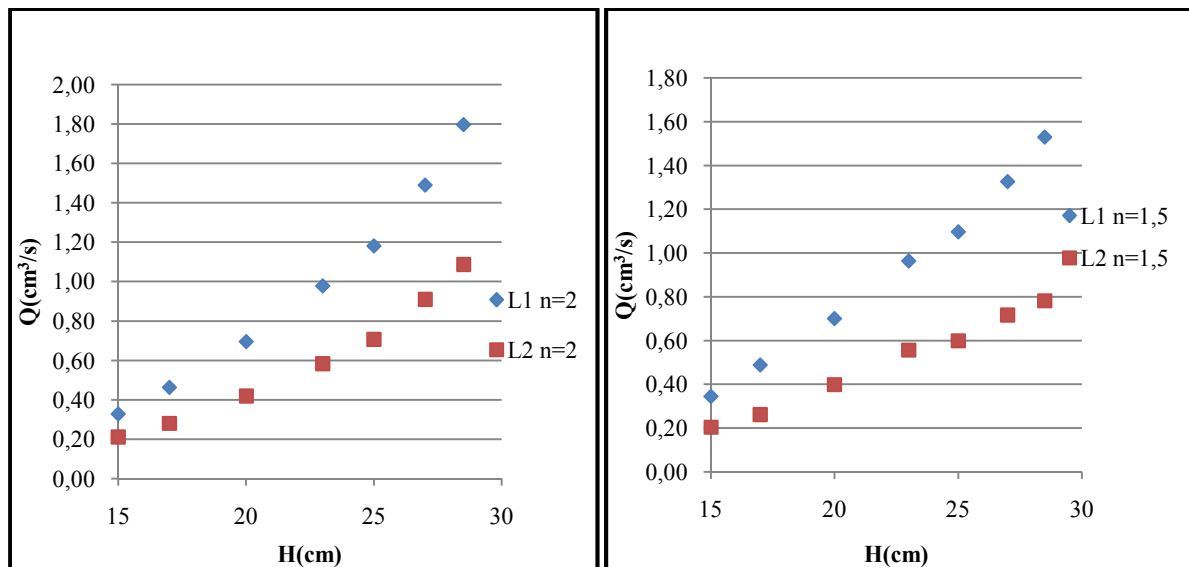


Fig. (V.9): Comparaison des débits de drain.

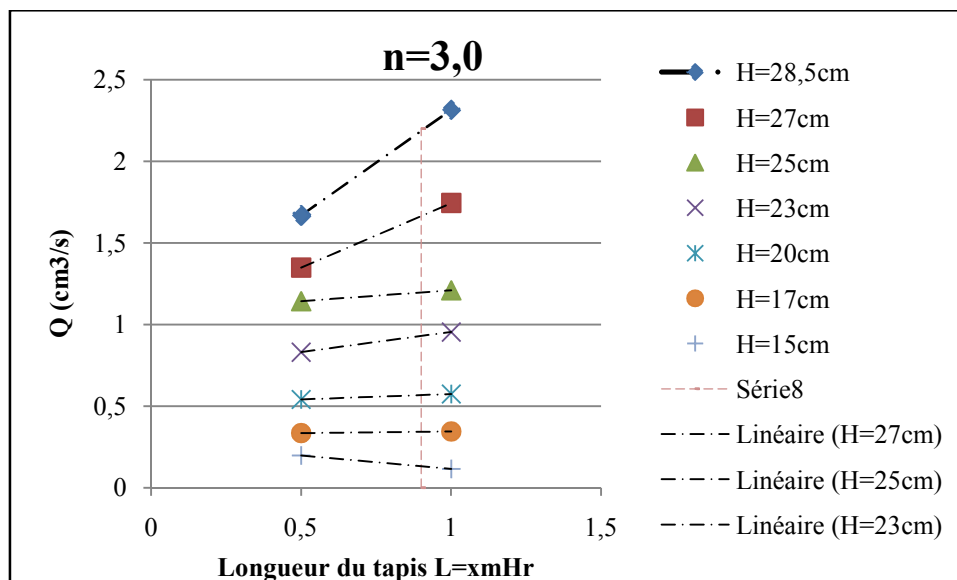


Fig. (V.10):Variation des débits de drain en fonction de longueur du tapis.

Commentaire :

- D’après les graphes précédents on constate que la différence de débit $\Delta Q=Q_I-Q_{II}$ (Q_I pour le 1^{ère} module et Q_{II} pour le 2^{ième} module) augmente avec diminution de n (n=2,5 ; n=2,0 ; n=1,5), ceci est due à l’influence de la longueur du tapis. Alors que pour une faible pente du talus amont (n=3,0) on a quasiment les mêmes débits d’infiltration interceptait par les drains du premier modèle et du deuxième modèle jusqu’à une certaine charge H=25cm.

- D'après la figure précédente Fig. (V.10) pour une longueur $L_i=0.9mH_m$ et $L_1=mH_m$, on constate que nous avons presque les mêmes valeurs de débit d'infiltration, donc on peut opter pour une longueur $L_i=0.9mH_m$ au lieu de $L_1=mH_m$.

V-3-2-2/Comparaison des débits de la base :

La comparaison entre les débits infiltrés à travers la base pour les deux modèles est représentée dans les figures suivantes Fig. (V.11).

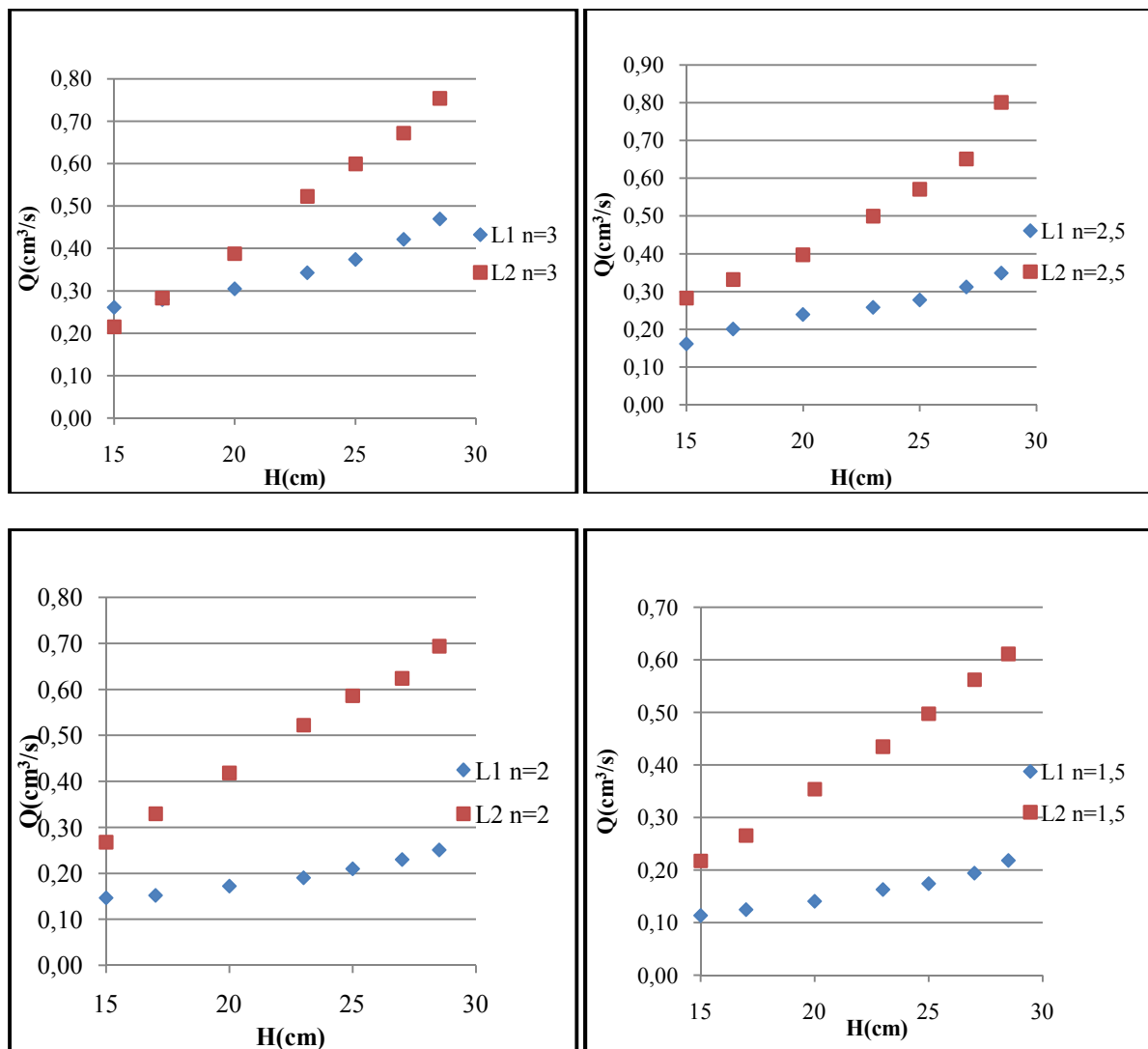


Fig. (V.11): Comparaison des débits infiltrés à travers la base.

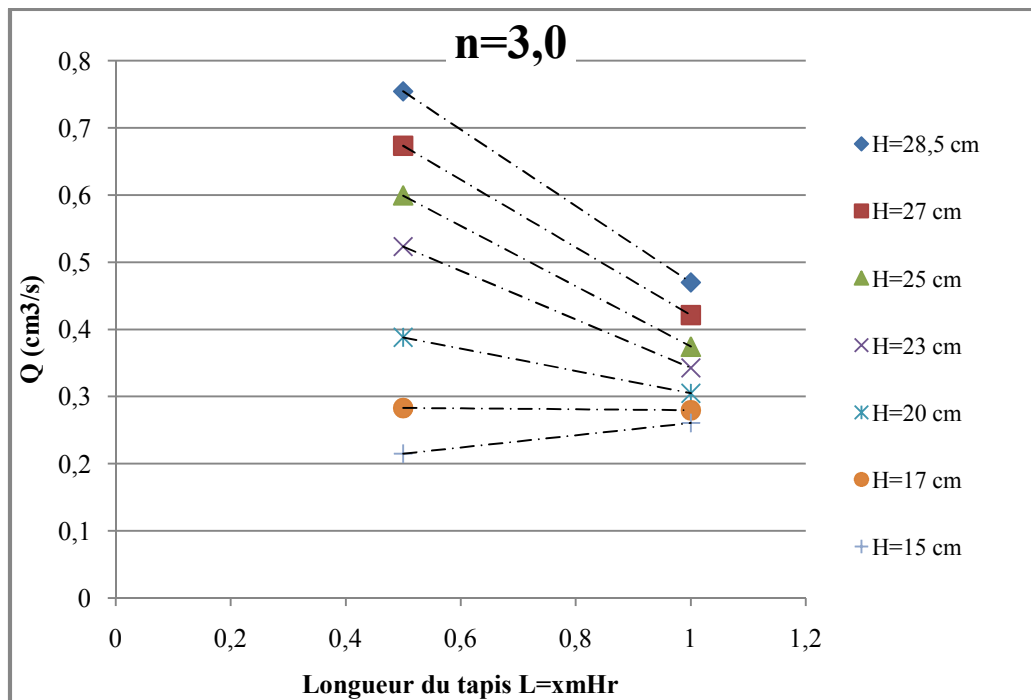


Fig. (V.12): Variation des débits de base en fonction de longueur du tapis.

