

Titre: Variation de perméabilité au voisinage d'un puits due à un développement
Title:

Auteurs: Gilles Wendling, Robert P. Chapuis, & Denis Gill
Authors:

Date: 1989

Type: Rapport / Report

Référence: Wendling, G., Chapuis, R. P., & Gill, D. (1989). Variation de perméabilité au voisinage d'un puits due à un développement. (Rapport technique n° EPM-RT-89-03). <https://publications.polymtl.ca/10163/>
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/10163/>
PolyPublie URL:

Version: Version officielle de l'éditeur / Published version

Conditions d'utilisation: Tous droits réservés / All rights reserved
Terms of Use:

 **Document publié chez l'éditeur officiel**
Document issued by the official publisher

Institution: École Polytechnique de Montréal

Numéro de rapport: EPM-RT-89-03
Report number:

URL officiel:
Official URL:

Mention légale:
Legal notice:

EPM/RT - 89/3

VARIATION DE PERMÉABILITÉ AU VOISINAGE D'UN PUIT
DUE A UN DÉVELOPPEMENT

Gilles WENDLING, étudiant
Département de Génie Minéral
École Polytechnique de Montréal

Robert P. CHAPUIS, chercheur
Département de Génie Minéral
École Polytechnique de Montréal

Denis E. GILL, professeur
Département de Génie Minéral
École Polytechnique de Montréal

Service de l'édition

École Polytechnique de Montréal
mai 1989

gratuit

Tous droits réservés. On ne peut reproduire ni diffuser aucune partie du présent ouvrage, sous quelque forme que ce soit, sans avoir obtenu au préalable l'autorisation écrite des auteurs.

Dépôt légal, 2^e trimestre 1989
Bibliothèque nationale du Québec
Bibliothèque nationale du Canada

Pour se procurer une copie de ce document, s'adresser aux:

Éditions de l'École Polytechnique de Montréal
École Polytechnique de Montréal
Case postale 6079, Succursale A
Montréal (Québec) H3C 3A7
(514) 340-4000

Compter 0,10 \$ par page (arrondir au dollar le plus près) et ajouter 3,00 \$ (Canada) pour la couverture, les frais de poste et la manutention. Régler en dollars canadiens par chèque ou mandat-poste au nom de l'École Polytechnique de Montréal. Nous n'honorons que les commandes accompagnées d'un paiement, sauf s'il y a eu entente préalable dans le cas d'établissements d'enseignement, de sociétés ou d'organismes canadiens.

SOMMAIRE

Ce document présente une revue de la littérature sur différents sujets liés au développement des puits, dans les milieux granulaires. On y traite principalement des phénomènes reliés à la stabilité des particules, à leur migration et aux variations induites de perméabilité. Pour ce faire, on fait la synthèse des approches et des connaissances utilisées par les géotechniciens et les concepteurs de puits.

Les sujets abordés se rapportent aux différents éléments d'un puits, et principalement à la crépine et aux caractéristiques du sol et de l'écoulement, au voisinage de la crépine.

Mots clés: hydrogéologie, perméabilité, développement, suffosion, puits, crépine.

ABSTRACT

This report is a review of the different subjects related to well development in granular soils. It deals mainly with phenomena related to the stability of particles, their potential to migrate, and the variation of permeability induced thereby.

The theories and knowledge currently used by geotechnicians and well designers are examined. The elements of a well are successively discussed: the screen, the characteristics and behaviour of the soil and of the water flow, in the vicinity of the screen.

Key words: hydrogeology, permeability, development, suffosion, well, screen.

TABLE DES MATIÈRES

| | page |
|--|------|
| SOMMAIRE | v |
| ABSTRACT | vi |
| TABLE DES MATIÈRES | vii |
| LISTE DES FIGURES | ix |
| LISTE DES TABLEAUX | xi |
| LISTE DES SYMBOLES | xii |
| | |
| 1 <u>INTRODUCTION</u> | 1 |
| 1.1 Généralités | 1 |
| 1.1.1 Constitution d'un puits | 1 |
| 1.1.2 Composante du rabattement dans un puits en exploitation | 1 |
| 1.2 Contenu du document | 2 |
| 1.3 Terminologie | 3 |
| | |
| 2. <u>ETAT DES CONNAISSANCES SUR LES PUIITS</u> | 5 |
| 2.1 Introduction | 5 |
| 2.2 Principe de conception d'un puits | 5 |
| 2.3 Les crépines | 7 |
| 2.3.1 Forme des fentes et taille des ouvertures | 7 |
| 2.3.2 Surface d'ouverture de la crépine | 8 |
| 2.3.3 Vitesse d'écoulement à travers la crépine et pertes de charges associées | 9 |
| 2.4 Vitesse d'entrée | 10 |
| 2.5 Caractérisation de l'écoulement et nombre de Reynolds | 13 |
| 2.5.1 Nombre sans dimension caractérisant les différents types d'écoulement | 13 |
| 2.5.2 Relations liant la vitesse au gradient en fonction des différents types d'écoulement | 15 |

| | |
|---|----|
| 2.6 Critères de filtre, stabilité interne, stabilité externe, . | 17 |
| mouvements de particules | |
| 2.6.1 Critères utilisés par les puisatiers | 17 |
| 2.6.2 La stabilité des sols sous écoulements, | 19 |
| vue par les géotechniciens | |
| | |
| 3 <u>LE DÉVELOPPEMENT</u> | 26 |
| 3.1 Définition | 26 |
| 3.1.1 Le surpompage | 26 |
| 3.1.2 Développement par pompage alterné | 27 |
| 3.1.3 Développement par pistonage | 27 |
| 3.1.4 Développement par lavage sous pression | 28 |
| 3.1.5 Le développement pneumatique | 28 |
| 3.2 Le développement et ses aboutissants | 28 |
| 3.3 Les effets du développement | 30 |
| 3.3.1 Gross (1928) | 31 |
| 3.3.2 List (1980) | 31 |
| 3.4 Recherches portant sur les variations de la perméabilité .. | 33 |
| des sols au voisinage d'un puits | |
| 3.4.1 Dudgeon et Huyakorn (1976) | 35 |
| 3.4.2 Koenig (1960) | 37 |
| 3.5 La fracturation hydraulique | 38 |
| 3.5.1 Introduction | 38 |
| 3.5.2 Historique et définition | 39 |
| 3.5.3 Revue des théories | 39 |
| 3.5.4 Remarques des auteurs | 54 |
| | |
| 4 <u>CONCLUSIONS</u> | 56 |
| | |
| BIBLIOGRAPHIE | 57 |
| | |
| FIGURES | 73 |

LISTE DES FIGURES

- Fig. 1.1 : Schéma d'un puits (d'après Hamill et Bell, 1986)
- Fig. 1.2 : Schéma du rabattement d'un puits en régime permanent
- Fig. 2.1 : Organigramme des étapes de la conception d'un puits (d'après Hamill et Bell, 1986)
- Fig. 2.2 : Écoulement à travers différents types de crépine (d'après Driscoll, 1986)
- Fig. 2.3 : Efficacité d'une crépine en fonction de son aire d'ouverture (d'après Roscoe, 1982)
- Fig. 2.4 : Courbes exprimant les pertes de charge en fonction de la vitesse de l'écoulement, à travers différents types de crépine (d'après Clark et Turner, 1983)
- Fig. 2.5 : Courbes exprimant les pertes de charge en fonction de la vitesse de l'écoulement, à travers différents types de crépine (d'après Clark et Turner, 1983)
- Fig. 2.6 : Pertes de charge en fonction de la vitesse d'écoulement, pour différentes aires d'ouverture (d'après Nazir, 1955)
- Fig. 2.7 : Résistance et débit, en fonction de la charge (d'après Kovacs, 1983)
- Fig. 3.1 : Effet du développement sur la capacité spécifique (d'après Williams, 1985)
- Fig. 3.2 : Effet du développement sur la capacité spécifique (d'après Werner et al., 1980)
- Fig. 3.3 : Représentation de la variation des vitesses tangentielles et radiales à l'interface sol/filtre, dans le cas d'un pistonage (d'après List, 1980)
- Fig. 3.4 : Représentation des lignes de courant ainsi que du profil des vitesses radiales et tangentielles occasionné par un développement par lavage sous pression (d'après List, 1980)
- Fig. 3.5 : Courbes type de Q_a/Q_0 en fonction de K_0/K_a (d'après Dudgeon et Huyakorn, 1976)
- Fig. 3.6 : Courbes type de $2\pi s_w T/Q$ en fonction de l/u_w (d'après Dudgeon et Huyakorn, 1976)

- Fig. 3.7 : Famille de courbes paramétriques reliant le taux d'amélioration de l'efficacité d'un puits, en fonction du rapport des perméabilités, et du rayon affecté (d'après Koenig, 1960)
- Fig. 3.8 : Types de tests effectués par Jaworski et al. (1979)
- Fig. 3.9 : Courbes granulométriques des sables étudiés par Mori et Tamura (1987)
- Fig. 3.10: Relation entre la pression de fracturation P'_f et la contrainte effective de confinement σ'_3 (d'après Mori et Tamura, 1987)
- Fig. 3.11: Effet de la viscosité sur la pression de fracturation hydraulique P'_f (d'après Mori et Tamura, 1987)
- Fig. 3.12: Effet de la viscosité sur la pression de fracturation hydraulique -hydrostone- (d'après Haimson, 1968)

LISTE DES TABLEAUX

Tab. 2.1 : Vitesse d'entrée de l'eau dans la crépine

Tab. 2.2 : Critères d'ouverture(s) de la crépine utilisés par les puisatiers

Tab. 2.3 : Critères de filtration (d'après Cummins, 1981)

LISTE DES SYMBOLES

| | |
|--------------|---|
| α | : coefficient de forme, |
| α_B | : constante, |
| β | : constante, |
| Δu_f | : excédent de pression interstitielle nécessaire à produire la fracturation hydraulique (kPa), |
| ν | : viscosité cinématique (m ² /s), coefficient de Poisson, |
| σ'_1 | : contrainte effective majeure (kPa), |
| σ'_3 | : contrainte effective mineure (kPa), |
| σ'_h | : contrainte effective horizontale (kPa), |
| σ_t | : résistance en traction (kPa), |
| Φ | : angle de frottement (deg.), |
| A | : paramètre de Skempton, |
| b | : épaisseur de l'aquifère (m, ft), rayon extérieur d'un cylindre creux à parois épaisses (m), |
| B | : paramètre de Skempton, coefficient, |
| c | : cohésion (kPa), |
| C | : constante, coefficient, |
| C_u | : coefficient d'uniformité, |
| d | : diamètre (mm), |
| D | : diamètre (mm), |
| d_1 | : diamètre extérieur du puits (ou du filtre) (m), |
| d_{10} | : diamètre représentant, pour un sol, le diamètre de l'ouverture laissant passer 10%, en poids, de ses particules (mm), |
| d_2 | : rayon d'action du développement (distance jusqu'où la migration des particules va se produire) (m), |
| D_h | : rayon hydraulique (cm) |
| D_n | : diamètre critique (mm) pour la stabilité interne, selon la méthode de Kezdi-Kovacs (1981), |
| E | : module d'élasticité (kPa), |
| F_r | : forces de friction (N) |
| g | : accélération de la gravité (m/s ²), |
| H | : charge hydraulique (m), |
| h_w | : charge dans le puits (m), |
| i | : gradient hydraulique, |
| I_n | : forces d'inertie (N), |
| I_r | : degré d'instabilité, |
| K | : conductivité hydraulique (m/s), |
| k | : perméabilité (m ²), |
| K_1 | : conductivité hydraulique du filtre (m/s), |
| K_a | : conductivité hydraulique de la zone altérée (m/s), |
| K_f | : conductivité hydraulique après développement (m/s), |
| K_o | : conductivité hydraulique initiale (m/s), |
| m | : constante, |
| n | : porosité, |
| p | : pression (kPa), |

- P'_b : pression de fracturation hydraulique obtenue par gonflement d'un ballon (kPa),
 P'_f : pression de fracturation hydraulique (incrément sur la pression interstitielle) (kPa),
 P'_u : pression correspondant à l'expansion de cavité (kPa),
 Q : débit (m^3/s , gpm),
 q : débit (m^3/s),
 Q_1 : débit à V_a max (m^3/s),
 Q_2 : débit durant le développement (m^3/s)
 R : résistance (kPa, s/m^2),
 r_a : rayon affecté par un développement (m),
 r_c : rayon critique (m, po),
 R_e : nombre de Reynolds,
 r_e : rayon d'influence (m),
 R_{ep} : nombre de Reynolds (tuyau),
 r_w : rayon du puits (m),
 s : taille des fentes d'une crépine (mm),
 S : coefficient d'emménagement,
 s_w : rabattement dans le puits (m),
 T : transmissivité (m^2/s),
 t : temps (s),
 v : vitesse (m/s),
 V^* : vitesse de référence (m/s),
 V_a : vitesse d'entrée (cm/s)
 V_{cr1} : vitesse critique (cm/s),
 V_{cr2} : vitesse critique (cm/s),
 v_{eff} : vitesse efficace (v/n) (cm/s),
 V_j : vitesse du jet (m/s),
 V_p : volume des pores (m^3).

1 INTRODUCTION

1.1 Généralités

1.1.1 Constitution d'un puits

Dans un aquifère non consolidé, confiné ou à nappe libre, un puits non équipé est généralement constitué des éléments suivants (Fig. 1.1):

- un tubage,
- une section crépinée,
- un filtre.

1.1.2 Composantes du rabattement dans un puits en exploitation

En simplifiant le cas de figure, nous pouvons nous représenter un écoulement en régime permanent vers un puits tel que schématisé à la Fig. 1.2. Le rabattement possède alors deux composantes:

- Le rabattement dû à l'écoulement laminaire dans l'aquifère qui peut être estimé au moyen d'équations adaptées à la configuration de l'aquifère;

- le rabattement dû à la zone filtre.

D'un point de vue économique, il faut que le rabattement global dans le puits soit minimum, pour un débit donné.

Le rabattement dans l'aquifère ne peut pas être modifié car il dépend des caractéristiques physiques de ce milieu.

La zone filtre doit être conçue dans le but de faciliter au maximum l'écoulement là où les vitesses sont les plus élevées de façon à limiter les pertes de charge et le rabattement induit.

La zone filtre peut être soit créée artificiellement en plaçant un massif filtrant au cours de la réalisation du puits, soit produite par développement.

On crée alors une zone appelée "filtre naturel", qui améliore la perméabilité au voisinage du puits.

1.2 Contenu du document

Un développement est généralement effectué de façon à restituer les caractéristiques du milieu initial ou d'augmenter la conductivité hydraulique du sol, après un forage et l'installation d'une crépine.

Les effets des opérations de développement sur les migrations de particules et les variations de perméabilité de l'aquifère au voisinage de l'ouvrage dépendent de nombreux facteurs, dont les principaux sont liés aux caractéristiques de la crépine, du sol et de l'écoulement.

Ce rapport présente une revue des connaissances sur la conception des puits, le comportement des crépines et la stabilité des sols granulaires soumis à une filtration. Il résume aussi les travaux déjà effectués sur le développement et sur la fracturation hydraulique dans les milieux granulaires.

1.3 Terminologie

Le développement consiste à nettoyer les parois d'un puits et à purger le sol aquifère de ses fines au voisinage du puits de façon à faciliter l'écoulement en augmentant la perméabilité.

Par convention, un filtre naturel est obtenu après une opération de développement. Cela décrit la situation d'une crépine en contact direct avec l'aquifère, par opposition au cas où un filtre de gravier est inséré entre la crépine et le milieu aquifère.

Les crépines ont pour rôle d'assurer la stabilité mécanique de la paroi du puits, de faciliter l'écoulement. Elles agissent comme filtre en assurant l'équilibre des particules au voisinage immédiat et en permettant le passage de l'eau. Elles doivent aussi remplir des critères de résistance mécanique, de résistance à la corrosion et à l'incrustation. Les crépines sont faites, le plus généralement, soit d'un tube métallique ou en polymère à fentes verticales, horizontales ou circulaires, soit d'un fil métallique enroulé sur les génératrices d'un cylindre en tiges métalliques. Certaines crépines sont même perforées en place, par poinçonnement.

L'efficacité d'un puits ou d'une crépine se définit par l'expression suivante:

$$E = \frac{BQ}{BQ + CQ^2} * 100 \quad -1.1-$$

où Q est le débit en m³/s; B et C représentent les coefficients reliant le débit au rabattement, obtenus lors d'un essai de pompage par paliers.

La vitesse d'entrée d'un puits est la vitesse de l'écoulement à travers la crépine. Elle correspond au rapport du débit à travers la crépine et de la surface d'ouverture de la crépine.

Le rayon d'influence est le rayon, mesuré en prenant comme origine l'axe du puits, à partir duquel le niveau piézométrique de l'aquifère n'est plus influencé par le pompage dans le puits.

2 ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR LES PUIITS

2.1 Introduction

Dans le présent chapitre, nous faisons le résumé de l'état des connaissances sur les différents sujets reliés au comportement du sol d'un aquifère au voisinage d'un puits, au cours d'un développement.

En effet, lors du développement, les particules les plus fines, proches de la crépine, vont migrer à travers la crépine et se retrouver dans le puits, d'où elles seront évacuées. D'autres vont migrer en s'éloignant de la crépine ou vers la crépine. Tous ces mouvements de particules vont résulter en un changement de granulométrie du sol dans la zone affectée par le développement. Cette variation de granulométrie de l'aquifère, au voisinage du puits, va se traduire par une variation de perméabilité dans cette même zone.

2.2 Principe de conception d'un puits

Comme rapporté par Smith (1963), la longueur, le diamètre et la surface d'ouverture totale d'une crépine sont des dimensions interdépendantes qui doivent être soigneusement sélectionnées pour répondre aussi bien aux conditions hydrogéologiques locales qu'aux débits désirés. Selon lui, le type de crépine et ses dimensions doivent être sélectionnés en premier. Ensuite les choix de la méthode et du type de puits

doivent être effectués pour répondre aux exigences dues au choix de la crépine et de la géologie locale. Evidemment, la sélection de la crépine se fait à partir d'une étude granulométrique de l'aquifère à exploiter. Smith (1963) mentionne que cette analyse est exigée de façon à définir la taille critique de la plus petite particule qui doit être bloquée. Ceci est d'après lui, fonction du type de développement possible en fonction du modèle de puits choisi.

Une fois l'ouverture de fentes déterminée, il faut adopter un critère fixant la vitesse d'entrée maximale admissible. Le rapport entre le débit désiré et cette vitesse va déterminer la surface totale d'ouverture de la crépine. Il faudra alors jouer sur la longueur et le diamètre, en fonction des techniques de forage disponibles et des données géologiques, afin d'obtenir un puits respectant les exigences de configuration.

Récemment, Hamill et Bell (1986) ont décrit les différentes étapes de la conception d'un puits sous la forme d'un organigramme (Fig. 2.1). Nous remarquons que le cheminement est proche de celui décrit auparavant où les paramètres - débit, diamètre du puits, longueur de crépine, vitesse d'entrée - sont reliés.

Attardons-nous tout d'abord aux crépines et à la façon dont elles interviennent dans le fonctionnement d'un puits.

2.3 Les crépines

2.3.1 Forme des fentes et taille des ouvertures

Les crépines sont faites, le plus généralement, soit d'un tube métallique ou en polymère à fentes verticales, horizontales ou circulaires, soit d'un fil métallique enroulé sur les génératrices d'un cylindre en tiges métalliques. Certaines crépines sont même perforées en place, par poinçonnement.

La forme des fentes doit agir comme facteur limitant le colmatage des ouvertures et doit aussi faciliter le développement et l'écoulement de l'eau. Comme le montrent les différents schémas (Fig. 2.2), l'écoulement à travers la crépine est variable, selon son type.

La taille des fentes est un paramètre qui dépend de la granulométrie de l'aquifère ou du filtre, et qui a une incidence sur la vitesse d'entrée et les autres paramètres en dépendant, ainsi que sur le comportement mécanique de la crépine. La taille des ouvertures va donc être choisie en fonction de critères de filtre afin d'assurer la stabilité de l'ensemble aquifère - filtre - crépine. Les données relatives à l'écoulement à travers la crépine, en fonction des débits escomptés ainsi que du pourcentage d'ouverture, doivent aussi être considérées.

2.3.2 Surface d'ouverture de la crépine

Les critères en vigueur, établis d'une façon empirique, stipulent (Ahren, 1958) que l'efficacité d'une crépine (définie au paragraphe 1.3) n'augmente pas pour une surface d'ouverture supérieure à 25% et que, par contre, elle diminue rapidement pour des valeurs inférieures à 15% (Fig. 2.3). Ces critères ont été définis en considérant des vitesses maximales d'entrée dans la crépine comprises entre 3 et 7 cm/s. Or, Williams D.E (1985) considère que le fonctionnement d'un puits peut être optimisé avec des vitesses d'entrée dans la crépine beaucoup plus élevées, comprises entre 0.6 et 1.2 m/s. Corrélativement, il suggère qu'une surface d'ouverture de la crépine de 3 à 5% est suffisante pour assurer un bon rendement du puits.

Lors de leur recherche sur l'efficacité des crépines, Clark et Turner (1983) ont comparé des crépines de différents types, dont la taille des fentes était similaire (1 mm). La forme des fentes ainsi que la surface d'ouverture (exprimée en pourcentage par rapport à la surface totale de la crépine) variaient. Ils n'ont pas observé de relations liant le pourcentage d'ouverture à l'efficacité, mais ils ont remarqué que pour des vitesses élevées, les crépines au pourcentage d'ouverture élevé ne se comportaient pas mieux que celles au pourcentage d'ouverture plus faible. Ils ont alors fait intervenir la porosité de l'aquifère avec divers arrangements de particules. En utilisant la surface d'ouverture correspondant à la porosité minimale, les corrélations reliant la vitesse au rabattement étaient alors respectées. Leur conclusion est que la vitesse d'entrée à travers une crépine doit être

calculée en considérant, entre le pourcentage d'ouverture de la crépine et 10%, le minimum de ces deux valeurs.

Cette approche simplifie certainement la réalité en négligeant les phénomènes hydrauliques, mais elle permet de déterminer une valeur approximative de la vitesse d'entrée à considérer.

Evidemment, il faut tenir compte de la diminution d'ouverture due au colmatage. Il est pris comme règle, selon Blair (1970), que le colmatage vient obturer 50% de la surface d'ouverture.

2.3.3 Vitesse d'écoulement à travers la crépine et pertes de charges associées

La vitesse d'écoulement au voisinage d'un puits doit permettre un débit optimum, mais elle doit se situer en deçà d'une valeur limite de façon à minimiser les écoulements turbulents qui ont une incidence sur les pertes de charge, la corrosion, l'incrustation, et les problèmes liés à la migration des particules.

