



HAL
open science

Etude d'une méthode de diagnostic de digues avec prise en compte du risque de liquéfaction

Luc Lepetit

► **To cite this version:**

Luc Lepetit. Etude d'une méthode de diagnostic de digues avec prise en compte du risque de liquéfaction. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 2002. Français. NNT: . tel-00006665

HAL Id: tel-00006665

<https://theses.hal.science/tel-00006665>

Submitted on 7 Aug 2004

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

N° d'ordre : D. U 1340
EDSPIC : 249

UNIVERSITE BLAISE PASCAL – CLERMONT II

ECOLE DOCTORALE
SCIENCES POUR L'INGENIEUR DE CLERMONT-FERRAND

THESE

Présentée par

Luc Lepetit

Ingénieur C/U/S/T génie civil

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR D'UNIVERSITE
SPECIALITE : GENIE CIVIL

ETUDE D'UNE METHODE DE DIAGNOSTIC DE DIGUES
AVEC PRISE EN COMPTE DU RISQUE DE LIQUEFACTION

Soutenue publiquement le 28 Février 2002 devant le jury composé de :

MM	D. Boissier	<i>Président</i>
	B. Cambou	<i>Rapporteur</i>
	P. Foray	<i>Rapporteur</i>
	R. Gourvès	<i>Examineur</i>
	J.J. Fry	<i>Examineur</i>
	C. Bacconnet	<i>Examineur</i>

Avant-propos

Le travail présenté dans ce mémoire a été effectué au Laboratoire d'Etudes et Recherches en MEcanique des Structures (Clermont-Ferrand), sur la base d'un contrat de recherche établi pour le compte d'EDF-DRD (Direction de la Recherche-Développement), puis EDF-CIH (Centre d'Ingénierie Hydraulique).

Je remercie Monsieur Michel Fogli, Professeur, Directeur du LERMES pour m'avoir accueilli au sein de son laboratoire. Je remercie également Monsieur Jean-Jacques Fry, Directeur à EDF-CIH, secrétaire du Comité Français des Grands Barrages, pour l'aide et le soutien qu'il a su m'apporter au cours de ce travail, également pour avoir initié ce projet.

J'exprime ma reconnaissance la plus profonde a Messieurs Daniel Boissier, Professeur à l'Université Blaise Pascal (Clermont -Ferrand), Directeur de thèse, Roland Gourvès, Maître de Conférence et Claude Bacconnet, Maître de Conférence, pour avoir initié puis suivi ce travail avec la plus grande attention, m'avoir fait part de leurs idées brillantes, ainsi que pour les diverses discussions fructueuses échangées au cours de ces trois années de recherche.

Je remercie très sincèrement Messieurs Bernard Cambou, Professeur à l'Ecole Centrale de Lyon et Pierre Foray, Professeur à l'Institut Polytechnique National de Grenoble, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail de thèse et d'en être les rapporteurs.

Mes remerciements vont également aux partenaires Chinois avec lesquels il a été possible d'établir un contact scientifique : le Professeur Kong Zhaonian, Vice-Président de l'IWHR, China Institute for Water and Hydropower Research, Monsieur Sun Dongya, Docteur-Ingénieur à IWHR. Je remercie également Monsieur Zhou Shuhua, Docteur de l'Université Blaise Pascal, pour son aide dans nos démarches auprès de l'Université de Tsinghua, puis de IWHR.

Je suis extrêmement reconnaissant à toutes les personnes qui m'ont aidé dans mon travail, en France, en particulier mes collègues (L. Chaigneau, N. Boissonnade, M. Muller, D. Daucher...), mes contacts dans l'équipe technique du LERMES (Y. Nenot, S.F. Sanchez...), mes contacts avec les membres de l'équipe de SolSolution (O. Constant, P. Lebaupin, N. Racana,...).

Enfin, ma dernière pensée ira à ma famille pour son précieux soutien au cours de ces trois années, mon épouse, Tianju, qui a également apporté une contribution non négligeable dans le développement de nos relations avec IWHR.

A la mémoire de mon grand-père.

Résumé

La rupture de digues est un problème réel auquel sont confrontés les gestionnaires. Des cas de rupture sont régulièrement observés, en particulier dans les pays en voie de développement. Or, en dehors de simples inspections visuelles, les moyens de reconnaissance des ouvrages hydrauliques sont souvent lourds et coûteux à mettre en œuvre. Nous proposons par ce travail, une organisation de méthodes et de techniques originales et économiques pour aider le gestionnaire à mieux connaître ses ouvrages. Le mémoire est ainsi composé de trois parties couvrant la problématique générale et deux points forts de la méthode de diagnostic proposée :

➤ la méthode de diagnostic : une approche de type AMDE est mise en œuvre, permettant l'analyse des scénarii de dégradation critiques pour un ouvrage-type. La nature des dégradations, leur criticité ainsi que l'échelle d'observation conditionnent les techniques retenues et l'organisation de la méthode (observation et mesures de température de l'eau de fuite à l'échelle de l'ouvrage, résistance mécanique à l'échelle d'un tronçon et perméabilité à l'échelle des couches de matériaux),

➤ l'estimation de la stabilité mécanique : il s'agit de mettre en œuvre des techniques pénétrométriques légères et économiques, afin d'estimer la stabilité mécanique d'un tronçon. La mise en œuvre de ces dernières est abordée sur un plan pratique (accès, profondeur d'investigation, couche de surface..) et théorique (optimisation du maillage, estimation de la résistance mécanique à court terme dans les couches fines saturées, spatialisation de l'information). Ces techniques sont complétées par des mesures de perméabilité in situ ; pour cela un perméamètre de faibles dimensions, adapté aux forages de 4 cm² est étudié et développé. Des mesures en laboratoire et in situ, comparées à celles délivrées par des appareils classiques de laboratoire montrent la pertinence de ce nouvel équipement, permettant la caractérisation des couches de matériaux constituant l'ouvrage, fournissant également une information sur la perméabilité moyenne d'un tronçon,

➤ l'estimation in situ du potentiel de liquéfaction ainsi que de la résistance post-sismique : nous construisons une méthode dérivée de celle proposée par Robertson, à partir de la mesure de résistance de pointe et de la caractérisation du matériau in situ pour estimer le potentiel de liquéfaction d'un sol. Par ailleurs, nous nous intéressons à la résistance post-sismique des matériaux liquéfiables ; pour cela, nous effectuons une série d'essais triaxiaux cycliques visant à amener à liquéfaction des éprouvettes de limon. Ces éprouvettes sont ensuite testées en compression. La corrélation entre les mesures de résistance post-cycliques et les mesures de résistance de pointe avant sollicitation cycliques permettent l'établissement de deux critères de résistance post-sismique pour ce matériau. Chaque critère est appliqué à un cas concret ; quel que soit le critère retenu, l'ouvrage est susceptible de s'effondrer en cas de séisme de projet.

Mots clés :

AMDE – Diagnostic – Digues – Liquéfaction – Pénétrètres – Perméabilité

Abstract

Dyke's failure is a real problem that managers have to face. Failure cases are frequently observed, especially in developing countries. However, apart from simple visual inspections, the means of recognition of the hydraulic works are often heavy and expensive to apply. We propose by this work, an organization of methods and both original and economic techniques to help the manager to improve his knowledge about the park. The report is thus composed of three parts covering the general problems and two strong points of the diagnosis method suggested:

➤ the diagnosis method : an AMDE approach is presented, allowing the analysis of critical damages scenarios applied to a typical embankment model. The nature of degradations, their criticality and the observation scale condition the selected techniques as well as the organisation of the method (observation and temperature measures of the seeping water at the global scale, mechanical resistance at the scale of section and permeability at the scale of the soil layers),

➤ the estimation de mechanical stability : the purpose is to apply penetrometric techniques that are lights and economic in the aim to estimate the mechanical behaviour of a section. The use on embankments of these techniques is approached under a practical aspect (access, depth of investigation, surface layer..) as well as theoretical (grid optimisation, estimation of the short term mechanical resistance in fine-grained saturated layers, spatialisation of the information). These techniques are completed by in situ permeability measurements ; for this a low scale perméamètre adapted to 4 cm² drillings is studied and developed. Laboratory and in situ measures, compared to a laboratory approach show the pertinence of this new equipment that allows the characterisation of soil layers and that delivers also an information about the average permeability of a section,

➤ the in situ estimation of the liquefaction potential and post-seismic resistance : we build a method derived from Robertson's, using point resistance and soil characterisation obtained from in situ permeability measures for estimating the liquefaction potential of soil. In addition, we are interested in post-seismic resistance of liquefiable materials ; for that, we carry out a serial of cyclic triaxial tests in the aim to obtain liquefied silt samples. These samples are then tested in compression. The correlation between post-cyclic resistance measures and point resistance before cycling leads to establish two criteria for evaluating post-seismic resistance in the case of this material. Each criterion is applied to a real case ; whatever the criterion, the embankment is likely to collapse under seismic conditions.

Key words :

AMDE – Diagnosis – Embankments – Liquefaction – Penetrometers– Permeability

中文摘要

堤坝故障是管理者不得不面临的一个现实问题，失事的案例时有发生，尤其是发展中国家。然而，用于识别水工建筑物缺陷的手段，除肉眼观察方法外，其它方法通常笨重而且耗费昂贵。对此，我们建议了一系列方法及新颖、经济的技术以帮助管理者更新这一领域的知识。报告内容分为三部分，包括一般问题及两种建议的诊断方法。

- 诊断方法：首先介绍了 AMDE 方法，该方法可用于分析典型堤坝的临界破坏状态。破坏机理、危险程度和观察范围的条件，所选的技术以及方法的组织(包括对整个研究域内的观测及渗流水温度的测量、截面机械阻力和土层面的渗透性等)。
- 力学稳定性评估：其目的在于应用既轻便又经济的动力触探仪估算截面的力学性能。该技术在堤坝上的应用既有实践方面(入口，调查深度，表层…)也有理论方面的(网格优化、细粒饱和土层的短期力学阻力的估算，特殊信息)。这些技术是通过原位渗透性的量测完成的；对这种低渗透性适合于 4 cm² 的钻头进行了研究和开发。实验室和原位测量比较表明：这个新设备可以被应用于岩土层特征的测量并且也可以获得该断面的平均渗透性信息。
- 原位液化可能性及地震后阻力的估算：我们利用 Robertson 原理建立了一种方法，用原位量测的点阻力和岩土特征来评估土层液化的可能性。另外，我们也对可液化材料的地震后阻力感兴趣，为此，我们完成了一系列的循环三维试验旨在获得液化的泥沙标本。然后对这些液化标本进行抗压试验。由循环荷载后的阻力测量与循环荷载前的点阻力的相关性引导我们建立起两个准则用以对该种材料在该种情况下的地震后阻力的估计。每一种准则被运用于实际情况；无论是那一个准则，堤坝均有可能在地震情况下破坏。

关键词：AMDE，诊断，堤坝，液化，触探仪，渗透性

Notations

A	[m ²]	Section de pointe
A _j		Tronçon numéro j
α		Rapport de la résistance dynamique sur la cohésion non drainée
B	[m]	Diamètre de cavité d'injection (essais de perméabilité)
C	[N.m]	Couple résiduel de rotation du train de tiges lors d'un essai pénétrométrique
C'	[kPa]	Cohésion effective
C _b	[N.m]	Couple résiduel pour un essai mené en présence de bentonite
C _{nj}		Couche n du tronçon A _j
CPT		Cone Penetration Test, essai de pénétration quasi statique
CRR		Cyclic Resistance Ratio (rapport de résistance cyclique)
CSR		Cyclic Stress Ratio (rapport de sollicitation cyclique)
CSR _{eq}		CSR équivalent
c _u	[kPa]	Cohésion non drainée obtenue en laboratoire (essais à la boîte, triaxial)
c _{ul}		Cohésion non drainée résiduelle
E _{nj}	[MPa]	Module d'élasticité de la couche C _{nj}
F		Indice de fiabilité
f _s	[kN]	Frottement mesuré sur le manchon de la pointe du CPT
g	[m/s ²]	Accélération de la pesanteur
h	[m]	Charge hydraulique
k	[m/s]	Perméabilité apparente (perméabilité à l'eau)
k _g	[m/s]	Perméabilité apparente à l'air
K _C		Indice de correction (méthode Robertson)
L	[m]	Hauteur de cavité d'injection (perméabilité à l'eau)
m		Moyenne sur une population
m		Coefficient de forme (essais de perméabilité)
M		Point de position (x ;y ;z)
M	[kg]	Masse frappante (essai pénétrométrique dynamique)
N _c		Facteur de portance
N _q		Facteur de portance
p'	[kPa]	Contrainte moyenne effective
p' _o	[kPa]	Contrainte moyenne effective initiale

p'_{pc}	[kPa]	Contrainte moyenne effective post-cyclique
P	[kg]	Masse entraînée (essai pénétrométrique dynamique)
PANDA		Essai de pénétration dynamique
Q	[m ³ /s]	Débit au point M
QSS		Quasi Steady State (état limite intermédiaire – comportement durcissant)
q_{1N}		Indice de résistance normalisée
$(q_{1N})_{cs}$		Indice de résistance normalisée pour un sable propre
q_c	[MPa]	Résistance quasi statique de pointe
q_d	[MPa]	Résistance dynamique de pointe
q_{db}	[MPa]	Résistance dynamique de pointe pour un essai mené en présence de bentonite
q_{dbcor}	[MPa]	Résistance dynamique q_{db} corrigée du frottement latéral
q_{dcor}	[MPa]	Résistance dynamique q_d corrigée du frottement latéral
q_{dn}	[MPa]	Résistance dynamique q_d augmentée de la pression statique du dispositif
q_{ft}	[MPa]	Résistance dynamique de frottement le long du train de tiges (essai pénétrométrique)
q_t	[N]	Effort total de pénétration (essai CPT)
r_d		Coefficient de réduction d'effort lié au comportement d'un sol déformable par rapport à un sol purement rigide
R^2		Coefficient de détermination entre deux populations de même effectif
Rf		Taux de frottement, issu de l'essai au CPT
σ		Ecart-type d'une population
Su	[kPa]	Cohésion non drainée obtenue à partir d'un essai scissométrique
T	[m]	Charge d'eau d'injection par rapport au toit de la nappe (essai de perméabilité)
T_a	[°C]	Température de l'air ambiant
T_c	[°C]	Température de canal
T_{cc}	[°C]	Température de contre-canal
T_f	[°C]	Température de fondation
τ_{max}	[kPa]	Résistance au cisaillement (plan de Mohr)
T(M)	[°C]	Température au point M
T_{max}	[N.m]	Moment de rotation maximal lu au scissomètre
U	[kPa]	Pression hydrostatique
USS		Ultimate Steady State (état limite ultime)
V	[m/s]	Vitesse
w_c		Teneur en eau après consolidation

x	[m]	Position selon l'axe longitudinal de la digue
y	[m]	Position selon l'axe transversal de la digue
z	[m]	Cote d'un point
Z _j		Zone faible numéro j
φ'	[°]	Angle de frottement interne effectif