Commentaire :

- Les débits infiltrés à travers la base pour le deuxième modèle est plus grand que le premier modèle ; ceci est due à la longueur du tapis horizontale du premier modèle qui draine les eaux infiltrées à travers la base.
- Parmi les rôles d'un tapis horizontal est de drainer les eaux infiltrées à travers la base, lorsque la section du tapis horizontal est grand, le débit infiltré à travers la base est diminué ;
- Le débit de la base est lié inversement à la longueur du tapis horizontale.

V-3-3 / Comparaison des débits expérimentaux et débits numériques :

Les graphes suivants illustrent les valeurs des débits expérimentaux et les débits obtenus par logiciel « SEEP » pour les deux modèles, Fig. (V.13) (voir les tableaux qui regroupent tous les valeurs des débits expérimentaux et numériques dans l'annexe 01).

➤ **Modèle 01 :**

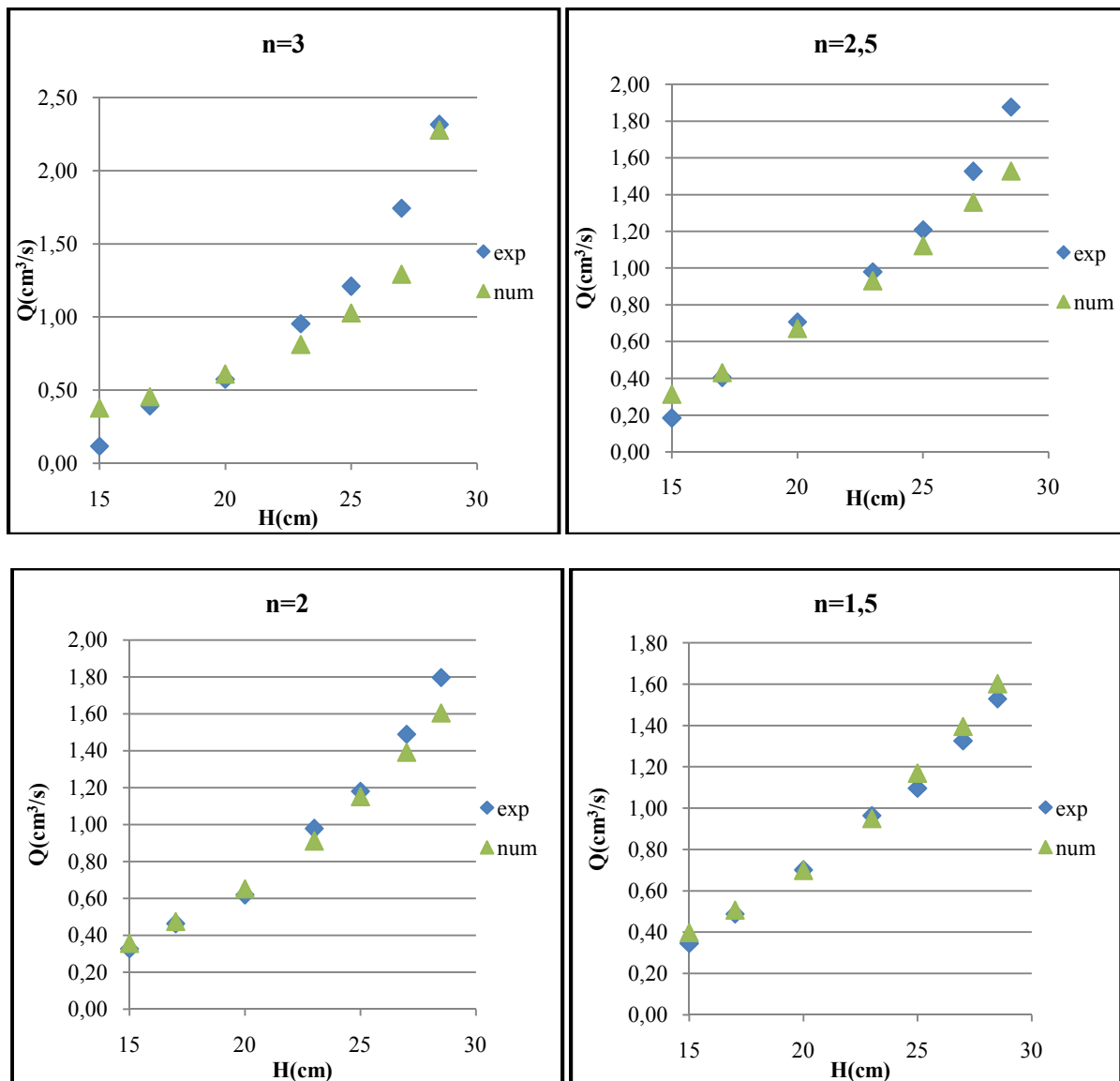


Fig. (V.13) Comparaison des débits obtenus pour modèle 01.

➤ **Modèle 02 :**

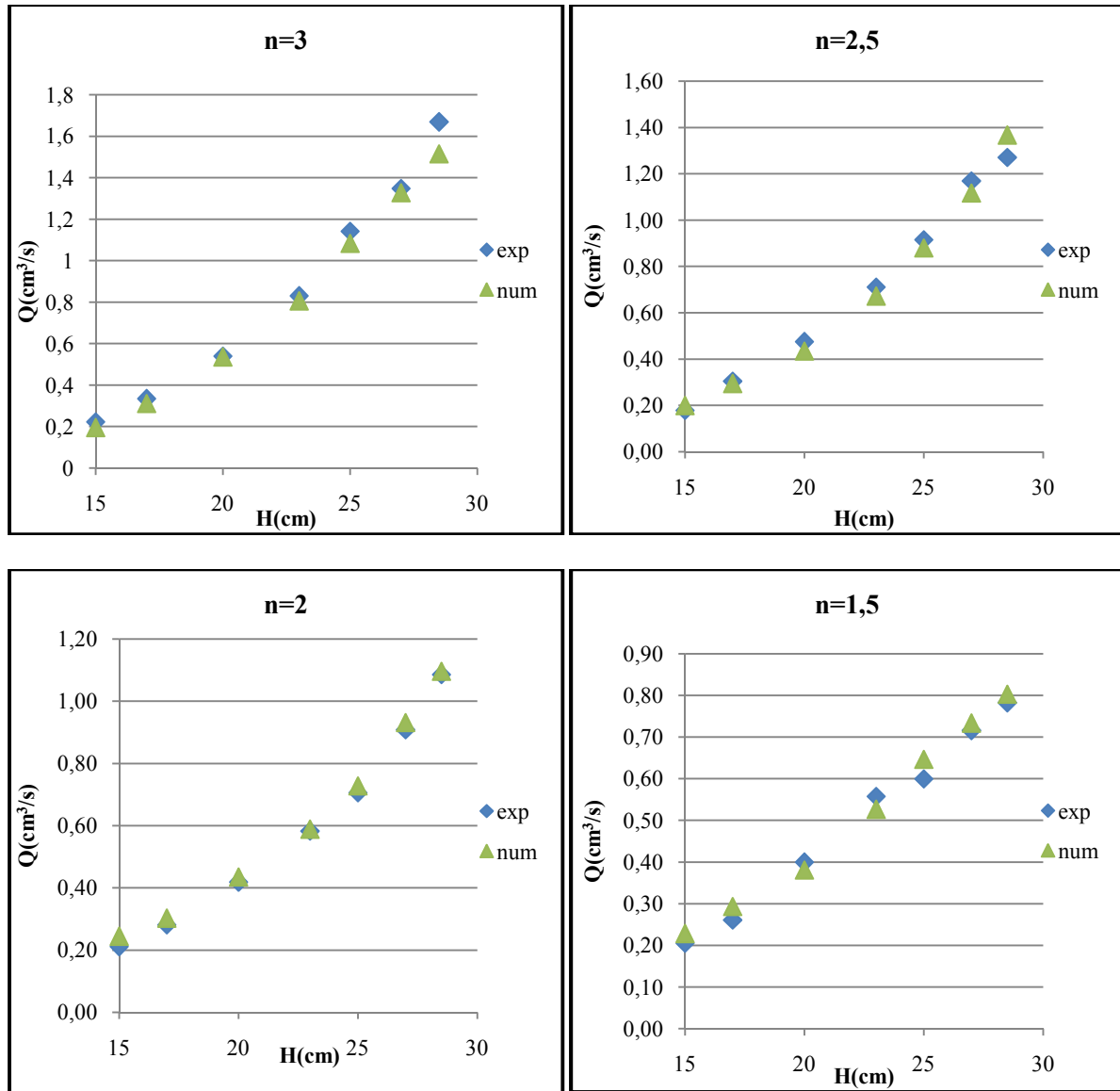


Fig. (V. 14) Comparaison des débits obtenus pour modèle 02.

Commentaire :

- Pour les deux modèles, nous avons une bonne corrélation entre la courbe des débits expérimentaux et la courbe des débits numériques.

V-4 / Calcul de débit d'infiltration :

Vu l'inexistence des relations théoriques qui donne le débit de fuite en fonction de la charge hydraulique en amont pour un barrage en terre avec un drain vertical nous avons fait une proposition d'une relation empirique sur la base de la relation donnée par Djehiche [41]. Pour un barrage en terre avec un drain vertical et un tapis de longueur ($L = m \cdot H_m$), et une relation pour un barrage en terre avec un drain vertical et un tapis de longueur ($L_2 = m \cdot H_m/2$) [41]. Puis on a comparé les résultats obtenus par ces relations empiriques avec les résultats expérimentaux et numériques.

La relation empirique utilisée pour calculer le débit d'infiltration pour un barrage en terre avec un drain vertical et un tapis de longueur ($L_1 = m \cdot H_m$) est la suivante [41] :

$$Q = \left(0.1 \sqrt{\frac{k_1}{k_2}}\right)^{0.001} \cdot e^{\left[0,0875 \cdot n^{0,125} \cdot H + \frac{0,1087}{n}\right]}$$

Q_{emp} : débit semi-empirique d'infiltration en ($\text{cm}^3/\text{s}/\text{ml}$);

n : la pente d'amont du barrage ;

H : la charge d'eau en (cm) ;

k_1 : perméabilité horizontale de corps de barrage ;

k_2 : perméabilité horizontale de la base de barrage ;

Les résultats sont portés dans les graphes suivant (voir l'annexe1):

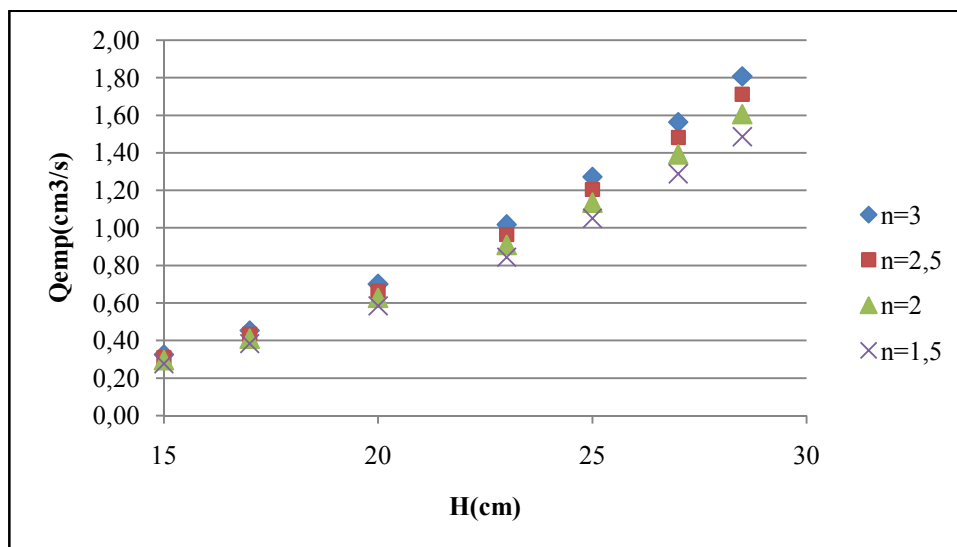


Fig. (V.15) : Les débits semi-empiriques pour modèle 01.