2.3.3.1 Pertes de charges dues aux crépines

Clark et Turner (1983) ont étudié en laboratoire, les pertes de charges pour différents types de crépines. Les ouvertures étaient de 1 mm pour toutes les crépines sauf une, pour laquelle l'ouverture était de 0.5 mm. Les vitesses d'écoulement ont varié de 0 à 5 m/s. Ils ont

observé une relation entre la perte de charge à travers la crépine et la vitesse en ce même point, de la forme:

$$\Delta H = C V^2 \quad -2.1-$$

avec ΔH en cm, V en cm/s et C variant de $3.6 \cdot 10^{-4}$ à $3.3 \cdot 10^{-3} \text{ s}^2/\text{cm}$, suivant le type de crépine. Cette relation est visible sur les Figs 2.4 et 2.5. Pour une vitesse de 1 m/s, qui peut être considérée comme rapide, cela nous donne des pertes de charges comprises entre 3.6 et 33 cm.

Les expériences effectuées par Nazir (1955) en laboratoire (Fig. 2.6) tendent aussi à montrer que pour des gradients élevés et des débits importants, les pertes de charges au niveau de la crépine ne sont pas plus élevées avec un pourcentage d'ouverture de 7.7% qu'avec un pourcentage d'ouverture de 20%.

2.4 Vitesse d'entrée

Point clé lors de la conception d'un puits, la vitesse d'entrée est et a été au centre de nombreux débats. Jusqu'à récemment, un consensus semblait être établi, comme en témoigne le Tableau 2.1.

Tableau 2.1:

Vitesse d'entrée de l'eau dans la crépine

| année | restrictions commentaires | critère V_a (cm/s) | auteur |
|-------|---|-------------------------|---------------------|
| 1928 | expérimental, K (m/s) | $V_a < \sqrt{K} * 3.3$ | Sichard |
| 1928 | expérimental, d_{40} (cm) | $V_a < 2*d_{40}$ | Gross |
| 1937 | empirique, pour éviter l'ensablement des crépines | $3 < V_a < 6$ | Tolman |
| 1957 | empirique, | $3 < V_a < 7$ | Ahren |
| 1963 | empirique, appliqué aux sables et graviers silteux | $V_a = 2$ | Smith |
| 1970 | empirique, | $V_a < 3$ | Blair |
| 1973 | empirique, | $V_a < 4$ | Huisman |
| 1973 | empirique, | $3 < V_a < 6$ | AWWA |
| 1973 | empirique, | $3 < V_a < 7$ | Campbell et Lehr |
| 1976 | empirique, fonction de la perméabilité de l'aquifère | $1 < V_a < 3$ | EPA |
| 1979 | empirique, | $V_a = 3$ | Mabilhot |
| 1983 | expérimental, | $V_a < 15$ | Clark et Turner |
| 1985 | expérimental, | $V_a < 60$ à 120 | Williams D.E. |

Mais les travaux récents de Williams D.E (1985) viennent perturber l'approche utilisée jusqu'à présent, qui stipulait des vitesses d'entrée de l'ordre de 3 cm/s.

Suite à des essais en laboratoire, en vraie grandeur, Williams D.E. (1985) détermine des seuils à partir desquels les pertes de charges à travers les crépines et les filtres deviennent importantes.

Williams D.E. (1985) considère l'hypothèse d'un rayon critique à partir duquel l'écoulement devient turbulent et induit des fortes pertes de charges. Il considère que ce rayon critique calculé doit être inférieur au rayon du puits de façon à ce que les turbulences ne se produisent pas dans l'aquifère ou dans le filtre, au voisinage de la crépine.

Williams D.E. (1985) définit le rayon critique, r_c , comme le rayon à partir duquel le nombre de Reynolds (basé sur le d_{50}) devient supérieur à 30, avec la relation suivante,

$$r_c = 0.0377*(Q/b)*d/n \quad -2.2a-$$

avec,

Q: débit (gpm),

b: épaisseur de l'aquifère (ft),

d: diamètre représentatif, d_{50} (mm),

n: porosité exprimée en fraction,

r_c : rayon critique (po).

En unités internationales, cette équation devient:

$$r_c = 4.626*(Q/b)*d/n \quad -2.2b-$$

avec Q/b en $m^3/s.m$, r_c en m , d en mm et n la porosité en fraction. Ce rayon critique est défini en considérant un régime permanent.

D'ailleurs, une vitesse élevée d'au moins 0.6 m/s réduirait les problèmes de corrosion, selon Merrill et Sanks (1978), suite à l'étude de photographies et de diagraphies optiques (par géocaméras), effectuées sur des puits en production.

Il faut aussi noter que tous les critères qui stipulent une vitesse d'entrée de 3 cm/s ne mentionnent aucunement l'influence de la zone développée sur la vitesse d'entrée. La vitesse d'entrée est un paramètre de base pour la conception d'un puits. En effet, la façon dont l'écoulement va se produire au voisinage du puits dépend de la vitesse d'entrée choisie, comme nous l'examinons dans les paragraphes qui suivent.

2.5 Caractérisation de l'écoulement et nombre de Reynolds

2.5.1 Nombre sans dimension caractérisant les différents types d'écoulement

Afin de comparer les différents types de forces s'exerçant sur les particules d'un sol, les combinaisons de nombres sans dimension peuvent être construites comme quotients des forces "accélératrices et retardatrices (friction, inertie, gravité)" tel que rapporté par Kovacs (1981).

A la limite entre la zone transitoire et la zone turbulente, la friction peut être négligée comparativement à l'inertie, à l'opposé de ce

qui se passe à l'autre limite, entre la zone laminaire et la zone transitoire. Dans les deux cas, on peut utiliser le nombre sans dimension, rapport de ces deux forces, friction (F_r) et inertie (I_n):

$$\frac{F_r}{I_n} = R_e \quad -2.3-$$

D'après Kovacs (1981), il est plus approprié d'utiliser le nombre de Reynolds, en assimilant les parois à des tubes et ainsi tenir compte de la porosité efficace et de la forme des grains. Nous avons alors la relation liant R_e à R_{ep} :

$$R_e = \frac{D_h v}{\nu} \quad -2.4-$$

$$R_{ep} = \frac{d_0 v_{eff}}{\nu} = \frac{4}{1-n} * \frac{D_h}{\alpha} * \frac{v}{\nu} = \frac{4}{1-n} * \frac{R_e}{\alpha} \quad -2.5-$$

car

$$d_0 = \frac{4}{\alpha} * \frac{n}{1-n} * D_h \quad \text{et} \quad v_{eff} = \frac{v}{n}$$

avec,

D_h : rayon hydraulique,

v : vitesse de Darcy,

ν : viscosité cinématique,

α : coefficient de forme,

n : porosité,

Avec ces paramètres, Kovacs (1981) définit les différentes zones, déjà proposées par Wright (1968):

- $R_{ep} < 10$zone laminaire
- $10 < R_{ep} < 100$zone de 1^{ère} transition
- $100 < R_{ep} < 1000$zone de 2^{ème} transition
- $1000 < R_{ep}$zone turbulente

2.5.2 Relations liant la vitesse au gradient, en fonction des différents types d'écoulement

Pour le calcul des relations liant la vitesse au gradient, Kovacs (1981) développe des équations dont la forme est identique à celle dérivée d'une analyse dynamique, et dont l'application et la comparaison aux différents travaux effectués jusqu'à présent montrent leur degré de validité. Pour des valeurs du nombre de Reynolds (R_{ep}) et des types d'écoulement suivants, nous avons les relations;

- zone laminaire..... $R_{ep} < 10$

$$v = \frac{1}{5} * \frac{g}{\nu} * \frac{n^3}{(1-n)^2} * \left(\frac{D_h}{\alpha}\right)^2 * i \quad -2.6-$$

- 1^{ère} zone transitoire..... $10 < R_{ep} < 100$

$$v = \frac{1}{5} * \frac{g}{\nu} * \frac{n^3}{(1-n)^2} * \left(\frac{D_h}{\alpha}\right)^2 * \left(\frac{1}{0.8 + 0.02R_{ep}}\right) * i \quad -2.7-$$

- 2^{ème} zone de transition ...100 < R_{ep} < 1000

$$v = \frac{1}{5} * \frac{g}{\nu} * \frac{n^3}{(1-n)^2} * \left(\frac{D_h}{\alpha}\right)^2 * \left(\frac{1}{2 + 0.008R_{ep}}\right) * i \quad -2.8-$$

- zone turbulente.....R_{ep} > 1000

$$v = n * \sqrt{\frac{2g}{1.6}} * \sqrt{\frac{D_h}{\alpha}} * \sqrt{\frac{4n}{1-n}} * \sqrt{i} \quad -2.9-$$

Toutes ces équations peuvent être englobées par l'équation générale de l'hyperbole suivante, obtenue expérimentalement, par compilation de nombreux résultats:

$$\left(\frac{Y}{9.3}\right)^{3/4} - \left(\frac{X}{100}\right)^{3/4} = 1 \quad -2.10-$$

avec,

$$X = R_{ep} \quad \text{et} \quad Y = \frac{g}{\nu} * D_h^2 * \frac{1}{v} * \frac{n^3}{(1-n)^2} * \frac{1}{\alpha^2} * i$$

Finalement, en tenant compte des résultats obtenus pour différents types de particules, et en essayant de corroborer les résultats, Kovacs (1981) introduit une équation "générale",

$$i^{3/4} = \left(\frac{\nu v}{gK_d}\right)^{3/4} + \left(\frac{2.5 * n^3}{g * \sqrt{nK_d}} * v^2\right)^{3/4} \quad -2.11-$$

avec,

$$K_d = \frac{1}{5} * \frac{g}{\nu} * \frac{n^3}{(1-n)^2} * \left(\frac{D_h}{\alpha}\right)^2 \quad -2.12-$$

2.6 Critères de filtre, stabilité interne, stabilité externe, mouvements de particules

2.6.1 Critères utilisés par les puisatiers

Williams E.B. (1981), avant de définir des critères de stabilité externe, exprime un commentaire sur les pratiques des puisatiers en ces termes: "Le dimensionnement approprié des ouvertures de crépines et des matériaux de filtration sont peut-être les aspects les plus importants dans la conception d'un puits. Malheureusement, il y a parfois tendance à installer ce qu'il est habituel d'installer pour les autres puits de la région, sans considérer les caractéristiques spécifiques du site. Des changements inhabituels dans les conditions des niveaux rencontrés peuvent entraîner des difficultés dans le développement, des performances médiocres, et à l'extrême, la ruine de l'ouvrage."

Nous nous rendons compte que dans le cas de filtres naturels, les critères de filtre utilisés sont très qualitatifs et laissent une grande marge de manoeuvre aux praticiens. Nous pouvons les résumer par le tableau suivant (Tab. 2.2), où s représente la taille des ouvertures de la crépine et d le diamètre des grains de l'aquifère.

Dans la pratique, il faut prendre en compte les risques d'agrandissement de fissures par corrosion qui pourraient entraîner des risques d'ensablement.

Les connaissances issues de la géotechnique ne sont pas encore utilisées dans ce domaine. Nous allons les exposer dans les paragraphes suivants.

Tableau 2.2: Critères d'ouverture(s) de la crépine utilisés par les puisatiers

| année | restrictions commentaires | critère | auteur |
|-------|--|--|-----------------------|
| 1950 | | $s = d_{20}$ ou d_{50} | rapporté par Ahren |
| 1958 | $Cu < 6$ $Cu > 6$ | $s = d_{85} / 2$ tests de laboratoire | Ahren |
| 1962 | sol lâche: $Cu > 6$ $Cu < 3$ sol dense: $Cu > 6$ $Cu < 3$ | $s < d_{50}$ $s < d_{40}$ $s < d_{70}$ $s < d_{60}$ | Walton |
| 1974 | aquifère homogène: - sol dense - sol lâche aquifère hétérogène: - sol dense - sol lâche développement peu ou mal effectué (mal contrôlé) | $d_{50} < s < d_{60}$ $d_{30} < s < d_{40}$ $d_{60} < s < d_{70}$ $d_{40} < s < d_{50}$ $s = d_{30}$ | Walker |
| 1981 | permettre la migration des fines pendant le développement | $d_{40} < s < d_{70}$ | Williams E.B |
| 1986 | aquifère hétérogène - par défaut - eau non corrosive et données granulométriques fiables aquifère peu épais et couverture sol lâche granulométrie uniforme sables grossiers et graviers | $s = d_{50}$ $s = d_{60}$ $d_{40} < s < d_{50}$ $d_{40} < s < d_{50}$ $d_{50} < s < d_{70}$ | Driscoll |

2.6.2 La stabilité des sols sous écoulements, vue par les géotechniciens

Jusqu'à présent, la stabilité des sols, en considérant le sol au niveau macroscopique comme au niveau de la particule, a surtout été envisagée dans le cas de la stabilité d'ouvrages ou de stabilité du terrain naturel. Dans ce cas d'application, il est pris comme hypothèse que l'écoulement est laminaire. Les gradients engendrés sont généralement faibles ($i < 10$).

Des critères de stabilité ont été définis, soit en caractérisant le sol par un diamètre de particule choisi arbitrairement, soit en tenant compte de la forme de la courbe granulométrique et de l'interaction des éléments constituant le sol.

Les premiers critères que nous possédons sont d'ailleurs relatifs à la stabilité externe du sol à l'érosion puisqu'ils s'appliquent aux cas de filtration. Ils servent à déterminer l'ouverture maximale que le filtre ou la crépine doit avoir pour éviter les risques d'instabilité.

2.6.2.1 Critères de filtration

Dans les critères qui suivent, (tableau 2.3), D exprime le diamètre des particules du filtre, et d le diamètre des particules de la base. La base est définie comme le sol soumis à un écoulement et qui ne doit pas être érodé.

Tableau 2.3: Critères de filtration (d'après Cummins, 1981)

| Chercheurs | Année | Critère de conception |
|-------------------------|-------|---|
| Terzaghi | 1922 | $D_{15}/d_{85} < 4 < D_{15}/d_{15}$ |
| Bertram | 1940 | $D_{15}/d_{85} = 6$ $D_{15}/d_{15} = 9$ |
| USCE | 1948 | $D_{15}/d_{85} < 5$ $D_{50}/d_{50} < 25$ $D_{15}/d_{15} < 20$ |
| Taylor | 1948 | $D_{50}/d_{50} < 6.5$ |
| Sherman | 1953 | $D_{15}/d_{15} < 20$ ou $D_{15}/d_{85} < 5$ |
| Leatherwood et Peterson | 1954 | $D_{50}/d_{50} < 5.3$ et $D_{15}/d_{85} < 4.1$ |
| Karpoff | 1955 | $5 < D_{50}/d_{50} < 10$ |
| Zweck et Davidenkoff | 1957 | $5 < D_{50}/d_{50} < 10$ |

Les approches récentes vis-à-vis de la stabilité interne comme de la stabilité externe ne font plus intervenir de diamètres arbitraires mais tendent à tenir compte de la granulométrie dans son ensemble.

Etudier le comportement d'un sol vis-à-vis de la stabilité interne revient à étudier l'équilibre inter-particulaire et à vérifier si la composition granulaire de ce sol permet un arrangement spatial qui assure la stabilité de chaque particule et évite sa migration, lorsque celle-ci est soumise à des contraintes au cours de l'écoulement. Nous exposons ci-après les résultats des travaux entrepris par Sherard (1981), Kenney (1983) et Kovacs (1983).

2.6.2.2 Sherard (1981)

Sherard (1981) remarque que, vis-à-vis de la stabilité interne d'un sol, on peut toujours considérer que la partie grossière agit comme filtre de la partie fine. De plus l'état de densité de la partie grossière aurait une faible incidence sur sa capacité filtrante. Il utilise ce concept pour estimer la stabilité d'un sol à partir de sa courbe granulométrique.

Sherard (1981) détermine le rapport $I_r = d_{15c}/d_{85f}$ (l'indice c faisant référence à la partie grossière (coarse) et f à la partie fine (fine)), qui est considéré comme le degré d'instabilité (instability ratio). Il est obtenu à intervalles réguliers sur la courbe granulométrique et est porté sur un graphique "Ir vs. % passant". Cette dernière courbe est qualifiée de courbe d'étalement (gradation curve).

Ces observations ont amené Sherard à considérer comme potentiellement risqué, un sol dont I_r excède 5 à un endroit quelconque de sa courbe granulométrique.

2.6.2.3 Kenney et al. (1985)

Kenney et al. (1985) estiment que pour un sol à granulométrie étalée, la proportion (en poids) des particules constituant le squelette est de l'ordre de 70 à 80%, suivant que la granulométrie est très étalée ou peu étalée et donc qu'il faut s'assurer de la stabilité des 20 ou 30% de particules considérées comme lâches. A partir de ces hypothèses, et reprenant l'idée avancée par Lubochkov (1965), Kenney et al. (1985) considèrent que toute particule lâche de diamètre d n'est stabilisée que si l'ensemble des particules dont le diamètre est compris entre d et $4*d$ représente 1.3 fois le pourcentage des particules de diamètre d .

D'autres auteurs, tels Lubochkov (1965), Kezdi (cité par Kovacs 1981), basent leur analyse de la stabilité interne d'un sol sur la forme de la courbe granulométrique. En différents points le long de la courbe, ils calculent le rapport des pentes, soit sécantes soit tangentes, tout au long de la courbe granulométrique. La mesure des pentes est limitée à un intervalle plus ou moins restreint selon le degré de confiance désiré. Les diamètres critiques seront établis soit lorsque le rapport des pentes excède une certaine valeur critique, dans le cas de Lubochkov (1965), soit lorsque la variation de la pente sécante atteint une valeur critique, dans l'analyse de Kezdi.

Tous ces critères se résument en une approche similaire, basée sur l'arrangement interparticulaire.

2.6.2.4 Kovacs et al. (1983)

Ils définissent un paramètre de résistance:

$$R = \Delta h / \Delta Q \quad -2.13-$$

ainsi que deux vitesses critiques. La première vitesse critique correspond au moment où les particules commencent à se déplacer et à obturer les pores. Sur la Fig. 2.7, cette vitesse $-V_{cr1}$ est déterminée à partir de la première rupture de pente de la courbe $R = f(\Delta h)$. A partir de ce moment, nous avons réorganisation du sol. Des pores se développent alors que d'autres sont colmatés. On peut dire qu'il se passe une réorganisation du sol, instable. Puis, avec Δh qui continue d'augmenter, on atteint un nouveau seuil, la suffosion (migration des particules fines) commence à se développer. C'est ce seuil qui correspond à la deuxième vitesse critique $-V_{cr2}$ déterminée par la deuxième rupture de pente sur la Fig. 2.7. Kovacs et al. (1983) obtiennent des relations liant V_{cr1} à V_{cr2} :

$$\text{billes de verre: } V_{cr2} = (2.32 \pm 0.65)V_{cr1} \quad -2.14-$$

$$\text{sable : } V_{cr2} = (3.54 \pm 1.19)V_{cr1} \quad -2.15-$$

en reliant à la conductivité hydraulique:

$$\text{billes de verre : } V_{cr1} = 0.12K^{0.305} \quad -2.16-$$

$$\text{sable : } V_{cr1} = 0.098K^{0.356} \quad -2.17-$$

avec K et V_{cr1} en cm/s, et pour les deux:

$$V_{cr2} = 1/3*(1 \pm 1/3)*\sqrt[3]{K} \quad -2.18-$$

Dans le cas de l'écoulement radial, pour une vitesse supérieure à V_{cr2} , la résistance R montre un palier, après le pic, dû au fait qu'un équilibre s'établit par rapport aux particules de la cellule qui viennent remplacer les particules érodées, comme l'indique la figure 2.7. Ainsi le squelette ne s'écroule pas.

Bien que la vitesse ait été augmentée jusqu'à des valeurs de $2V_{cr2}$, aucun autre mouvement de particules ne fut observé. Kovacs et al. (1983) énoncent aussi qu'une vitesse de $2V_{cr2}$ permettrait de purger les particules capables de se déplacer et une vitesse de $V_{cr1}/2$ assurerait l'immobilité des particules. Ils déterminent finalement les critères suivants:

$$V_{cr1} = 4.55 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{K} \quad -2.19-$$

$$V_{cr2} = 1.55 \cdot 10^{-2} \sqrt[3]{K} \quad -2.20-$$

avec K , V_{cr1} , V_{cr2} en m/s. Une remarque très pertinente de Kovacs et al. (1983) stipule que le sol peut être considéré comme un milieu continu

jusqu'au moment où les particules commencent à se déplacer, $v < V_{cr1}$. Ensuite, des micro-canaux se développent, l'écoulement s'y concentre et la résistance de l'échantillon ne peut plus être caractérisée par des paramètres moyens. L'hypothèse des milieux continus ne peut alors plus être utilisée pour la description de la suffosion.

Les résultats obtenus par Kovacs et al. (1983) sont à considérer avec précautions car ils n'ont testé que des sables et des billes de verre dont les courbes granulométriques présentent des discontinuités qui peuvent entraîner un comportement instable dans le cas d'écoulements avec des gradients élevés. D'autre part, ils n'ont pas utilisé de pressions de confinement verticales ou latérales dans leur cellule. Avec une perte croissante de particules, le poids volumique du sol dans la cellule ne peut avoir que tendance à diminuer, facilitant alors la migration des particules. Et ce comportement n'est pas représentatif d'un sol en place, soumis à des pressions effectives de confinement.

3 LE DÉVELOPPEMENT

3.1 Définition

Le développement consiste à nettoyer les parois du puits et à purger le sol aquifère de ses fines au voisinage du puits de façon à faciliter l'écoulement en augmentant la perméabilité. Cinq modes de développement sont utilisables:

- le surpompage,
- le pompage alterné,
- le pistonnage,
- le développement pneumatique,
- le lavage sous pression.

3.1.1 Le surpompage

C'est la méthode la plus simple. Elle est couramment utilisée, mais ce n'est pas la plus efficace.

Le procédé consiste à mettre provisoirement le forage en production avec un débit supérieur à celui fixé pour l'exploitation.

Son avantage réside surtout dans le fait qu'il permet d'obtenir une production régulière. Mais le développement ne peut être que partiel et la formation n'a pas été débarrassée de toutes les fines

capables de migrer, au voisinage du puits.

Ce mode de développement ne permet pas d'éviter le blocage, au niveau de la crépine, de particules par effet d'arche car il n'y a pas d'inversion d'écoulement.

3.1.2 Développement par pompage alterné

Comme dans le cas précédent, on met le forage en production par pompage et on provoque, à plusieurs reprises, des arrêts brusques de la pompe. On crée ainsi des variations brutales de pression qui ont pour effet de développer la formation.