Sommaire

Introduction	15
---------------------------	-----------

1. Première partie - Méthodologie pour le diagnostic des digues **19**

1.1. Contexte de l'étude	21
1.2. Définitions	23
1.2.1. Les digues	23
1.2.2. Spécificité des digues - notion d'échelle	24
1.2.3. Schéma d'exploitation	25
1.3. Etat de l'art, méthodes actuelles de reconnaissance de digues	26
1.3.1. Inspection visuelle	26
1.3.2. Reconnaissance par carottage	28
1.3.3. Reconnaissance géophysique	28
1.3.4. Reconnaissance géotechnique in situ	33
1.3.5. Reconnaissance géotechnique – essais de laboratoire – notions sur le comportement des milieux granulaires	43
1.4. AMDE	48
1.4.1. Principe de l'AMDE	48
1.4.2. modélisation de l'ouvrage	49
1.4.3. Blocs-diagrammes fonctionnels	53
1.4.4. Synthèse de l'AMDE	60
1.4.5. Conclusion	65
1.5. Méthode proposée	66
1.5.1. Paramètres recherchés et techniques choisies	66
1.5.2. Proposition d'une méthode de diagnostic	67
1.6. Conclusion	71

2. Deuxième partie – Vérification de la stabilité statique..... **73**

2.1. Reconnaissance au pénétromètre	75
2.1.1. Le problème lié à la couche de surface	76
2.1.2. Le pénétromètre Panda pour le diagnostic de digue	79
2.2. Le perméamètre in situ, un outil complémentaire au PANDA pour la reconnaissance des sols	90
2.2.1. Caractéristiques de l'appareil	90
2.2.2. Mesures	104
2.2.3. Conclusion – bilan des essais et recalage des formules de mesure de k	116

2.3. Spatialisation des données et vérification de la stabilité	118
2.3.1. Etude stratigraphique.....	118
2.3.2. Modélisation par champs aléatoires	122
2.3.3. Modélisation par techniques d'interpolation	126
3. Troisième partie - Aspect dynamique	135
3.1. Liquéfaction.....	137
3.1.1. Phénomène physique.....	137
3.1.2. Méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction	144
3.1.3. Limites des méthodes actuelles.....	155
3.2. Proposition de méthode de détermination du potentiel de liquéfaction.....	156
3.2.1. Description de la méthode	156
3.2.2. Présentation du logiciel PandaLiq.....	160
3.2.3. Vérification du positionnement de la méthode par rapport à Robertson sur deux sites expérimentaux.....	163
3.2.4. Positionnement de la méthode par rapport aux essais de laboratoire.....	169
3.2.5. Conclusion	174
3.3. Evaluation de la résistance post-cyclique d'un massif	175
3.3.1. Spatialisation du coefficient de sécurité.....	175
3.3.2. Résistance post-cyclique du limon 'A'	176
3.3.3. Evaluation de la stabilité de l'ouvrage après séisme	186
Conclusion générale	189
Bibliographie.....	195
Annexe	207

Introduction

La rupture d'ouvrages ou de digues, lorsqu'elle survient, a toujours de lourdes conséquences, qu'elles s'expriment en termes de coût ou en termes de vies humaines. On se souvient du triste bilan dû à la défaillance des digues du Yangze en 1998 : 2000 morts reconnus par le gouvernement Chinois, 21 millions d'hectares couverts par les eaux, 250 millions de personnes concernées ...

En France, les principaux gestionnaires de digues sont les DDE, la CNR... Les grandes structures qui apportent un appui technique aux gestionnaires sont EDF et le CEMAGREF. Tous deux, dans la mission de protéger ou rassurer la population, ont développé des programmes de surveillance préventive depuis une cinquantaine d'années. Ceux-ci reposent essentiellement sur des visites régulières (mensuelles) des ouvrages en service.

Au cours de ces visites, les inspecteurs font une observation visuelle de l'état des digues (état de surface, présence de végétation, d'animaux fouisseurs...) et effectuent le cas échéant un relevé de mesures à l'aide d'équipements d'auscultation de l'ouvrage. Le plus souvent, cela se traduit par un simple relevé des niveaux piézométriques et parfois par une mesure des débits de fuite et/ou des tassements. Le coût moyen d'un kilomètre repéré visuellement revient à 1500 € par visite (Lino, Mériaux, Royet, 2000).

Suite à ces inspections, une décision d'engager ou non une campagne plus approfondie est alors prise par le concessionnaire. Celle-ci entraîne généralement des essais de reconnaissance géotechnique ou géophysique : sondages pénétrométriques (statiques ou dynamiques), pressiométriques, carottages, essais de laboratoire (identification de sol, essais triaxiaux...), mais cela reste ponctuel tant spatialement que temporellement. De plus, l'aspect hydraulique est occulté ; or on trouve le plus souvent à l'origine des désordres une érosion interne se traduisant par l'apparition de fontis, de renards...

Bien entendu, plusieurs techniques de reconnaissances, notamment vis à vis des problèmes d'origine hydraulique, ont déjà été testées (Goubet, Fry et al., 1997). Elles sont rarement utilisées ; en effet, elles sont encore d'un coût élevé (caméra infrarouge hélicoptée), parfois difficiles à mettre en œuvre (matériel lourd ou dangereux : composés chimiques ou radioactifs utilisés comme traceurs pour repérer les fuites), ou encore trop sensibles (méthode électromagnétique artificielle, méthode de flux, micro-gravimétrie).

Ce constat nous a amené à réfléchir sur une nouvelle méthode, visant à intégrer tant l'aspect économique et pratique (mobilité du matériel, utilisation simple), que technique (adaptation des techniques aux désordres susceptibles de survenir). La méthode que nous proposons doit permettre d'effectuer une reconnaissance rapide et économique des digues.

Nous nous limiterons ici aux deux principales causes de désordres : l'érosion et l'instabilité mécanique. Pour l'aspect hydraulique, nous choisirons la technique de thermométrie à grande échelle par fibre optique. L'aspect mécanique, permettant l'analyse en configuration statique ou dynamique, est abordé par la technique pénétrométrique éventuellement couplée à une technique complémentaire de caractérisation du milieu : géoendoscopie, résistivité ou perméabilité.

Tout d'abord, dans une première partie, nous établirons un état des connaissances et des techniques de reconnaissance des digues. Puis, par le biais d'une analyse de type AMDE,

nous tenterons de retrouver les scénarii de ruine les plus critiques pour les digues. Nous proposerons ensuite la méthode et les techniques choisies pour une reconnaissance rapide et légère.

Dans une deuxième partie, nous aborderons l'analyse mécanique statique des digues à partir de la technique pénétrométrique. Les différents aspects de mise en œuvre de cette technique sur les digues sont décrits (faisabilité, caractérisation du milieu...). Nous montrerons également l'intérêt d'utiliser le Panda, pénétromètre dynamique léger, adjoint d'un outil de reconnaissance complémentaire permettant la caractérisation du milieu granulaire traversé : la géoendoscopie, la résistivité ou la perméabilité. En particulier, la mesure de perméabilité semble être intéressante pour les digues puisqu'il s'agit d'un paramètre hydraulique. Nous proposerons donc le développement de cet outil pour le pénétromètre dynamique léger.

Enfin, dans une troisième et dernière partie, nous nous intéresserons au comportement dynamique des ouvrages et notamment au risque de liquéfaction. Pour cela, nous établirons tout d'abord un état des connaissances relatif aux problèmes de caractérisation in situ du potentiel de liquéfaction. Parmi les méthodes existantes, la méthode de Robertson passant par l'analyse de données recueillies au CPT nous semble la plus judicieuse. Pour une application au Panda et au perméamètre, nous proposerons une méthode dérivée de Robertson. Une analyse dynamique de laboratoire (essais de calibration au pénétromètre et essais triaxiaux cycliques) portant sur deux matériaux (sable et limon) permettront la vérification de la robustesse de notre méthode de détermination du potentiel de liquéfaction. Enfin, nous nous intéresserons à la résistance post-liquéfaction pour proposer un paramètre pouvant être intégré à un calcul de stabilité post-sismique.

1. Première partie - Méthodologie pour le diagnostic des digues

1.1. Contexte de l'étude

Le but de ce travail est de proposer une méthode de prévention du risque lié à la rupture de digues.

Pour A. Dagherne et R. Dars (Dagherne et al., 1999), on distingue les catastrophes naturelles des catastrophes d'origine anthropique. Les catastrophes sont associées à des risques intégrant deux composantes : l'aléa et la vulnérabilité (ou enjeux). L'aléa peut se résumer à la probabilité d'occurrence d'un événement ; la vulnérabilité en est les conséquences en termes de coût, en termes de sécurité (vies humaines, dommages corporels...). Le risque associé à un événement sera donc très largement dépendant de ses conséquences. Par exemple, un événement de faible amplitude qui se produira en zone urbaine pourra constituer un risque supérieur à un événement de plus forte intensité en zone rurale.

En France, le Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement recense huit grandes familles de risques naturels : les avalanches, les cyclones, les incendies de forêt, les inondations, les mouvements de terrain, les séismes, les tempêtes et orages, le volcanisme.

En ce qui concerne les digues, nous nous intéresserons seulement au risque de rupture qui a pour conséquences des catastrophes dites naturelles : les inondations. Nous verrons par la suite que l'aléa sismique peut être à l'origine de ruptures d'ouvrages ; il constitue donc un risque double par ses conséquences directes et indirectes.

Une inondation est définie par le Ministère de l'Environnement comme étant une « submersion (rapide ou lente) d'une zone pouvant être habitée ; elle correspond au débordement des eaux lors d'une crue ». A cela, ajoutons que la crue n'est pas une condition sine qua non du risque d'inondation. En particulier, lors d'un séisme, si un ouvrage d'endiguement est sensible à la liquéfaction (voir paragraphe 3), une rupture peut se produire sans qu'il y ait de crue ; l'inondation de zones éventuellement habitées constitue donc également dans ce cas un risque majeur.

Dans le monde, les inondations représentent plus de 50 % des catastrophes naturelles, soit en moyenne 20 000 morts chaque année (source : Ministère de l'Environnement). En Asie, plus particulièrement, les inondations provoquées par la mousson sont dévastatrices : 1 million de morts en 1939 en Chine. Toujours en Chine, le risque est d'autant plus important que, d'après les données des Nations Unies (cité par Yan et Tang, 1997), 10 % du territoire chinois se situe sous le niveau d'inondation des principaux fleuves (le Huang He et le Yang Ze), sur lequel vit 50 % de la population (soit environ 650 millions de personnes) et se fait 70 % de la production agricole chinoise. Au Cambodge, où l'on trouve l'une des plus vieilles digues du monde édifiée entre 877 et 889 pour protéger la cité d'Angkor, ce sont près d'une centaine de morts et 500 000 sinistrés qui ont été victimes des débordements du fleuve Mékong en septembre 2000. En Europe centrale, en 1998, les inondations ont fait « 110 morts et 5 milliards de dollars de dégâts couverts à 15% par les assurances » (Dagherne et al., 1999).

Les inondations peuvent résulter de diverses causes, parfois concomitantes : remontée de la nappe, crue, ruissellement, rupture de digues. Le présent travail se propose d'apporter une solution préventive à ce dernier cas de figure. Arguons également que l'intérêt de se préoccuper de l'un des facteurs initiaux ou aggravants des inondations est d'autant plus grand que le climat mondial subit à l'heure actuelle des changements notables, avec augmentation progressive des précipitations et la survenue plus fréquente de phénomènes météorologiques

violents comme les tempêtes, liés à l'augmentation des températures. A l'échelle mondiale, depuis 1860, on note une augmentation de la température moyenne près de la surface du sol de 0,7 °C. Face à ce constat, et devant l'augmentation croissante des endiguements, l'Etat Français a mis en place un certain nombre de procédures de protection civile, mais également de prévention du risque. André Dagorne et René Dars citent ainsi deux décrets-lois de 1935 et 1937 qui instituent des zones submersibles le long de certaines rivières. Egalement, «la loi 82-600 en date du 13 juillet 1982 prescrit la réalisation des plans d'exposition aux risques naturels (PER). Il s'agissait de cartographier le risque et d'édicter des mesures de prévention – voire de prévision – avec déclenchement de l'alerte. Elle fait appel aux compagnies d'assurance et à l'Etat et couvre les conséquences des catastrophes naturelles (sécheresse, inondations, coulées de boue, glissements de terrain, séismes, etc....) ». Le Ministère de l'Environnement propose ainsi une carte des zones inondables en France établie en fonction de divers paramètres : type de crue, aménagement des cours d'eau, modélisation des bassins - versants.

L'une des parades contre les inondations consiste à dresser le long des cours d'eau des ouvrages de protection (digues et barrages écrêteurs de crue), permettant ainsi d'augmenter la hauteur des berges pour contenir la montée des eaux dans le lit mineur d'un cours d'eau, augmenter la capacité maximale d'évacuation des eaux en période de crue, influencer sur les vitesses d'écoulement, réduire la surface inondable. Les digues et les levées constituent les plus anciennes structures de lutte contre les inondations.

Il est donc nécessaire de s'assurer du bon état de ces ouvrages puisque, comme le rappellent A. Dagorne et R. Dars, « les 150 km de digues de la rive gauche du petit Rhône en Camargue (département des Bouches-du-Rhône), créées sous Napoléon III, et gérées par des associations de propriétaires, sont aujourd'hui en mauvais état. Sur la rive droite du petit Rhône, la gestion des digues devrait faire l'objet d'une surveillance plus efficace par les différents usagers ».

Le message est limpide : une meilleure gestion des ouvrages permettrait de réduire le risque associé à bon nombre de zones inondables. En proposant une méthode simple, rapide et économique, nous espérons pouvoir apporter un début de solution à ce problème, qui touche tant les petits gestionnaires et concessionnaires que les grands, également sur le reste du globe et principalement en Asie.

1.2. Définitions

A ce stade, nous devons définir quelques concepts qui seront repris tout au long du document. On commencera par définir ce qu'est une digue, quelle est sa spécificité, quels sont ses composants, dans quel schéma d'exploitation l'ouvrage est envisagé pour l'application de la méthode présentée ci-après.

1.2.1. Les digues

D'après J.-P. Kurtz (1997), une digue est « une construction établie dans le but de contenir des eaux ou à protéger de leurs effets ». Il précise que dans le cas d'une digue fluviale, il s'agit d'un « barrage destiné à protéger les rives d'un fleuve ou d'une rivière contre l'action des eaux ou encore à les guider ».

Protection et canalisation sont donc les deux principales fonctions d'une digue. Globalement, et dans un cas statique, elle doit donc être conçue de façon à résister à la poussée hydrostatique de l'eau (condition de non renversement) et à opérer un rabattement de nappe suffisant pour que le débit la traversant soit très limité sur un linéaire.