• **Modèle 01 :**

Pour chaque pente on compare les débits expérimentaux et les débits numériques et les débits obtenus par la relation empirique ; Les résultats sont illustrés dans les graphes suivants :

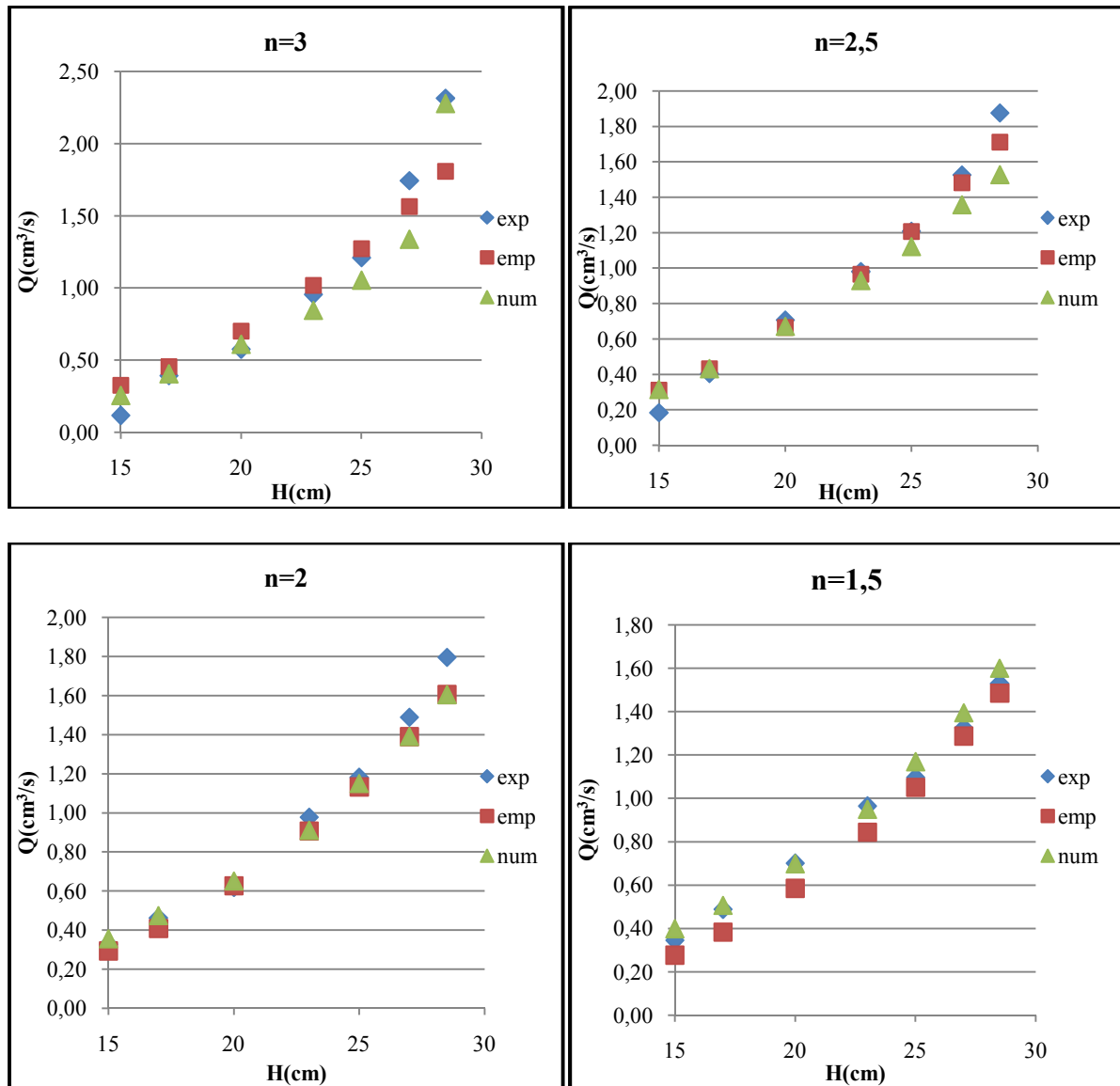


Fig. (V.16) Comparaison des débits pour chaque pente (modèle 01).

• **Modèle 02 :**

La relation empirique que nous avons proposée pour calculer le débit d'infiltration pour un barrage en terre avec un drain vertical et un tapis de longueur ($l = m \cdot H_m/2$) est la suivante:

$$Q = \left(0.1 \sqrt{\frac{k_1}{k_2}}\right)^{0.001} \cdot e^{\left[0,0775 \cdot n^{0,125} \cdot H + \frac{0,1087}{n}\right]}$$

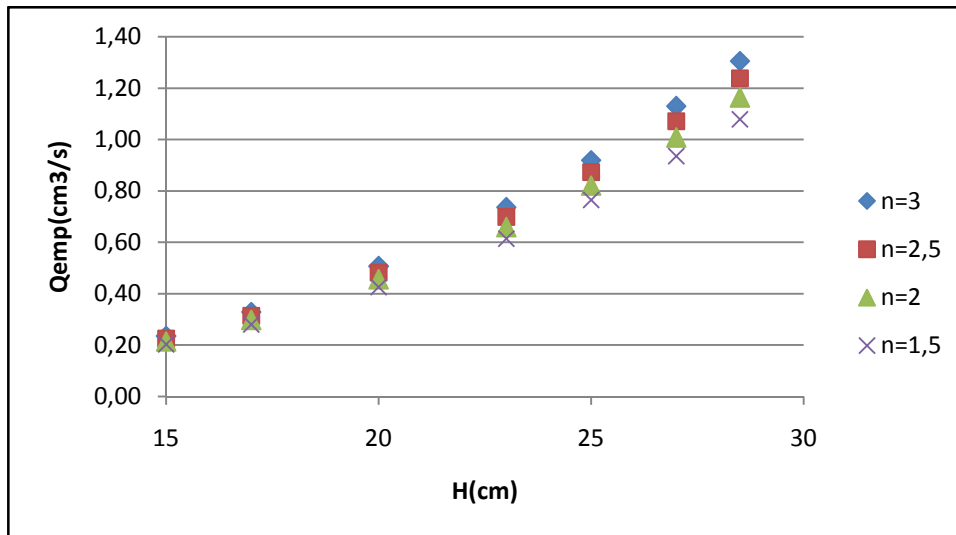
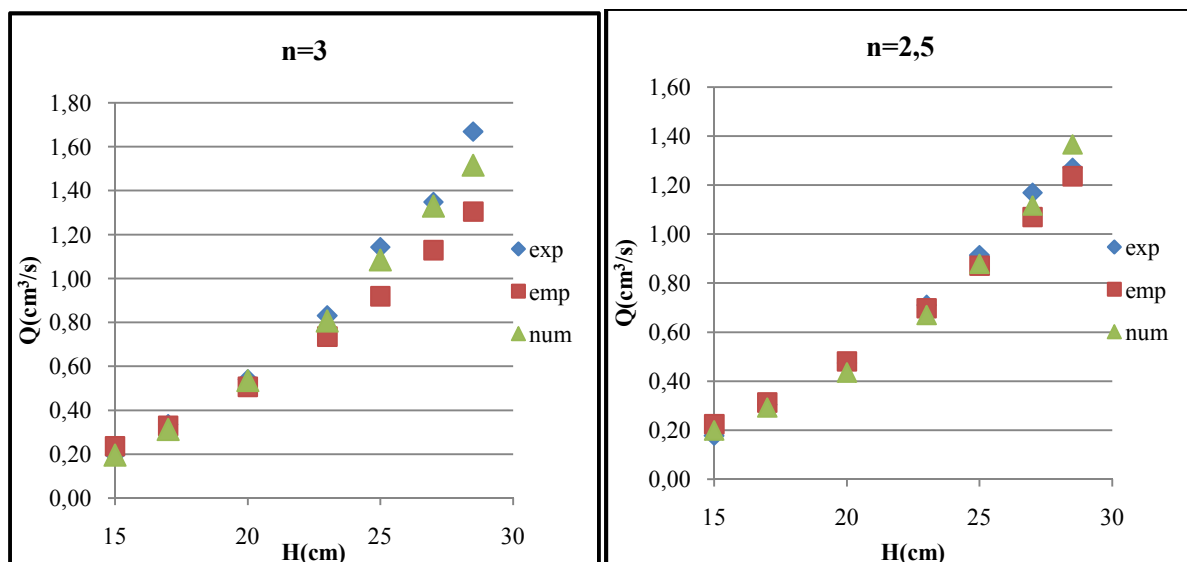


Fig. (V.17) : les débits semi-empiriques pour modèle 02.

Pour chaque pente on compare les débits expérimentaux et les débits numériques et les débits obtenus par la relation empirique ; Les résultats sont portés dans les graphes suivants :



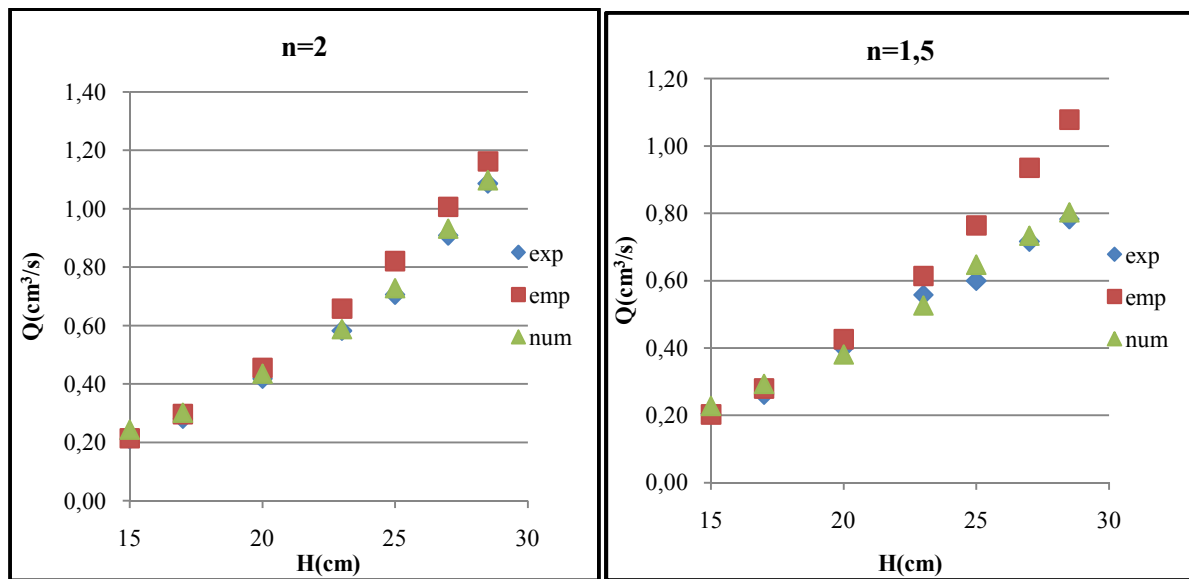


Fig. (V.18) Comparaison des débits pour chaque pente (modèle 02).