3.1.3 Développement par pistonage

L'outil est un piston actionné verticalement dans les deux sens à l'intérieur d'un forage tubé et crépiné. Dans son mouvement de remontée, le piston crée une dépression au-dessous de lui, qui attire l'eau et les fines de la formation vers la crépine. Ces fines traversent la crépine et s'accumulent à l'intérieur. Elles peuvent être extraites par pompage ou par cuillèrage à la soupape.

La vitesse du piston est de l'ordre de 1 m/s.

Il existe différentes variantes de pistons.

3.1.4 Développement par lavage sous pression

Le développement se fait au moyen d'un jet sous pression. L'outil est placé en bout de tubage et comprend 2 ou 4 buses branchées sur une pompe à haute pression. L'injection se produit à l'intérieur de la crépine. Par une lente rotation de l'outil, combinée à un mouvement vertical de va-et-vient, la surface entière de la crépine est soumise à l'action des jets. La turbulence ainsi créée va déplacer les fines par lavage. Elles sont ensuite extraites par pompage ou de façon mécanique.

3.1.5 Le développement pneumatique

Le principe consiste à créer des surpressions et des dépressions dans le puits, très rapidement, au moyen d'apport d'air comprimé qui permet le refoulement de colonnes d'eau.

3.2 Le développement et ses aboutissants

L'un des buts du développement est d'empêcher les venues de fines lors de l'exploitation du puits. Une estimation de la quantité de fines transportées par l'eau pompée peut être faite lors de l'essai de pompage final au moyen de prélèvements effectués avec du matériel approprié (échantillonneur de sable centrifugeur, cône de Imhoff). Selon une procédure élaborée par l'U.S EPA (1975c), des recommandations limitent

la quantité maximale de sédiments en fonction de l'utilisation de l'eau, aux seuils suivants:

- 1 mg/l pour l'eau destinée au contact ou au traitement d'aliments ou de boissons,
- 5 mg/l pour l'approvisionnement des résidences, des industries et des municipalités,
- 10 mg/l pour les systèmes d'irrigation utilisant des rampes d'arrosage, les systèmes d'extincteurs par arrosage,
- 15 mg/l pour l'eau destinée à l'irrigation par canaux.

Pourtant cet indice n'est pas toujours suffisant pour estimer la fin d'un développement.

En effet, une formation peut avoir été débarrassée de ses fines au voisinage du puits sans pour autant que l'arrangement de ses particules soit optimum, sur une zone aussi étendue que possible. Le rappel du deuxième but du développement permet de bien situer le problème. Il s'agit par cette opération d'améliorer la capacité spécifique de l'ouvrage en augmentant la perméabilité de la zone sensible du forage, celle qui entoure la crépine. La capacité spécifique est le rapport entre le débit pompé et le rabattement dans le puits. Par conséquent, les mesures de perméabilité effectuées sur le forage permettront de juger du degré d'efficacité du développement et renseigneront sur le moment où celui-ci sera terminé. Nous pouvons réaliser l'ampleur du facteur "expérience" qui intervient à ce niveau. Car le praticien doit être apte, à cette étape, de juger des capacités de l'aquifère, du stade d'exploitation auquel il est parvenu grâce au développement et si

l'amélioration apportée par le développement convient aux besoins du puits et assure sa pérennité.

3.3 Les effets du développement

Durant les opérations de développement, il est aisé de se rendre compte des forces induites, en observant la quantité de sédiments fins et grossiers qui sont évacués du puits. Comme nous l'avons montré précédemment, c'est un des critères qui peut déterminer si un développement est satisfaisant.

Un autre critère est la capacité spécifique, dont l'évolution rend compte de l'effet d'un développement lors d'essais de pompage (Fig. 3.1), comme le rapporte Williams D.E. (1985). Cet effet est démontré par les valeurs d'amélioration de la capacité spécifique (Fig. 3.2) données par Werner et al. (1980). Mais ces estimations de l'action du développement sont surtout qualitatives et se présentent comme des constats du développement.

Quelques expériences effectuées en laboratoire (Gross, 1928; List 1980) ont eu pour objectifs d'essayer de quantifier les forces induites par le développement.

3.3.1 Gross (1928)

Gross (1928) utilise les vitesses d'entrée (V_a) pour définir la portée du développement en fonction des débits adoptés. Il définit tout simplement une relation entre un certain diamètre d'action du développement et le débit:

$$Q_2/Q_1 = V_a * A_2 / V_a * A_1 = d_2/d_1 \quad -3.1-$$

avec,

Q_1 : débit à V_a max,

Q_2 : débit durant le développement,

V_a : vitesse d'entrée,

d_1 : diamètre extérieur du puits (ou du filtre),

d_2 : diamètre d'action du développement (distance jusqu'ou la migration des particules va se produire).

3.3.2 List (1980)

Dans son étude de modélisation d'un développement en présence d'un massif filtrant, List (1980) utilise une simulation mathématique qui ne tient pas compte des conditions aux limites de l'aquifère, et qui considère l'écoulement dans un repère dépendant du mouvement du piston. Les paramètres utilisés sont:

b/a: rapport entre le rayon du filtre (b) et le rayon de la crépine (a),

K_2/K_1 : rapport des conductivités hydrauliques (aquifère(K_2)/filtre(K_1)),
 z/a : distance par rapport au piston (z) en fonction du
 rayon du piston (a).

Les résultats sont donnés en fonction d'une vitesse de référence:

$$V^* = (K_1 * H) / (\pi * a) \quad -3.2-$$

avec,

H: différence de charge de part et d'autre du piston,

K_1 : conductivité hydraulique du filtre.

On peut s'apercevoir (Fig. 3.3), que le pistonnage produit deux effets:

- un écoulement tangentiel à forte vitesse, qui se produit surtout dans le filtre et qui a pour effet de nettoyer le cake,
- un écoulement radial, beaucoup plus faible.

La Fig. 3.3 montre la variation des vitesses tangentielles et radiales, en fonction de l'élévation, à l'interface sol/filtre.

List (1980) a aussi essayé de modéliser les effets engendrés par le lavage sous pression.

Le but du lavage sous pression est de délivrer un courant à haute énergie capable de traverser le filtre de gravier et d'agir sur les particules du cake et même de l'aquifère. Ceci peut se produire soit à travers le filtre considéré comme immobile soit par déplacement des particules du filtre. La Fig. 3.4 indique les lignes de courant ainsi

que le profil des vitesses radiales et tangentielles, en considérant un rapport de 12 entre le diamètre de la buse, d , et l'épaisseur du filtre. La Fig. 3.4 est obtenue en considérant, dans la simulation mathématique, la théorie utilisée pour l'étude de la propagation de la chaleur à travers un milieu multicouches. L'écoulement est idéalisé (les équations de Darcy sont supposées respectées), et il est supposé que le jet n'est pas perturbé entre la buse et le multicouche.

On s'aperçoit, dans ces conditions, que le pic de la vitesse radiale, à l'interface filtre/aquifère, est inférieur à $1/2000$ de la vitesse du jet en sortie de buse, V_j . Pour la vitesse tangentielle, le rapport est de $1/5000$. En l'absence de filtre, la vitesse radiale est de l'ordre de $(d/r)^3 * V_j$ à une profondeur r dans la formation quand d/r est petit.

Selon ces résultats théoriques, très peu d'énergie d'écoulement réussirait à atteindre l'aquifère, en considérant le filtre immobile.

Nous mentionnons aussi des études qui n'étaient pas destinées à être appliquées au développement directement. Cependant, elles peuvent nous permettre de clarifier certains points relatifs au développement.

3.4 Recherches portant sur les variations de la perméabilité des sols au voisinage d'un puits

Toutes ces études sont tournées vers le comportement de l'écoulement à grande échelle, au sein d'un aquifère. Les premières considéraient les hypothèses les plus simples, i.e., aquifère homogène et

isotrope, confiné ou à surface libre. Puis les modèles se sont sophistiqués et, petit à petit, les chercheurs sont venus à considérer de plus en plus de configurations, de façon à se rapprocher et modéliser le plus justement possible les cas réels. Ces approches ont été développées dans le cadre de l'exploitation pétrolière comme de l'exploitation de l'eau.

Malheureusement, la littérature est assez pauvre en ce qui concerne l'écoulement dans des aquifères non-homogènes et anisotropes, où la variation de perméabilité en fonction de la distance par rapport au puits est considérée. Néanmoins, certaines études ont été effectuées, comme nous allons le voir.

Des analyses théoriques d'écoulement en aquifère confiné, avec pénétration complète, en considérant des réductions de perméabilité au voisinage d'un puits, ont été présentées dans des articles de la littérature pétrolière (Van Everdingen, 1953; Gladfelter, 1955; Van Poolen, 1958; Craft et Hawkins, 1959). Dans ces articles, les auteurs font référence à "l'effet pariétal" (skin effect), pour faire état du rabattement additionnel dû à la réduction de perméabilité.

Dans le cas d'écoulement d'eau, Krizek et al. (1969) et Karanjac (1972) ont présenté la théorie et les solutions numériques dans le cas d'écoulement permanent avec variation continue de perméabilité au voisinage du puits.

3.4.1 Dudgeon et Huyakorn (1976)

Récemment, Dudgeon et Huyakorn (1976) se sont penchés sur l'étude de l'effet de la variation de perméabilité au voisinage du puits, sur l'efficacité du rabattement, en considérant aussi comme paramètre, le pourcentage de pénétration ou de longueur crépinée. Le but de leurs travaux était de présenter une méthode permettant d'évaluer une valeur moyenne de la perméabilité au voisinage du puits, dans la zone affectée (dont les caractéristiques sont différentes de celle de l'aquifère à une distance éloignée du puits), et l'extension radiale de cette zone. Des solutions numériques ont été obtenues au moyen d'analyses par éléments finis, aussi bien en écoulement permanent qu'en phase transitoire.

Les hypothèses et la méthode d'étude étaient les suivantes:

L'aquifère confiné était supposé homogène et isotrope, au départ.

La zone au voisinage du puits, limitée par un rayon r_a , était perturbée par l'écoulement supposé laminaire et son coefficient de perméabilité prenait une nouvelle valeur K_a , qui différait de K_0 , perméabilité initiale de l'aquifère, et perméabilité de la zone "extérieure", après écoulement.

Le rapport de perméabilité K_0/K_a ainsi que le rayon adimensionnel r_a/r_w étaient traités comme variables indépendantes. Plusieurs valeurs de r_a/r_w , dans la fourchette $1.1 \leq r_a/r_w \leq 30$ ont été sélectionnées. Pour chacune de ces valeurs considérées comme constantes, Dudgeon et Huyakorn (1976) faisaient varier le rapport de perméabilité K_a/K_0 de 1 à 100, dans le cas d'augmentation de perméabilité, de façon à corrélérer ce qui se passe dans la réalité, selon les auteurs.

Les résultats obtenus se présentent sous forme de familles de courbes adimensionnelles, soit sous débit constant, soit avec rabattement constant.

Pour un puits avec pénétration complète et un débit constant, un certain nombre d'expressions analytiques approximatives ont été présentées pour estimer le rabattement (Carter, 1966; Odeh, 1969; Sternberg, 1973). L'expression la plus communément employée peut s'écrire:

$$s_w = \frac{Q}{4\pi T} \left[\ln\left(\frac{2.25Tt}{r_w^2 S}\right) \right] + \frac{Q}{2\pi T} * \frac{\Delta W}{2} \quad -3.3-$$

avec,

$$\frac{\Delta W}{2} = [(K_0 / K_a) - 1] * \ln(r_a / r_w) \quad -3.4-$$

Cette équation est basée sur l'hypothèse simplificatrice que l'effet pariétal est indépendant du temps. La fourchette de validité de cette hypothèse n'a pas été complètement établie. Cependant, Dudgeon et Huyakorn (1976) ont considéré que l'équation ne devait pas être utilisée pour $1/u_w (= 4Tt/r_w^2) < 100$, car le premier terme de la deuxième partie de l'équation précédente cesse de donner une bonne approximation de la fonction exponentielle du puits, comme l'avaient noté Cooper et Jacob (1946).

En utilisant cette équation, et en la simulant au moyen de modèles à éléments finis, Dudgeon et Huyakorn (1976) ont obtenu les courbes dans les cas suivants:

- * temps - rabattement avec :
- débit constant
 - K_0 / K_a donné
 - r_a / r_w donné

Pour chacune des courbes paramétriques en K_0/K_a , il est possible de calculer l'effet pariétal en estimant la différence de rabattement ($\Delta W/2$) par rapport à la courbe de Theis (Figs. 3.5, 3.6) dans la zone de l'approximation logarithmique.

3.4.2 Koenig (1960)

Koenig (1960) rapporte une étude portant sur 870 cas de développement de puits. Elle porte surtout sur l'amélioration apportée par le développement sur le débit, selon les formations recensées et les techniques utilisées. Koenig (1960) mentionne néanmoins une formule, établie pour les réservoirs pétroliers, qui quantifie l'augmentation apparente de perméabilité due à une augmentation de perméabilité sur un rayon donné:

$$\frac{K_f}{K_0} = \frac{\log (r_e/r_w)}{\log (r_e/r_a) + (K_0/K_a)*\log(r_a/r_w)} \quad -3.13-$$

avec, K_f : conductivité hydraulique de l'aquifère, après développement,

K_0 : conductivité hydraulique initiale de l'aquifère,

K_a : conductivité hydraulique de la zone altérée,

r_e : rayon d'influence du puits,

r_w : rayon du puits,

r_a : rayon de la zone altérée.

Avec ces équations, il obtient les courbes paramétriques telles qu'indiquées à la Fig. 3.7.

3.5 La fracturation hydraulique

3.5.1 Introduction

Au cours d'un développement de puits, de forts gradients sont exercés aux parois du puits; ceci a pour conséquences de créer des efforts extérieurs, dans le but de forcer l'écoulement et d'ainsi purger le sol avoisinant du maximum d'éléments limitant le libre passage de l'eau. L'utilisation de fortes pressions se traduit par un comportement du sol à sa limite. Mais que signifie: "à sa limite"? Cela se traduit-il par une rupture du milieu par fracturation hydraulique, par un mode de comportement plastique, par des fuites le long de cheminements préférentiels?

Nous allons passer en revue ces différents points, et essayer d'estimer comment se comporte le type de sol que nous voulons tester.

3.5.2 Historique et définition

Dans sa thèse intitulée: " Les effets du temps et de l'échelle sur la fracturation hydraulique ", Widjaja (1983) dresse un bref historique du problème de la fracturation hydraulique.

De nombreux auteurs se sont penchés sur la question, aussi bien pour traiter des risques de rupture de barrages que pour aborder la production de pétrole ou pour exposer l'utilisation de la fracturation hydraulique comme moyen d'estimer des contraintes in-situ.

En 1976, Seed et al. (1976) donnent la définition suivante de la fracturation hydraulique: " La fracturation hydraulique peut être définie comme une condition conduisant à la création et à la propagation d'une surface de rupture (thin physical separation) dans un sol, à l'endroit où une pression hydraulique excède la somme de la contrainte normale totale et de la résistance à la traction du sol ".

3.5.3 Revue des théories

3.5.3.1 Morgenstern et Vaughan (1963)

Morgenstern et Vaughan (1963) ont développé une théorie de la fracturation hydraulique dans le but de définir des pressions d'injection de coulis. Ils considèrent que le matériau qui subit l'injection se comporte à la rupture selon le critère de Mohr-Coulomb et ils ne tiennent pas compte des changements de contraintes occasionnés par le forage du

puits d'injection. La pression interstitielle dans la zone de fracture potentielle est considérée égale à la pression d'injection à la paroi du puits. La fracturation a été analysée en fonction du déplacement du cercle de Mohr, dû à l'effet de la pression interstitielle, jusqu'à ce que celui-ci atteigne l'enveloppe définie par le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Avec ces hypothèses, ils obtiennent que l'excédent de pression interstitielle nécessaire à produire la fracturation hydraulique, est défini par l'équation suivante:

$$\Delta u_f = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2 \sin \Phi'} + c' \cot \Phi' \quad -3.14-$$

avec σ'_1 et σ'_3 : contraintes effectives majeure et mineure,

c' : cohésion,

Φ' : angle de frottement effectif.

Ce mécanisme de rupture adopté implique une rupture du sol par cisaillement autour du puits due à l'augmentation de la pression d'eau. Ce mode de rupture est différent de celui communément utilisé qui stipule que la fracturation hydraulique se produit quand la contrainte principale mineure est réduite à la résistance en traction du sol.

3.5.3.2 Kennard (1970)

L'étude de Kennard (1970) portait sur la mesure de la perméabilité in-situ, au moyen de piézomètres, en utilisant la méthode de la charge constante. Kennard prit les hypothèses suivantes:

- le sol a un comportement élastique,
- le piézomètre est rigide et le rapport longueur/diamètre, de la zone crépinée, est grand,
- le sol est libre de se déplacer verticalement,
- la résistance en traction du sol est négligeable.

Les effets d'installation du piézomètre sur les contraintes ne sont pas considérés. Les cas drainé et non drainé sont envisagés et les limites du cylindre creux à parois épaisses, représentant l'aquifère, sont considérées soit fixes, soit mobiles. Kennard (1970) suppose que la fracturation, dans le cas où la contrainte principale mineure σ_3 est horizontale, se produit par fracture verticale lorsque la contrainte tangentielle à la paroi du puits est nulle. Dans le cas drainé, avec des conditions de non déplacement aux limites, il obtient:

$$\Delta u_f = \frac{2\sigma'_h}{(1 + \nu) \left(1 - \frac{r_w^2/b^2}{2 \ln(b/r_w)} \right)} \quad -3.15-$$

avec, σ'_h : contrainte effective horizontale,

ν : coefficient de Poisson,

r_w : rayon du piézomètre,

b: rayon de la paroi extérieure du cylindre considéré.

Dans le cas de déplacement libre aux limites, il obtient plutôt:

$$\Delta u_f = \frac{2\sigma'_h}{(1 + \nu) + (1 - \nu) \left(\frac{1 - r_w^2/b^2}{2 \ln(b/r_w)} \right)} \quad -3.16-$$

Si $b \gg r_w$, les deux équations précédentes conduisent au même résultat, soit:

$$\Delta u_f = \frac{2\sigma'_h}{1 + \nu} \quad -3.17-$$

Si la valeur calculée de Δu_f est supérieure à la valeur de la pression effective verticale (p'_0), Kennard suggère que des fractures horizontales puissent se produire.

Dans le cas non drainé, Kennard (1970), considère un piézomètre couvert par une membrane de caoutchouc. Une augmentation de pression à l'intérieur de la membrane se traduit par un excès de pression interstitielle au pourtour du piézomètre, qui est calculé en utilisant les paramètres A et B de Skempton (1954), en prenant B égal à 1. Pour un domaine fini, en considérant les limites immobiles, l'excédent de pression nécessaire à provoquer la fracturation hydraulique par fracturation verticale s'exprime par:

$$\Delta u_f = \sigma'_h \left(1 + \frac{1 + 3 * r_w^2/b^2}{2A} \right) \quad -3.18-$$

Pour $b \gg r_w$, cela devient:

$$\Delta u_f = \sigma'_h \left(1 + \frac{1}{2A} \right) \quad -3.19-$$

Dans le cas de limites libres de se déplacer, l'équation 3.18 devient:

$$\Delta u_f = \sigma'_h \left(1 + \frac{1 - r_w^2/b^2}{2A} \right) \quad -3.20-$$

pour $b \gg r_w$, l'équation précédente donne:

$$\Delta u_f = \sigma'_h \left(1 + \frac{1}{2A} \right) \quad -3.21-$$

qui est identique à l'équation 3.19.

3.5.3.3 Bjerrum et al. (1972)

Bjerrum et al. (1972) étaient intéressés à définir des moyens pour éviter la fracturation hydraulique dans les essais de perméabilité in-situ, de façon à ne pas mesurer des perméabilités non représentatives du sol en place. Les variations de contraintes dues à la mise en place du piézomètre furent analysées au moyen de la théorie de l'élasticité.

Les analyses tiennent compte de conditions drainées et le critère de fracturation hydraulique utilisé stipule que la fracturation peut se produire quand la contrainte tangentielle dans le sol au voisinage du piézomètre devient égale à la résistance en traction du sol. L'analyse montre que la valeur de la pression de fracturation dépend de l'occur-

rence de l'expansion de cavité avant la fracturation. L'expansion de cavité se produit dans le cas où la contrainte radiale au voisinage du piézomètre devient nulle. Ainsi tout excès de pression dû à une augmentation de charge hydraulique aura comme effet de repousser le sol du piézomètre et ainsi de créer une cavité remplie d'eau, au voisinage du piézomètre. Si la fracturation se produit avant l'expansion de cavité, l'excès de pression produisant la fracturation peut s'exprimer par:

$$\Delta u_f = \frac{1 - \nu}{\nu} [(1 - \alpha_B) \sigma'_h + \sigma_t] \quad -3.22-$$

avec α_B : constante comprise entre -1.1 et 0.4,

σ_t : résistance en traction du sol,

σ'_h : contrainte effective horizontale,

ν : coefficient de Poisson.

Cette équation n'est valide que si la fracturation précède l'expansion de cavité, ce qui se traduit par:

$$\frac{1 - \nu}{\nu} [(1 - \alpha_B) \sigma'_h + \sigma_t] \leq (1 + \beta) \sigma'_h \quad -3.23-$$

avec β : constante comprise entre 0.5 et 4.2.

α_B et β varient avec le rapport de compressibilité du sol ($E / \sigma'_h(1 + \nu)$). Si l'inégalité 3.23 n'est pas satisfaite, l'expansion de cavité précède la fracturation et l'excès de pression nécessaire à produire la fracturation s'avère être:

$$\Delta u_f = (1 - \nu) [(2 - \alpha_B + \beta) \sigma'_h + \sigma_t] \quad -3.24-$$

Ces équations établies en 1972 donnent des valeurs de pressions de fracturation bien supérieures à celles déterminées par les expériences de Widjaja (1983).

3.5.3.4 Jaworski et al. (1979)

Jaworski et al. (1979) ont analysé les changements de contraintes dus à la présence du forage et à la pression de l'eau agissant sur les parois du forage. Le sol est considéré comme imperméable, ayant un comportement élastique linéaire, et les changements de contraintes dus aux infiltrations d'eau dans le sol sont ignorées. Cependant, la pression interstitielle dans le sol au voisinage du forage est supposée égale à la pression de l'eau dans le forage, et le critère de fracturation choisi stipule que la fracturation se produit quand la contrainte tangentielle à la paroi du puits devient égale à la résistance en traction du sol. A partir de ces hypothèses, Jaworski et al. (1979) ont obtenu l'équation suivante:

$$u_f = \sigma_h + \frac{\sigma_t}{2} \quad -3.25-$$

avec σ_h : contrainte totale initiale dans le sol,

σ_t : résistance en traction du sol.