La structure des digues est généralement composée d'un remblai avec la présence, parfois, d'un noyau étanche. Ce noyau, parfois composé d'un remblai argileux, peut dans d'autres cas être constitué de palplanches ou d'un mortier d'injection. Une telle structure est donc comparable à celle des barrages en remblai (« les digues ont un profil en travers analogue à celui des petits barrages », Degoutte et al., 1997) dont on présente ci-dessous quelques coupes-types :

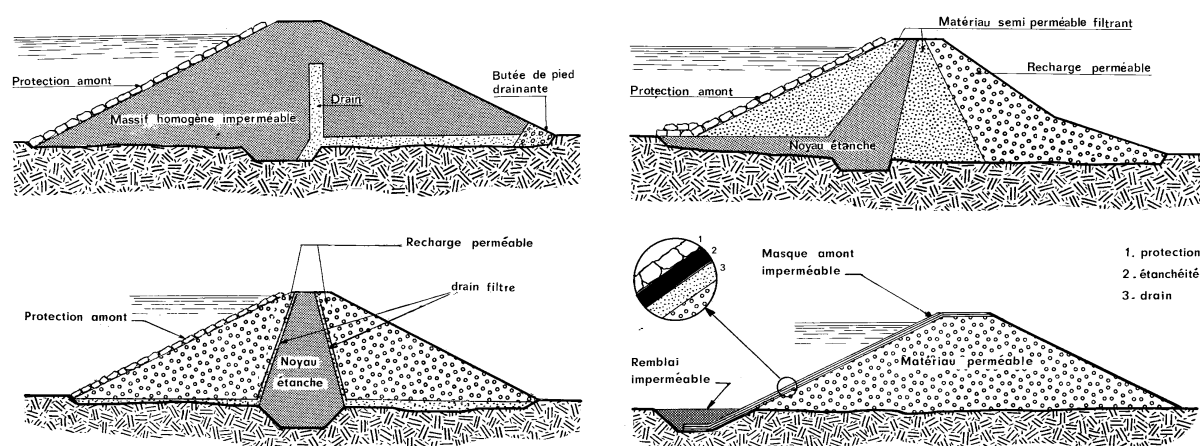


figure 1-1, coupes-types de barrages, transposables aux digues de canaux
(d'après Rolley et al., 1989)

Les digues peuvent être des ouvrages de protection en cas de crue. Elles sont dans ce cas disposées sur le lit mineur de la rivière et ne sont donc pas en eau la plupart du temps.

1.2.2. Spécificité des digues - notion d'échelle

Les digues ont cette particularité d'être des ouvrages linéaires de grand volume. Leur construction nécessite l'emploi d'une grosse quantité de matériaux. Leur composition est ainsi rarement constante sur toute leur longueur. Par ailleurs, elles peuvent intégrer des équipements particuliers tels des siphons. L'analyse de tels ouvrages doit prendre en compte ces trois spécificités. Pour cela, on propose d'adopter une approche à niveaux d'échelle ; on en dénombre quatre principales :

- l'échelle macroscopique pour désigner l'ouvrage dans son ensemble, qui est une échelle kilométrique,
- l'échelle mésoscopique supérieure pour identifier le comportement de l'ouvrage sur une partie d'ouvrage que l'on nomme 'zone'. Dans le contexte qui nous préoccupe, nous proposons de définir précisément une zone comme étant la portion d'ouvrage dont les caractéristiques (nature, dimensions) transversales sont constantes et continues (voir figure 1-2). L'échelle d'une zone (ou mésoscopique supérieure) est en général hectométrique,
- l'échelle mésoscopique inférieure transversale pour montrer ce que l'on observe au niveau d'une coupe transversale de l'ouvrage dans une zone (échelle métrique);
- l'échelle mésoscopique inférieure longitudinale pour une coupe longitudinale de l'ouvrage dans une zone (échelle métrique),
- l'échelle microscopique pour le comportement à l'échelle des granulats d'une couche de matériau d'une zone (échelle millimétrique).

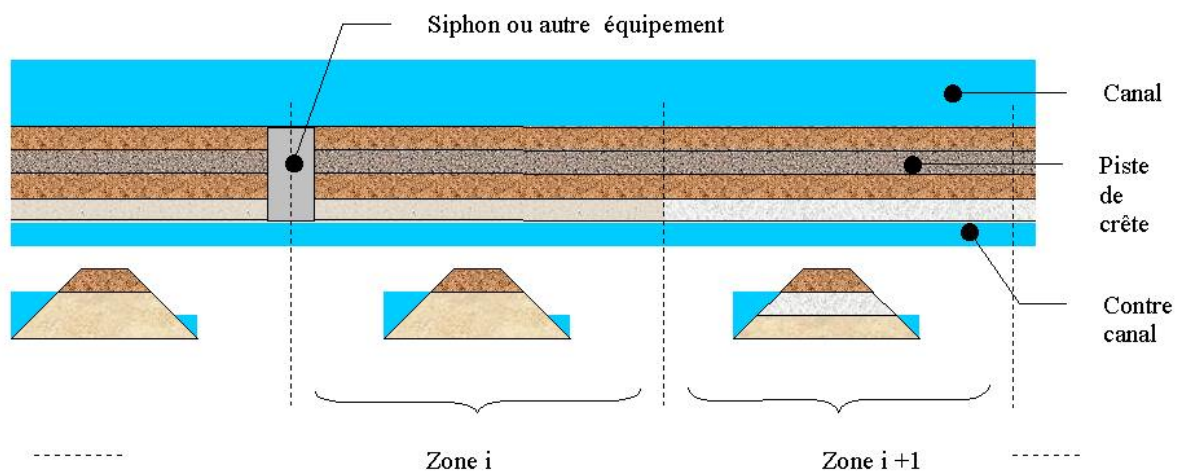


figure 1-2, principe du découpage de l'ouvrage en zones (vue de dessus et coupes transversales)

Enfin, on doit également envisager les possibles interactions entre éléments d'un même niveau d'échelle pouvant influencer le comportement à un niveau d'échelle supérieur ; cela peut être établi pour les interfaces entre deux éléments ou encore par l'incidence de la défaillance d'un élément sur le comportement de l'ouvrage à un niveau d'échelle supérieur.

Ce point sera abordé plus en détail dans le paragraphe 1.4, lors de la recherche des modes de défaillance et de leurs effets pour une digue-type.

1.2.3. Schéma d'exploitation

Cette étude s'applique aux digues en remblai homogène, en eau, avec éventuellement la présence d'un contre-canal destiné à recueillir les eaux d'infiltration.

On peut bien entendu étendre l'application de tout ou partie de la méthode de diagnostic aux barrages en remblai.

1.3. Etat de l'art, méthodes actuelles de reconnaissance de digues

L'évaluation de la sécurité des ouvrages est un souci constant pour les gestionnaires. Aussi ont-ils besoin d'avoir à disposition un certain nombre d'outils permettant d'estimer à tout instant l'état des ouvrages. Le moyen le plus élémentaire consiste en une inspection visuelle, généralement effectuée de façon routinière (inspection mensuelle, bimensuelle...). Un autre moyen, plus lourd, consiste à mettre en œuvre des procédés d'inspection spécifiques. Il s'agit de méthodes géophysiques (sismique-réfraction, radar, imagerie par caméra infrarouge...) ou géotechniques (carottage puis analyse en laboratoire, mesure de résistance de pointe au CPT, carottage au SPT...). Ceux-ci sont coûteux d'un point de vue financier et en termes de temps. Nous présentons ainsi dans ce paragraphe les différents moyens de reconnaissance qui sont actuellement à la disposition du gestionnaire et de l'expert pour évaluer la sécurité d'un ouvrage en commençant par l'inspection visuelle, suivie des reconnaissances géologiques, géophysiques puis géotechniques in situ et en laboratoire.

1.3.1. Inspection visuelle

Dans la majorité des cas, l'inspection visuelle d'un ouvrage entre dans le cadre d'un programme de surveillance systématique. Elle est « absolument nécessaire » quelle que soit la taille de l'ouvrage, y compris les petits ouvrages n'entrant pas dans le champ de la circulaire du 14 Août 1970 (Tinland, 1993). Effectuée plusieurs fois chaque année sur un même ouvrage, elle permet de déceler des anomalies flagrantes (défaut de géométrie, végétation, fuites, ...) qui peuvent s'inscrire dans un scénario de défaillance de l'ouvrage. Au dire de Lino et al. (2000), « l'inspection visuelle [...] s'avère incontournable pour établir un état initial de la levée puis en permettre le suivi ultérieur ».

En dehors des inspections de routine, une inspection visuelle de l'ensemble de l'ouvrage est recommandée en cas de crue ainsi qu'après une crue ; il s'agit de visites exceptionnelles (Degoutte, 1997). Les phases de crue sont en effet sensibles pour la stabilité de l'ouvrage puisqu'elles sont accompagnées d'une redistribution des pressions interstitielles par rapport à une configuration relative à un état de fonctionnement normal. Pour le moment, nous ne traiterons pas ces cas particuliers, la méthode que nous proposons de construire s'inscrivant dans une procédure de diagnostic en fonctionnement normal.

L'inspection visuelle de routine consiste à répertorier, élément par élément, les différentes observations que l'on peut faire en parcourant à pied l'ouvrage. Les différents éléments sont le talus amont, la crête et le talus aval (qui peut ou non intégrer une piste de risberme). Parmi les points qui font l'objet d'une appréciation de la part de l'inspecteur, on trouve la présence de végétation, les amorces de glissement et fissures, les ornières, les tassements, les fontis, les terriers (voir *figure 1-3, exemple de fiche de relevé d'inspection visuelle*)... On relève également les mesures fournies par d'éventuels dispositifs d'auscultation installés de façon permanente sur l'ouvrage, comme par exemple les piézomètres. Un relevé topographique peut également accompagner la prise de notes.

Toutes les informations prises lors d'une inspection visuelle sont comparées aux inspections qui ont pu être effectuées précédemment. Ainsi, grâce à la conservation de la mémoire de l'histoire de l'ouvrage, il est possible, lors de l'analyse de la dernière inspection en date de juger du caractère évolutif des éventuels désordres relevés.

RECONNAISSANCE VISUELLE INITIALE DES LEVEES / fiche b										Opérateurs :		Réf Pka :		Lg_section(m) :							
Commune :										Lieu-dit :		Réf PKb :		Val :							
Reperage général										PKa :		PM fin :		PKb :							
Reperage	Code deso.	Code Nb	Rep. lg.(m)	PKa (calc)	Reperage transversal	Origine	Dist(m)	Pente	Photo	Description du(des) désordre(s)	code grav.	Observations d'ensemble :	Ouvrages lg. / accès / photo	Précision(s) sur nature d'ouvrage							
									Nb												
Partie côté Val (Pval)	1																				
	2																				
	3																				
	4																				
	5																				
	6																				
	7																				
	8																				
	9																				
	10																				
Crête (Cret)	1																				
	2																				
	3																				
	4																				
	5																				
	6																				
	7																				
	8																				
	9																				
	10																				
Partie côté Fleuve (Pflv)	1																				
	2																				
	3																				
	4																				
	5																				
	6																				
	7																				
	8																				
	9																				
	10																				
Table des codes de désordre	1																				
	2																				
	3																				
	4																				
	5																				
	6																				
	7																				
	8																				
	9																				
	10																				
Toutes VEG.Végétation										MV:Affaiblissement/Bascuit		FIS:Frissure		Partie côté Val: DEP:Dépression/Etang		IFU:indice de fuite					
par- RAV:Ravinement										CAN:Canalisation/Passage busé		FON:Fontis		Partie côté ERF:Erosion par le fleuve		NVC / NVE:Niveau		DES:Altération (pier.) DES:Déstructuration			
ties: OSG:Ouvr. singul.										ERD:Erosion long diverse/Entaille		TER:Terrier		fleuve: PUI:Proximité du lit mineur		de crue / d'eau		DEC:Décollement/Mouvement différentiel			
Codes (elt) RCH:Recharge/Engraisement										MUR:de soutènement		PPI:Protection de pied (enrochements, palplanches, risberme)		PPI:Protection de pied (enrochements, palplanches, risberme)		PRV:Prélèvement		PZO:piézomètre			
d'ouvrage RVH:Ouvrage de revanche										RTE:Route		FOS:(contre-fossé)		RVT:Revêtement (de protection)		TAL:Talus		PFT:Profil en travers		SDG:sondage	
										CHE:Chemin (de service)											

figure 1-3, exemple de fiche de relevé d' inspection visuelle (cité par Lino et al., 2000)

1.3.2. Reconnaissance par carottage

La reconnaissance par carottage fournit des informations sur la nature des matériaux en place. Plusieurs voies d'exploration sont possibles et complémentaires ; on peut recourir aussi bien à une analyse de l'ouvrage que de son environnement. L'étude de l'ouvrage en lui-même portera sur la qualité des matériaux du corps de remblai et sera réalisée à partir de carottages, alors que l'analyse de son environnement (qualification des couches naturelles) se fera à partir de cartes géologiques.

Ce dernier aspect constitue bien souvent un point de départ à l'étude géologique ; on en retrouvera trace dans la plupart des cas dans les archives de l'ouvrage. Les informations recueillies concerneront des informations générales de la zone d'étude, des précisions sur la géologie régionale ainsi qu'un ensemble de renseignements sur la digue (aspect historique, utilité, profils-type laissant apparaître la nature de la fondation..).

Les carottages constituent un moyen de vérification et de mise à jour sur certains profils. Effectués depuis la surface de l'ouvrage, ils permettent aussi bien l'extraction de matériaux constitutifs du corps de l'ouvrage que celle des matériaux du sol de fondation. L'analyse de laboratoire qui est ensuite effectuée sur ce prélèvement peut être de nature géologique (caractérisation des sols, évaluation de la position de la nappe, tests minéralogiques) ou géotechnique (granulométrie, teneur en eau, .., voir paragraphe 1.3.5).

Des moyens relativement lourds sont mis en œuvre pour effectuer un relevé géologique, puisque les sondages carottés ont souvent quelques dizaines de mètres de profondeur. Leur coût élevé en limite cependant le nombre. C'est pourquoi les sondages de ce type ne sont effectués que de façon très ponctuelle.

Compte tenu de la variabilité des propriétés des sols en place, un sondage carotté seul ne peut suffire à l'établissement d'un profil géologique. En revanche, on peut tout à fait imaginer qu'un sondage de ce type puisse servir de référence pour des essais in situ de toute autre nature : mesures géophysiques ou géotechniques. Ces deux familles font l'objet des paragraphes suivants.

1.3.3. Reconnaissance géophysique

1.3.3.1. Méthodes les plus employées

Le gestionnaire ou l'expert fait appel à la reconnaissance géophysique pour repérer des caractéristiques s'étendant tant à l'échelle macroscopique qu'à l'échelle mésoscopique supérieure (de quelques dizaines à quelques centaines de mètres selon l'axe longitudinal de l'ouvrage). Parmi les méthodes géophysiques actuellement employées, on recense : la sismique-réfraction, l'électromagnétisme, la résistivité électrique (EM 31, EM 34, Radar), la radio-magnétotellurie, l'imagerie par caméra infra rouge.