Commentaire :

- Modèle 01 :

Nous avons une bonne corrélation entre la courbe des débits expérimentaux, la courbe des débits numériques et la courbe des débits obtenus par la relation empirique.

- Modèle 02 :

Pour $n=3,0$; $n=2,5$ et $n=2,0$ nous avons une bonne corrélation entre la courbe des débits expérimentaux, la courbe des débits numériques et la courbe des débits empirique.

Pour $n=1,5$ nous avons une bonne corrélation entre la courbe des débits expérimentaux, la courbe des débits numériques et la courbe des débits empirique sauf les charges $H=25$, $H=27$, $H=28,5$.

V-5/ Conclusion :

D'après les analyses des résultats obtenus grâce aux mesures de débit de fuite à travers la base et le corps du barrage, et celles obtenus par le logiciel « SEEP » et la relation empirique, on a pu constater une bonne cohérence entre les résultats obtenus par les trois méthodes.

On a constaté qu'il y a une relation entre la longueur du tapis, la pente du talus amont et la charge d'eau.

conclusion générale

Conclusions et perspectives

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'écoulement à travers un barrage en terre sur une base perméable avec cheminée de drainage. Notre objectif était en effet d'examiner l'influence des conditions de la longueur du tapis et de la pente du talus amont sur le processus de drainage.

Le dispositif expérimental employé pour étudier ces mécanismes est constitué d'un milieu poreux. On a construit un modèle réduit ; c'est un barrage en terre homogène avec un drain vertical sur une base perméable. On a pour cela utilisé du sable moyen en tant que milieu perméable pour le corps du barrage, du sable fins pour la fondation et de gravier pour le drain. A l'aide d'un perméamètre nous avons pu déterminer la perméabilité des matériaux utilisés au laboratoire.

Les drains utilisés dans le cadre de cette étude ont deux longueurs, pour le 1^{ère} module la longueur du tapis est $L_1 = m.H_m = 40$ cm et $L_2 = \frac{m.H_m}{2} = 20$ cm pour le 2^{ième} module.

Parmi les rôles d'un tapis drainant est de drainer les eaux infiltrées à travers la base, à travers le corps et de diminuer la sous-pression. Vu que le coût de réalisation de ces drains est très élevé, donc il faut bien choisir la longueur optimale de ces drains,

Dans un premier temps nous avons constaté que la courbe de saturation est bien rabattue à l'intérieur du barrage. Ce fait permet de postuler que nous avons bien choisies les dimensions et la position des drains,

En second lieu, à partir du changement de la pente et de la charge d'eau en amont nous avons mesuré le débit de fuite. A travers une analyse des résultats obtenus grâce aux mesures de débit de fuite à travers la base et le corps du barrage et celles obtenus par le logiciel « SEEP » et la relation empirique, on a pu constater une bonne cohérence entre les résultats obtenus par les trois méthodes.

Les principaux résultats présentés dans ce travail peuvent se résumer de la manière suivante :

- D'après les résultats obtenus on a observé qu'il y a une dépendance entre le débit d'infiltration, la longueur du tapis, la charge d'eau et de la pente du talus amont :
- La longueur du tapis joue un rôle important sur le drainage: son augmentation favorise le drainage.
- on a arrivé à un résultat important, c'est que la longueur optimale est $L=0,9mH_m$ c'est à dire pour cette longueur et pour $n=3.0$, on a presque les mêmes débits d'infiltration pour le cas d'un tapis d'une longueur $L_1 = m.H_m$ et $n=3.0$, donc on peut économiser une longueur de 10% de la longueur totale du tapis.

L'originalité de cette étude réside dans l'obtention des relations empiriques qui nous permet de prévoir les débits d'infiltration à travers les barrages en terre sur une base perméable pour des conditions bien déterminées d'une part, et d'autre part la relation entre la longueur du tapis, la pente du talus amont et la charge d'eau.

Signalons enfin, en guise de perspectives, que pour cerner les phénomènes étudiés dans ce travail dans leur totalité, il serait intéressant d'étudier d'autres paramètres qui jouent un rôle important surtout en milieu naturel comme l'effet du rapport taille des tapis/profondeur de la base perméable d'une part et, d'autre part, de mettre en évidence le caractère d'hétérogénéité du milieu naturel.

Références bibliographiques

Référence bibliographie

- [1] **LINDA ARMELLE NZUMOTCHA TCHOUMKAM., 2010-** Détection de fuite dans les barrages en remblai par la méthode de polarisation spontanée et par tomographie électrique : cas de la jonction de deux barrages en remblai -, thèse de maîtrisées sciences appliquées, université de Montréal.
- [2] **FOSTER M, FELL R ET SPANNAGLE M., 2000** - The statistics of embankment dam failures and accidents -, Canadian Geotechnical Journal, vol. 37.
- [3] **MESSAID BELKACEM., 2009-** Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre -, thèse doctorat en science, université Batna.
- [4] **DANIELLE LAUTRIN., 2002-** Vieillessement et réhabilitation des petits barrages en terre -, Edition cemagref.
- [5] **AMIEUR R., DEDOUCHE S., 2009** – Etude expérimentale d'un barrage en terre avec cheminée filtrante sous l'action de l'infiltration-, projet de fin d'étude d'ingénieur, université Laghouat.
- [6] **HARR, M. E.; 1962-** Groundwater and Seepage-, McGrawHill Book Company, ISBN 0-486-66881-9, New York.
- [7] **POST G., LONDE P., 1953** - Les barrages en terre compactés -, Gauthier- Villars, Paris.
- [8] **POLUBARINOVA-KOCHINA P. YA., 1962** - Theory of the Motion of Ground Water - Traduit du russe par JMDWiest, Princeton University Press, Princeton.
- [9] **CLAIRE SILVANI., 2007-** Une modélisation discrète du comportement mécanique des enrochements -thèse de doctorat, l'université de Provence Aix-Marseille.
- [10] **COMITE INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES., 1994-** Barrages en remblai, Filtres et drains granulaires, Synthèse et recommandations, Bulletin 95.
- [11] **VINCENT FONTAINE., 2008-** Quelques méthodes numériques robustes pour les modèles de transfert diffusif en milieu poreux- thèse doctorat, Université de La Réunion.
- [12] **BUREAU OF RECLMATION., 1987-** Design of small dams- a water resources technical publication, third edition.
- [13] **MARCEL F., 1977-** Ecoulement dans les milieux poreux-, Note de cours, Université de Laval.
- [14] **GROUPE DE SPECIALISTES DE LA DIRECTION D'AMENAGEMENT FRANCE MINISTERE DE L'AGRICULTURE., 1989-** Technique des barrages en aménagement rural-, Edition Ministère de l'agriculture, Paris,

- [15] **LEDELIEU P., 2003**, - Les barrages conception et Maintenance - Edition Université de Lyon,
- [16] **COMITE INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES.-** Géotextiles : filtres et transition pour barrages en remblai-, bulletin 55.
- [17] **AIT SAADI LOTFI., 2005** - Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses -, Thèse doctorat, université de Lyon,
- [18] **GERARD DEGOUTTE., 2009** - Aide-mémoire de mécanique des sols-Cemagref-engref.
- [19] **LAKHDAR DJEMILI., 2006**- Critères de choix de projet des barrages en terre : étanchéité par le masque en béton bitumineux -, thèse doctorat, université Batna.
- [20] **ASBECK WFV., 1969**,-Le bitume dans les travaux hydrauliques-, Vol II, Dunod, Paris.
- [21] **ROBERT R. SHAW., 2005**,- Earth dams and reservoirs TR-60 -united states department of agriculture, Conservation Engineering Division.
- [22] **BURR BASSELL, M. AM. SOC. C. E., 1904**- Earth dams –the engineering news publishing company.
- [23] **JEAN M., PAUL R., PATRICE M.1996**-Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale-Cemagref, Paris.
- [24] **TONINO NZAKIMUENA., 1965**- Ecoulement dans les milieux poreux-première cours national post-graduate sur l'irrigation le drainage et la gestion des ressources hydriques.
- [25] **MARLE C., 1967**,- Ecoulements monophasiques en milieu poreux -revue de L'institut français du pétrole et annales des combustibles liquides, Vol. XXII n°10.
- [26] **GEORGES SCHNEEBLI., 1987**- Hydraulique souterraine -, Edition Eyrolles, France.
- [27] **MAURICE CASSAN., 1986**-Aide-mémoire d'hydraulique souterraine -, l'école nationale des Ponts et Chaussées, (ENPC) - 2ème Édition, France.
- [28] **METREVELIV.,-** Hydrogéologie et phénomène de transport -, office des publications universitaires, Ben Aknoun, Alger.
- [29] **PIERRE SOCHALA. ,2008**- Méthodes numériques pour les écoulements souterrains et couplage avec le ruissellement - thèse doctorat, l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [30] **CARLIER, M., 1975**- Hydraulique générale et appliquée -. Edition Eyrolles.

- [31] **KETTAB A., 2005**-Simulation numérique de transport d'un polluant chimiquement inerte dans un milieu poreux - thèses de magistère, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- [32] **JACOB BEAR., 1972**-Dynamics of Fluids in Porous Media-, New York: Elsevier.
- [33] **LENCASTRE, A.,1997**-Manuel d'hydraulique générale – Edition Eyrolles.
- [34] **AHMED AL BITAR.,2007**- Modélisation des écoulements en milieu poreux hétérogène 2D/3D avec couplage surface /souterraine / densitaire-, thèse de doctorat, Toulouse.
- [35] **JACQUES LERAU., 2005** - Géotechnique -, institut national des sciences appliquées de Toulouse.
- [36] **BENDAHMANE F., 2009**- Etude expérimentale de l'évolution par érosion interne des matériaux d'ouvrage hydraulique en terre -.XXIIIème Rencontres Universitaires de Génie Civil, VILLE & GENIE CIVIL
- [37] **BRAJA M. DAS. ,2007**- Advanced Soil Mechanics-Third edition, Taylor & Francis.
- [38] **WILLIAM D. BROWN.1993**,-Seepage analysis and control for dams –Engineering and design, EM-1110-2-19.
- [39] **HUG, M., 1975**-Mécanique des fluides appliqués-, Edition Eyrolles.
- [40] **VOLKOV, V., 1986**-Ouvrages hydrauliques-. Guide de Thèse, ENSH, Blida, Algérie,
- [41] **DJEHICHE A., 1993**- Infiltration des eaux à travers les barrages en terre avec drain vertical » thèse de magistère, université Oran.
- [42] **HARRY R. CEDERGREN. ,1989**-Seepage, Drainage, and Flow Nets-, 3rd ed., New York,.
- [43] **CASAGRANDE A., 1937**-Seepage through Dams-, Journal of the New England Water Works Assoc., Vol. 51.
- [44] **KHALAF ALLAH S., 2005**- Seepage through Earth dams with Filters-, M. Sc thesis, Dept. Of Irrigation and Hydraulics Eng. Mansoura university , Egypt.
- [45] **GÉRALDINECOSSET.,2009**-Comportement hydrogéologique d'une couverture monocouche sur des résidus miniers sulfureux : essais en colonne et simulations numériques-, thèse de Maîtrise ès sciences appliquées, université de Montréal.
- [46] **ABD EL RAZEK M., 1995**-Height of the Trapezoidal Toe Filter in Earth Dams-, Journal of Al-Azhar Engineering Forth, International Conference.
- [47] **DESAI C.S. AND SHERMAN W.C., 1971**-Unconfined Transient Seepage in Sloping Banks-, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 97 (SM2).