Mais des essais ultérieurs (Jaworski et al., 1981), effectués dans le but de corrélérer la valeur de la pression nécessaire à engendrer de la

fracturation hydraulique et la résistance en traction d'échantillon de sol, montrent que la différence ($u_f - \sigma_h$) est même supérieure à σ_t . La résistance en traction est approximée par des valeurs obtenues au moyen d'essais de traction. Ils concluent que u_f doit plutôt s'exprimer de la forme:

$$u_f = m\sigma_h + \sigma_t \quad -3.26-$$

avec m compris entre 1 et 2, dépendant de la façon dont les contraintes se redistribuent et du chemin de contraintes totales. Les expériences effectuées par Jaworski et al. (1981) donnent pour m des valeurs comprises entre 1.4 et 1.8. Leurs travaux ont aussi porté sur l'étude de "l'effet de coin", et sur les possibilités de fracturation d'un plan, sans zone de faiblesse prédéterminée, en simulant un interface filtre perméable/noyau imperméable (Fig. 3.8). "L'effet de coin" est dû à une hétérogénéité de l'échantillon par laquelle la fracturation hydraulique peut être initiée préférentiellement. Jaworski et al. (1981) ont remarqué que, pour des valeurs de pression d'eau supérieures à σ_3 , des fuites se sont développées entre le sol et les surfaces intérieures de la cellule, sans qu'aucune fracturation hydraulique ne soit observée. Ainsi Jaworski et al. (1981) mettent l'accent sur ce qu'ils appellent "la séparation hydraulique". De même nature que la fracturation hydraulique, la séparation hydraulique se produit quand l'augmentation de la pression d'eau conduit à une séparation au niveau de l'interface sol/autre matériau. Ils soulignent également que dans le cas où une telle frontière existe, la séparation hydraulique risque de se produire avant la fracturation car il n'y a pas de résistance en traction qui inter-

vienne dans le cas de la séparation hydraulique. Ils soulignent finalement le fait que plus la perméabilité est forte, moins la fracturation hydraulique risque de se produire, principalement en raison de l'impossibilité pour "l'effet de coin" de se produire.

3.5.3.5 Widjaja (1983)

Sa théorie concerne l'avancement d'un front d'écoulement radial d'un puits de forage, vers l'extérieur. Il l'a développée surtout dans le but d'estimer les effets du temps, de la perméabilité, de la taille du puits, comme de l'état de contraintes initiales et de la résistance en traction du sol, sur la fracturation hydraulique.

Widjaja (1983) considère qu'une des conditions nécessaires à la fracturation hydraulique est que le sol doit avoir une cohésion et une résistance en traction car sinon, selon lui, il ne peut pas exister de plan de fracture. Une autre condition est que "l'effet de coin" est nécessaire à l'initialisation de la fracturation. L'analyse de Widjaja (1983) est axée sur la valeur de l'augmentation de pression hydraulique nécessaire à créer une contrainte de tension égale à la résistance en traction du milieu. Les hypothèses sont les suivantes:

- le sol est homogène, isotrope et se comporte de façon élastique,
- l'échantillon est de forme cylindrique (cylindre creux à parois épaisses),
- la paroi extérieure est mobile,
- le drainage s'effectue par la paroi extérieure.

L'approche théorique est la suivante.

Widjaja (1983) considère une augmentation de la charge dans le puits en un temps donné. Il calcule le rayon sur lequel cette variation de charge influe sur l'écoulement, en supposant que la loi de Darcy est respectée. Widjaja (1983) calcule ensuite les contraintes et les déplacements induits par cette variation de charge dans le puits pour finalement estimer la contrainte effective horizontale σ'_h à la paroi du puits. Ensuite, la contrainte effective tangentielle à la paroi du puits est calculée et comparée à la résistance en traction du sol. Ceci est effectué de manière itérative en faisant augmenter la charge dans le puits jusqu'à obtenir une valeur de la contrainte effective tangentielle supérieure ou égale à la résistance en traction du sol.

Les travaux de Widjaja (1983) sont une analyse de la fracturation hydraulique des sols cohérents de faible perméabilité ($K < 10^{-4}$ cm/s).

Pour les sols plus perméables, l'analyse de Widjaja ne semble pas s'appliquer. En effet, des travaux récents effectués sur des sables par Mori et Tamura (1987) montrent que la fracturation hydraulique peut se produire dans des sols n'ayant pas de cohésion.

3.5.3.6 Mori et Tamura (1987)

Leur travail portait sur la fracturation hydraulique des sables (Fig. 3.9), en utilisant des fluides de différentes viscosités. La fracturation hydraulique était estimée à partir du graphique du débit de fluide injecté, en fonction de la pression d'injection. La fracturation hydraulique était également corroborée avec la pression interstitielle mesurée. Dans tous les cas, Mori et Tamura (1987) ont observé des fractures radiales et verticales. Comme la variation de l'angle de friction pour les sables utilisés était faible ($38^\circ < \Phi < 46^\circ$), la pression de fracturation dépendait fortement de la perméabilité. Dans leur approche théorique, ils tiennent compte des travaux de Jaworski et al. (1981), ainsi que de la théorie de l'élasticité appliquée au cylindre creux, soumis à des pressions uniformes sur les parois internes et externes, (Timoshenko, 1982), avec l'équation:

$$P_f = 2\sigma_3 + \sigma_t - u \quad -3.27-$$

avec σ_3 : contrainte totale de confinement horizontale,

σ_t : résistance à la traction du sol,

u: pression interstitielle.

La valeur théorique de u dépend de la vitesse de pressurisation, de la viscosité du fluide d'injection comme de la perméabilité du sable, et prend des valeurs comprises entre la valeur de la pression interstitielle initiale u_0 , avant injection et la pression d'injection P. Ainsi les

pressions de fracturation minimale et maximale sont données par les équations suivantes, P'_f étant l'incrément sur u_0 ,

$$\text{quand } u = u_0, \quad P'_{f \text{ max.}} = 2\sigma'_3 + \sigma_t \quad -3.28-$$

$$\text{quand } u = P, \quad P'_{f \text{ min.}} = \sigma'_3 + \sigma_t/2 \quad -3.29-$$

La valeur maximale de P'_f correspond à une vitesse rapide de pressurisation, pour laquelle la pression interstitielle dans le sol ne change pas, alors que $P'_{f \text{ min.}}$ correspond au cas de pressurisation lente où u a le temps d'atteindre la valeur de la pression d'injection. La Fig. 3.10 montre que le rapport des pentes exprimant les relations entre σ'_3 et P'_f est de 2. Ceci est en accord avec l'équation 3.28. Mais la résistance en traction apparente s'avère être élevée, même dans le cas de sols sableux sans cohésion qui n'ont pas de résistance en traction. Et cette valeur de résistance en traction apparente augmente avec la perméabilité.

Ces expériences mettent en évidence qu'une rupture due à l'annulation de la contrainte normale sur une facette, localement, n'est pas suffisante pour déclencher de la fracturation hydraulique et un excès de pression d'injection est nécessaire pour permettre la propagation de la fracture. Mori et Tamura (1987) montrent également, par leurs expériences, l'effet de la viscosité (Fig. 3.11). La pression de fracturation augmente avec la viscosité, comme l'avait aussi rapporté Haimson (1968) (Fig. 3.12) et ceci d'autant plus que le sol est perméable. Dans le cas d'un sol peu perméable, ($10^{-4} < K < 10^{-5}$ cm/s), cet effet de la viscosité est négligeable (Fig. 3.11).

Grâce à des expériences intéressantes où ils utilisent des boues de

bentonite ou des ballons, Mori et Tamura (1987) ont observé les faits suivants:

Avec le sol le plus perméable, ils constatent que l'utilisation d'une boue de bentonite a pour conséquence d'augmenter fortement (de 20 à 30%) la valeur de la pression P'_f et la diffusion du colorant montre que l'infiltration du fluide ne se fait plus selon une surface plane verticale mais d'une façon sphérique. De plus, la pression de fracturation correspond à celle obtenue en simulant une expansion de cavité au moyen d'un ballon, soit P'_b . Or, avec un sable beaucoup moins perméable, la valeur de P'_b est bien supérieure à P'_f .

Ils constatent également que le type de sable a peu d'influence sur la pression de fracturation, P'_b , obtenue par la technique utilisant la pressurisation du ballon. Et cette valeur est proche de la valeur de la pression correspondant à l'expansion de cavité, P'_u telle que proposée par Vesic (1972):

$$P'_u = F_q * \sigma'_3 + (F_q - 1) \cotan \Phi * c \quad -3.30-$$

avec

$$F_q = (1 + \sin \Phi) \left[\frac{E * \sin^{-1} \Phi}{2(1 + \nu)(\sigma'_3 \tan \Phi + c)} \left(\frac{\sin \Phi}{1 + \sin \Phi} \right) \right] \quad -3.31-$$

et E: module d'élasticité,
 Φ : angle de frottement,
 ν : coefficient de Poisson,
c: cohésion.

Leur remarque est que dans le cas de pressurisation par un liquide, la fracturation hydraulique serait initiée par une rupture au niveau de la paroi et propagée par "effet de coin". Dans le cas de mise en pression au moyen d'un ballon, cet "effet de coin" ne peut pas se produire. Ce dernier cas est à mettre en parallèle avec le cas d'un sable perméable pour lequel une fracture initiée peut difficilement se propager du fait de la chute rapide de pression due à la forte perméabilité.

Mori et Tamura (1987) concluent que P'_f est généralement inférieure à la pression correspondant à l'expansion de cavité, P'_u , et que P'_f atteint la valeur de P'_u dans le cas de sables dont la perméabilité est suffisamment élevée ($K > 10^{-3}$ cm/s).

En ce qui concerne la vitesse de mise en pression, les expériences ont montré que P'_f est plus faible dans le cas de mise en pression lente que dans celui de mise en pression rapide. Mori et Tamura (1987) expliquent ce phénomène par la dissipation de pression interstitielle qui a pour effet de diminuer la valeur de la contrainte effective.

Finalement, en créant artificiellement un coin pour simuler "l'effet de coin", Mori et Tamura (1987) montrent que la propagation d'une fracture ne peut se produire que si la chute de pression entre le puits et l'extrémité du coin est faible de façon à ce que le gradient soit suffisamment fort, en ce dernier point, pour propager la fissuration. Ainsi, pour un sol très perméable le gradient à l'extrémité du coin est peu différent du gradient dans le sol intact, à un rayon équivalent. De ce fait, le coin ne représente pas une zone de faiblesse préférentielle. Mori et Tamura (1987) définissent une valeur de pression

de fracturation hydraulique par l'équation:

$$P'_f = m\sigma'_3 + R \quad -3.32-$$

avec m : constante, $1 < m < 2$,

σ'_3 : contrainte de confinement horizontale effective,

R : résistance à la propagation de fissures.

Le terme $m\sigma'_3$ représente la pression qui initie la rupture par tension autour du puits. Comme généralement les fractures sont radiales et verticales, ils conservent le concept de rupture par tension. La valeur de R est très reliée à la perméabilité du sable. Si la perméabilité est suffisamment faible, la rupture par tension peut facilement initier la propagation de la fracture. Par contre, si la perméabilité est suffisamment forte, la propagation est rendue difficile. Mori et Tamura (1987) considèrent que R est compris entre 100 et 200 kPa, pour K compris entre 10^{-3} et 10^{-4} cm/s. Si la perméabilité est supérieure à 10^{-3} cm/s, ou si la pression de confinement est faible, la valeur donnée par l'équation 3.32 pourrait devenir supérieure à la valeur de la pression correspondant à l'expansion de cavité, P'_u . Or, celle-ci doit être considérée comme valeur limite, selon les résultats expérimentaux.

3.5.4 Remarques des auteurs

Selon l'état des connaissances que nous venons d'établir, nous remarquons que les deux théories les plus récentes s'opposent. En effet, Widjaja (1983) estime que la fracturation dans les sols non cohérents est impossible. Aussi, selon son modèle, la pression de fracturation diminue avec l'augmentation de perméabilité du sol. Par contre, Mori et Tamura (1987), au moyen de leurs expériences ont obtenu la fracturation hydraulique dans des sables et pour eux, la pression de fracturation augmente avec la perméabilité du milieu.

Ceci nous amène à considérer deux types de fracturation concernant deux milieux différents, avec des modèles propres.

Dans le cas des milieux cohérents étudiés par Widjaja (1983), la perméabilité peut être considérée comme représentative d'écoulements locaux dans des chemins d'infiltration précis qui ne sont pas à l'échelle de la masse. Ces chemins d'infiltration peuvent alors être considérés comme zones de faiblesse où les pressions interstitielles seront transmises plus rapidement et où la diminution de la contrainte effective mineure se fera plus rapidement. Ce sont donc ces zones qui seront à l'origine des ruptures et l'on peut imaginer que la perméabilité soit reliée à la fracturation hydraulique. Plus ce sol cohérent sera perméable, plus il comprendra de chemins d'infiltration et plus il sera susceptible de présenter une zone de faiblesse où l'action d'une surpression interstitielle entraînera la création d'un fort gradient local qui sera à l'origine d'une fracturation hydraulique.

Mais avec ce raisonnement, nous pouvons nous rendre compte que

certaines des hypothèses utilisées par Widjaja (1983) pour l'élaboration de la théorie sont à remettre en question, comme:

- l'isotropie et l'homogénéité du matériau,
- le respect de la loi de Darcy.

Ainsi, nous pensons que la fracturation hydraulique peut se produire pour des pressions excédant la valeur exprimée par la relation:

$$P'_f = m\sigma'_3 + R \quad -3.33-$$

avec m : constante à définir ($1 < m < 2$),

σ'_3 : contrainte de confinement effective,

R : résistance à la propagation des fissures.

Cette pression accepte comme valeur limite, la pression correspondant à l'expansion de cavité (Eqs. 3.30 et 3.31), telle qu'exprimée par Vesic (1972).

4 CONCLUSIONS

Nous avons essayé, dans ce document, de compiler les informations et les connaissances provenant "du monde des puisatiers" et des sciences de l'hydraulique et de la géotechnique.

Dans le résumé de l'état des connaissances (chapitres 2 et 3), nous avons rassemblé les informations disponibles pour répondre aux questions qui peuvent se poser lorsque l'on aborde le sujet de l'action d'un développement par pistonage sur la migration des particules, au voisinage d'un puits, et la variation de perméabilité induite. Sont également énumérés les critères dont nous disposons, sur la stabilité interne, la stabilité externe, les vitesses d'entrée, ainsi que les théories émises sur les risques de suffosion que peut subir un sol.

Nous avons jugé utile de résumer l'état des connaissances sur la fracturation hydraulique dans les milieux granulaires, car ce phénomène est sous-jacent lorsque l'on traite de l'écoulement dans les sols avec présence de gradients élevés.

Nous espérons que ce document sera une source utile d'informations pour l'ingénieur et le praticien qui devront concevoir ou réaliser un puits ou interpréter des essais de puits, en tenant compte du fait que la perméabilité varie au voisinage de ce puits.

BIBLIOGRAPHIE

AHRENS T.P.

Well design criteria, Water Well Journal, Sept. Nov. 1957

AITKIN R.R., ALEXANDER E.L.

Optimum hole diameter for water wells, Water Well Journal, vol. 21, no. 1, 1967

AULT D., BETHART R.N.

Well development of sand and gravel aquifers, Water Well Journal, vol. 23, no. 3, 1969

BACKER L.W.

Considération sur l'influence de la phase gazeuse piégée dans les milieux poreux, Bul. Int. Ass. of Sc. Hydro., vol. 12, no. 2, 1969

BARCELONIA M.J., GIBB J.P., MILLER R.A.

A guide to the selection of material for monitoring well construction and groundwater sampling, Illinois State Water Survey, Champlain, Illinois, 78 p., 1983

BEAR J.

Hydraulics of groundwater, McGraw Hill, 1979

BJERRUM L., NASH J.K.T.L., KENNARD R.M., GIBSON R.E.

Hydraulic fracturing in field permeability testing, Géotechnique, vol. 22, No. 2, 1972

BLAIR A.H.

Well screens and gravel packs, Groundwater, 8:1, 1970

BOERSMA L.

Field measurement of hydraulic conductivity above a water table, field measurement of hydraulic conductivity below a water table, Methods of Soil Analysis, part 1, C.A., Black Editor, Agronomy no.9, pp. 222-233, A.S.A., Madison, Wis., 1965

BONNET M., UNGEMACH P., SUZANNE P.

Interprétation des essais de pompage en régime transitoire. L'effet de puits et la post-production, Chronique d'hydrogéologie, no.12, 1958

BRILLANT J.

La mesure in situ des perméabilités locales, Géotechnique, vol. 3, no. 1, 1966

CAMPBELL M.D., LEHR J.H.

Water well technology, Mcgraw Hill, 1973

CARTER R.D.

Pressure behavior of a limited circular composite reservoir, Society of Petroleum Engineer Journal, 1966

CASTANY G.

Traité pratique des eaux souterraines, Dunod, Paris, 1963

CHAPUIS R.P.

Piézomètres hydrauliques et risques d'erreurs associées, Séminaire sur les barrières géologiques pour le contrôle de la contamination des eaux aux sites d'enfouissement, Montréal, mars 1987

CHAPUIS R.P., SOULIE M., SAYEGH G.

Comparaison des résultats de divers essais de perméabilité dans un sable, Proc. 39th Canadian Geotechnical Conf., Ottawa, 1986

CHAPUIS R.P., PARE J.J., LAVALLEE J.G.

Essai de perméabilité in situ à niveau variable, Proc. 10th I.C.S.M.F.E., Stockholm, vol.1, pp. 401-406, 1981

CHAPUIS R.P., BEAUDRY D.

Conductivité hydraulique des tapis sol-bentonite, Submitted for the 12th. International conference on soil mechanics and foundation engineering, Rio de Janeiro, Brazil, 1989

CHAPUIS R.P., GILL D.E., WENDLING G., SABOURIN L.

Comparaison des valeurs de conductivité hydraulique obtenues soit par essai de pompage soit par essai de laboratoire, Proc. 40th Canadian Geotechnical Conf., Regina, pp. 291-300, 1987

CHRISTIANSEN J.E.

Effect of entrapped air upon the permeability of soils, Soil Science ,
vol 58, no. 5, 1944

CLARK J.B.

A hydraulic process for increasing the productivity of wells, Trans. of
Am. Inst. of Mining Eng., vol. 186, pp. 1 - 8, 1949

CLARK L., TURNER P.A.

Experiments to assess the hydraulic efficiency of well screens, Water
Research Cent., Medmenham, Marlow, Bucks, Engl. Ground Water vol.21 ,
no.3, may-june 1983 , pp 270-281

COHEN R.M., RABOLD R.R.

Simulation of sampling and hydraulic tests to assess a hybrid monitoring
well design, Groundwater, 1988

COLLINS R.E.

Flow of fluids through porous materials, Reinhold Publishing Corporation,
New York, 1961

COOPER H.H., BREDEHOEFT J.D., PAPADOPULOS I.S.

Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water,
Water Resources Division, vol. 3, no. 1, 1967

COOPER H.H., JACOB C.E.

A generalized graphical method for evaluating formation constants and
summarizing well-field history, Trans. Am.Geophysical Union, vol. 27,
pp. 526-534, 1946

COULSON J.M.

The flow of fluids through granular beds: effect of particle shape and
voids in streamline flow, Paper read at a meeting of the Institution of
Chemical Engineers, London, 1949

COULTER A.W., GURLEY D.G.

How to select the correct sand control system for your well,
Soc. of Petroleum Eng. of AIME, Preprint no.spe 3177, 1971

COX R.J., DUDGEON C.R.

Dimensionless curves to predict the effect of blockage on the performance of partially screened wells in confined aquifers, Proc. of the Groundwater Recharge Conf. 1980, Australian Water Resources Council Conference series no. 3, Aust. Gov. Publ. Serv., Canberra, act. p. 152-157, 1981

CRAFT B.C., HAWKINS M.F.

Applied petroleum reservoir engineering, Prentice Hall, Englewood Cliff, N.J., 1959

CUMMINS A.

Approche semi-empirique pour les critères de filtre, Mémoire M.Sc.A., Ecole Polytechnique de Montréal, 1981

DANIEL D.E., TRAUTWEIN S.J., BOYNTON S.S., FOREMAN D.E.

Permeability testing with flexible wall permeameters, Geotechnical Testing Journal, vol.7, no.3, 1984

DE WIEST R.J.M.

Flow through porous media, Academic Press, New York, 1969

DECKER R.A., CLEMENCE S.P.

Laboratory study of hydraulic fracturing in clay, Proc. 10th I.C.S.M.F.E., Stockholm 1981

DRISCOLL F.G.

Groundwater and wells, Second Edition, published by Johnson Division, St. Paul, Minnesota, 1108 p., 1986

DUDGEON C.R., AU YEUNG C.N.

Non Darcy flow in the vicinity of wells
Proceedings of Groundwater Symposium, aug. 1969, Water Research Laboratory Report no.113, University of New South Wales, 1969

DUDGEON C.R., HUYAKORN P.S.

Effects of near well permeability variation on well performance, Australian Water Resources Council Technical Paper no. 18, University of New South Wales, 1976

ERICKSON G.M.

Experimental well field is put to many uses, Johnson Driller Jour. vol. 47, no. 4, juil.août 1975

FAIR G.M., HATCH L.P.

Fundamentals factors governing the streamline flow of water through sand, J.A.W.W.A., vol. 25, no. 11, 1952

FORBES C.F.

Theory and appraisal of hydraulic conditions in wells, Proceedings of Groundwater Symposium, New South Wales Univ., Australia, aug. 1969

FRANZINI J.B.

Porosity factor for case of laminar flow through granular media, Trans. Amer. Geoph. Union, vol. 32, no. 3, 1951

GARDNER D.

Inefficient well may be true culprit in high cost of pumping water, Irrigation age, vol. 17, no 9, 1983

GARG S.P., LAL J.

Rational design of well screens, Irrg. Res. Inst., Roorkee, India, ASCE, Jour. of the Irrigation and Drainage Div., vol. 97, no. 1, pp. 131-147, 1971

GIBB J.P., JENNING K.V.B.

How drilling fluids and grouting materials affect the integrity of ground water samples from monitoring wells, ground water monitoring review, 7(1), pp. 33-42, 1987

GIBSON R.E.

An analysis of system flexibility and its effect on time-lag in pore water measurements, Geotechnique, vol. 13, No.1, pp. 1-11, 1963

GLADFELTER R.E.

Selecting wells which will respond to production stimulation treatment, Drilling and Production Practice, pp. 117-129, 1955

GROSS F.

Handbuch der wasserversorgung, Munchen, 1928

GUPTA R.P., SWARTZENDRUBER D.