Ces méthodes sont répertoriées dans une liste non exhaustive des techniques de reconnaissance géophysique. Pour chacune d'elles, le tableau 1-1 précise le paramètre mesuré, l'information recherchée, les conditions d'application, l'échelle de travail et quelques éléments de coût (prix unitaire approximatif et rendement espéré).

Méthode	Paramètre mesuré	Information	Conditions d'application	Echelle / profondeur	Coût
Sismique-réfraction	vitesse de propagation des ondes de compression dans le sol	morphologie des couches (2D)	-	méso inférieur /	4 à 6 €/m selon précision recherchée
EM 31 et EM 34	champ magnétique artificiel	profil en long (2D) des résistivités apparentes (contrastes de matériau et/ou de teneur en eau)	digue humide, pas de présence de métal à proximité de l'appareil	méso inférieur /	0,7 à 1,5 €/m
Radio-magnétotellurie	conductivité électromagnétique		pas de réseau métallique enterré, contraste de résistivité peu marqué	méso inférieur / 6 – 10 m	0,1 à 0,15 €/m
Radar	écho d'une onde électromagnétique	morphologie des couches (2D), anomalies (cavités, blocs...)	milieu résistant, préparation de la surface (végétation...), connaissance de la géologie	méso inférieur / 8 – 12 m	0,7 à 5,3 €/m selon zone inspectée
caméra IR	rayonnement IR de surface	température => zones de fuite	peu de végétation,	méso supérieur / surface	-

tableau 1-1, liste non exhaustive de quelques méthodes géophysiques (d'après Lino et al., 2000 et Brun, 1993) – commentaires

Parmi les méthodes présentées une seule concerne un niveau d'échelle global : l'imagerie par caméra infra rouge. Si cette technique reste encore très onéreuse elle n'en reste pas moins intéressante dans son concept : utiliser l'information thermique pour en déduire les éventuels défauts d'étanchéité de l'ouvrage. Cette idée, née d'un esprit fertile (Kapplemeyer, 1957) n'avait pas pu à l'époque être exploitée par défaut de technique viable. Le paragraphe suivant montre dans quelle mesure la fibre optique peut être employée comme capteur de température quasi-continu et peut apporter une réponse satisfaisante tant du point de vue du coût d'installation et de maintenance que de la précision des mesures.

1.3.3.2. Méthode de détection globale des fuites par thermographie par Fibre Optique

Récemment appliquée à quelques digues et barrages (voir paragraphe utilisation de la fibre optique sur les digues, ci-après) la méthode de thermographie par fibre optique retient actuellement l'attention d'un nombre croissant de gestionnaires et d'ingénieurs. Nous nous proposons d'en faire une présentation particulière pour une éventuelle utilisation dans la méthode de diagnostic proposée (voir paragraphe 1.5). Dans cette perspective, nous verrons tout d'abord la pertinence de l'emploi d'une telle technique pour les digues, puis ferons un bref point sur ses applications récentes.

➤ Justification de la thermographie pour la détection des fuites

La détection des fuites à travers un ouvrage pose un réel problème puisqu'elles peuvent être dues à des phénomènes (renards) qui ont une évolution très rapide. Il est donc nécessaire de détecter les fuites au plus tôt.

A notre connaissance, les méthodes permettant la détection des fuites ne peuvent reposer que sur la présence d'un traceur. Celui-ci peut être de nature chimique ou radioactive, ce qui peut poser quelques difficultés de mise en œuvre puisque « une autorisation des autorités environnementales est inévitable » (Armbruster et al., 1992).

Depuis quelques années des recherches sont engagées dans le but de retrouver des zones de percolation dans les ouvrages en terre en utilisant la température comme traceur. Cette idée fut lancée en 1955 par Kapplemeyer mais il semble que les moyens techniques ne permettaient pas de l'appliquer simplement (i.e. de mesurer en « continu » la température le long d'un ouvrage) jusqu'en 1980. A cette date, des études employant la thermographie infra-rouge furent menées mais les mesures montrèrent rapidement que la température de surface des digues est fortement influencée par la végétation, les précipitations et l'évaporation (Dornstädter, 1997).

En 1991, une expérience allemande (Armbruster et al., 1992) a montré la possibilité de détecter des fuites dans les ouvrages en terre par thermométrie. Pour cette expérience, une digue a été construite et instrumentée par une série de capteurs thermométriques disposés dans des forages (un capteur tous les mètres) en crête répartis sur certaines zones tous les vingt mètres selon l'axe de l'ouvrage. Ces tests ont donné lieu à quelque deux mille mesures sur une distance totale de quarante kilomètres. Ils ont permis de détecter plusieurs fuites, caractérisées par des variations importantes de température sur le profil (voir figure 1-4).

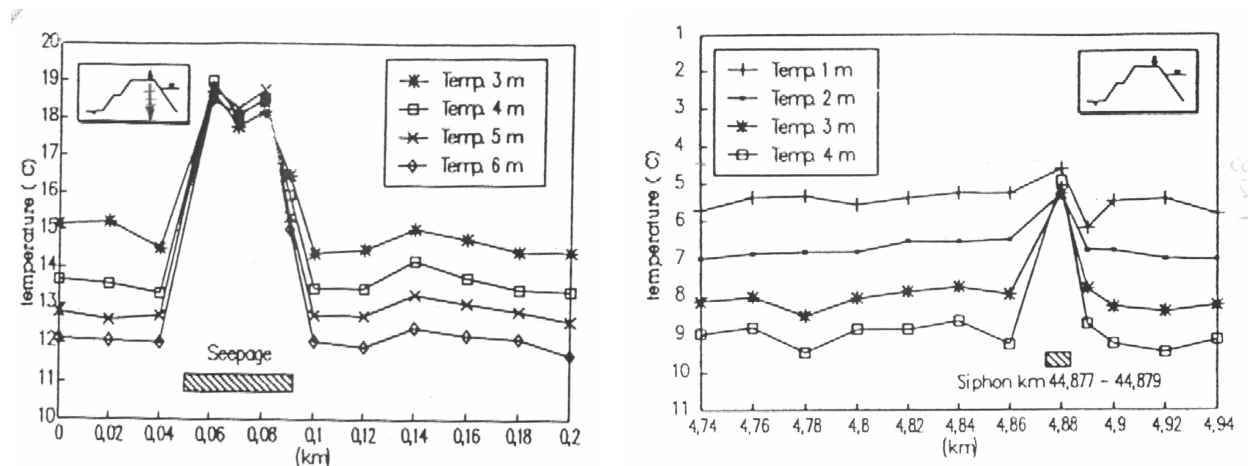


figure 1-4, profils de température le long d'un ouvrage en terre (Armbruster et al., 1992)

Puisqu'il est désormais possible de détecter une fuite importante dans un ouvrage, intéressons nous à sa quantification, soit la détermination d'un débit de fuite en fonction de la température.

Dornstädter (1997) s'est penché sur la question et présente deux méthodes de résolution de ce problème. La première nécessite l'observation suivie sur plusieurs mois de variations de températures en plusieurs points dans l'ouvrage ; la seconde, la méthode à impulsion de chaleur (heat pulse method), repose sur un calcul numérique.

La première méthode consiste à observer in situ des variations de températures au sein de l'ouvrage sur plusieurs mois (de trois à six). L'estimation des vitesses de percolation nécessite donc la connaissance très précise des variations thermiques du canal. Les phénomènes thermiques et de transport conduisent à l'évaluation de la percolation, qui est fonction du déphasage et de l'atténuation d'amplitude des variations saisonnières de température.

La seconde méthode de Dornstädter, à impulsion de chaleur, permet également de retrouver des vitesses de percolation en fonction de mesures de températures. Elle suppose que le transport de chaleur est dominé par la part convective, ce qui est le cas pour des vitesses de percolation supérieures à 10^{-7} ou 10^{-6} m/s (en deçà, le transport est régi par la part conductive des échanges thermiques). L'estimation de la vitesse de percolation se fait en mesurant les variations temporelles de température en un point de la digue après injection d'un flux de chaleur en ce même point. Des simulations numériques ont été faites, ainsi que des essais in situ ; il apparaît qu'une durée de 6 à 12 heures est suffisante pour un test. L'estimation des vitesses se fait par comparaison entre les courbes des variations de température mesurées et les courbes simulées (figure 1-5).

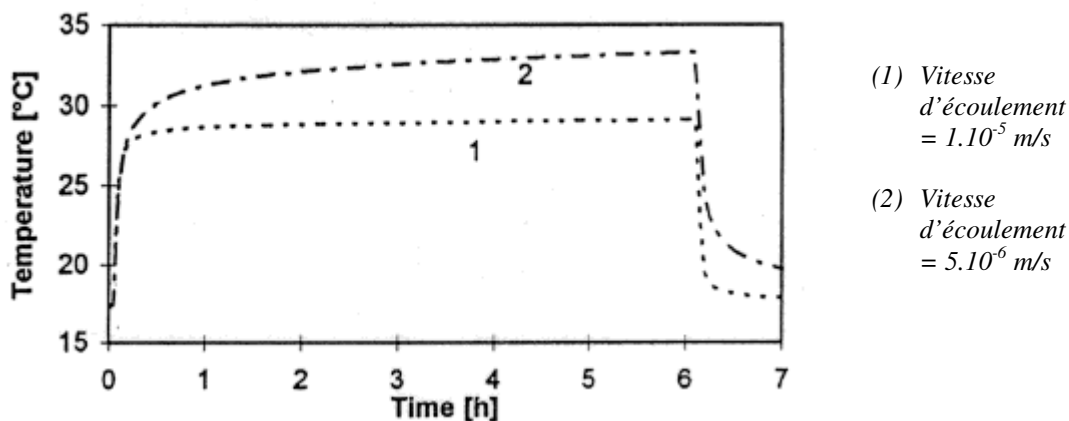


figure 1-5, Détermination de la vitesse de percolation à partir de l'injection d'un flux de chaleur dans le sol (Dornstädter, 1997).

D'autres techniques utilisant notamment le rayonnement γ provenant des éléments Potassium, Thorium et Uranium, mesuré dans les piézomètres, font l'objet de recherches ; le but est toujours de relier un paramètre à la localisation puis à la quantification de fuites dans un ouvrage en terre.

Il est donc possible d'utiliser la température comme traceur pour repérer et évaluer des percolations. Ainsi, la première question est maintenant de savoir quel type de capteur employer, connaissant la plage de variation des températures que l'on observe. La seconde est de savoir en quels points relever les mesures ; l'idéal est en effet une technique permettant d'obtenir des valeurs de température en tout point de l'ouvrage.

En 1991, il est apparu la fibre optique en tant que capteur de température. Cette technique, que nous détaillons au paragraphe suivant, présente l'intérêt de pouvoir effectuer rapidement et économiquement des mesures « continues » sur un linéaire.

➤ Utilisation de la Fibre Optique sur les digues

Les premiers travaux sur l'utilisation de la fibre optique comme capteur de température furent établis entre la fin des années 1970 et le début des années 1980.

Ce capteur utilise le phénomène de Raman ; une courte impulsion laser ($\approx 1\text{m.}$) est envoyée à l'une des extrémités de la fibre et la mesure de spectre de fréquence de la lumière rétrodiffusée en fonction du temps permet d'obtenir la température en un point de la fibre. Le temps de retour renseigne sur la position ; l'importance de la dérive de fréquence (diffusion Raman : $\lambda_s - \lambda_o$) est fonction de la température (voir figure 1-6).

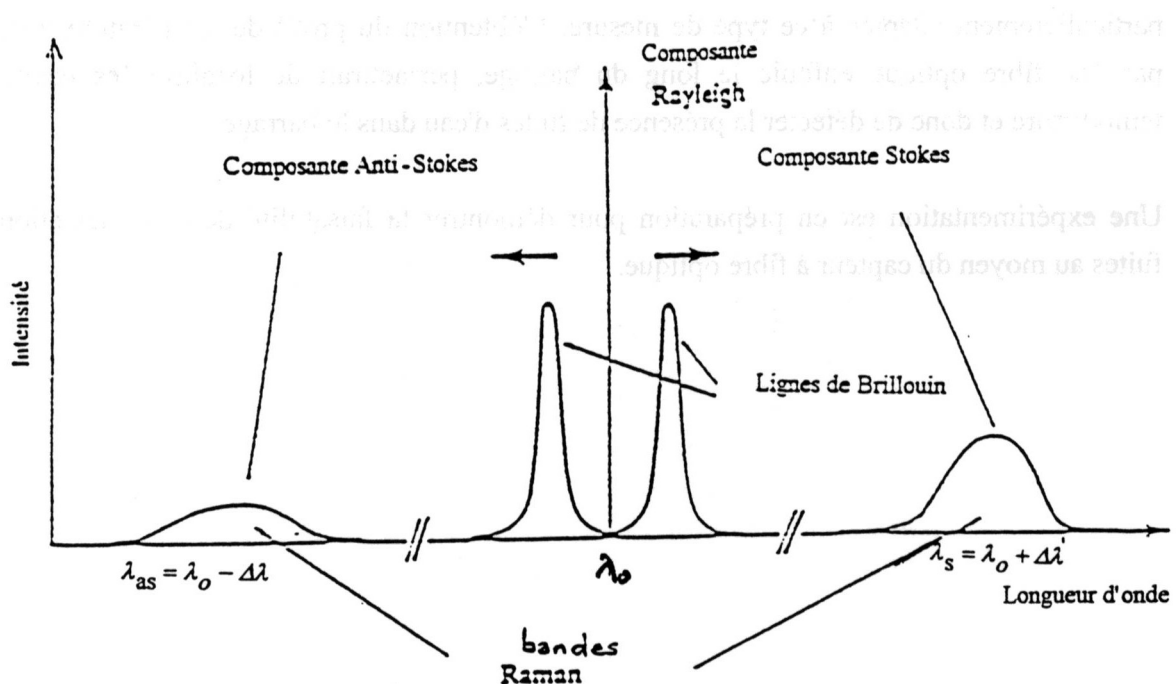


figure 1-6, composantes de la lumière diffusée (Albalat et Garnero, 1995)

Depuis 1991, la fibre optique apparaît comme le moyen privilégié de détection des fuites. Une étude en laboratoire (Aufleger, 1998) et des tests in situ (Rowell, 1998) (Albalat et al., 1995) ont montré qu'utilisée en capteur de température, la fibre est capable de détecter efficacement des fuites anormales, grâce à sa grande précision ($\pm 0,2^\circ\text{C}$, avec une résolution de $\pm 0,25$ mètres), y compris sur des distances importantes (jusqu'à 40 kilomètres).