- [48] **EL-MASRY A. A., 1991**-Application of the Finite Element Method to Solve Seepage through and underneath Engineering Structure-, Ph. D. thesis, Wroclaw University, Poland.
- [49] **FAUZIAH KASIM.,2002** – Numerical parametric simulations for seepage flow behaviour through an earthfill dam –jurnal kejuruteraan awam (journal of civil engineering) vol.14 no. 1
- [50] **LABORATOIRE CENTRALE DES PENTES ET CHAUSSEES, 1987**- Analyse granulométrique par sédimentométrie - méthode d'essai n18,
- [51] **DJEHICHEA., KOTCHEVK., 2008**-Control of seepage in earth dams with a vertical drain-,Chinese Journal of Geotechnical Engineering, Vol.30, pp 1657-1660.
- [52] **DJEHICHE A., GAFSI M. & KOTCHEV KONSTANTIN 2012.**- Drainage of Bank Storage in Shallow Unconfined Aquifers, Drainage Systems-, Prof. Muhammad Salik Javaid (Ed.), ISBN: 978-953-51-0243-4, In Tech, Available from: <http://www.intechopen.com/books/drainage-systems/drainage-of-bank-storage-in-shallow-unconfined-aquifers>

Annexes

I. Introduction :

En sciences expérimentales, il n'existe pas de mesures exactes. Celle-ci ne peuvent être qu'entachées d'erreurs plus ou moins importantes selon le protocole choisi, la qualité des instruments de mesure ou le rôle de l'opérateur.

Lors de la plupart des mesures physiques, on ne possède pas de valeur de référence, comme celle dont nous venons de parler. Lorsqu'on mesure la distance de deux points, ou l'intervalle de temps qui sépare deux événements, ou la masse d'un objet, on ne sait pas quelle est la valeur exacte de la grandeur mesurée.

II.1 L'incertitude absolue :

L'indication complète du résultat d'une mesure physique comporte la valeur qu'on estime la plus probable et l'intervalle à l'intérieur duquel on est à peu près certain que se situe la vraie valeur.

La valeur la plus probable est en général le centre de cet intervalle. La demi-longueur de celui-ci est appelée incertitude absolue de la mesure.

Ainsi, si l'on désigne par x la valeur la plus probable de la grandeur mesurée G , par x_0 la vraie valeur (qui nous est inconnue) et par Δx l'incertitude absolue, on a : $x - \Delta x \leq x_0 \leq x + \Delta x$

Sous une forme condensée, le résultat de la mesure s'écrit : $G = x \pm \Delta x$

II.2 L'incertitude relative :

L'incertitude absolue, lorsqu'elle est considérée seule, n'indique rien sur la qualité de la mesure. Pour juger de cette qualité, il faut comparer l'incertitude absolue à la grandeur mesurée. Le rapport de ces grandeurs est appelé incertitude relative $\frac{\Delta x}{x}$

Comme pour l'erreur relative, l'incertitude relative est un nombre pur (sans unité), pratiquement toujours beaucoup plus petit que 1, que l'on exprime généralement en %.

II.3 Calcul d'incertitude :

En physique expérimentale, les grandeurs que l'on mesure sont généralement utilisées pour déduire des résultats par des calculs. Il est alors intéressant de savoir de quelle manière les incertitudes des mesures se répercutent sur les incertitudes des résultats.

$$\text{- La mesure des débits : } \quad Q = \frac{V}{T} \quad [\text{cm}^3/\text{s}] \quad (1)$$

$$\text{Donc on calcule l'incertitude comme suite : } \quad \frac{\Delta Q}{Q} = \frac{\Delta V}{V} + \frac{\Delta T}{T} \quad (2)$$

Tel que: $\Delta V = 0,1 \quad \Delta T = 0,01.$

- Correction des débits :

$$Q_{20} = Q_t \frac{\vartheta_t}{\vartheta_{20}} \quad (3)$$

Donc on calcule l'incertitude comme suite :

$$\frac{\Delta Q_{20}}{Q_{20}} = \frac{\Delta Q_t}{Q_t} + \frac{\Delta \vartheta_t}{\vartheta_t} + \frac{\Delta \vartheta_{20}}{\vartheta_{20}} \quad (4)$$

- Perméabilité :

Pour déterminer la perméabilité horizontale, on applique la relation suivante :

$$k_h = \frac{2 Q l}{(H_1^2 - H_2^2) b} \quad (5)$$

Donc

$$\frac{\Delta k_h}{k_h} = \frac{\Delta Q}{Q} + \frac{\Delta l}{l} + \frac{\Delta b}{b} + \frac{\Delta(H_1^2 - H_2^2)}{(H_1^2 - H_2^2)} \quad (6)$$

Pour déterminer la perméabilité verticale, on applique la relation suivante :

$$k = \frac{1}{\frac{\Delta h}{L}} \cdot \frac{Q}{S} \quad (7)$$

D'où

$$\frac{\Delta k}{k} = \frac{\Delta Q}{Q} + \frac{\Delta l}{l} + \frac{\Delta S}{S} + \frac{\Delta H}{H} \quad (8)$$

II.3.1 Perméabilité horizontale :

➤ **Sable moyen :**

Tableau (A-01) : Les mesures de débit pour sable moyen.

H (cm)	T (°C)	t(s)	V(cm ³)	Q(cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
5	18	180	238,000	1,322	1,330	0,0046
		180	239,800	1,332		
		240	320,700	1,336		
8	20	240	275,100	1,146	1,151	0,0037
		180	207,200	1,151		
		240	277,300	1,155		
11	22	180	170,200	0,946	0,950	0,0034
		240	228,000	0,950		
		180	171,800	0,954		
14	21	180	121,500	0,675	0,675	0,0022
		240	162,000	0,675		
		300	202,900	0,676		
17	16,8	240	87,900	0,366	0,383	0,0011
		300	122,900	0,410		
		360	134,800	0,374		

Tableau (A-02) : Correction des débits pour sable moyen.

H (cm)	T (°C)	ϑ _t (stokes)	ϑ ₂₀ (stokes)	Q _T (cm ³ /s)	Q ₂₀ (cm ³ /s)	ΔQ _T	ΔQ ₂₀
5	18,0	0,0025	0,0023	1,330	1,459	0,0046	0,0074
8	20,0	0,0023	0,0023	1,151	1,151	0,0037	0,0054
11	20,0	0,0023	0,0023	0,950	0,950	0,0034	0,0048
14	21,0	0,0022	0,0023	0,675	0,647	0,0022	0,0030
17	22,0	0,0021	0,0023	0,383	0,352	0,0011	0,0015

➤ **Sable argileux :****Tableau (A-03) :** Les mesures de débit pour sable argileux.

H(cm)	T (°C)	t(s)	V(cm ³)	Q(cm ³ /s)	Q _{moy} (cm ³ /s)	ΔQ
5	29,2	180	6,800	0,038	0,037	0,0006
		180	6,400	0,036		
		240	8,700	0,036		
8	29,8	180	4,700	0,026	0,028	0,0008
		120	3,700	0,031		
		180	4,900	0,027		
10	31,4	180	3,600	0,020	0,021	0,0006
		180	3,900	0,022		
		240	3,800	0,016		
13	32	180	1,500	0,008	0,010	0,0006
		180	2,300	0,013		
		180	1,800	0,010		
16	32,400	180	0,900	0,005	0,004	0,0006
		180	0,500	0,003		
		180	0,900	0,005		

Tableau (A-04) : Correction des débits pour sable moyen.

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q _T (cm ³ /s)	Q ₂₀ (cm ³ /s)	ΔQ _t	ΔQ ₂₀
5	29,20	0,0016	0,0023	0,037	0,0259	0,0006	0,0005
8	29,80	0,0016	0,0023	0,028	0,0195	0,0008	0,0005
10	31,40	0,0015	0,0023	0,021	0,0138	0,0006	0,0004
13	32,00	0,0015	0,0023	0,010	0,0068	0,0006	0,0004
16	32,40	0,0015	0,0023	0,004	0,0027	0,0006	0,0004

II.3.2 Perméabilité verticale :➤ **Sable moyen :****Tableau (A-05) :** Correction des débits pour sable moyen.

ΔH (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q _T (cm ³ /s)	Q ₂₀ (cm ³ /s)	ΔQ ₂₀
11	31	0,0015	0,0023	2,269	1,523	0,0017
15	26,2	0,0018	0,0023	2,570	2,016	0,0010
17	28	0,0017	0,0023	2,746	2,026	0,0009

Tableau (A-06) : Les mesures de débit pour sable argileux.

T (s)	V (cm ³)	Q (cm ³ /s)	K (cm/s)	ΔQ	ΔK
300	57,5	0,1917	1,95E-04	0,0037	2,19E-06
180	34,4	0,1911	1,94E-04	0,0062	2,67E-06
240	44,6	0,1858	1,89E-04	0,0047	2,32E-06
180	35,1	0,1950	1,98E-04	0,0062	2,72E-06
240	47,9	0,1996	2,03E-04	0,0046	2,46E-06
120	24,4	0,2033	2,07E-04	0,0091	3,43E-06

II.3.3/Corrections des débits de drain :**➤ Modèle 01 :****Tableau (A-07):** Correction des débits collecté par le drain (n=3).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{drain}	ΔQ_{20}
28,5	24,20	0,0019	0,0023	2,7453	2,3147	0,0129	0,0138
27	26,40	0,0018	0,0023	2,2381	1,7433	0,0107	0,0103
25	28,20	0,0017	0,0023	1,6495	1,2092	0,0081	0,0072
23	29,80	0,0016	0,0023	1,3694	0,9539	0,0068	0,0057
20	31,80	0,0015	0,0023	0,8761	0,5744	0,0046	0,0036
17	32,00	0,0015	0,0023	0,5288	0,392	0,0027	0,0021
15	33,00	0,0014	0,0023	0,1831	0,1159	0,0016	0,0011

Tableau (A-08): Correction des débits infiltré à travers la base perméable (n=3).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{base}	ΔQ_{20}
28,5	24,20	0,0019	0,0023	0,5571	0,4697	0,0032	0,0033
27	26,40	0,0018	0,0023	0,5409	0,4213	0,0032	0,0029
25	28,20	0,0017	0,0023	0,5106	0,3743	0,0030	0,0026
23	29,80	0,0016	0,0023	0,4919	0,3427	0,0029	0,0024
20	31,80	0,0015	0,0023	0,4649	0,3048	0,0028	0,0021
17	32,00	0,0015	0,0023	0,440	0,2865	0,0026	0,0020
15	33,00	0,0014	0,0023	0,4117	0,2607	0,0026	0,0019