Entrapped air content and hydraulic conductivity of quartz sand during prolonged liquid flow, Soil Science Soc. Proc., 28, 1964

GUPTA R.P., SWARTZENDRUBER D.
Flow associated reduction in the hydraulic conductivity of quartz sand,
Soil Science Soc. Proc., 1962

HAIMSON B.
Hydraulic fracturing in porous and non porous rock and its potential for
determining in-situ stresses at great depth, Tech. Report 4-68, U.S.C.E.,
Missouri, 1968

HAIMSON B., FAIRHURST C.
Hydraulic fracturing in porous permeable materials, Soc. of Petroleum
Eng., pp. 811-817, July 1969

HAMILL L., BELL F.G.
Groundwater resource development, Butterworths, University Press,
Cambridge U.K., 343 p., 1986

HANNA T.H.
Pore water pressure measurement, in foundation instrumentation, Trans
Tech Publication, 1973

HJELDNE E.I., LAVANIA B.V.
Cracking, leakage, and erosion of earth dam materials,
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, vol. 106,
Feb. 1980

HUBBERT M.K., WILLIS D.C.
Mechanics of hydraulic fracturing, Trans. of AIME, vol. 210,
pp. 153-168, 1957

HUDSON H.E., ROBERTS R.E.
Transition from laminar to turbulent flow through granular media, Proc.
of the Second Midwestern Conf. on Fluid Mechanics, Ohio, 1952

HUISMAN L.
Groundwater recovery, Winchester Press, New York, 1972

HUNT J.
Provincial drilling methods in bengladesh: part 3, Water Well Jour.,
vol. 32, no. 2, Feb. 1978

JAWORSKI W.G., DUNCAN J.M., SEED H.B.

An experimental study of hydraulic fracturing, Geot. Eng. Report
no. ucb gt/79-02, Univ. of Calif. Berkeley, 1979

JAWORSKI W.G., DUNCAN J.M., SEED H.B.

Laboratory study of hydraulic fracturing, Jour. of Geot. Eng. Div., Proc.
ASCE, vol. 107, no. Gt6, 1981

JUANG C.H., HOLTZ R.D.

Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils, Journal
of Geotechnical Engineering, vol. 112, no. 9, sept. 1986

KARANJAC J.

Well losses due to reduced formation permeability, Ground Water vol. 10,
no. 4, july-aug. 1972

KEELY J.F., BOATENG K.

Monitoring well installation, purging, and sampling technics - part 1:
Conceptualisation, Groundwater, vol. 25, no. 3, may-june 1987

KELLY J.E., ANDERSON K.E.

The "cheat sheet": a new tool for the field evaluation of wells by step-
testing, Ground Water vol. 18, no. 3, may-june 1980

KENNARD R.M.

The measurment of soil permeability in-situ by the constant head test,
Ph.D. Thesis, Univ. of London, 1970

KENNEY T.C., LAU D.

Stability of particle grading of compacted granular filters, Revue
Canadienne de Géotechnique, vol. 22, no.2, pp.215-225, 1985

KOENIG L.

Survey and analysis of water well stimulation practice,
Jour. Am. Water Works Ass., vol. 52, pp. 333-350, 1960

KOENIG L.

Economic aspects of water well stimulation, Jour. Am. Water works Ass.,
vol. 53, pp. 631-637, 1960

KOENIG L.

Relation between aquifer permeability and improvement achieved by well stimulation, Jour. Am. Water Works Ass., vol. 55, pp. 652-670, may 1961

KOVACS G.

Seepage hydraulics, Developments in Water Science, Elsevier, 1981

KOVACS G., UJFALUDI L.

Movement of fine grains in the vicinity of well screens, Hydrological Sciences Journal, vol 28, no. 2, 1983

KOZENY J.

Ueber kapillare leitung des wassers im doden, wien, akad. Wiss., vol. 136, Pt. 2a, p.271, 1927

KRIZEK R.J., BAKER W.H.

Well capacity for continuous permeability variation, Journ. of Irrigation and Drainage Div., sept. 1969

KRUMBEIN W.C.

Permeability as a function of the size parameters of unconsolidated sand, 1942

LADANY B.

Expansion of a cavity in a saturated clay medium, Jour. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 89, no. sn4, pp. 127-161, july 1963

LAKSHMINARAYANA V., RAJAGOPALAN S.P.

Digital model studies of steady state radial flow to partially penetrating wells in alluvial plains, World Oil, vol.15, no. 3, mai-juin 1977

LEATHERWOOD F.N., PETERSON D.F.Jr.

Hydraulic head loss at the interface between uniform sands of different sizes, Amer. Geophysical Union, vol. 35, no. 4, 1954

LEFEBVRE G., PHILIBERT A., BOZOZUK M.

Fissuring from hydraulic fracture of clay soil, Proc. of the 10th I.C.S.M.F.E., Stockholm, 1981

LIST E.J.

Analysis of development methods for gravel envelop wells, Roscoe Moss Company Publication, 1980

LOFQUIST B.

Discussion on cracking in earth dams, Proc. of 4th I.C.S.M.F.E., London, vol. 3, pp. 261-262, 1957

LUBOCHKOV E.A.

Graphical and analytical methods for the determination of internal stability of filters consisting of non cohesive soil (in russian), Izvestia, vniig, vol. 78, pp. 255-280, 1965

LUTHIN J.N., KIRKHAM D.

A piezometer method for measuring permeability of soil in situ below a water table, Soil Science, vol. 68, 1949

MABILLOT A.

Les forages d'eau, guide pratique, Crépines Johnson France, Naintre, 237 p., 1971

MASSARSCH K.R.

New aspects of soil fracturing in clay, Jour. of Geot. Eng. Div., ASCE, 1978

McDOWELL-BOYER L.M., HUNT J.R., SITAR N.

Particle transport through porous media, Water Resources Research, vol. 22, no. 13, pp. 1901-1921, 1986

McLEOD H.

Effect of perforating conditions on well performance, Proc. 5th Spe. Symp. on Formation Damage Control (Soc. of Petroleum Eng. of AIME), USA spe. 10649, pp. 47-58, 1982

MEDLIN W.L.

Laboratory investigation of fracture initiation pressure and orientation, Soc. of Petroleum Eng., 1978

MERKEL W.

Rheology of water in sand and gravel, Symposia Darcy, Dijon 1956, Association Internationale d'Hydrologie Scientifique

MERRILL D.T., SANKS R.L.

Corrosion control by deposition of CaCO_3 films: part 3, a practical approach for plant operators, Jour. AWWA, 70:1:12, 1978

MOGG J.L.

Effect of aquifer turbulence on well drawdown, Proc. Asce. Jour. Hyd. Div., Hy 11, nov. 1959

MOGG J.L.

Factors affecting design, development and cost of wells, Johnson Drillers Jour., mai-june 1973

MOGG J.L.

Well performance shown by simple test, Johnson Driller Jour., vol. 34, no.3, 1962

MOORE R.L.

Well maintenance programs can prevent failures, Johnson Driller Jour., vol. 52, no.1, jan. fev. 1980

MORGENSTERN N.R., VAUGHAN P.R.

Some information on allowable grouting pressure, Proc. of Conf. on Grouts and Drilling Muds, Inst. of Civil Eng., London, 1963

MORI A., TAMURA M.

Effect of dilatancy on permeability in sands stabilized by chemical grout, Jap. Soc. of Soil Mech. and Found. Eng., Soils and Foundations, vol. 26, No.1, 1986

MORI A., TAMURA M.

Hydrofracturing pressure of cohesive soils, Japanese Soc. of Soil Mech. and Found. Eng., Soils and Foundations, vol. 27, no.1, mar. 1987

MUECKE T.W.

Formation fines and factors controlling their movement in porous media, Journal of Petroleum Technology, fev. 1979

MUSSO A., FREDERICO F.

Pore size distribution in filtration analysis, 3/b/8, 1981

NAZIR S., AHMAD G.

Discussion on well screens, ASCE, 1955

NEMETH E.

L'importance de la loi de filtration de Darcy à la lumière des résultats de quelques essais sur modèles réduits, Symposia Darcy, Association Internationale d'Hydrologie Scientifique, Dijon, 1956

NOLTE K.

Fracture design considerations based on pressure analysis, Proceedings of Production Operations Sympos., Oklahoma City 27 fev-1 mars 1983, Soc. of Petroleum Eng. of AIME, Dallas, Texas, USA spe 10911, p41-71, 1983

ODEH A.S.

Flow test analysis for a well with radial discontinuity, Soc. Pet. Eng. Jour., pp. 207-210, 1969

ORLOB G.T., RADHAKRISHNA G.N.

The effect of entrapped gases on the hydraulic characteristics of porous media, Trans. Amer. Geoph. Union, aug. 1958

PETERSON J.S.

Effect of well screens on flow into wells, ASCE, 1955

PIMIANTA J.

Le captage des eaux souterraines, Eyrolles, Paris, 188 p., 1972

POOROOSHASB H.B., YONG R.N.

Hydraulic fracturing from induced pore pressure in clay soils, Can. Geotech. J. Vol. 20, 1983

RAATS P.A., GARDNER W.R.

Comparison of empirical relationships between pressure head and hydraulic conductivity and some observations on radially symmetric flow, Water Resources Research, vol. 7, no. 4, aug. 1971

RAT M., LAVIRON F., JOREZ J.C.

Essai lefranc, Bull. de Liaison des Labo. Routiers, no. spécial, 1970

RAT M., LAVIRON F.

Mesures du coefficient de perméabilité par essais ponctuels, 2^{ème} congrès de géologie de l'ingénieur, Sao Paulo, août 1974

REEVE R.C., KIRKHAM D.

Soil anisotropy and some field methods for measuring permeability, Trans. Amer. Geoph. Union, vol. 32, no. 4, 1951

RORABAUGH M.I.

Graphical and theoretical analysis of step drawdown test of artesian well, Proceedings ASCE, vol. 79, no. 362, dec. 1953

ROSCOE MOSS COMPANY

A guide to water well casing and screen selection, Los Angeles, California, 76 p., 1982

RUMER R.R., DRINKER P.A.

Resistance to laminar flow through porous media, Proc. ASCE Jour.Hyd. Div., Hy5, sept 1966

RUMMEL F., WINTER R.B.

Fracture mechanics as applied to hydraulic fracturing stress measurements, Terra Scientific Publishing Company, Tokyo, Japan. Earthq. Predict. Res. 2, 33-45, 1983

SCHALLA R.

A comparaisn of the effect of rotary wasch and air rotary drilling techniques on pumping test results, sixth National Symposium on Aquifer Restoration and Groundwater Monitoring, Ohio State Univ., may 1986

SCHMID W.E.

Field determination of permeability by the infiltration test, ASTM, stp 147, p.142, 1967

SCHNEEBELI G.

Sur l'hydraulique des puits, Symposia Darcy, Association Internationale d'Hydrologie Scientifique, Dijon, 1956

SCHOELLER H.

Les eaux souterraines, Masson et cie. Editeurs, Paris, 1962

SEED H.B., LEPS T.M., DUNCAN J.M., BIEBER R.E.

Hydraulic fracturing and its possible role in the Teton dam failure, App.D to Report of Ind.Panel, US gvt. Printing Office, Washington D.C 20402, 1976

SHERARD J.L.

Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soil, 13th Int. Cong. on Dams, New Delhi, 1979

SHERARD J.L.

Study of filters for dams and ideas on potential useful laboratory tests to clarify questionable points, Manuscript for review and comments, 1981

SHERARD J.L., DUNNINGAN L.P., TALBOT J.R.

Basic properties of sand and gravel filters, ASCE, Jour. of Geotechnical Engineering Division, vol. 10, no.6, pp.684-700, 1984

SICHARD W.

Das fassungsvermogen von rohrbrunnen und seine bedeutung fur die grundwasserabsenkung, Insbesondere fur grossere absenkungstiefen, Berlin, 1928

SILVEIRA A.

An analysis of the problem of washing through in protective filters, 6th ICOSMAFE., Montréal, vol. 2, 1965

SILVEIRA A.

On void size distribution of granular materials, Int. Conf. on Soil Mechanics, Buenos Aires, 1975

SKEMPTON A.W.

Pressure coefficient A and B, Geotechnique 4, no.2, pp.143-147, 1954

SMITH R.C.

Relation of screen design to the design of mechanically efficient wells, Journal of A.W.W.A., vol. 55, 1963

SOLIMAN M.M.

Boundary flow considerations in the design of wells, Proc. ASCE, Irr. Drain. Div., Irl, mar. 1965

STERNBERG Y.M.

Theory and application of the skin effect concept to groundwater wells, Int. Symp. on Development of Ground Water Resources, Madras, India, vol. 2, pp. 23-32, 1973

STRAMEL G.J.

Maintenance of well efficiency, J. A.W.W.A., aug. 1965

STRAUSBERG S.I.

Volume of aquifer tested for permeability during a one well pumping test, Ground Water, vol. 7, no. 4, 1969

STRELTSOVA T.D.

Analysis of aquifer - aquitard flow, Water Resources Research vol. 12, no. 3, june 1976

SZILAGYI G.

La variation du coefficient de filtration dans l'espace de dépression des puits, Symposia Darcy, As. Int. d'Hydrologie Scientifique, Dijon, 1956

THOMAS R.G.

Bottom entry large diameter wells, Ground Water, vol. 20, no. 1, 1982

TIMOSHENKO S.P., GOODIER J.N.

Theory of elasticity, Third edition, Mcgraw Hill, pp.70-71, 1982

TODD D.K.

Ground water hydrology, John Wiley and Sons, New York, 1980

TOLMAN C.F.

Ground water, Mcgraw Hill Book Company, New York, 1937

U.S ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY

Manual of water well construction practice, EPA-570/9-75-001, Office of Water Supply, Washington D.C., 156 p., 1975 c

VAN BEERS W.F.J.

A field measurement of the hydraulic conductivity of soil below the water table - the auger hole method -, Int. Inst. For Land Reclamation and Improvement, 1970

VAUGHAN P.R., SOARES H.F.

Design of filters for clay cores of dams, Proc. ASCE, vol. 108, no. Gt1, jan. 1982

VAN POOLEN H.K.

Hydraulic fracturing: fracture flow capacity vs. well productivity, Petroleum Trans., AIME, vol. 213, pp.91-95, 1958

VAN EVERDINGEN A.F.

The skin effect and its influence on the productive capacity of a well, Trans. Amer. Inst. of Min. and Metal Eng., vol. 198, pp.305-324, 1953

VAN BAVEL C.H.M., KIRKHAM D.

Field measurement of soil permeability using auger holes, Proc. of the Soil Science Soc. of Amer., vol. 13, 1948

VAUGHAN P.R.

The measurement of pore pressures with piezometers, 1973

VESIC A.S.

Expansion of cavities in infinite soil mass, Proc. ASCE, sm3, pp. 265-290, 1972

WALTON W.C.

Selected analytical methods for well and aquifer evaluation, Illinois State Water Survey Bull. 49, 1962

WARD J.C.

Turbulent flow in porous media, Proc. ASCE Jour. Hyd. Div. Hy5, sept. 1964

WEN H.L.

Interaction between well and aquifer, Proc. ASCE, no. 578, nov. 1954

WENDLING G.

Etude de la stabilisation par autofiltration des sols modélisés à granulométrie étalée, Mémoire M.Sc.A., Ecole Polytechnique de Montréal, 1985

WERNECK L.G.

Some considerations on the use of hydraulic fracture tests in partly saturated embankment fills, Fifth Conf. Pan Am. on Soil Mec. and Found. Eng., 1975

WERNER H.D., SCHERER T.F., KAJER T.O.

Effects of irrigation well efficiency on energy requirements, US Dept. of Energy, em-78-g-01-5131, Staples, Mn., 1980

WIDJAJA H.

Scale and time effects in hydraulic fracturing, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 1983

WILLIAMS E.B.

Fundamental concepts of well design, Ground Water, 19:5, 1981

WILLIAMS D.E.

Modern technics in well design, AWWA, vol. 77, no 9, sept. 1985

WITTMANN L.

The process of soil filtration, its physics and the approach in engineering practice, Proc. 7th Europ. Conf. on Soil Mechanics, vol 1, pp. 303-309, 1979

WITTMANN L.

Some aspects of transport processes in porous media, 6th Australian Hydraulics and Fluid Mechanics Conf., Adelaide, 1977

WRIGHT D.E.

Nonlinear flow through granular media, Proc. ASCE Jour. Hyd. Div. Hy4, july 1968

WYCKOFF R.D., BOTSET H.G.

The flow of gas liquid-mixtures through unconsolidated sands, Physics, vol. 7, 1936

WYLLIE M.R., GARDNER G.H.

The generalized Kozeny-Carman equation. Its application to problems of multiphase flow in porous media, World Oil, Production Section, 1958

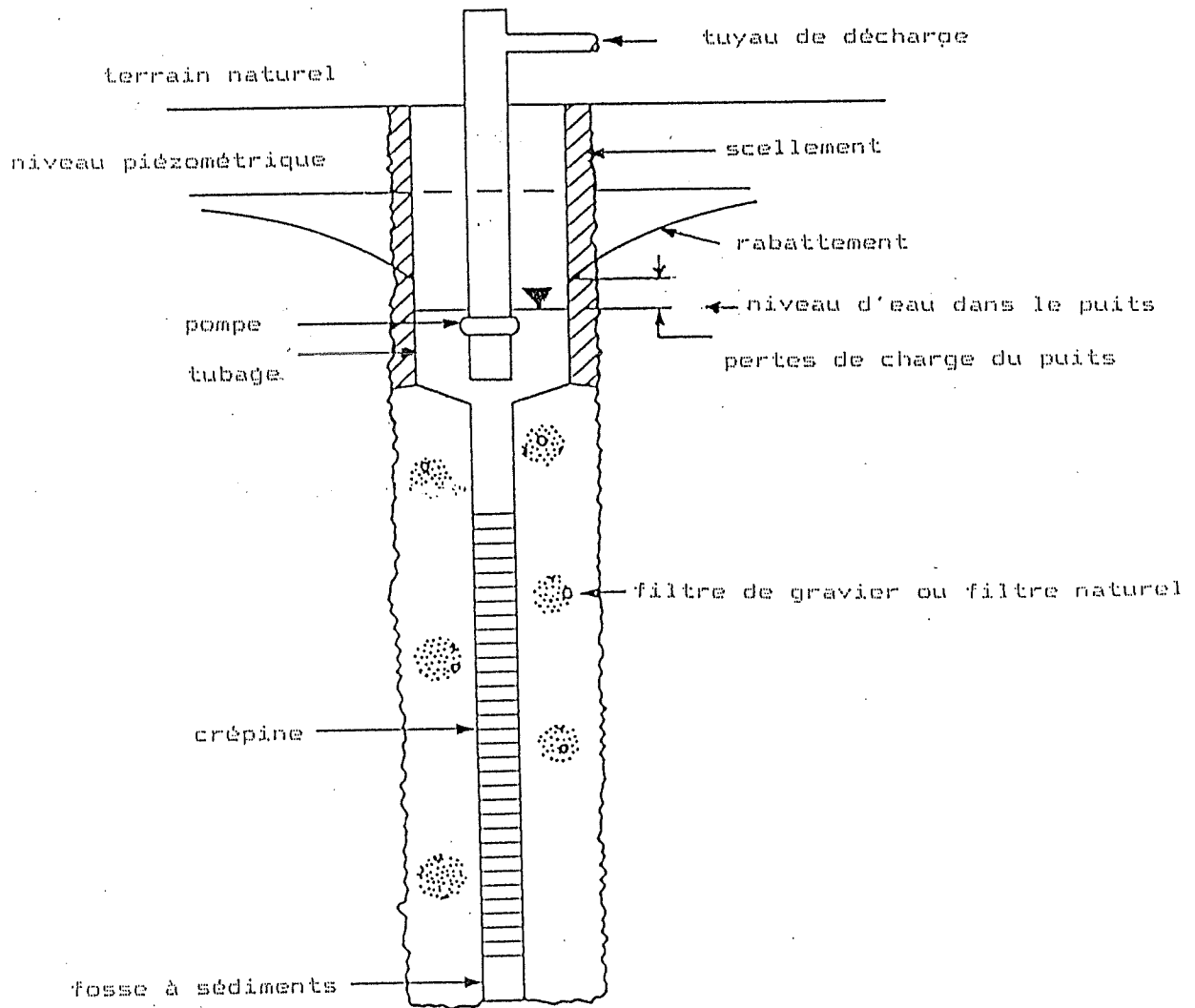


Fig. 1.1 : Schéma d'un puits (d'après Hamill et Bell, 1986)