L'étude en laboratoire a eu lieu en 1996 à l'Hydraulic Research Laboratory Obernach de l'Université de Munich. La manipulation a consisté en la reconstitution d'une digue en modèle réduit (figure 1-7).

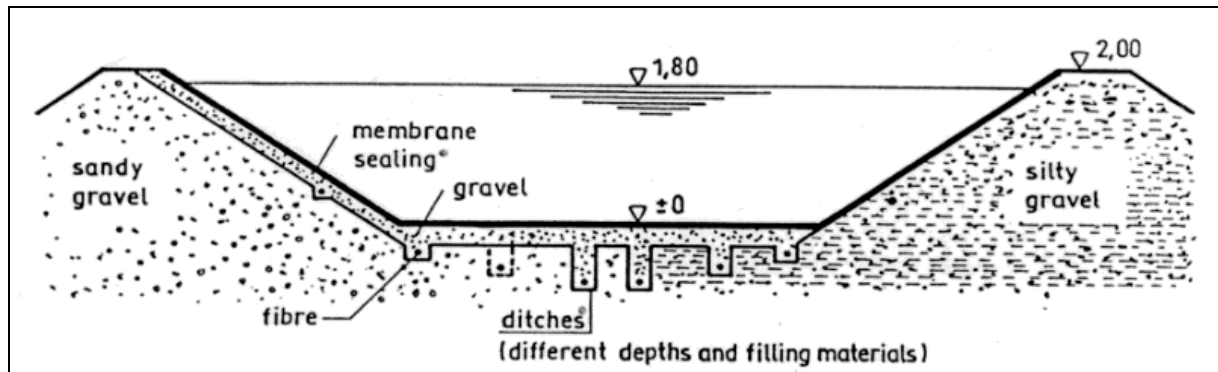


figure 1-7, Coupe du canal d'essai (Aufleger, 1998)

La maquette ainsi élaborée avait les caractéristiques suivantes :

- hauteur de 2 mètres,
- équipement : 300 mètres de fibre optique et 50 capteurs conventionnels de température,
- défaut reconstitué : passage d'eau favorisé par une conduite, traversant la maquette, constituée de sable et gravier,
- conditions initiales : canal à 0,2°C, contre-canal à 4°C.

Les conclusions de cette étude sont que la fibre optique fournit des résultats similaires à ceux des capteurs thermométriques conventionnels.

Des applications de cette technique ont été faites avant l'étude en laboratoire, en Octobre 1997 sur le « Mittlerer Isarkanal » à proximité de Munich. Une fibre optique a été enterrée en fond de canal, selon le même principe que les essais de laboratoire.

En France, des mesures de fuites par la fibre optique ont été réalisées par EDF sur le canal de Jonage (Garnero, 1995).

1.3.4. Reconnaissance géotechnique in situ

Outre les carottages en vue d'une analyse de laboratoire (point abordé au paragraphe 1.3.5), les essais courants de reconnaissance in situ consistent en la mesure de deux paramètres principaux : la résistance mécanique et la caractérisation du milieu granulaire (prélèvement, mesure de perméabilité in situ...). D'autres essais tel l'essai à u pressiomètre Ménard intéressent plutôt des paramètres de comportement (module pressiométrique..) et sont principalement utilisés en France. Dans tous les cas, les essais de reconnaissance géotechnique in situ sont la plupart du temps des essais intrusifs.

Si l'on s'en tient aux seuls essais de pénétration et de caractérisation du milieu granulaire, on remarque que les principaux essais in situ utilisés dans le monde sont :

- les essais de pénétration : au carottier SPT et au CPT pour la mesure de la résistance et la caractérisation du milieu granulaire ;
- les essais de perméabilité pour la seule caractérisation du milieu granulaire (et également les propriétés hydrauliques in situ).

Nous abordons sommairement dans ce paragraphe les caractéristiques de chacun de ces essais, en présentant un outil qui nous semble a priori intéressant pour effectuer une mesure rapide de résistance mécanique in situ : le pénétromètre Panda. Cet outil, n'est pas encore utilisé systématiquement pour la reconnaissance des digues mais il possède la particularité d'être opérationnel en tout point du globe à moindre coût.

1.3.4.1. Les essais de pénétration

➤ Le carottier SPT

Le SPT (Standard Penetration Test) est un carottier qui permet simultanément le prélèvement d'échantillons de sol de 30 à 45 cm de long et de 35 mm de diamètre et la mesure de résistance du sol lors du fonçage.

Le paramètre mesuré, le nombre de coups N pour enfoncer le carottier de 30 cm de profondeur, est sensible à un certain nombre de facteurs : pression de surconsolidation, rapport d'énergie, diamètre du forage, longueur du train de tiges, méthode de carottage... Tenant compte de ces caractéristiques, on introduit la résistance corrigée $(N_{1})_{60}$.

Les digues sont très souvent constituées de matériaux fins saturés, ce qui implique des résistances mécaniques relativement faibles (nous avons observé des résistances inférieures à $N = 5$). Or, l'erreur sur la mesure (± 1 sur le N SPT) est d'autant plus importante que la résistance est faible (de 20 % à 100 % pour des résistances N SPT comprises entre 1 et 5). On peut donc émettre de fortes réserves quant à l'utilisation systématique du SPT sur les digues, même s'il permet le prélèvement d'échantillon.

On lui préférera la plupart du temps la mesure de résistance au pénétromètre. Le plus employé pour le moment est le CPT.

➤ Le pénétromètre statique CPT

Le CPT (Cone Penetration Test), lorsqu'il est réalisé dans de bonnes conditions. Il constitue un essai de référence. Mis au point aux Pays-Bas au début des années trente (De Beer et al., 1988), il était alors connu sous le nom d'«essai de sondage hollandais». De nombreux modèles ont été développés et bon nombre de chercheurs et d'ingénieurs ont étudié quelques uns de ses aspects : comportement du sol au passage de la pointe, estimation de la capacité portante, ... ou plus récemment classification des sols en fonction de leur potentiel de liquéfaction. Ce dernier point, utilisant le CPT, est étudié en particulier par des auteurs tels que Seed (Seed, 1986), Robertson et Campanella depuis 1985 (Robertson, 1990), Lunne, Jefferies, Davies (Lunne et al., 1997)...

L'essai CPT consiste à pousser verticalement et à vitesse constante (2 cm/s) une pointe conique de 10 cm² de diamètre. Les mesures effectuées lors de l'essai portent sur la résistance de pointe q_c (généralement exprimée en MPa) et éventuellement le frottement local f_s (souvent

exprimé en kPa) provenant du manchon de frottement¹ et la résistance le long du train de tiges et définis comme suit :

$$[Eq. 1-1] \quad q_c = Q_c / A_c$$

où Q_c est l'effort total sur le cône et A_c est la section du cône.

$$[Eq. 1-2] \quad f_s = Q_s / A_s$$

où Q_s est l'effort total s'appliquant sur le manchon et A_s la surface du manchon. Le rapport de frottement R_f (noté 'FR' dans les pays anglo-saxons) est :

$$[Eq. 1-3] \quad R_f = f_s / q_c$$

Différents appareils et types de pointes existent. Les appareils diffèrent entre eux par leur puissance et leurs dimensions, les pointes par leur géométrie (pointe débordante ou non, présence d'un manchon de frottement,...), la mobilité de leur cône (cône fixe ou mobile), le système de transmission des efforts qu'elles adoptent (pointes électriques, hydrauliques ou mécaniques) et la possibilité de mesurer les surpressions.

La présence d'un manchon de frottement permet de disposer d'un paramètre supplémentaire. En se référant à des abaques (telles celles proposées par Begemann (voir figure 1-8, classification des sols au CPT, d'après Begemann (Djebib, 1994)) ou Sanglerat), il est possible de proposer une classification des sols.

¹ introduit par Begemann en 1953

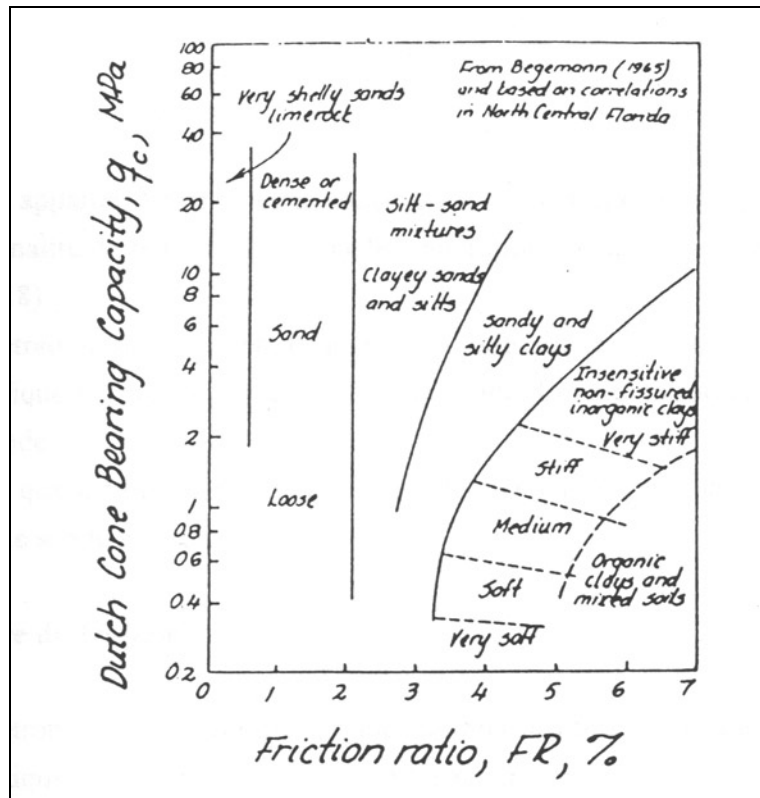


figure 1-8, classification des sols au CPT, d'après Begemann (Djerbib, 1994)

On trouve différents bâtis de réaction ; ils ont des capacités qui vont couramment de 50 à 200 kN d'effort total de pénétration. On trouve également un large éventail de pointes, dont le principe de fonctionnement repose sur une transmission des mesures d'effort sur la pointe et le manchon principalement de façon mécanique ou électrique. Dans une pointe mécanique (type Begemann), les efforts transitent via une tige vers la surface. Dans une pointe hydraulique, le cône est relié à un vérin agissant sur un circuit d'huile qui remonte à la surface. Dans une pointe électrique, le cône est fixé à une jauge d'extensométrie.

Des mesures de pressions interstitielles peuvent également être effectuées avec certaines pointes (piézocônes) mais le système est très fragile et coûteux (une pointe munie d'un tel dispositif peut être obtenue pour environ 4500 € à l'heure actuelle). Dans les rares cas où les entreprises acceptent d'utiliser le piézocône, les renseignements obtenus permettent de qualifier plus finement le matériau traversé.

En plus de donner une indication sur la géométrie et de la qualité des couches de sous-sol, le terme de résistance de pointe q_c peut, moyennant des hypothèses sur le modèle de comportement de sol (généralement un modèle type Tresca à un seul paramètre : c_u), être employé pour vérifier la stabilité de talus à court terme. Cette relation biunivoque peut aisément être établie à partir de la formule de battage des pieux (cité par Cassan, 1988) et aboutir à l'équation suivante dans le cas de matériaux purement cohérents :

$$[Eq. 1-4] \quad c_u = (q_c - \sigma'_{v0}) / \alpha, \alpha \text{ variant de } 10 \text{ à } 15.$$

où σ'_{v0} est la contrainte effective verticale au niveau de la pointe ($\sigma'_{v0} = \Sigma \gamma \cdot D$), $\gamma = \gamma_h$ en zone non saturée et $\gamma = \gamma'$ en zone saturée.

Elle est valable pour tant pour des cohésions non drainées mesurées au triaxial que pour des cohésions non drainées mesurées en place au scissomètre de chantier ; en effet, sous réserve d'appliquer au scissomètre un mouvement de rotation suffisamment lent (0,25 tour par minute), les cohésions mesurées in situ sont équivalentes à celles que l'on peut obtenir au triaxial (Perlow, 1977).

Toujours sur la base de l'équation [Eq. 1-4], des auteurs tel Lunne (1997) annoncent α compris entre 11 et 19 avec 15 pour valeur pivot. D'autres auteurs préconisent une valeur comprise entre 10 et 30 (Powell et Quaterman, 1988), entre 15 et 30 (Senneet et al., 1988) ou encore de l'ordre de 16 à 17 en moyenne pour les argiles (Vermeer et Van den Berg, 1988).

Le CPT présente un grand intérêt pour la reconnaissance des sols. En effet, non seulement il permet une mesure de résistance de pointe à grande profondeur mais on peut également envisager une classification des sols grâce à la mesure couplée du frottement au manchon. Notons toutefois qu'une telle classification n'est pas exempte d'approximations d'autant plus grossières que le sol est fin. Par ailleurs, le CPT est un appareil onéreux et lourd qui ne peut être employé qu'à partir de surfaces planes, ce qui l'écarte de tout usage sur les pentes des digues. Il ne permet donc que très partiellement l'accès à la reconnaissance des profils en travers (observations d'éventuels pendages, évolution des résistances au sein des couches sur la section...). Enfin, le CPT étant limité aux pistes de crête et de risberme (lorsqu'elles existent), l'utilisation d'un piézocône est à proscrire. En effet, ce type de pointe, fragile, risquerait d'être détériorée lors de la perforation de la piste (matériaux grossiers compacts).

A ce sujet, le CPT n'est pas toujours capable de perforer la piste, en particulier lorsque celle-ci possède une couche de forme en matériau grossier. Pour ces cas où de telles couches grossières ne dépassent pas une épaisseur de l'ordre du mètre, on peut envisager le recours à une technique de pré-forage à la tarière ; la mise en station du CPT devient alors délicate, mais permet à la pointe d'atteindre le cœur de l'ouvrage ainsi que la fondation. Lorsque l'épaisseur de telles couches dépasse le mètre, le CPT ne peut plus être mis en station correctement (problèmes d'alignement entre le train de tiges et le forage) ; on doit alors avoir recours à d'autres moyens techniques selon la situation et les informations recherchées.

➤ Le pénétromètre dynamique léger Panda

Pour répondre à ces difficultés, nous avons tenté une nouvelle voie : celle d'un pénétromètre léger et portable : le PANDA. Ce dernier ne fournit qu'une résistance de pointe à moins de 7 mètres, mais est utilisable sur les pentes des digues. Il est en outre économique, a de nombreux atouts (légèreté, transport, traitement du signal rapide...) mais ne permet pas seul la classification, même approximative, des sols en place. Nous en faisons une présentation ci-après.

Le pénétromètre dynamique léger de type PANDA (Pénétromètre Automatique Numérique Dynamique Assisté par ordinateur) a été développé au laboratoire LERMES-CUST (Gourvès, 1991).