Tableau (A-09): Correction des débits collecté par le drain (n=2,5).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{drain}	ΔQ_{20}
28,5	26,90	0,0017	0,0023	2,4502	1,8759	0,0116	0,0110
27	28,70	0,0016	0,0023	2,1153	1,5256	0,0102	0,0089
25	29,40	0,0016	0,0023	1,7121	1,2076	0,0084	0,0071
23	30,50	0,0015	0,0023	1,4378	0,9801	0,0107	0,0083
20	30,10	0,0016	0,0023	1,0244	0,7070	0,0060	0,0048
17	31,00	0,0015	0,0023	0,6030	0,4045	0,0051	0,0038
15	31,50	0,0015	0,0023	0,2784	0,1842	0,0017	0,0013

Tableau (A-10): Correction des débits infiltré à travers la base perméable (n=2,5).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{base}	ΔQ_{20}
28,5	26,90	0,0017	0,0023	0,4559	0,3491	0,0022	0,0021
27	28,70	0,0016	0,0023	0,4325	0,3119	0,0030	0,0025
25	29,40	0,0016	0,0023	0,405	0,2859	0,0025	0,0020
23	30,50	0,0015	0,0023	0,3786	0,2581	0,0036	0,0027
20	30,10	0,0016	0,0023	0,3461	0,2388	0,0034	0,0026
17	31,00	0,0015	0,0023	0,2989	0,2007	0,0023	0,0018

15	31,50	0,0015	0,0023	0,2431	0,1608	0,0018	0,0014
----	-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Tableau (A-11): Correction des débits collecté par le drain (n=2).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{drain}	ΔQ_{20}
28,5	21,80	0,0021	0,0023	1,9390	1,7959	0,0141	0,0155
27	23,30	0,0020	0,0023	1,7070	1,4896	0,0094	0,0101
25	25,00	0,0019	0,0023	1,4430	1,1808	0,0072	0,0073
23	26,20	0,0018	0,0023	1,2470	0,9778	0,0063	0,0060
20	27,00	0,0017	0,0023	0,9110	0,695	0,0045	0,0041
17	28,10	0,0017	0,0023	0,6290	0,4629	0,0035	0,0031
15	28,80	0,0016	0,0023	0,4560	0,3275	0,0031	0,0026

Tableau (A-12): Correction des débits infiltré à travers la base perméable (n=2).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{base}	ΔQ_{20}
28,5	21,80	0,0021	0,0023	0,2711	0,2511	0,0022	0,0024
27	23,30	0,0020	0,0023	0,2641	0,2304	0,0019	0,0020
25	25,00	0,0019	0,0023	0,2560	0,2096	0,0019	0,0018
23	26,20	0,0018	0,0023	0,2426	0,1903	0,0018	0,0016
20	27,00	0,0017	0,0023	0,2254	0,1720	0,0017	0,0015
17	28,10	0,0017	0,0023	0,2069	0,1522	0,0017	0,0014
15	28,80	0,0016	0,0023	0,2042	0,1468	0,0019	0,0015

Tableau (A-13): Correction des débits collecté par le drain (n=1,5).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{drain}	ΔQ_{20}
28,5	23,00	0,0020	0,0023	1,7322	1,5292	0,0095	0,0104
27	24,40	0,0019	0,0023	1,5839	1,3255	0,0078	0,0081
25	25,60	0,0018	0,0023	1,3683	1,0962	0,0068	0,0068
23	26,40	0,0018	0,0023	1,2378	0,9641	0,0070	0,0066
20	28,00	0,0017	0,0023	0,9492	0,7004	0,0056	0,0049
17	29,20	0,0016	0,0023	0,6875	0,4880	0,0057	0,0045
15	30,20	0,0016	0,0023	0,5017	0,3451	0,0030	0,0024

Tableau (A-14): Correction des débits infiltré à travers la base perméable (n=1,5).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{base}	ΔQ
28,5	23,00	0,0020	0,0023	0,2468	0,2178	0,0018	0,0019
27	24,40	0,0019	0,0023	0,2319	0,1940	0,0018	0,0017
25	25,60	0,0018	0,0023	0,2172	0,1740	0,0019	0,0017
23	26,40	0,0018	0,0023	0,2089	0,1627	0,0017	0,0015
20	28,00	0,0017	0,0023	0,1903	0,1404	0,0018	0,0015
17	29,20	0,0016	0,0023	0,1758	0,1248	0,0017	0,0013
15	30,20	0,0016	0,0023	0,1647	0,1133	0,0022	0,0016

➤ **Modèle 02:****Tableau (A-15):** Correction des débits collecté par le drain (n=3).

H(cm)	T(°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{drain}	ΔQ_{20}
28,5	28,80	0,0016	0,0023	2,321	1,6690	0,0085	0,0079
27	29,20	0,0016	0,0023	1,899	1,3482	0,0086	0,0075
25	30,00	0,0016	0,0023	1,650	1,1423	0,0076	0,0064
23	31,50	0,0015	0,0023	1,255	0,8301	0,0047	0,0039
20	32,00	0,0015	0,0023	0,829	0,5405	0,0029	0,0024
17	33,40	0,0014	0,0023	0,534	0,3346	0,0020	0,0016
15	32,20	0,0015	0,0023	0,344	0,2232	0,0018	0,0013

Tableau (A-16): Correction des débits infiltré à travers la base perméable (n=3).

H (cm)	T(°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{base}	ΔQ_{20}
28,5	28,80	0,0016	0,0023	1,0483	0,7537	0,0061	0,0052
27	29,20	0,0016	0,0023	0,9475	0,6725	0,0056	0,0046
25	30,00	0,0016	0,0023	0,8658	0,5994	0,0052	0,0042
23	31,50	0,0015	0,0023	0,7904	0,5228	0,0048	0,0037
20	32,00	0,0015	0,0023	0,5954	0,3881	0,0038	0,0028
17	33,40	0,0014	0,0023	0,467	0,2924	0,0031	0,0022
15	32,20	0,0015	0,0023	0,3317	0,2149	0,0017	0,0013

Tableau (A-17): Correction des débits collecté par le drain (n=2,5).

H(cm)	T(°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{drain}	ΔQ_{20}
28,5	30,60	0,0015	0,0023	1,8708	1,2714	0,0051	0,0047
27	30,80	0,0015	0,0023	1,7315	1,1696	0,0047	0,0043
25	31,30	0,0015	0,0023	1,3756	0,9153	0,0039	0,0034
23	32,40	0,0015	0,0023	1,1033	0,7108	0,0032	0,0027
20	33,00	0,0014	0,0023	0,761	0,482	0,0023	0,0019
17	33,40	0,0014	0,0023	0,4871	0,3050	0,0015	0,0012
15	32,80	0,0014	0,0023	0,2800	0,1783	0,0007	0,0006

Tableau (A-18): Correction des débits à travers la base perméable (n=2,5).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{base}	ΔQ_{20}
28,5	30,60	0,0015	0,0023	1,085	0,7376	0,0053	0,0042
27	30,80	0,0015	0,0023	0,969	0,6547	0,0050	0,0039
25	31,30	0,0015	0,0023	0,901	0,5994	0,0046	0,0035
23	32,40	0,0015	0,0023	0,802	0,5168	0,0042	0,0031
20	33,00	0,0014	0,0023	0,660	0,4182	0,0035	0,0025
17	33,40	0,0014	0,0023	0,475	0,2973	0,0030	0,0021
15	32,80	0,0014	0,0023	0,443	0,2821	0,0025	0,0018

Tableau (A-19): Correction des débits collecté par le drain (n=2).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{drain}	ΔQ_{20}
28,5	28,00	0,0017	0,0023	1,4724	1,0865	0,0038	0,0040
27	31,00	0,0015	0,0023	1,3533	0,9087	0,0038	0,0034
25	33,00	0,0014	0,0023	1,1146	0,7058	0,0032	0,0027
23	33,60	0,0014	0,0023	0,9354	0,5824	0,0028	0,0022
20	34,90	0,0014	0,0023	0,6965	0,4184	0,0022	0,0017
17	35,00	0,0014	0,0023	0,4690	0,2810	0,0016	0,0012
15	32,80	0,0014	0,0023	0,3308	0,2107	0,0012	0,0010

Tableau (A-20): Correction des débits infiltré à travers la base perméable (n=2).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq_{base}	ΔQ_{20}
28,5	28,00	0,0017	0,0023	0,9400	0,6939	0,0063	0,0055
27	31,00	0,0015	0,0023	0,8790	0,5903	0,0057	0,0044
25	33,00	0,0014	0,0023	0,8480	0,5367	0,0053	0,0039
23	33,60	0,0014	0,0023	0,7690	0,4789	0,0048	0,0035
20	34,90	0,0014	0,0023	0,6450	0,3877	0,0041	0,0028
17	35,00	0,0014	0,0023	0,5150	0,3083	0,0036	0,0024
15	32,80	0,0014	0,0023	0,4200	0,2675	0,0030	0,0022

Tableau (A-21): Correction des débits collecté par le drain (n=1,5).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq	ΔQ
28,5	28,00	0,0017	0,0023	1,0607	0,7827	0,0029	0,0030
27	29,20	0,0016	0,0023	1,0088	0,7160	0,0029	0,0028
25	30,00	0,0016	0,0023	0,8664	0,5997	0,0026	0,0024
23	30,60	0,0015	0,0023	0,8206	0,5576	0,0025	0,0022
20	32,20	0,0015	0,0023	0,6165	0,3995	0,0020	0,0016
17	32,60	0,0015	0,0023	0,4075	0,2610	0,0014	0,0012
15	32,80	0,0014	0,0023	0,3221	0,2051	0,0012	0,0010

Tableau (A-22): Correction des débits infiltré à travers la base perméable (n=1,5).

H (cm)	T (°C)	ϑ_T (stokes)	ϑ_{20} (stokes)	Q_T (cm ³ /s)	Q_{20} (cm ³ /s)	Δq	ΔQ
28,5	28,00	0,0017	0,0023	0,899	0,6632	0,0050	0,0040
27	29,20	0,0016	0,0023	0,833	0,5909	0,0052	0,0039
25	30,00	0,0016	0,0023	0,748	0,5177	0,0051	0,0037
23	30,60	0,0015	0,0023	0,675	0,4584	0,0047	0,0034
20	32,20	0,0015	0,0023	0,559	0,3623	0,0041	0,0028
17	32,60	0,0015	0,0023	0,425	0,2721	0,0034	0,0023
15	32,80	0,0014	0,0023	0,342	0,2176	0,0029	0,0019

III. Comparaison des résultats :

III. 1 Comparaison des débits pour les deux modèles :

Pour chaque pente, on compare les débits du drain et débit de la base, puis on fait la comparaison des charges dans le drain pour les deux modèles.

- Pour n = 3 :

Tableau (A.23): Comparaison des débits collectés par le drain pour les deux modèles (n=3).

H (cm)	Q (cm ³ /s) modèle 01	Q (cm ³ /s) modèle 02
28,5	2,3147	1,6690
27	1,7433	1,3482
25	1,2092	1,1423
23	0,9539	0,8301
20	0,5744	0,5405
17	0,3447	0,3346
15	0,1159	0,1972

Tableau (A.24) : Comparaison des débits infiltrés à travers la base pour les deux modèles (n=3).

H	Q (cm ³ /s) modèle 01	Q (cm ³ /s) modèle 02
28,5	0,4697	0,754
27	0,4213	0,673
25	0,3743	0,599
23	0,3427	0,523
20	0,3048	0,388
17	0,2795	0,283
15	0,2607	0,215

Tableau (A.25) : Comparaison des charger pour les deux modèles (n=3).