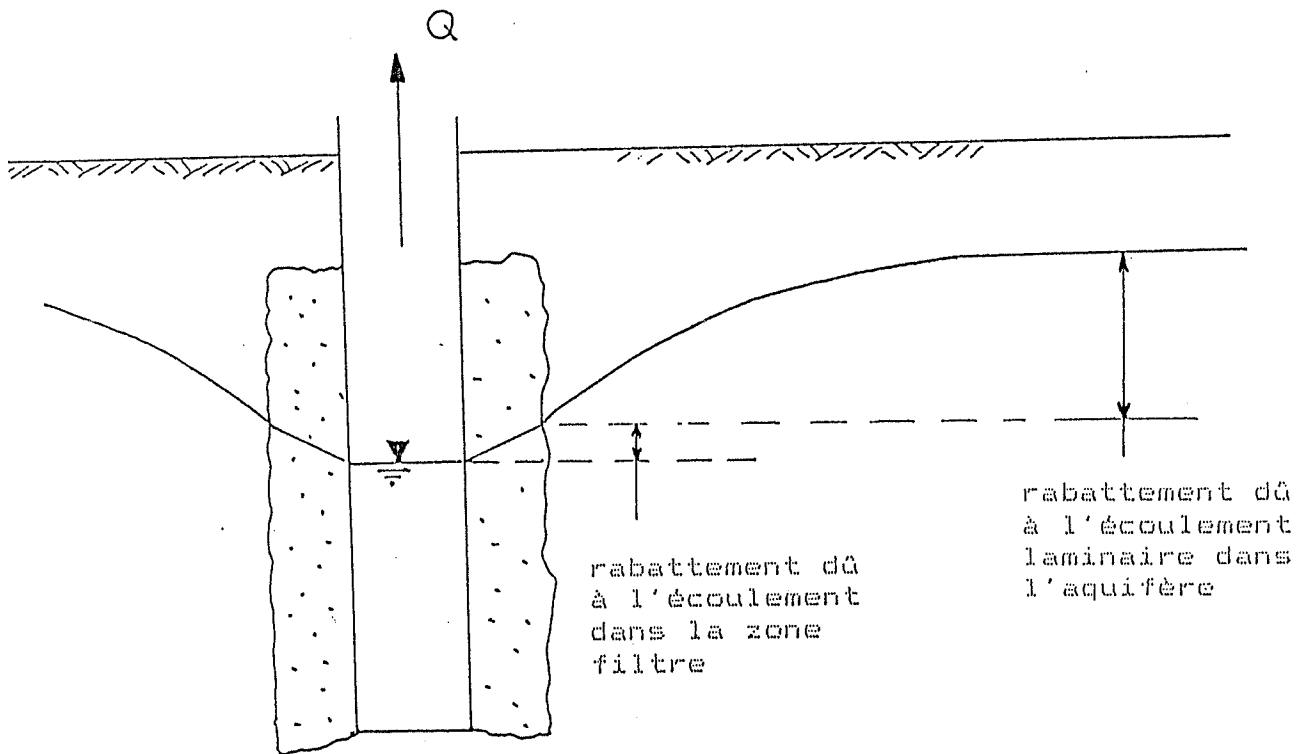


Fig. 1.2 : Schéma du rabattement d'un puits en régime permanent

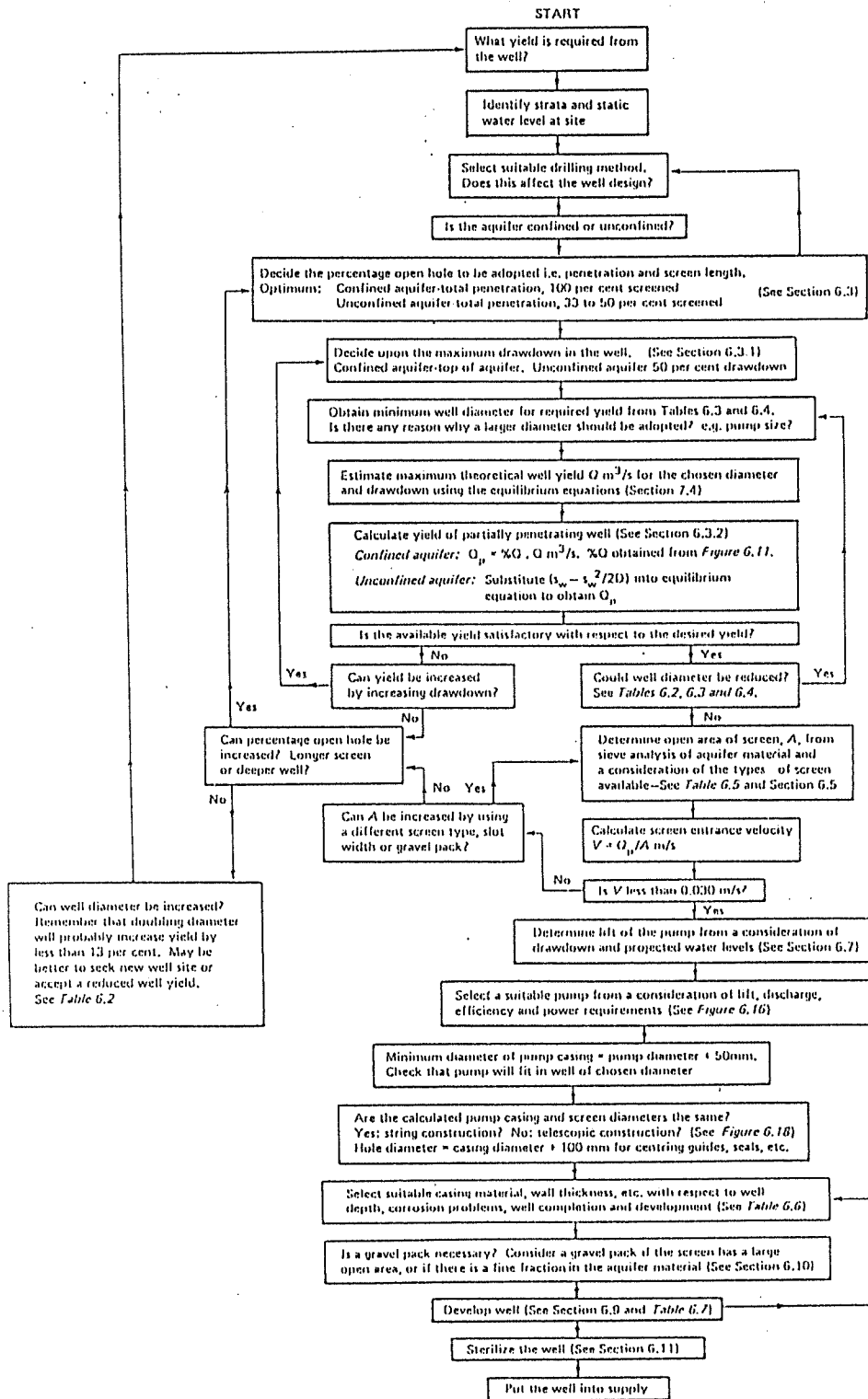


Fig. 2.1 : Organigramme des étapes de la conception d'un puits (d'après Hamill et Bell, 1986)

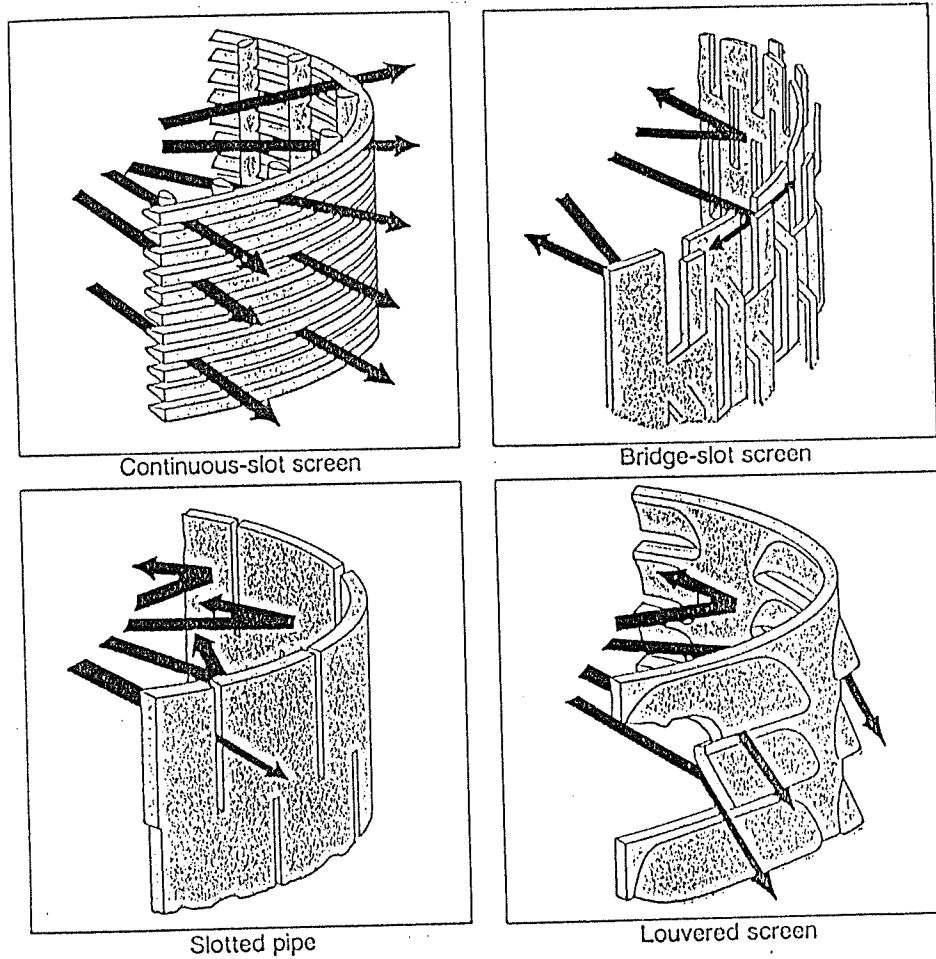


Fig. 2.2 : Ecoulement à travers différents types de crépine (d'après Driscoll, 1986)

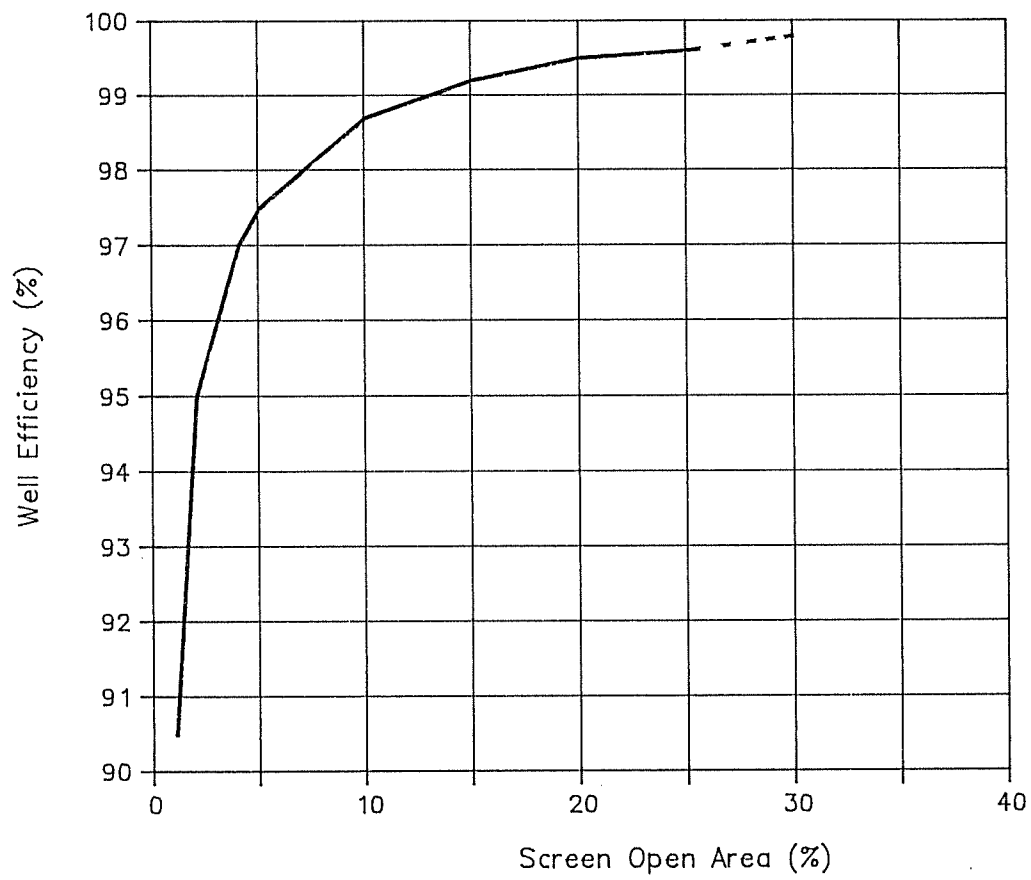


Fig. 2.3 : Efficacité d'une crépine en fonction de son aire d'ouverture (d'après Roscoe, 1982)

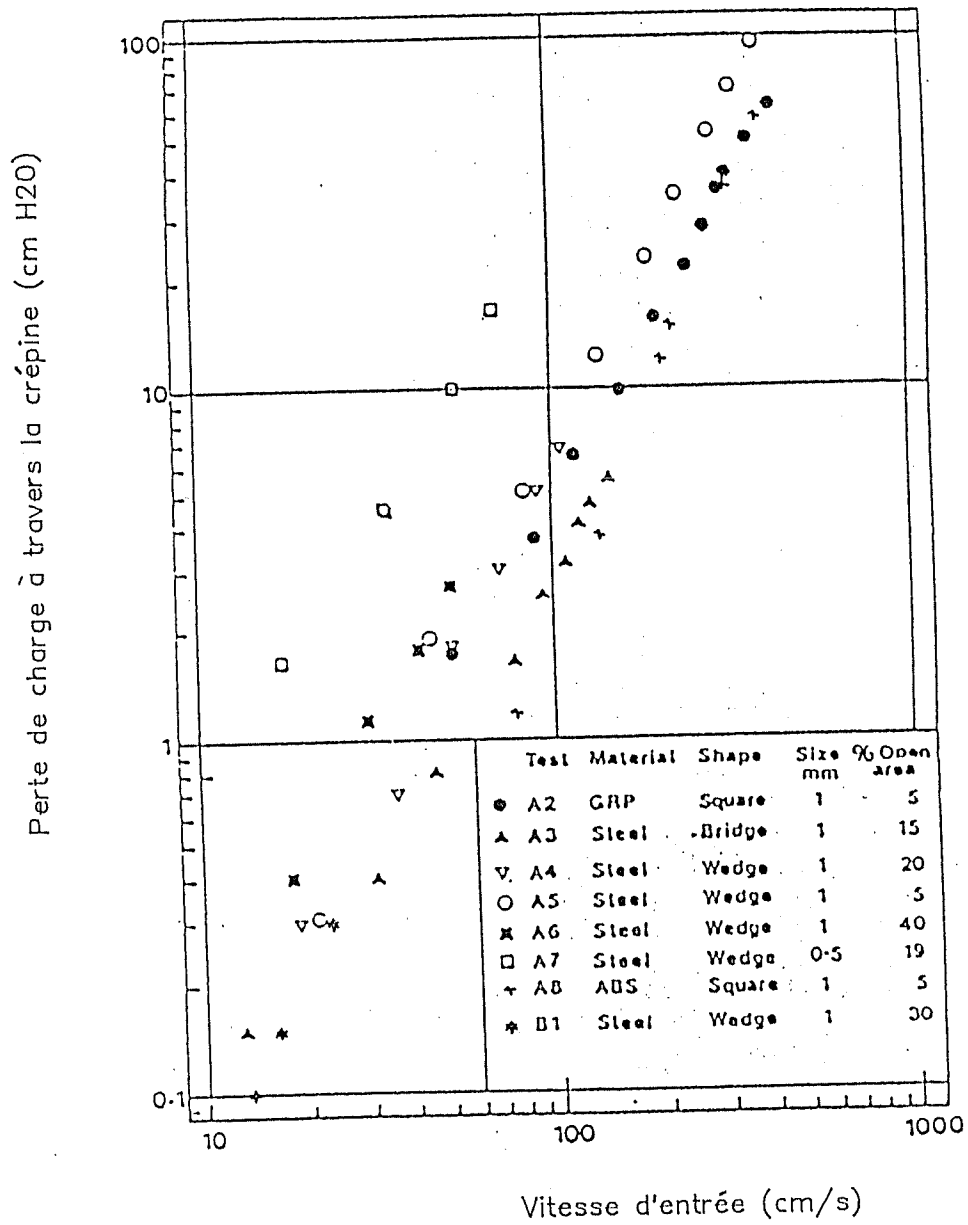


Fig. 2.4 : Courbes exprimant les pertes de charge en fonction de la vitesse de l'écoulement, à travers différents types de crépine (d'après Clark et Turner, 1983)

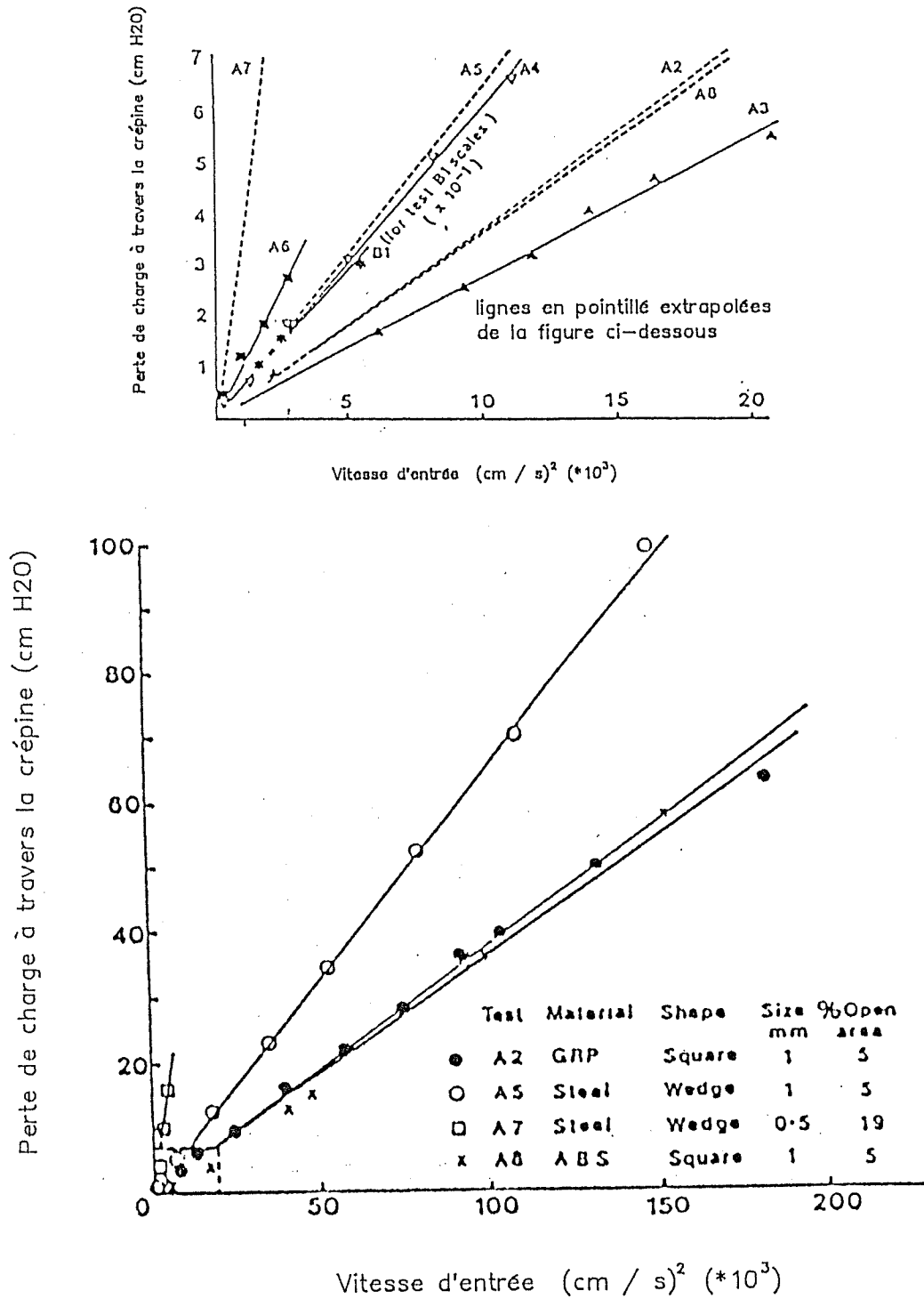


Fig. 2.5 : Courbes exprimant les pertes de charge en fonction de la vitesse de l'écoulement, à travers différents types de crépine (d'après Clark et Turner, 1983)

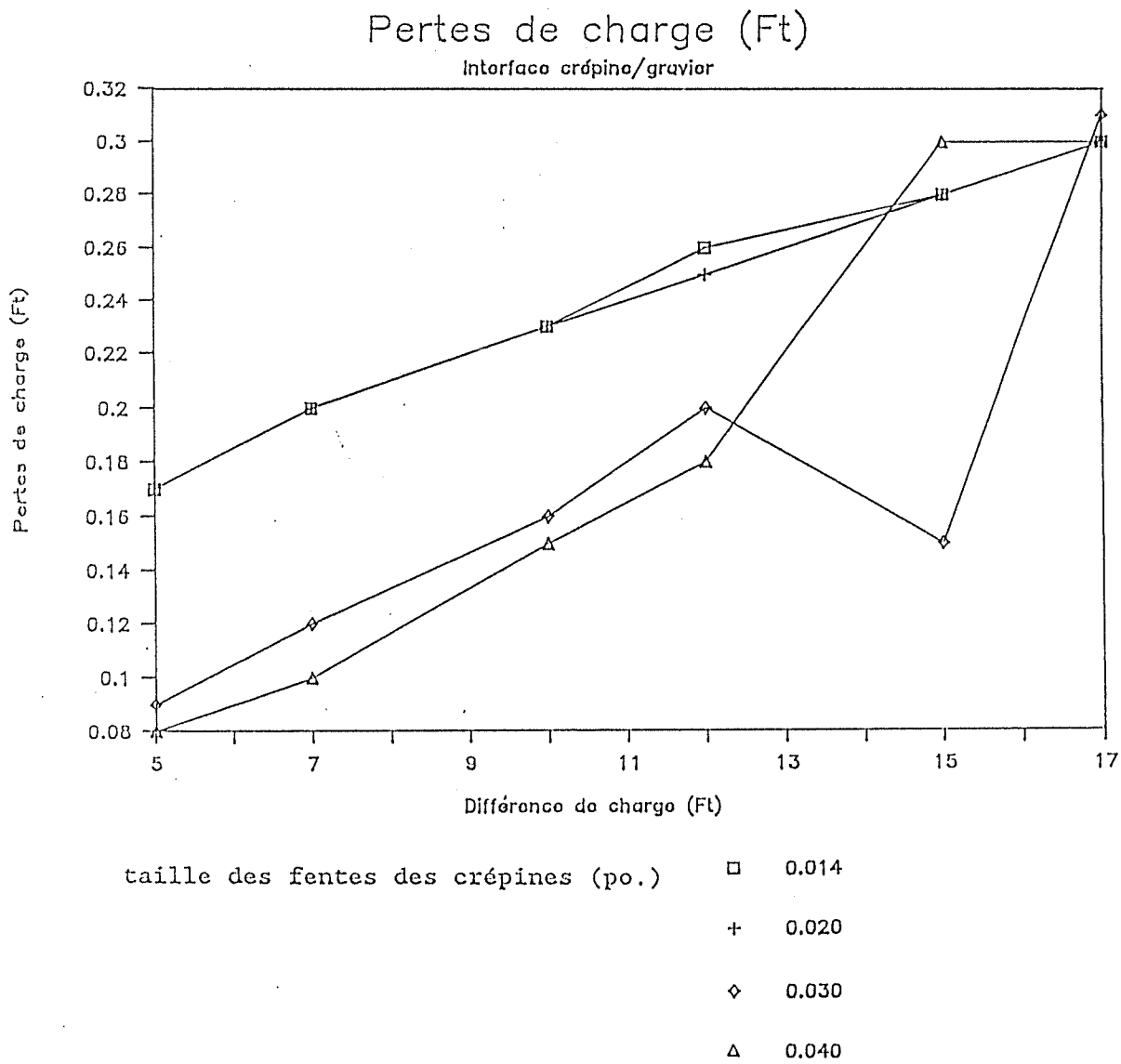


Fig. 2.6 : Pertes de charge en fonction de la vitesse d'écoulement, pour différentes aires d'ouverture (d'après Nazir, 1955)