L'appareil fournit des valeurs de résistance de pointe, que l'on note q_d . Elle est exprimée en MPa et obtenue selon la formule des hollandais adaptée au pénétromètre dynamique à énergie variable (voir figure 1-9, principe du PANDA et résultat-type), i.e. en exprimant l'énergie de battage par « $\frac{1}{2}.M.V^2$ » et non par « $M.g.h$ » utilisé avec les pénétromètres dynamiques à

énergie constante. La vitesse du marteau est mesurée peu après l'impact par l'intermédiaire d'un capteur situé dans la tête de l'appareil. Une courroie permet d'effectuer la mesure de l'enfoncement faisant suite au battage. Les données sont alors recueillies par un boîtier ordinateur qui calcule alors la résistance q_d en fonction du diamètre de la pointe utilisée ainsi que du nombre de tiges (dont la masse est connue).

Lorsque l'essai est terminé, une connexion permet d'assurer le transfert des informations entre le boîtier et un micro-ordinateur.

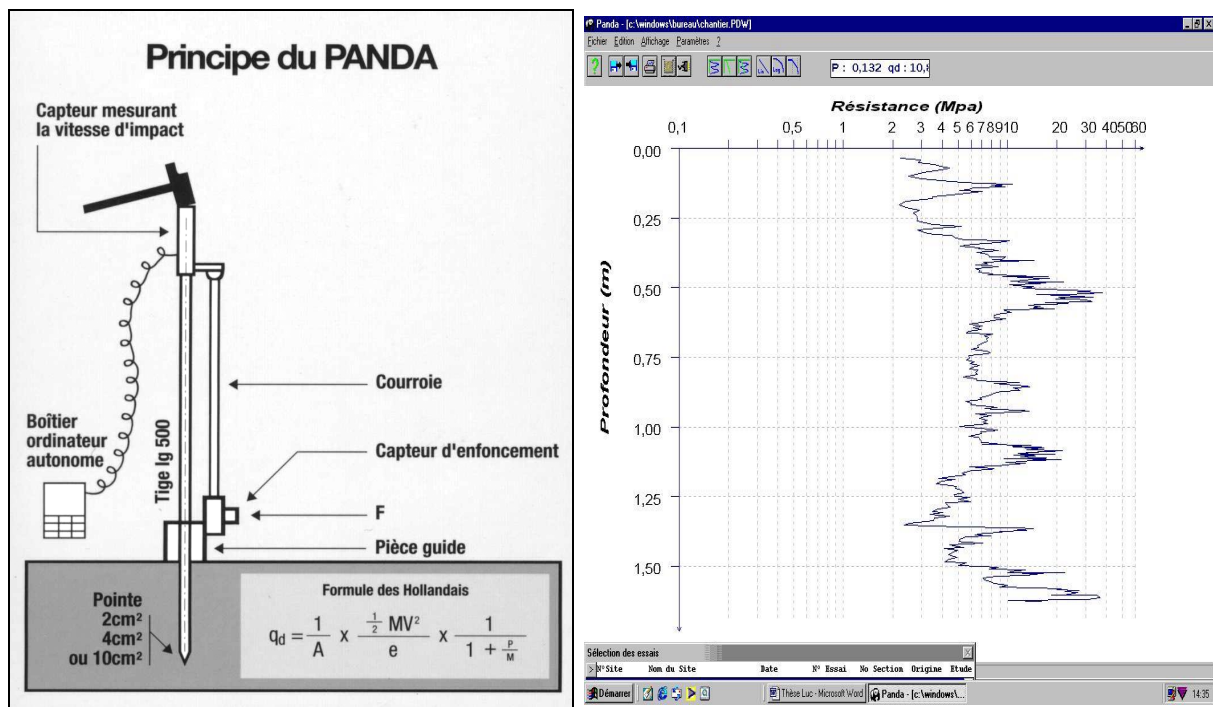


figure 1-9, principe du PANDA et résultat-type

La valeur de l'enfoncement par coup varie généralement de 2 mm à 2 cm. On préconise en effet ces valeurs pour limiter tout biais lié d'une part aux retours élastiques et d'autre part aux effets de fluage et de surpressions (sols saturés). On obtient ainsi en moyenne un point tous les 5 mm. Cette fréquence est intéressante pour suivre l'évolution du matériau en fonction de la profondeur et détecter les points singuliers ainsi que d'éventuelles stratifications.

Les pointes les plus fréquemment employées (en particulier lorsqu'on travaille sur des matériaux fins) ont une section de 4 cm². Ce sont des pointes débordantes destinées à se prémunir de frottements du train de tiges le long du forage. On notera toutefois que, suivant la profondeur et le type de matériau, un frottement latéral peut être observé ; ce point est abordé plus en détail au paragraphe 2.1.

Le PANDA peut être utilisé en contrôle de compactage ou en reconnaissance des sols.

Pour le contrôle de compactage la connaissance a priori du milieu permet, grâce à une base de données des sols (classification GTR), d'observer l'atteinte ou non de l'objectif de compactage (Chaigneau, 2001). Ce principe repose sur une approche micromécanique qui part

de l'hypothèse que le comportement d'un sol est complètement décrit par sa granulométrie, sa teneur en eau (w) et son poids volumique sec (γ_d) :

$$[Eq. 1-5] \quad q_d = f(\text{granulométrie}, \gamma_d, w)$$

Les courbes de référence, établies pour la classification GTR, intègrent également l'effet de la profondeur critique (z_c). Pour un remblai homogène, le signal est modélisé de la façon suivante : évolution logarithmique de la résistance depuis la surface jusqu'à la profondeur critique, puis constance du signal jusqu'au fond du remblai (de l'ordre de 7 à 8 mètres au maximum). La résistance du remblai est pratiquement systématiquement assimilée à la valeur constante de la résistance.

En reconnaissance de sol, le pénétromètre permet de détecter des couches à l'échelle centimétrique. On peut éventuellement estimer la qualité du sol reconnu en fonction de sa résistance, mais il s'agit d'une approche hasardeuse tant que le matériau n'est pas connu avec exactitude. Dans tous les cas, un certain nombre d'essais effectués dans des matériaux fins saturés ont montré que l'on peut avancer une relation liant la résistance dynamique de pointe à la cohésion non drainée (c_u) du sol en place, mesurée au scissomètre de chantier (Zhou, 1997), (Chaigneau, 2001). Cette relation s'apparente à la formule [Eq. 1-4], à ceci près que les pressions de confinement sont, à faible profondeur, négligeables devant le terme de pointe q_d . En effet, admettant une profondeur d'investigation maximale de 10 mètres, σ'_{vo} ne peut pas excéder 250 kPa (on suppose dans ce cas un poids volumique humide extrême de 25 kN/m³ et une profondeur de nappe fixée à 10 mètres). Avec le PANDA, σ'_{vo} est donc toujours très largement inférieur à 0,25 MPa, ce qui en fait un paramètre que l'on néglige devant q_d . Une étude plus détaillée devrait permettre de préciser l'erreur commise en négligeant σ'_{vo} devant q_d ; arguons simplement que de fortes densités qui vont avoir un effet sur le confinement auront également un effet sur la résistance qui aura tendance à croître. Dans le cas le plus classique d'un essai poursuivi jusqu'à 6 mètres de profondeur, avec un matériau relativement peu dense (σ'_{vo} de l'ordre de 12 kN/m³) et une nappe à 2 mètres de profondeur, la pression verticale effective de confinement est d'environ 0,09 MPa. Un tel niveau de pression est quasiment transparent pour le PANDA puisqu'inférieur à la précision de l'appareil : 0,15 MPa (Chaigneau, 2001). On propose donc la relation suivante pour le PANDA :

$$[Eq. 1-6] \quad c_u = q_d / \alpha_a$$

La cohésion non drainée ainsi exprimée peut être relative tant à une mesure au triaxial qu'à une mesure au scissomètre de chantier.

Des essais effectués sur différents types de sols fins ont montré que le facteur α_a est compris entre 15 et 30 avec 20 comme valeur pivot :

SOL	NOMBRE DE DONNEES	α_a MOYEN	COEFFICIENT DE CORRELATION ρ
Argile (Deplagne, 1994)	18	19	0,84
Argile limoneuse (Langton, 1999)	18	20	0,90
Limon (voir résultats en annexe)	5	19	0,95

Tableau 1-2, relations entre q_d et c_u pour différents sols cohérents saturés.

Grâce à cette dernière relation, le pénétromètre peut être employé pour retrouver un champ de résistances sur un profil, mais pour cela, il faut au préalable définir le maillage défini pour le champ. Quelle que soit le choix qui est fait au niveau du maillage, il est impératif d'opérer un lissage des courbes pénétrométriques avec un pas constant. Les données brutes sont fournies avec un enfoncement variable ; on raisonne donc en terme énergétique pour opérer le lissage (Deplagne, 1994), l'énergie étant le produit de la résistance de pointe par l'enfoncement.

La résistance moyenne intégrée sur une fenêtre de hauteur ξ est obtenue à partir du calcul suivant :

$$[Eq. 1-7] \quad \overline{qd} = \frac{\sum_i qd_i \cdot e_i}{\sum_i e_i}, \text{ avec } \sum e_i = \xi$$

A partir de pénétrogrammes régularisés et dans le cas de digues composés de matériaux fins saturés, une série de pénétrogrammes alignés dans le sens longitudinal ou transversal peut permettre de composer une carte bidimensionnelle des cohésions non drainées. Une telle carte sera ensuite employée comme modèle pour un calcul de stabilité de pente. Nous verrons en deuxième partie comment effectuer la spatialisation des données en vue de l'établissement du modèle.

Sur les digues, le Panda est d'un grand intérêt (accessibilité sur les pentes, finesse de la mesure...) mais il ne permet pas la caractérisation des couches traversées. Pour pallier à ce problème, plusieurs solutions peuvent être envisagées. Dans le cas où l'on connaît à priori la nature du sol, la question ne se pose pas ; dans le cas contraire, on peut soit coupler un essai Panda avec un sondage carotté qui servira de référence, soit faire appel à une technique complémentaire.

Trois techniques peuvent théoriquement être mises en œuvre dans un forage Panda :

- la géoendoscopie (Breul, 2000), pour le moment utilisable uniquement en zone non saturée ;
- des mesures de perméabilité par une sonde de faible dimensions (voir paragraphe 2.2, page 90), applicable en zone saturée et non saturée ;
- des mesures de résistivité dans le forage (recherche à venir)...

Sur des ouvrages existants, on peut effectuer des essais au Panda sur la pente, en particulier en pied aval de l'ouvrage. Ainsi, avec une profondeur d'investigation maximale de 7 à 8 mètres, on peut utiliser le Panda pour des ouvrages de faible hauteur (jusqu'à 15 mètres).

Tout comme pour l'essai au CPT, l'essai au Panda est confronté au cas où une couche dure est présente en surface, y compris lorsque l'essai est réalisé à partir d'une pente. Cependant, là où le CPT ne peut avoir recours à d'autres techniques de pré-forage que la tarière mécanique, le Panda, peut faire appel à des techniques plus variées (excavation, pré-forage par une pointe spéciale...) qui sont présentées au paragraphe 2.1.1.1.

➤ Bilan sur les essais de pénétration présentés

Les essais de pénétration présentés ne constituent pas une liste exhaustive de l'ensemble des pénétromètres existant actuellement. Ils ont été choisis pour leur caractère universel (SPT et CPT) ou particulièrement intéressant pour un usage sur les digues (Panda).

Nous proposons ci-après d'établir un bilan pour les principales caractéristiques de ces trois outils, par rapport à des critères qui vont permettre à l'ingénieur de faire un choix judicieux en fonction de données pratiques et économiques.

	SPT	CPT	Panda
Type	carottier dynamique	statique lourd	dynamique léger
Energie	battage automatique	fonçage automatique	battage manuel
Forage	20 cm ²	10 cm ²	2 cm ² , 4 cm ²
Paramètres mesurés	N et caractéristiques mesurées en laboratoire.	q_c, f_s, f_t	q_d
Informations après analyse des mesures	paramètres de lois de comportement (labo) ; densité en place	classification du sol, densité sèche (contrôle de compactage) ; c_u (matériaux fins saturés)	densité sèche (contrôle de compactage) ; c_u (matériaux fins saturés)
Précision	une mesure de résistance sur 30 cm ; erreur de ± 1 sur (soit 2 % pour N = 50 à 100% pour N=1)	fonction du système d'acquisition : une mesure de résistance tous les 20 cm en mode manuel, erreur maximum de 15 % sur la mesure	une mesure tous les 0,2 cm à 2 cm, erreur maximum de 15 % sur la mesure
Arrêt de l'essai	N supérieur à 50 ; atteinte du substratum ; profondeur maximum non renseignée.	f_t supérieur à la capacité de l'appareil (généralement 200 kN) ; atteinte du substratum, profondeur maximum de 50 m	q_d supérieur à : 15 MPa (pointe de 4 cm ²), 30 MPa (pointe de 2 cm ²) ; atteinte du substratum, profondeur maximum de 7 m ; frottement latéral
Accessibilité	terrain horizontal	terrain horizontal	toutes configurations
Frottement	présence de frottement le long du carottier	frottement le long du train de tiges (n'affecte pas la mesure de résistance de pointe)	pointe débordante (du frottement peut néanmoins être observé dans les sols saturés lâches)
Couche de surface	perforation par tarière	avant-trou lorsque la résistance est supérieure à 200 MPa	avant-trou
Coût de l'appareil	150 000 €	150 000 €	7 500 €
Coût d'un essai	450 € + analyse en laboratoire	450 €	200 €
Nombre d'opérateurs	2	1 à 2	1 à 2
Rendement	4 prélèvements à 5 m / j	10 essais à 10 m / j	6 essais à 6 mètres / j

Tableau 1-3, comparaison entre trois techniques de reconnaissance géotechnique in situ par pénétration

1.3.4.2. Les essais d'eau

Les mesures de perméabilité in situ se font pratiquement de façon systématique par injection ou par pompage d'eau dans le sol. Les deux essais les plus employés sont de type ponctuels (seuls essais abordés ici) de type Lugeon (norme NF P94-131) et Lefranc (norme NF P94-132). D'autres essais (cités par Cassan, 1986 et Mathieu et Pieltain, 1998) existent également mais ne font pas l'objet d'une norme française; il s'agit entre autres de l'essai Nasberg, USBR, Winger, Muntz (cités par Cassan, 1986) ou encore de l'essai au perméamètre de Guelph (Reynolds et Elrick, 1986).

Certains de ces essais se font en milieu saturé, d'autres en milieu non saturé (Nasberg, USBR et Winger). Dans tous les cas, il s'agit d'essais de pompage ou d'injection d'eau. Lorsqu'il s'agit d'une injection d'eau, on observe soit le régime transitoire, soit le régime permanent de l'injection pour en déduire la perméabilité apparente du terrain au point de mesure.

Les essais effectués sous la nappe sont l'essai Lefranc et l'essai Lugeon.