H (cm)	P (cm) modèle 01	P(cm) modèle 02
28,5	4,5	6
27	4,2	5,6
25	3,8	5,1
23	3,2	4,5
20	3	4
17	2,6	3,3
15	2,4	3

• Pour n =2,5 :

Tableau (A.26) : Comparaison des débits collectés par le drain pour les deux modèles (n=2,5).

H	Q (cm ³ /s) modèle 01	Q(cm ³ /s) modèle 02
28,5	1,8759	1,2714
27	1,5256	1,1696
25	1,2076	0,9153
23	0,9801	0,7108
20	0,7070	0,4747
17	0,4045	0,3050
15	0,1842	0,1783

Tableau (A.27) : Comparaison des débits infiltré à travers la base pour les deux modèles (n=2,5).

H (cm)	Q (cm ³ /s) modèle 01	Q(cm ³ /s) modèle 02
28,5	0,3491	0,801
27	0,3119	0,651
25	0,2773	0,570
23	0,2581	0,499
20	0,2388	0,397
17	0,2007	0,332
15	0,1608	0,282

Tableau (A.28) : Comparaison des charges pour les deux modèles (n=2,5).

H (cm)	P (cm) modèle 01	P(cm) modèle 02
28,5	4,4	5,3
27	4,1	4,6
25	3,7	4,3
23	3,2	4
20	2,8	3,5
17	2,5	3
15	2,2	2,8

• Pour $n = 2$:

Tableau (A.29) : Comparaison des débits collectés par le drain pour les deux modèles ($n=2$).

H	Q (cm ³ /s) modèle 01	Q(cm ³ /s) modèle 02
28,5	1,7959	1,0865
27	1,4896	0,9087
25	1,1808	0,7058
23	0,9778	0,5824
20	0,6187	0,4184
17	0,4629	0,2810
15	0,3275	0,2107

Tableau (A.30) : Comparaison des débits infiltré à travers la base pour les deux modèles ($n=2$).

H(cm)	Q (cm ³ /s) modèle 01	Q(cm ³ /s) modèle 02
28,5	0,2511	0,694
27	0,2304	0,624
25	0,2096	0,587
23	0,1903	0,523
20	0,1720	0,418
17	0,1522	0,330
15	0,1468	0,267

Tableau (A.31) : Comparaison des charges pour les deux modèles ($n=2$).

H (cm)	P (cm) modèle 01	P(cm) modèle 02
28,5	4,3	4
27	3,7	3,7
25	3,2	3,5
23	3	3,3
20	2,6	3
17	2,3	2,7
15	2	2,4

• Pour $n = 1,5$:

Tableau (A.32) : Comparaison des débits collectés par le drain pour les deux modèles $n=1,5$.

H(cm)	Q (cm ³ /s) modèle 01	Q(cm ³ /s) modèle 02
28,5	1,5292	0,7827
27	1,3255	0,7160
25	1,0962	0,5997
23	0,9641	0,5576
20	0,7004	0,3995
17	0,4880	0,2610
15	0,3451	0,2051

Tableau (A.33) : Comparaison des débits infiltré à travers la base pour les deux modèles n=1,5

H	Q (cm ³ /s) modèle 01	Q(cm ³ /s) modèle 02
28,5	0,2178	0,611
27	0,1940	0,562
25	0,1740	0,498
23	0,1627	0,435
20	0,1404	0,354
17	0,1248	0,266
15	0,1133	0,218

Tableau (A.34) : Comparaison des charges pour les deux modèles (n=1,5).

H (cm)	P (cm) modèle 01	P(cm) modèle 02
28,5	3,9	5
27	3,6	4,6
25	3,4	4
23	3,2	3,4
20	2,8	2,7
17	2,4	2,1
15	2,1	1,9

III.2/ Comparaison des débits expérimentaux et débits numériques et débits empiriques:**Tableau(A.35) :** Les débits semi-empiriques pour modèle 01 :

n	3	2.5	2	1.5
H (cm)	Q _{emp} (cm ³ /s/ml)	Q _{emp} (cm ³ /s/ml)	Q _{emp} (cm ³ /s/ml)	Q _{emp} (cm ³ /s/ml)
28,5	1,807	1,711	1,605	1,486
27	1,563	1,481	1,390	1,288
25	1,271	1,206	1,133	1,051
23	1,017	0,965	0,908	0,844
20	0,700	0,665	0,627	0,585
17	0,392	0,432	0,408	0,383
15	0,325	0,310	0,294	0,277

Tableau(A.36) : Les débits semi-empiriques pour modèle 02 :

n	3	2.5	2	1.5
H (cm)	Q _{emp} (cm ³ /s/ml)	Q _{emp} (cm ³ /s/ml)	Q _{emp} (cm ³ /s/ml)	Q _{emp} (cm ³ /s/ml)
28,5	1,305	1,237	1,162	1,078
27	1,129	1,071	1,007	0,935
25	0,919	0,872	0,821	0,764
23	0,735	0,699	0,658	0,614
20	0,506	0,482	0,455	0,426
17	0,329	0,313	0,297	0,280
15	0,236	0,225	0,214	0,203

➤ **Modèle 01 :****Tableau (A.37) :** Valeurs des débits pour la pente (n =3).

H (cm)	Q_{exp} (cm ³ /s/ml)	Q_{num} (cm ³ /s/ml)	Q_{emp} (cm ³ /s/ml)
28,5	2,315	2,276	1,807
27	1,743	1,335	1,563
25	1,209	1,052	1,271
23	0,954	0,844	1,017
20	0,574	0,608	0,700
17	0,392	0,404	0,454
15	0,116	0,253	0,325

Tableau (A.38) : valeurs des débits pour la pente (n =2 ,5).

H(cm)	Q_{exp} (cm ³ /s/ml)	Q_{num} (cm ³ /s/ml)	Q_{emp} (cm ³ /s/ml)
28,5	1,876	1,528	1,711
27	1,526	1,358	1,481
25	1,208	1,121	1,206
23	0,980	0,93	0,965
20	0,707	0,671	0,665
17	0,405	0,431	0,432
15	0,184	0,314	0,310

Tableau (A.39) : valeurs des débits pour la pente (n =2).

H(cm)	Q_{exp} (cm ³ /s/ml)	Q_{num} (cm ³ /s/ml)	Q_{emp} (cm ³ /s/ml)
28,5	1,796	1,604	1,605
27	1,490	1,391	1,390
25	1,181	1,151	1,133
23	0,978	0,910	0,908
20	0,695	0,652	0,627
17	0,463	0,475	0,408
15	0,328	0,356	0,294

Tableau (A.40) : Valeurs des débits pour la pente (n =1,5).

H(cm)	Q_{exp} (cm ³ /s/ml)	Q_{num} (cm ³ /s/ml)	Q_{emp} (cm ³ /s/ml)
28,5	1,529	1,601	1,486
27	1,326	1,395	1,288
25	1,096	1,168	1,051
23	0,964	0,950	0,844
20	0,700	0,698	0,585
17	0,488	0,507	0,383
15	0,345	0,398	0,277

➤ **Modèle 02 :****Tableau (A.41) :** Valeurs des débits pour la pente (n=3).

H (cm)	Q _{exp} (cm ³ /s/ml)	Q _{num} (cm ³ /s/ml)	Q _{emp} (cm ³ /s/ml)
28,5	1,669	1,516	1,305
27	1,348	1,329	1,129
25	1,142	1,084	0,919
23	0,830	0,806	0,735
20	0,541	0,535	0,506
17	0,335	0,312	0,329
15	0,223	0,195	0,236

Tableau (A.42) : valeurs des débits pour la pente (n=2,5)

H (cm)	Q _{exp} (cm ³ /s/ml)	Q _{num} (cm ³ /s/ml)	Q _{emp} (cm ³ /s/ml)
28,5	1,271	1,367	1,237
27	1,169	1,118	1,071
25	0,915	0,880	0,872
23	0,710	0,671	0,699
20	0,482	0,435	0,482
17	0,305	0,294	0,313
15	0,178	0,199	0,225

Tableau (A.43) : Valeurs des débits pour la pente (n=2).

H (cm)	Q _{exp} (cm ³ /s/ml)	Q _{num} (cm ³ /s/ml)	Q _{emp} (cm ³ /s/ml)
28,5	1,086	1,097	1,162
27	0,909	0,932	1,007
25	0,706	0,728	0,821
23	0,582	0,588	0,658
20	0,418	0,435	0,455
17	0,281	0,302	0,297
15	0,211	0,244	0,214

Tableau (A.44) : Valeurs des débits pour la pente (n=1,5).

H (cm)	Q _{exp} (cm ³ /s/ml)	Q _{num} (cm ³ /s/ml)	Q _{emp} (cm ³ /s/ml)
28,5	0,783	0,803	1,078
27	0,716	0,733	0,935
25	0,600	0,647	0,764
23	0,5576	0,526	0,614
20	0,399	0,381	0,426
17	0,261	0,294	0,280
15	0,205	0,228	0,203

Modèle 01 :

fiche de donnée : n =2,5 H=25 cm
Barrage En Terre Avec Drain vertical (82 Nds,60 Elts)

3 2 82 60
4 6 1 0 0 1
1 2.29E-2 3.02E-4 0
2 2.17E-4 1.95E-5 0
54
1 0 0 0 0
3 0 0 0.07 0
4 1 0 0.10 0.25
5 0 0.03 0 0
7 0 0.03 0.07 0
8 1 0.03 0.10 0.25
9 0 0.07 0 0
11 0 0.07 0.07 0
12 1 0.07 0.10 0.25
13 0 0.1 0 0
15 0 0.1 0.07 0
16 1 0.1 0.10 0.25
19 1 0.475 0.25 0.25
20 0 0.30 0 0
22 0 0.30 0.07 0
23 0 0.30 0.10 0
26 2 0.595 0.242 0
27 0 0.475 0 0
29 0 0.475 0.07 0
30 0 0.475 0.10 0
33 2 0.69 0.233 0
34 0 0.65 0 0
36 0 0.65 0.07 0
37 0 0.65 0.10 0
40 2 0.785 0.223 0
41 0 0.80 0 0
43 0 0.80 0.07 0
44 0 0.80 0.10 0
47 2 0.875 0.212 0
48 0 0.985 0 0
50 0 0.985 0.07 0
51 2 0.985 0.10 0
54 2 0.985 0.196 0
55 0 1.15 0 0
57 0 1.15 0.07 0
58 1 1.15 0.10 0
59 0 1.30 0 0
61 0 1.30 0.07 0
62 1 1.30 0.10 0
63 0 1.385 0 0
65 0 1.385 0.07 0
66 1 1.385 0.10 0
67 0 1.425 0 0
69 0 1.425 0.07 0
70 1 1.425 0.10 0
71 0 1.45 0 0
73 0 1.45 0.07 0
74 1 1.45 0.10 0
75 0 1.475 0 0
77 0 1.475 0.07 0
78 1 1.475 0.10 0
79 0 1.50 0 0