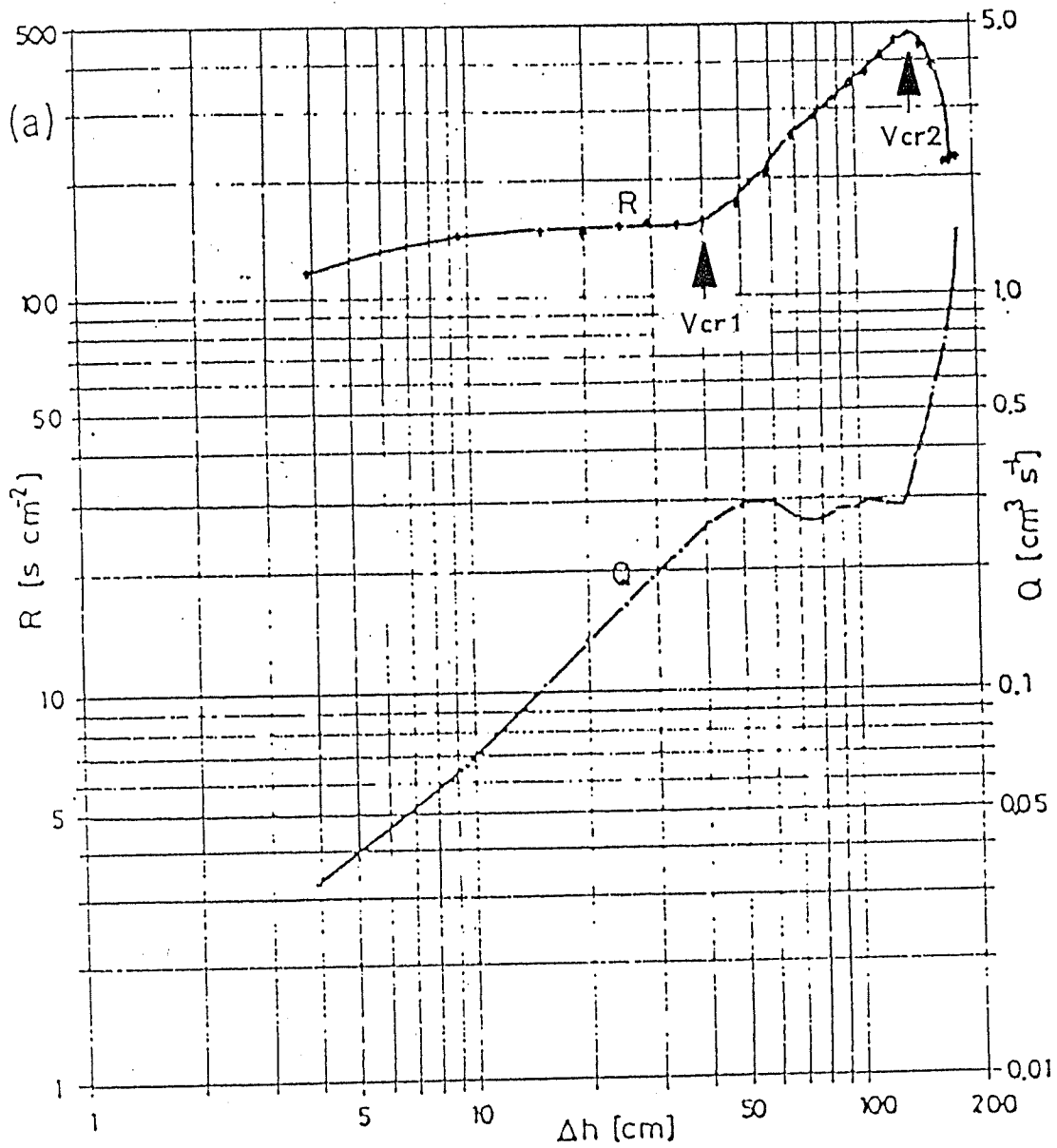


Fig. 2.7 : Résistance et débit, en fonction de la charge (d'après Kovacs, 1983)

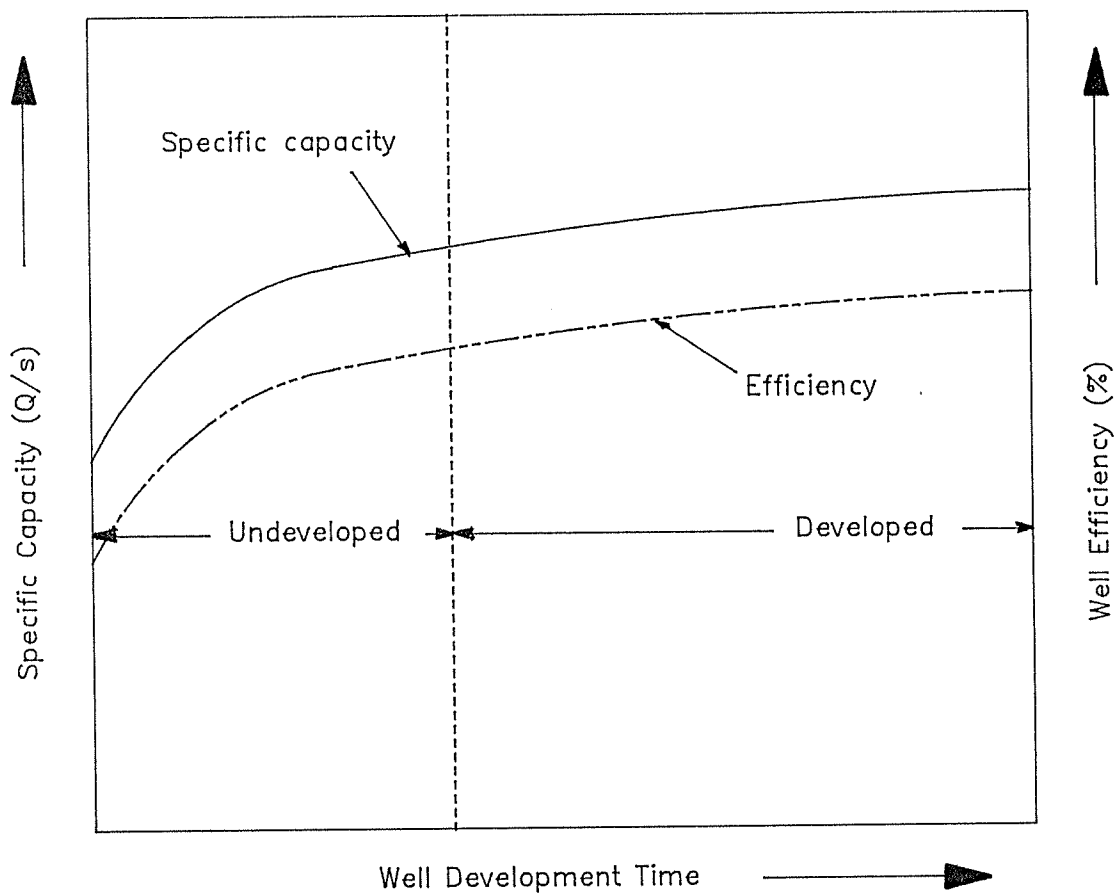


Fig. 3.1 : Effet du développement sur la capacité spécifique (d'après Williams, 1985)

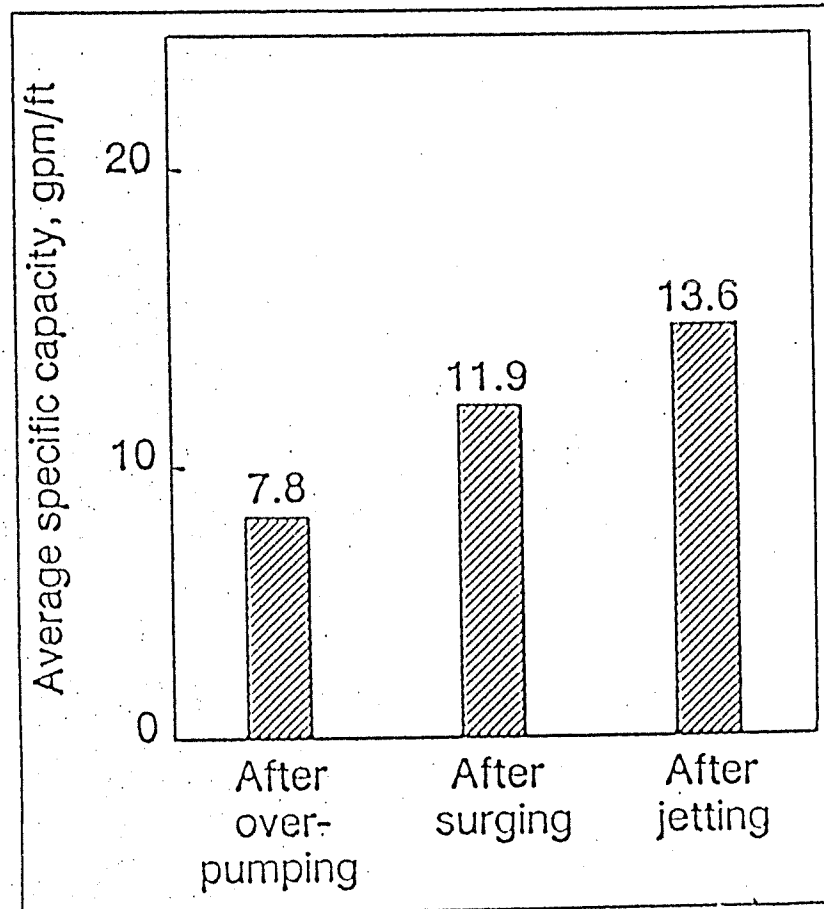


Fig. 3.2 : Effet du développement sur la capacité spécifique (d'après Werner et al., 1980)

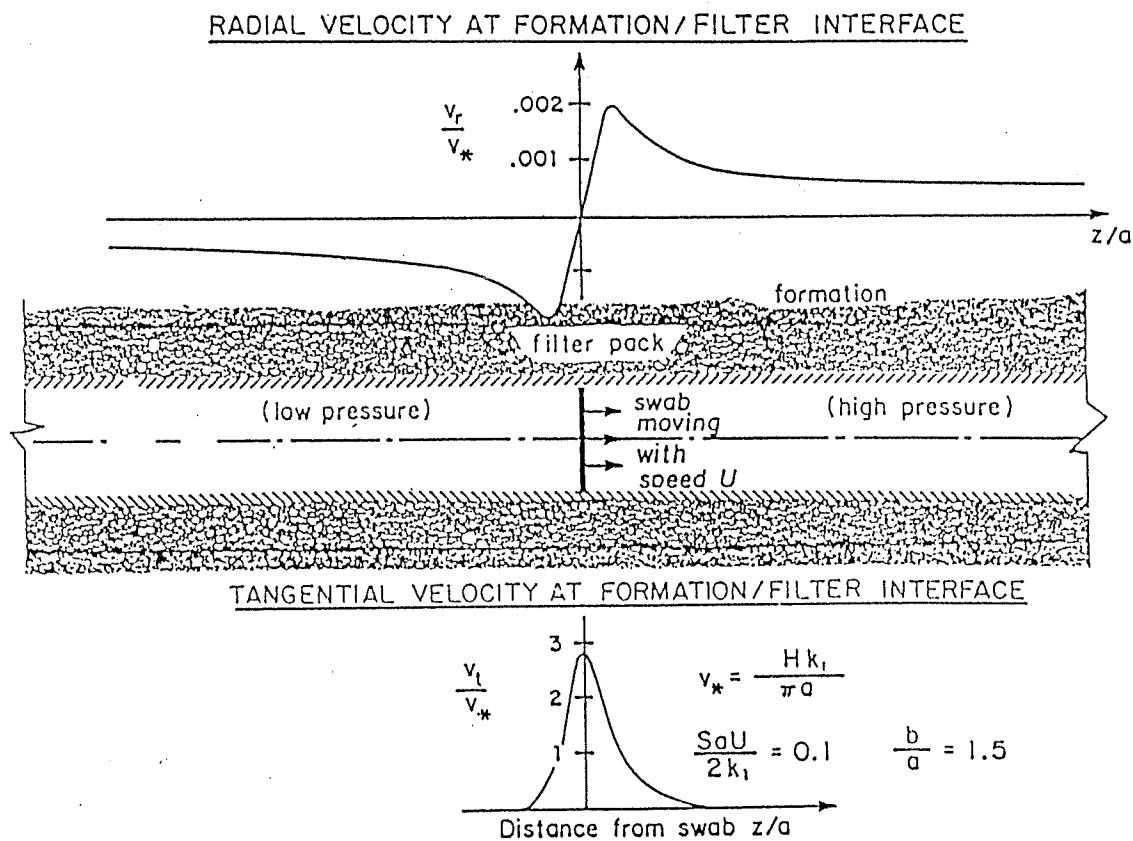


Fig. 3.3 : Représentation de la variation de la vitesse tangentielle et radiale à l'interface sol/filtre, dans le cas d'un pistonage (d'après List, 1980)

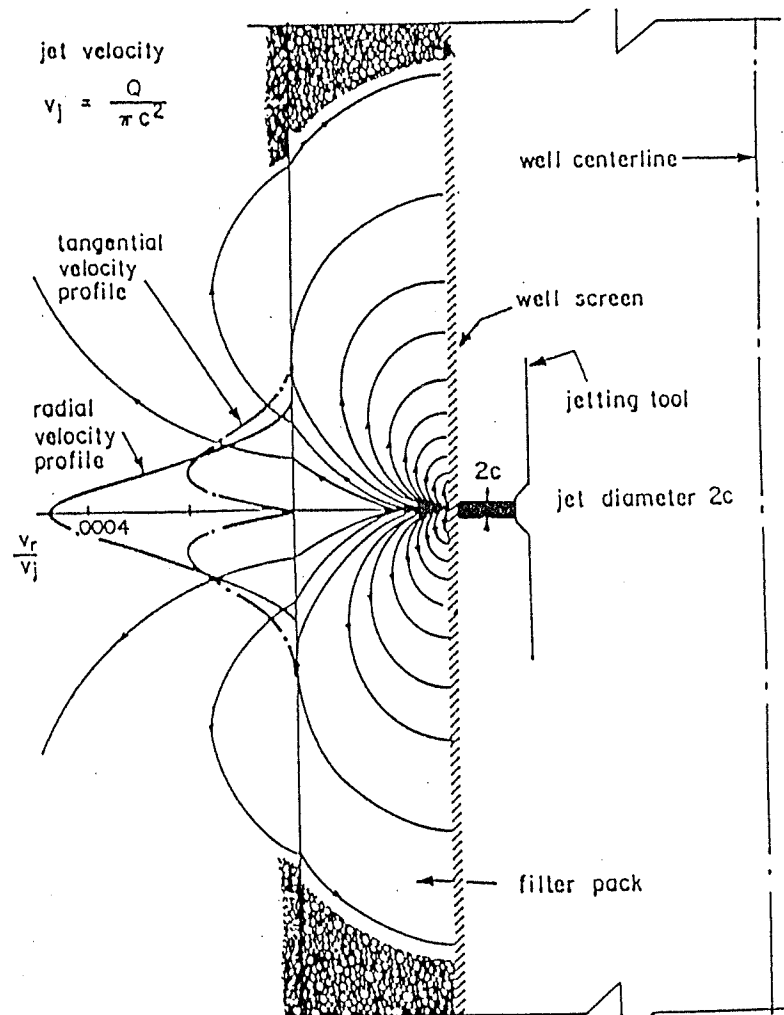


Fig. 3.4 : Représentation des lignes de courant ainsi que du profil des vitesses radiales et tangentielles occasionné par un développement par lavage sous pression (d'après List, 1980)

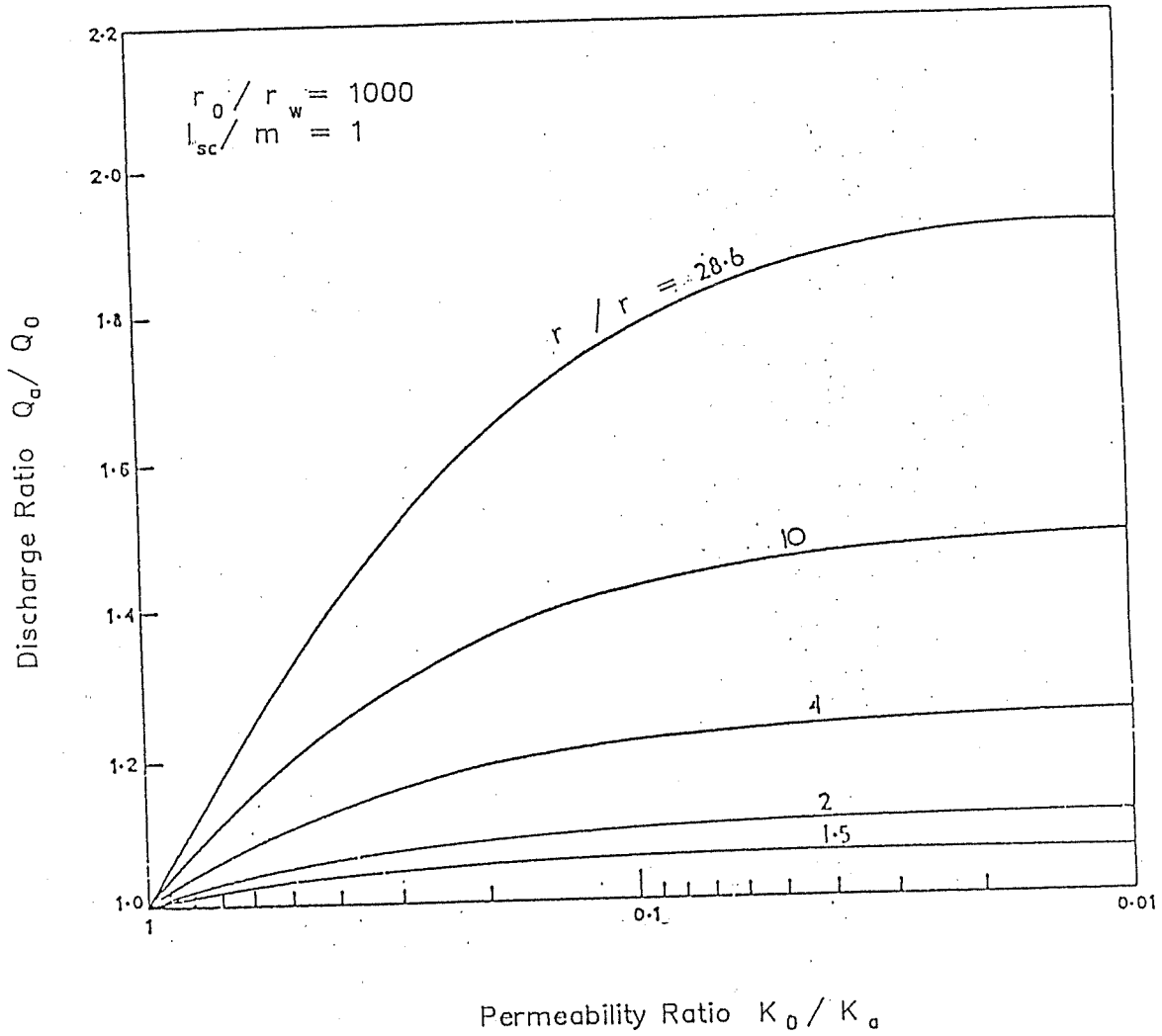


Fig. 3.5 : Courbes type de Q_a/Q_0 en fonction de K_0/K_a (d'après Dudgeon et Huyakorn, 1976)

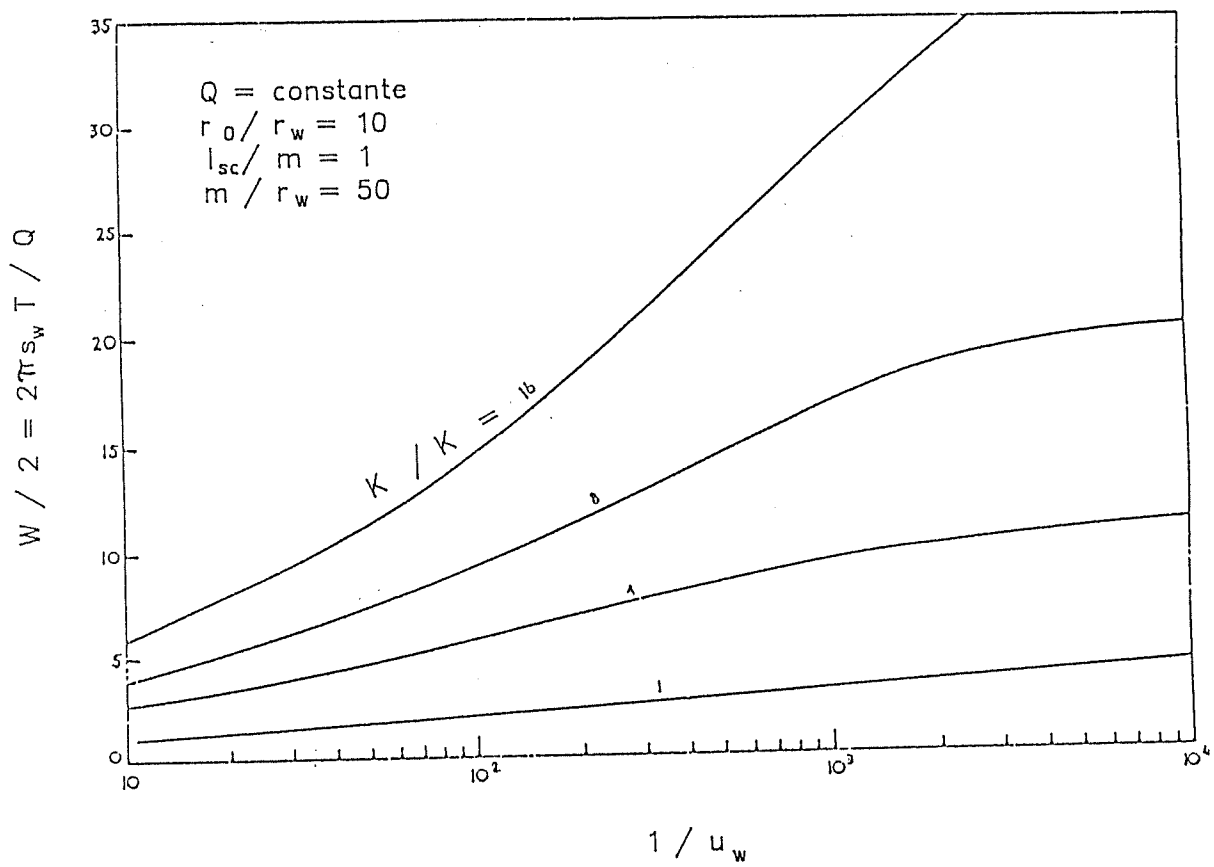


Fig. 3.6 : Courbes type de $2\pi s_w T / Q$ en fonction de $1/u_w$ (d'après Dudgeon et Huyakorn, 1976)

p : perméabilité (m^2)
 A : capacité spécifique avant développement (m^2/s)
 B : capacité spécifique après développement (m^2/s)