L'essai Lefranc établit une relation entre débit d'injection ou de pompage d'eau à partir d'une cavité se situant sous la nappe (le forage se situant au-dessus de la cavité est tubé). Il s'agit d'un essai à charge constante (notée h) pour lequel les niveaux d'eau dans le forage sont régulés par une pompe. On mesure ainsi le débit d'eau Q qui est échangé entre le sol et le forage en un temps donné. L'essai Lefranc peut également être effectué en régime transitoire, l'intérêt par rapport au régime stationnaire étant que l'on peut ainsi mieux observer les comportements singuliers de l'écoulement lors de l'essai. Les graphiques (h ; dh/dt) permettent en effet de déceler d'éventuels colmatages de la cavité ou du sol ainsi que l'évolution du coefficient de perméabilité sous charge.

L'essai Lugeon est un essai à charge constante se pratiquant dans un forage. L'eau est injectée et maintenue sous pression par une pompe située en surface. L'eau est injectée dans le sol par le fond du forage. Celui-ci est obturé, ce qui délimite la zone d'injection. Les équations d'interprétation de l'essai Lefranc sont envisageables pour l'essai Lugeon à condition que le régime turbulent ne soit pas atteint (de Ragueneil, 1970). En effet, pour de fortes valeurs de pression effectives (supérieures à 500 kPa), la mesure de perméabilité sont perturbées par le colmatage des éventuelles fissures (essais en milieu rocheux).

Les essais effectués en terrain sec sont l'essai Nasberg, l'essai USBR, l'essai Winger, l'essai au double anneau et l'essai au perméamètre de Guelph.

L'essai Nasberg est un essai à charge d'eau variable injectée dans le sol par une cavité en bout de forage. Il s'agit d'« un essai Lefranc par injection qui conduit presque toujours à une sous-estimation importante du coefficient de perméabilité par suite d'un colmatage pratiquement inévitable de la poche, sauf pour les terrains très perméables ($k > 10^{-3}$ m/s) » (Cassan, 1986). On évitera donc d'avoir recours à cet essai, lui préférant les essais USBR ou Winger.

L'essai USBR est un essai d'eau à charge constante. L'eau est injectée dans le sol par une crépine en fond de forage (tubé). L'interprétation de cet essai ne peut se faire qu'en connaissance de la position de la nappe, le régime permanent atteint dépendant fortement de ce paramètre. Des abaques sont ainsi proposées, permettant de déterminer la perméabilité en fonction du débit (Q), de la géométrie de la crépine (B et L) ainsi que de la charge d'eau d'injection par rapport au toit de la nappe (T).

L'essai Winger est un essai d'eau à charge variable. Il se pratique dans un forage entièrement crépiné ; l'eau est alors injectée dans le sol sur toute la hauteur (h) qu'elle occupe dans le forage. La position de la nappe intervient dans le calcul de perméabilité.

L'essai au double anneau, suivant la méthode de Muntz, est un essai d'eau à charge constante. Il a pour principe de disposer deux anneaux concentriques métalliques depuis la surface du sol jusqu'à une profondeur de 5 cm. De l'eau est placée dans l'anneau extérieur ; l'anneau intérieur recevant un vase de Mariotte (la charge d'eau par rapport à la surface du sol est de 3 cm). L'eau infiltrée à partir de l'anneau extérieur permet « d'assurer l'humectation latérale parasite du sol et par conséquent de permettre d'assimiler le débit du cylindre de mesure à une infiltration cylindrique verticale » (Mathieu et Pieltain, 1998).

L'essai au perméamètre de Guelph repose sur un principe similaire à l'essai au double anneau ; il s'agit d'un essai à charge constante où l'eau est injectée dans le sol, via un dispositif reposant également sur le principe du vase de Mariotte.

1.3.5. Reconnaissance géotechnique – essais de laboratoire – notions sur le comportement des milieux granulaires

1.3.5.1. Intérêt d'une reconnaissance au laboratoire

Les différents essais de reconnaissance géotechnique classiquement utilisés en France font l'objet de normes (AFNOR, 1995). Citons néanmoins ceux qui paraissent les plus importants dans le cadre d'une reconnaissance de digues : granulométrie du matériau par tamisage (NF X 11-504) et sédimentation (NF P 94-057), essai Proctor (norme NF P 94-093), limites d'Atterberg (NF P 94-051) et également l'essai au triaxial pour lequel on aborde ci-après quelques principes et précautions d'usage.

L'essai au triaxial de révolution permet la caractérisation complète du comportement d'un échantillon de sol. On distingue les éprouvettes dites non remaniées des éprouvettes reconstituées.

Le problème est que les échantillons non remaniés sont très difficiles à obtenir. En effet, des perturbations peuvent intervenir lors du carottage, de la manipulation, du transport, de la découpe ou encore de la mise en place sur le bâti du triaxial. Par ailleurs, si les essais au triaxial décrivent de façon très fine le comportement du matériau, encore faut-il que le prélèvement soit représentatif de l'ensemble de la couche dont il provient.

Pour ces raisons, on préférera dans certains cas opérer sur des éprouvettes reconstituées en laboratoire, provenant d'un endroit représentatif de l'ensemble de la couche que l'on souhaite caractériser. La procédure est lourde et divisée en plusieurs phases : une reconnaissance (essais in situ et carottages puis analyses classiques de laboratoire) en différents endroits de la couche, le choix de la zone d'extraction et la caractérisation complète du matériau extrait et la reconstitution en laboratoire d'éprouvettes destinées au triaxial.

Les informations fournies par l'essai au triaxial peuvent être relatives à un état consolidé drainé (CD), consolidé non drainé (CU) ou non consolidé et non drainé (UU). Les paramètres recueillis dépendent ensuite des modèles que l'on applique ; classiquement, on mesure le module d'élasticité E , la cohésion c , c' , c_{CU} , c_u , l'angle de frottement φ , φ' ... Ceux-ci

pourront être incorporés dans des codes de calcul (FLAC, CESAR, TALREN...) afin de déterminer la réaction du massif sous l'effet d'un chargement particulier.

1.3.5.2. Comportements-types des sols

On considère ici le sol comme étant un milieu continu (Biarez et Hicher, 1989). On caractérise le comportement du sol à l'appareil triaxial, qui permet de mettre en œuvre des matériaux dans différentes configurations (drainés, non drainés, saturés ou non..) possédant une certaine histoire de chargement : densité du sol et conditions initiales (sol normalement consolidé ou surconsolidé).

➤ Comportement monotone drainé et non drainé

Les essais non drainés permettent de prédire le comportement d'un ouvrage à long terme. On représente généralement la courbe de chargement, à partir de laquelle on peut calculer un module d'élasticité et observer la résistance à rupture.

Dans une représentation de Mohr, un essai mené à terme peut être représenté par un cercle (les contraintes principales σ_2 et σ_3 étant égales) qui est une image de l'état de contraintes dans le matériau au moment de la rupture. Les cercles de Mohr sont, en conditions drainées, tangents à une droite passant par l'origine (critère de Coulomb). Cette droite est paramétrée par φ' , l'angle de frottement interne ; il s'agit de la pente de la droite.

Les essais drainés sont relatifs au comportement du sol à court terme. On montre ci-après (figure 1-10), la représentation du critère de rupture pour un sol surconsolidé en conditions non drainées. La courbe enveloppe est alors constituée d'un segment de droite et d'une demi-droite. Le segment de droite coupe l'axe des ordonnées en c_{cuOC} et a pour pente φ_{cuOC} qui est proche de zéro. En d'autres termes, on considère qu'en deçà de la pression de surconsolidation, le comportement du matériau s'apparente à celui qu'il aurait si l'essai était effectué en condition non drainée et non consolidée. Le critère à rupture est alors, dans ces cas, un critère de Tresca : $\varphi_u = 0$.

Au-delà de la pression de surconsolidation, le critère de rupture rejoint une droite passant par l'origine et de pente φ_{cu} .

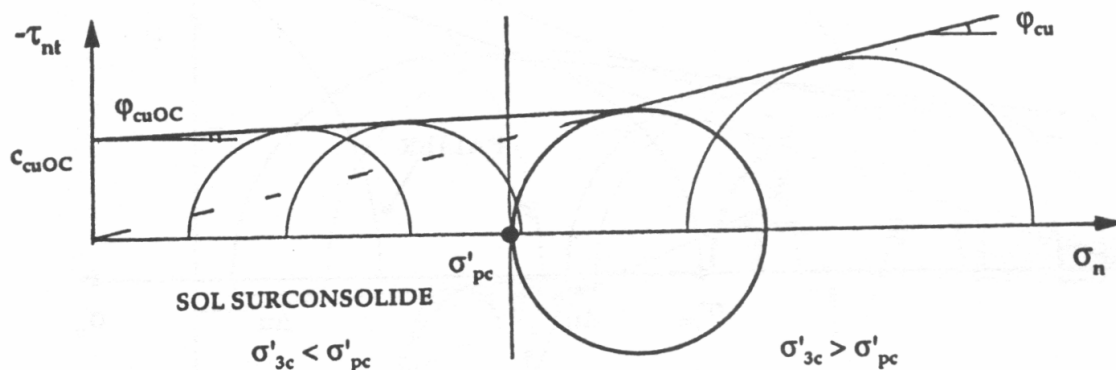


figure 1-10, représentation d'essais consolidés non drainés sur un matériau surconsolidé dans le plan de Mohr (Cordary, 1994)

➤ **Comportement monotone – influence de l’histoire du sol sur son comportement**

Si l’on met en oeuvre un même sol pour différents états de densité initiale, il apparaît un comportement dilatant ou contractant des éprouvettes (voir figure 1-11).

La représentation de Cambridge (p' - q), où p' est la contrainte moyenne effective $((\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3)$ et q est le déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3)$, montre le chemin en contraintes effectives suivi par le chargement. Dans ce repère, Luong (cité par Cordary, 1994) a montré que les domaines contractant et dilatant sont délimités par une droite (la ligne caractéristique), d’équation :

$$[Eq. 1-8] \quad q = M \cdot p'$$

Le paramètre M est fonction de l’angle de frottement φ , couramment utilisé dans les représentations de Mohr :

$$[Eq. 1-9] \quad M = 6 \cdot \sin(\varphi) / (3 - \sin(\varphi))$$

Le domaine contractant se situe entre l’axe p' et la ligne caractéristique ; le domaine dilatant est délimité par la ligne caractéristique et la ligne de rupture. La dilatance est observée pour des sols moyennement denses à fortement denses ; les sols lâches ont généralement un comportement purement contractant.

Dans un essai non drainé, la contractance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle alors que la dilatance a l’effet inverse.

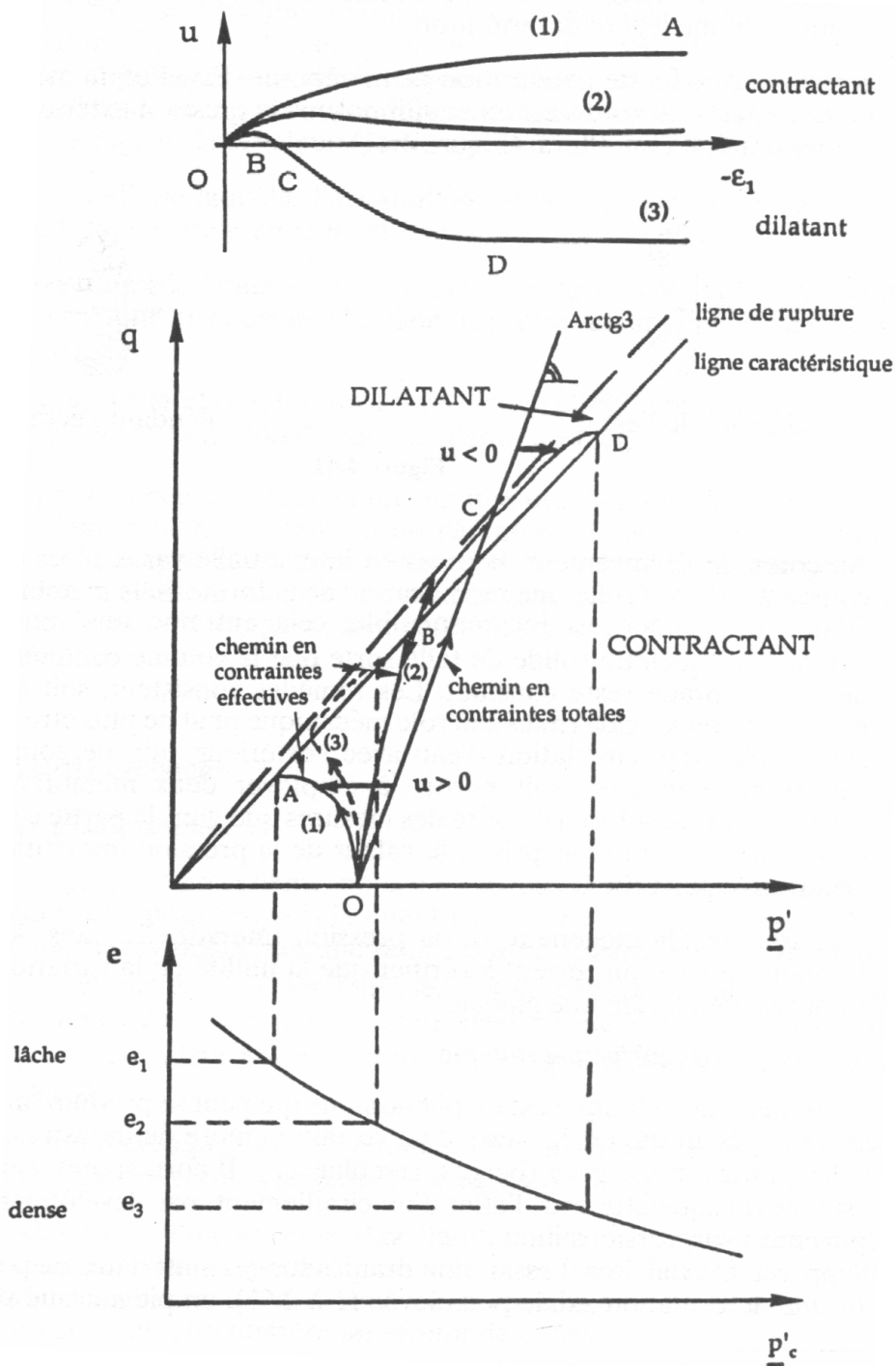


figure 1-11, essai triaxial non drainé sur matériaux denses et lâches (Cordary, 1994)

Le degré de consolidation (ou OCR, soit p'_c / p'_o) joue également un rôle dans le comportement du sol.

A titre, d'exemple, Biarez (Biarez et Hicher, 1989) propose une représentation du chemin suivi dans différents repères ($q-\epsilon_1$, $p'-q$, $e-\epsilon_1$, $e-p'$) d'une argile lors d'un essai de chargement monotone en compression à l'appareil triaxial (voir figure 1-12). Cette illustration est donnée pour un OCR de l'ordre de 2. En toute rigueur, un OCR supérieur à 2 conduit à un comportement dilatant en compression simple.