° 1	° 0.000	° 0.000	° 0.231	° 0.231	° 0.0000000000E+00	°
° 2	° 0.000	° 0.035	° 0.233	° 0.198	° 0.0000000000E+00	°
° 3	° 0.000	° 0.070	° 0.240	° 0.170	° 0.0000000000E+00	°
° 4	° 0.000	° 0.100	° 0.250	° 0.150	° 0.0000000000E+00	°
° 5	° 0.030	° 0.000	° 0.230	° 0.230	° 0.0000000000E+00	°
° 6	° 0.030	° 0.035	° 0.233	° 0.198	° 5.5364558270E-08	°
° 7	° 0.030	° 0.070	° 0.240	° 0.170	° 1.1421937981E-07	°
° 8	° 0.030	° 0.100	° 0.250	° 0.150	° 1.4992498197E-07	°
° 9	° 0.070	° 0.000	° 0.230	° 0.230	° 0.0000000000E+00	°
° 10	° 0.070	° 0.035	° 0.232	° 0.197	° 1.2861334081E-07	°
° 11	° 0.070	° 0.070	° 0.239	° 0.169	° 2.6667591414E-07	°
° 12	° 0.070	° 0.100	° 0.250	° 0.150	° 3.6498773627E-07	°
° 13	° 0.100	° 0.000	° 0.229	° 0.229	° 0.0000000000E+00	°
° 14	° 0.100	° 0.035	° 0.231	° 0.196	° 1.8297755051E-07	°
° 15	° 0.100	° 0.070	° 0.238	° 0.168	° 3.7892230519E-07	°
° 16	° 0.100	° 0.100	° 0.250	° 0.150	° 5.5427579514E-07	°
° 17	° 0.225	° 0.150	° 0.250	° 0.100	° 1.0976456201E-04	°
° 18	° 0.350	° 0.200	° 0.250	° 0.050	° 2.4719876485E-04	°
° 19	° 0.475	° 0.250	° 0.250	° 0.000	° 3.5115998001E-04	°
° 20	° 0.300	° 0.000	° 0.215	° 0.215	° 0.0000000000E+00	°
° 21	° 0.300	° 0.035	° 0.217	° 0.182	° 5.0327153439E-07	°
° 22	° 0.300	° 0.070	° 0.223	° 0.153	° 1.0670536406E-06	°
° 23	° 0.300	° 0.100	° 0.230	° 0.130	° 1.6736945033E-06	°
° 24	° 0.399	° 0.148	° 0.228	° 0.080	° 1.1659452220E-04	°
° 25	° 0.498	° 0.195	° 0.235	° 0.040	° 2.4712195624E-04	°
° 26	° 0.597	° 0.243	° 0.243	° 0.000	° 3.5115998001E-04	°
° 27	° 0.475	° 0.000	° 0.194	° 0.194	° 0.0000000000E+00	°
° 28	° 0.475	° 0.035	° 0.196	° 0.161	° 6.6281297586E-07	°
° 29	° 0.475	° 0.070	° 0.201	° 0.131	° 1.3751083011E-06	°
° 30	° 0.475	° 0.100	° 0.207	° 0.107	° 2.0517458989E-06	°
° 31	° 0.548	° 0.145	° 0.208	° 0.063	° 1.1798078027E-04	°
° 32	° 0.621	° 0.190	° 0.221	° 0.031	° 2.4559389032E-04	°
° 33	° 0.694	° 0.235	° 0.236	° 0.000	° 3.5115998001E-04	°
° 34	° 0.650	° 0.000	° 0.166	° 0.166	° 0.0000000000E+00	°
° 35	° 0.650	° 0.035	° 0.167	° 0.132	° 7.0509006641E-07	°
° 36	° 0.650	° 0.070	° 0.173	° 0.103	° 1.4636658434E-06	°
° 37	° 0.650	° 0.100	° 0.180	° 0.080	° 2.1852018899E-06	°
° 38	° 0.696	° 0.142	° 0.186	° 0.044	° 1.1575008342E-04	°
° 39	° 0.742	° 0.184	° 0.207	° 0.023	° 2.4310533194E-04	°
° 40	° 0.789	° 0.226	° 0.227	° 0.000	° 3.5115998001E-04	°
° 41	° 0.800	° 0.000	° 0.135	° 0.135	° 0.0000000000E+00	°
° 42	° 0.800	° 0.035	° 0.136	° 0.101	° 6.4249213057E-07	°
° 43	° 0.800	° 0.070	° 0.142	° 0.072	° 1.3523299907E-06	°
° 44	° 0.800	° 0.100	° 0.151	° 0.051	° 2.1013419839E-06	°
° 45	° 0.826	° 0.139	° 0.164	° 0.025	° 1.0816001451E-04	°
° 46	° 0.852	° 0.177	° 0.191	° 0.014	° 2.3444036217E-04	°
° 47	° 0.878	° 0.216	° 0.216	° 0.000	° 3.5115998001E-04	°
° 48	° 0.985	° 0.000	° 0.091	° 0.091	° 0.0000000000E+00	°
° 49	° 0.985	° 0.035	° 0.090	° 0.055	° 4.4195968081E-07	°
° 50	° 0.985	° 0.070	° 0.091	° 0.021	° 8.9635950612E-07	°
° 51	° 0.985	° 0.100	° 0.101	° 0.001	° 1.3129833753E-06	°
° 52	° 0.985	° 0.134	° 0.133	° -0.000	° 9.4623801890E-05	°
° 53	° 0.985	° 0.168	° 0.166	° -0.001	° 1.9608009358E-04	°
° 54	° 0.985	° 0.201	° 0.201	° 0.000	° 3.5115998001E-04	°
° 55	° 1.150	° 0.000	° 0.054	° 0.054	° 0.0000000000E+00	°
° 56	° 1.150	° 0.035	° 0.050	° 0.015	° 2.3739250632E-07	°
° 57	° 1.150	° 0.070	° 0.035	° -0.035	° 4.2816658121E-07	°
° 58	° 1.150	° 0.100	° 0.000	° -0.100	° 4.7069536986E-07	°
° 59	° 1.300	° 0.000	° 0.032	° 0.032	° 0.0000000000E+00	°
° 60	° 1.300	° 0.035	° 0.028	° -0.007	° 1.0701046405E-07	°

47 2 0.865 0.165 0
48 0 0.985 0 0
50 0 0.985 0.07 0
51 2 0.985 0.10 0
54 2 0.985 0.14 0
55 0 1.15 0 0
57 0 1.15 0.07 0
58 1 1.15 0.10 0
59 0 1.30 0 0
61 0 1.30 0.07 0
62 1 1.30 0.10 0
63 0 1.385 0 0
65 0 1.385 0.07 0
66 1 1.385 0.10 0
67 0 1.425 0 0
69 0 1.425 0.07 0
70 1 1.425 0.10 0
71 0 1.45 0 0
73 0 1.45 0.07 0
74 1 1.45 0.10 0
75 0 1.475 0 0
77 0 1.475 0.07 0
78 1 1.475 0.10 0
79 0 1.50 0 0
81 0 1.50 0.07 0
82 1 1.50 0.10 0
35
1 1 5 6 2 2
3 3 7 8 4 2
4 5 9 10 6 2
6 7 11 12 8 2
7 9 13 14 10 2
9 11 15 16 12 2
10 13 20 21 14 2
12 15 22 23 16 2
13 16 23 24 17 1
16 20 27 28 21 2
18 22 29 30 23 2
19 23 30 31 24 1
22 27 34 35 28 2
24 29 36 37 30 2
25 30 37 38 31 1
28 34 41 42 35 2
30 36 43 44 37 2
31 37 44 45 38 1
34 41 48 49 42 2
36 43 50 51 44 2
37 44 51 52 45 1
40 48 55 56 49 2
42 50 57 58 51 2
43 55 59 60 56 2
45 57 61 62 58 2
46 59 63 64 60 2
48 61 65 66 62 2
49 63 67 68 64 2
51 65 69 70 66 2
52 67 71 72 68 2
54 69 73 74 70 2
55 71 75 76 72 2
57 73 77 78 74 2

° 2	° 0.000	° 0.035	° 0	1	° 0.000	° 0.000	°
° 3	° 0.000	° 0.070	° 0	1	° 0.000	° 0.000	°
° 4	° 0.000	° 0.100	° 1	1	° 0.250	° 0.000	°
° 5	° 0.030	° 0.000	° 0	1	° 0.000	° 0.000	°
° 6	° 0.030	° 0.035	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 7	° 0.030	° 0.070	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 8	° 0.030	° 0.100	° 1	0	° 0.250	° 0.000	°
° 9	° 0.070	° 0.000	° 0	1	° 0.000	° 0.000	°
° 10	° 0.070	° 0.035	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 11	° 0.070	° 0.070	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 12	° 0.070	° 0.100	° 1	0	° 0.250	° 0.000	°
° 13	° 0.100	° 0.000	° 0	1	° 0.000	° 0.000	°
° 14	° 0.100	° 0.035	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 15	° 0.100	° 0.070	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 16	° 0.100	° 0.100	° 1	0	° 0.250	° 0.000	°
° 17	° 0.223	° 0.150	° 1	0	° 0.250	° 0.000	°
° 18	° 0.347	° 0.200	° 1	0	° 0.250	° 0.000	°
° 19	° 0.470	° 0.250	° 1	1	° 0.250	° 0.000	°
° 20	° 0.300	° 0.000	° 0	1	° 0.000	° 0.000	°
° 21	° 0.300	° 0.035	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 22	° 0.300	° 0.070	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 23	° 0.300	° 0.100	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 24	° 0.377	° 0.146	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 25	° 0.453	° 0.192	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 26	° 0.530	° 0.238	° 2	1	° 0.238	° 0.000	°
° 27	° 0.475	° 0.000	° 0	1	° 0.000	° 0.000	°
° 28	° 0.475	° 0.035	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 29	° 0.475	° 0.070	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 30	° 0.475	° 0.100	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 31	° 0.527	° 0.139	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 32	° 0.578	° 0.177	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 33	° 0.630	° 0.216	° 2	1	° 0.216	° 0.000	°
° 34	° 0.650	° 0.000	° 0	1	° 0.000	° 0.000	°
° 35	° 0.650	° 0.035	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 36	° 0.650	° 0.070	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 37	° 0.650	° 0.100	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 38	° 0.682	° 0.130	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 39	° 0.713	° 0.160	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 40	° 0.745	° 0.190	° 2	1	° 0.190	° 0.000	°
° 41	° 0.800	° 0.000	° 0	1	° 0.000	° 0.000	°
° 42	° 0.800	° 0.035	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 43	° 0.800	° 0.070	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 44	° 0.800	° 0.100	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 45	° 0.822	° 0.122	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 46	° 0.843	° 0.143	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 47	° 0.865	° 0.165	° 2	1	° 0.165	° 0.000	°
° 48	° 0.985	° 0.000	° 0	1	° 0.000	° 0.000	°
° 49	° 0.985	° 0.035	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 50	° 0.985	° 0.070	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 51	° 0.985	° 0.100	° 2	0	° 0.100	° 0.000	°
° 52	° 0.985	° 0.113	° 2	0	° 0.113	° 0.000	°
° 53	° 0.985	° 0.127	° 2	0	° 0.127	° 0.000	°
° 54	° 0.985	° 0.140	° 2	1	° 0.140	° 0.000	°
° 55	° 1.150	° 0.000	° 0	1	° 0.000	° 0.000	°
° 56	° 1.150	° 0.035	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 57	° 1.150	° 0.070	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 58	° 1.150	° 0.100	° 1	0	° 0.000	° 0.000	°
° 59	° 1.300	° 0.000	° 0	1	° 0.000	° 0.000	°
° 60	° 1.300	° 0.035	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°
° 61	° 1.300	° 0.070	° 0	0	° 0.000	° 0.000	°