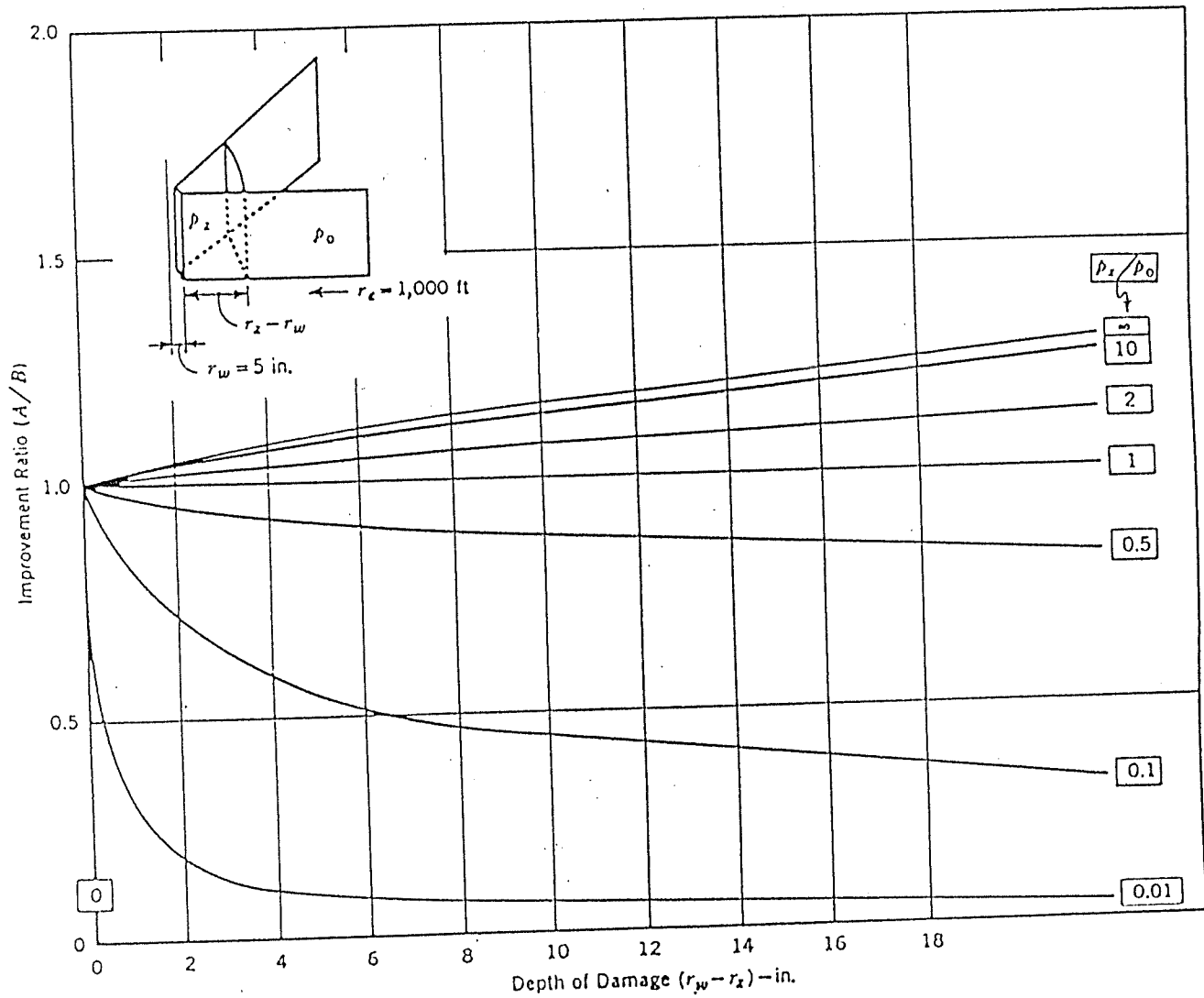


Fig. 3.7 : Famille de courbes paramétriques reliant le taux d'amélioration de l'efficacité d'un puits, en fonction du rapport des perméabilités, et du rayon affecté (d'après Koenig, 1960)

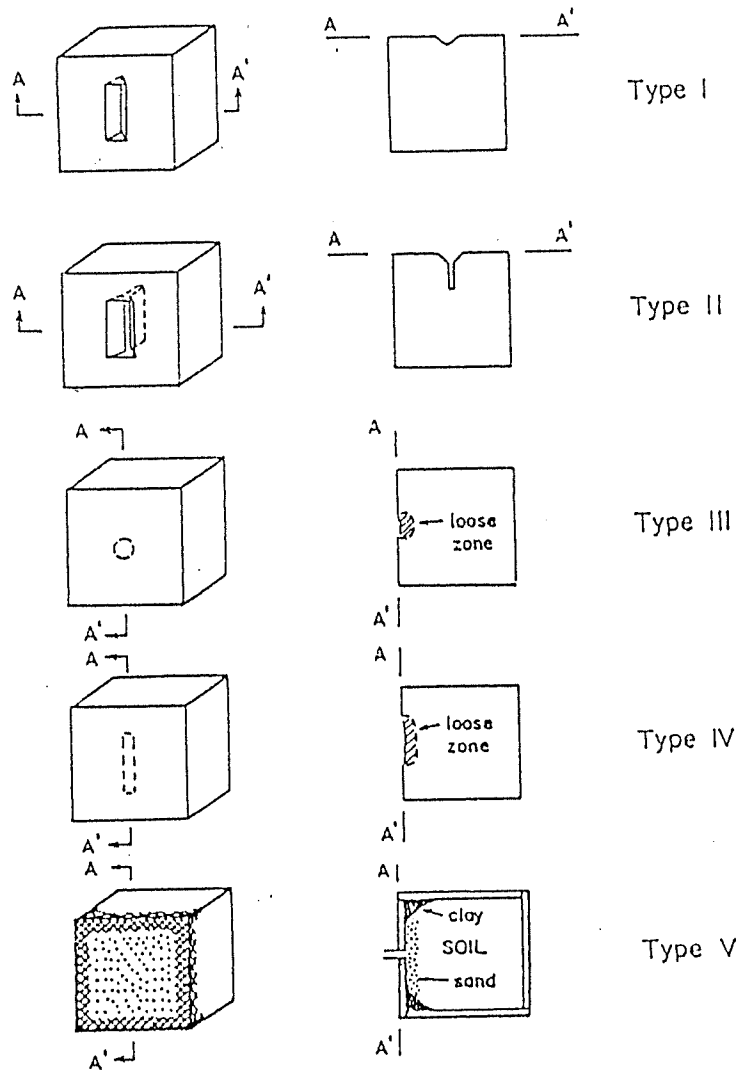


Fig. 3.8 : Types de tests effectués par Jaworski et al. (1979)

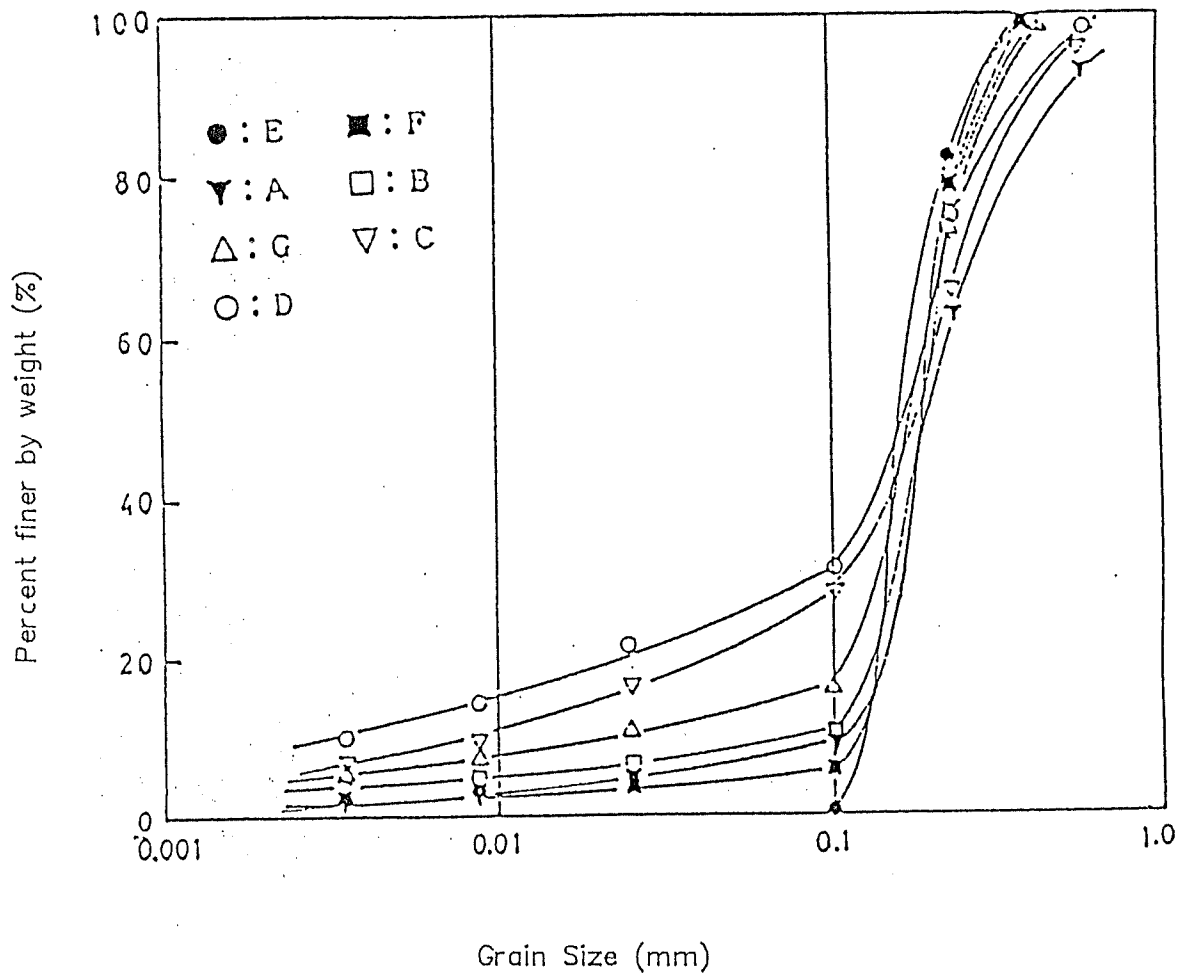


Fig. 3.9 : Courbes granulométriques des sables étudiés par Mori et Tamura (1987)

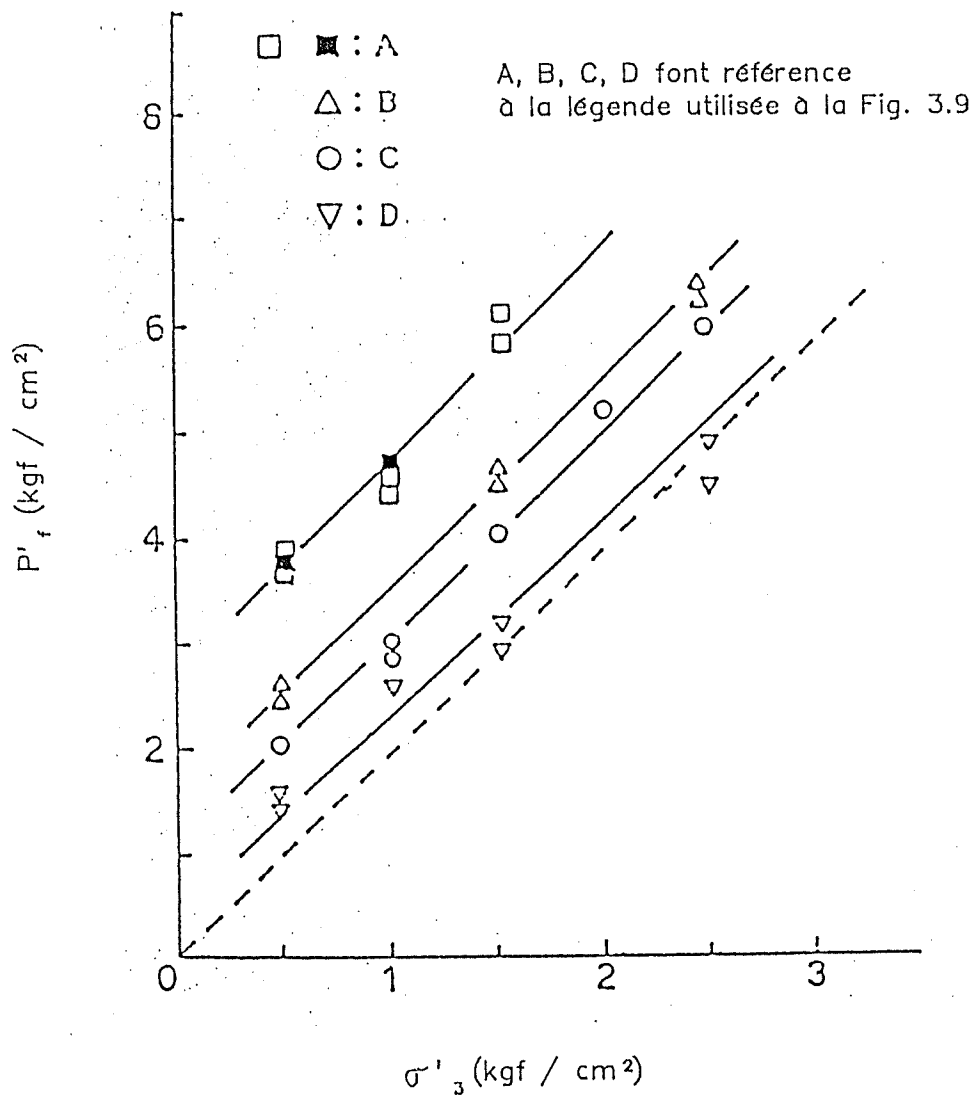
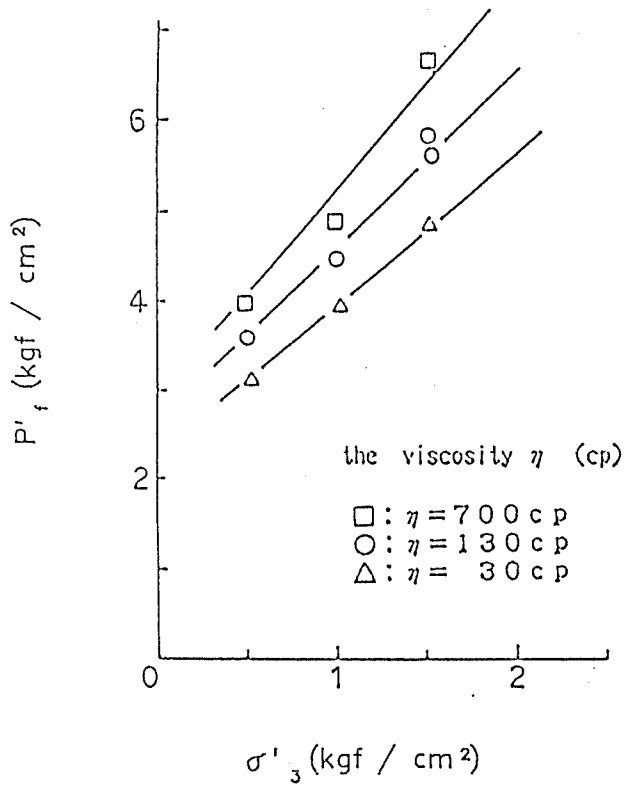
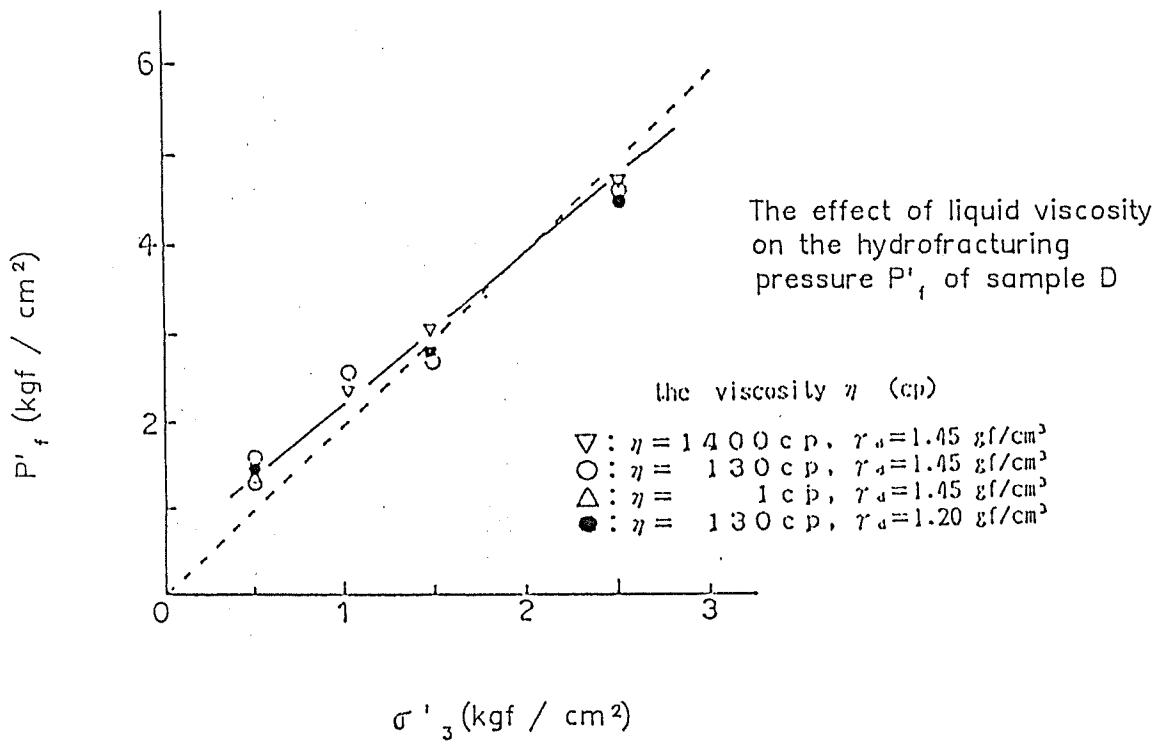


Fig. 3.10: Relation entre la pression de fracturation P'_f et la contrainte effective de confinement σ'_3 (d'après Mori et Tamura, 1987)



The effect of liquid viscosity on the hydrofracturing pressure P'_f of sample A



The effect of liquid viscosity on the hydrofracturing pressure P'_f of sample D

Fig. 3.11: Effet de la viscosité sur la pression de fracturation hydraulique P'_f (d'après Mori et Tamura, 1987)

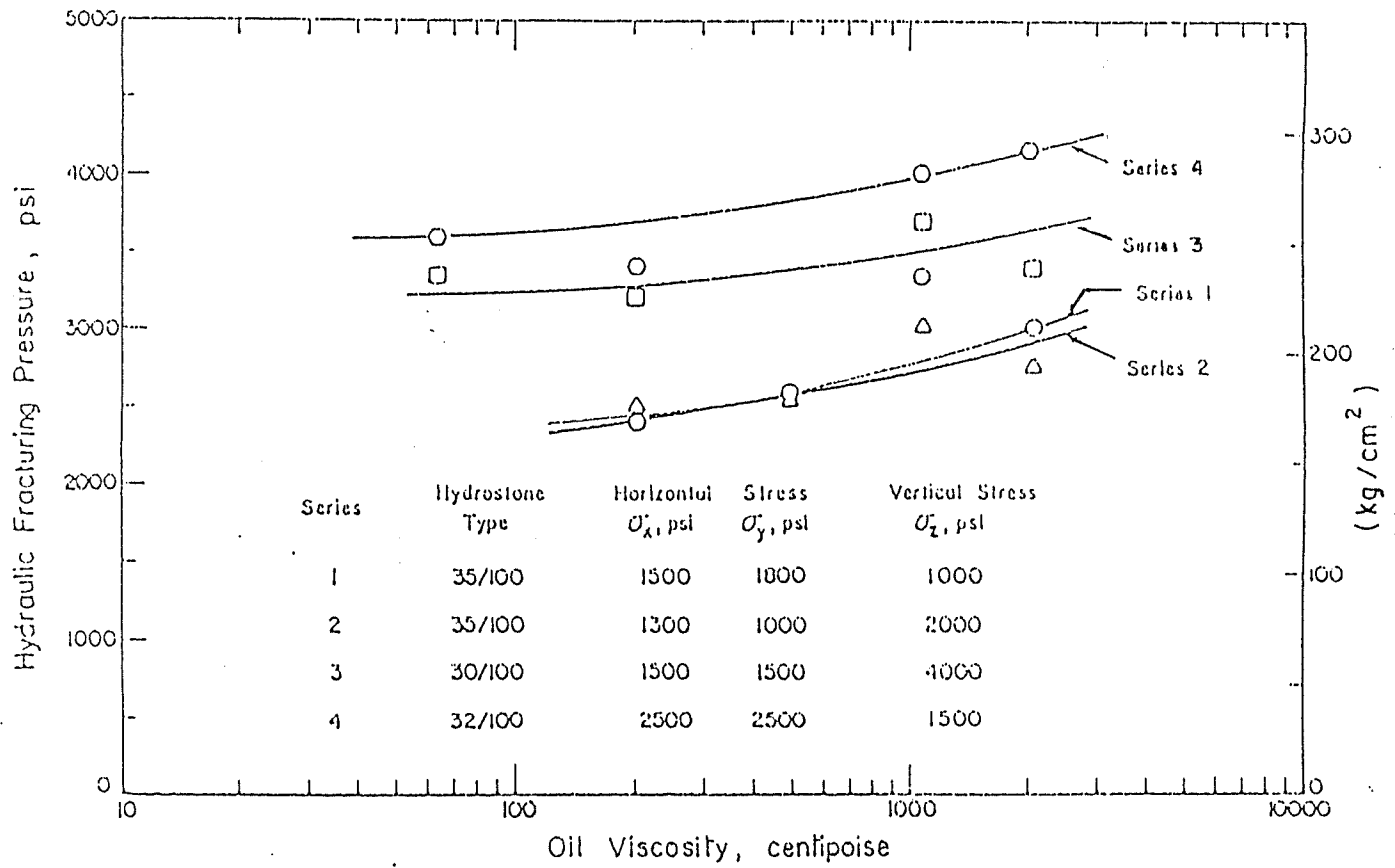


Fig. 3.12: Effet de la viscosité sur la pression de fracturation hydraulique -hydrostone- (d'après Haimson, 1968)