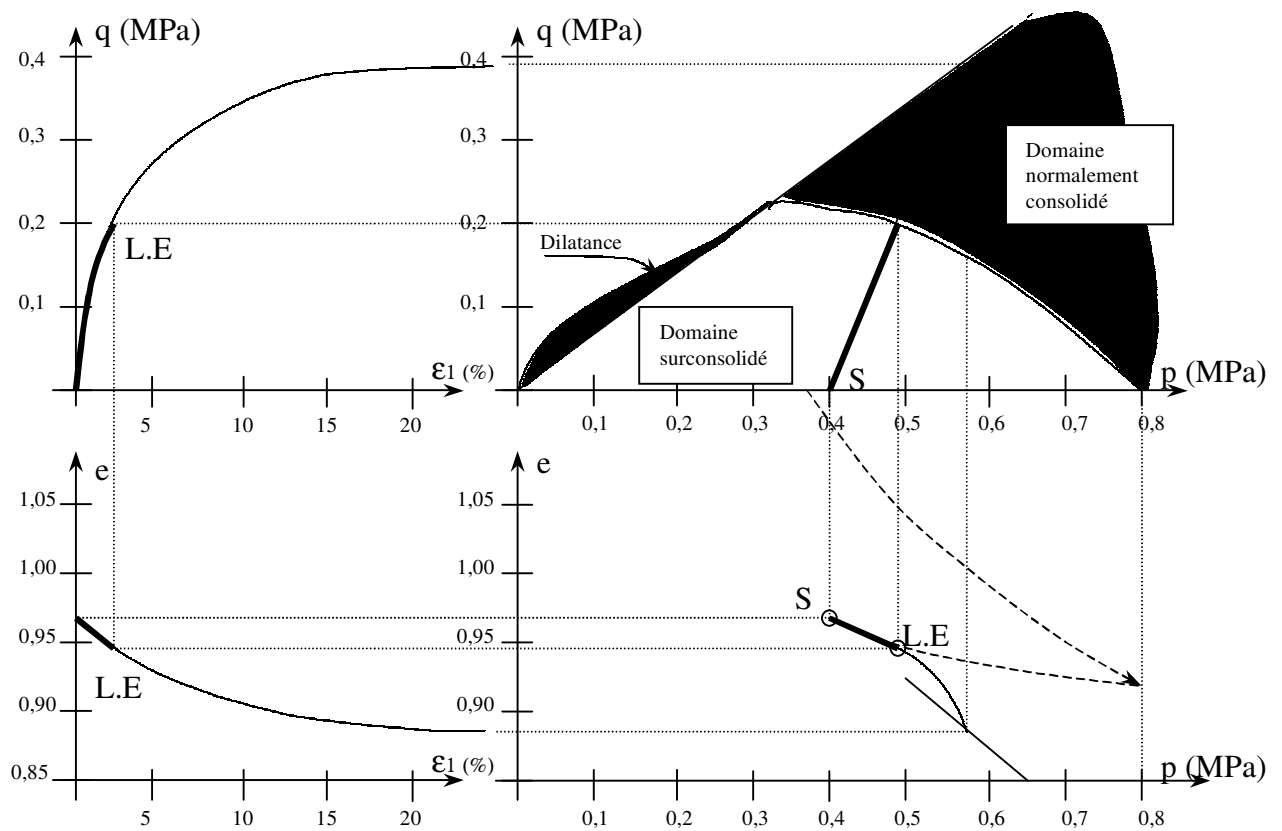


figure 1-12, chemins de chargement sur une argile surconsolidée
(d'après Biarez et Hicher, 1989)

Dans cette représentation, q est le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$), e est l'indice des vides et ϵ_1 est la déformation axiale relative à la hauteur initiale de l'échantillon.

L'essai représenté concerne une éprouvette consolidée de façon isotrope à 0,8 MPa. Les conditions initiales en début de chargement sont ramenées à 0,4 MPa. Dans le plan, (p' - e), le chemin tracé en traits discontinus représente l'histoire de l'éprouvette (surconsolidation).

Sur cet essai, « on constate que le chemin triaxial $e(p')$ suit approximativement le chemin isotrope de compression élastique, puis s'en sépare très nettement pour retrouver le chemin normalement consolidé et enfin atteindre la droite de plasticité parfaite » (Biarez et Hicher, 1989).

Les différentes lois de comportement dérivées de ces observations existent, mais nous ne développons pas ce point dans le présent travail. Nous en restons à une approche descriptive qui introduit les mécanismes comportementaux des sols soumis à un chargement à l'appareil triaxial. Cette approche permet la compréhension des modes de dégradation d'éprouvettes soumises à des essais cycliques, relatifs à un comportement sous chargement sismique en conditions naturelles. Ce point sera abordé plus en détail en troisième partie de ce mémoire.

1.4. AMDE

Ayant une vue globale de l'étude, des différents moyens de reconnaissance dont disposent à l'heure actuelle les gestionnaires et les ingénieurs pour les digues, nous nous proposons de préparer à présent les fondations de la méthode de diagnostic qui est présentée au paragraphe suivant. Pour cela, nous employons une méthode d'analyse (AMDE) permettant l'établissement de scénarii de défaillance critiques en vue de l'organisation de la méthode et de la sélection des outils les plus appropriés par rapport au triple objectif fixé au départ : économie d'intervention, rapidité et précision.

Après une brève présentation des principes de l'AMDE, nous l'appliquons à l'étude des digues en phase d'exploitation. Ceci est réalisé en premier lieu par la modélisation de l'ouvrage (définition du système, des hypothèses retenues, et introduction des éléments sur le fonctionnement et les risques de défaillances liés aux éléments et sous-éléments qui le composent). Ces éléments sont ensuite exploités avec une analyse fonctionnelle qui, à son tour, est employée pour l'élaboration du tableau de synthèse de l'AMDE proposée.

1.4.1. Principe de l'AMDE

Issue de l'industrie aéronautique, la méthode d'Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets fut employée la première fois en 1960 (Villemeur, 1997). Cette technique, étendue à de nombreux domaines industriels (industrie chimique, nucléaire...) (Zwingelstein, 1996) est couramment utilisée pour les études de sûreté de fonctionnement des systèmes. Le but de cette technique est de répertorier les causes de défaillance ou les actions pouvant atténuer les effets des défaillances.

Quatre étapes composent classiquement une analyse type AMDE : la définition du système, l'établissement des modes de défaillances des composants (et leurs causes), l'étude des effets des modes de défaillance et la synthèse de l'AMDE dans laquelle sont introduits les symptômes (et outils de mesures) associés à chaque mode de défaillance.

- la définition du système, de ses fonctions et de ses composants est issue d'une analyse fonctionnelle préalable ;
- l'établissement des modes de défaillances des composants et de leurs manifestations qui sont classés en quatre catégories : le fonctionnement prématuré ou intempestif, le non fonctionnement au moment prévu, le non arrêt au moment prévu et la défaillance en fonctionnement. Dans le cas d'une digue, le système est passif ; l'établissement des modes de défaillance ne peut donc intéresser que la défaillance en situation d'exploitation. C'est ce qui est fait en recherchant les modes de défaillance en situation d'exploitation 'normale' ou lors d'événements particuliers : crue et séisme ;
- l'étude des effets des modes de défaillance s'intéresse aux effets d'un mode de défaillance sur les fonctions et les composants des systèmes. Les modes de défaillance pouvant affecter plusieurs niveaux de décomposition du système (on parle alors de granularité), les effets de celle-ci doivent être pris en compte au niveau supérieur et

inférieur. On distingue ainsi deux études type AMDE : l'AMDE processus et l'AMDE produit qui ont pour objectif l'établissement de la liste la plus exhaustive possible des défaillances du système et d'en distinguer les origines. L'AMDE processus s'intéresse aux modes de défaillances potentiels liés aux opérations de conception et de réalisation de la digue. L'AMDE produit s'intéresse quant à elle à la phase d'exploitation de la digue ;

- la synthèse de l'AMDE (voir figure 1-13) se présente sous la forme d'un tableau dans lequel figurent les composants, leurs fonctions, les modes de défaillances associés à un couple (composant / fonction), leurs causes et leurs effets sur le système élémentaire (échelle microscopique : granularité 0) et à plus large échelle (échelle macroscopique, granularité 1) en passant par les échelles mésoscopiques inférieure et supérieure (granularités intermédiaires). C'est au niveau du diagnostic et au niveau mésoscopique supérieur que l'on peut présenter les effets directs et les effets indirects du mode de défaillance isolé, notamment par la prise en compte des interactions entre phénomènes apparaissant à différents niveaux d'échelle ou entre deux éléments voisins à même échelle. Le cas échéant, on peut intégrer au tableau les moyens de détection, les actions de l'opérateur et des observations.

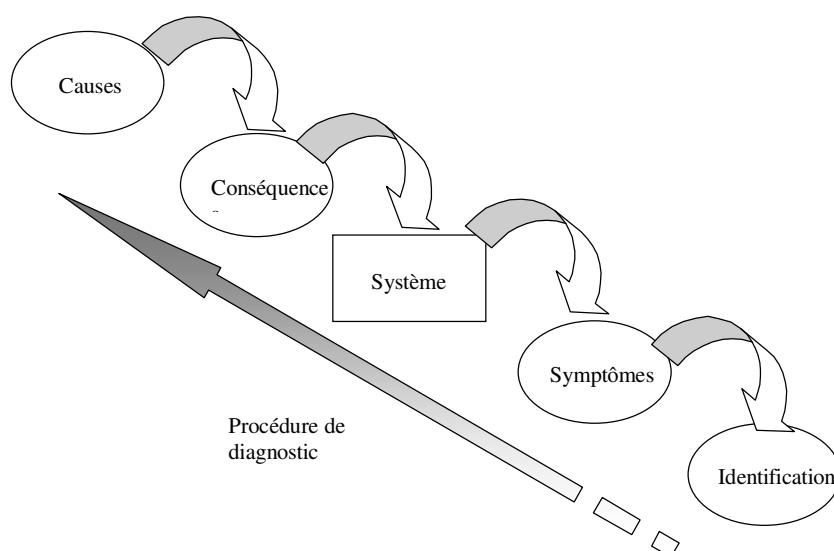


figure 1-13, représentation simplifiée de la méthode AMDE pour un mode de défaillance

1.4.2. Modélisation de l'ouvrage

Le type d'ouvrage envisagé ici est une digue en remblai dit homogène, en service avec présence d'un canal et d'un contre-canal. Il ne s'agit pas d'un ouvrage générique (il n'y a pas de noyau, pas de drain...) ; ce modèle ne peut donc s'appliquer à d'autres types de digues. Les échelles d'observation définies au paragraphe 1.2.2 sont entièrement exploitées ici, en choisissant de représenter tous les éléments à l'échelle mésoscopique inférieure transversale. On décompose le système en quatre éléments : parement amont, piste de crête, remblai et fondation (sol en place au droit du remblai). La modélisation du système décomposé peut être faite de la façon suivante (figure 1-14, modèle du système 'digue' dans son environnement).

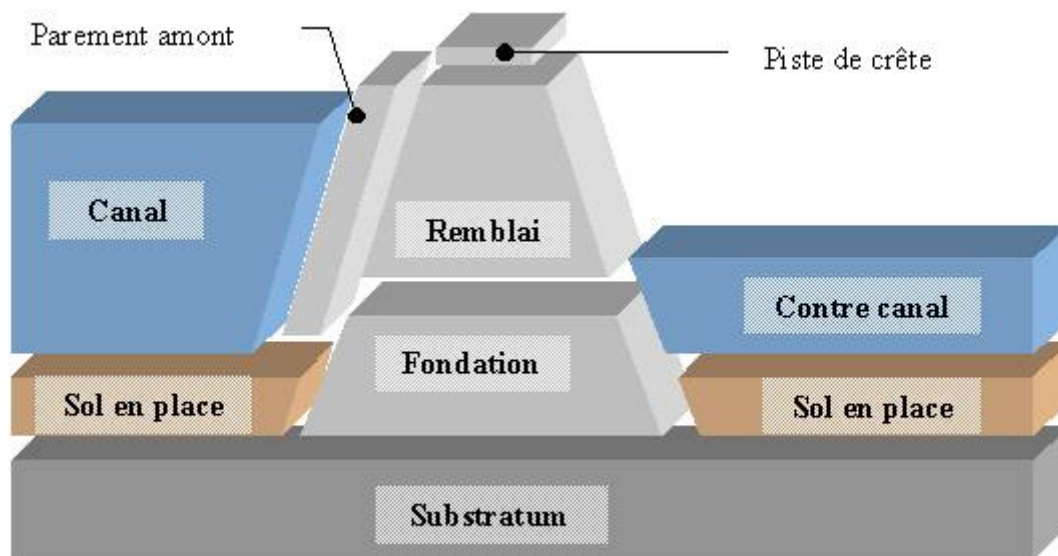


figure 1-14, modèle du système 'digue' dans son environnement – coupe transversale

Dans ce paragraphe, le mot 'système' désigne l'ensemble composé du remblai, de son parement amont, de la piste de crête et de la fondation (au droit de l'ouvrage jusqu'au substratum).

Au niveau de l'ouvrage, les hypothèses retenues sont les suivantes :

- le système est composé de quatre entités longitudinales: la fondation (supposée homogène), le remblai (ensemble de couches de même nature, voir figure 1-16), le parement amont (ensemble lui-même composé d'une couche de protection puis d'un filtre, voir figure 1-16, décomposition de l'élément 'remblai' (en une zone) – coupe transversale) et la piste de crête (couche de forme et couche de roulement, voir figure 1-17, décomposition de l'élément 'piste de crête') ;
- le parement amont, la fondation et le remblai sont perméables à l'eau ; l'eau ayant traversé le système débouche dans un contre-canal de hauteur supposée constante (variations de hauteur d'eau dans le contre-canal négligeables par rapport à celles du canal). En revanche, le débit du contre-canal peut être variable ;
- la piste de crête est, dans un état non dégradé, imperméable (relativement aux perméabilités des autres éléments) ;
- le système peut être soumis à un champ d'accélération horizontale lié à un séisme (on ne retient que la composante perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage) d'intensité variable suivant la localisation géographique de l'ouvrage ;
- le système permet la retenue d'un canal (en partie amont) de hauteur de débit variable de température et de composition chimique variables ;
- en fonctionnement normal, les parties émergées sont soumises aux variations climatiques locales (pluies, cycles de gel/dégel, ensoleillement) ;
- le système est soumis à des charges d'origine anthropique (circulation sur l'ouvrage : piste de crête, parements amont et aval) ;
- le système peut être soumis à des dégradations d'origine animale (en particulier des fouisseurs).

Les trois éléments de base peuvent eux-mêmes être décomposés en sous-éléments . Les schémas de principe pour ces éléments intègrent les différentes interfaces internes à ceux-ci. Les interfaces physiques entre les éléments ainsi qu'entre le système et son environnement n'ont pas été reportées sur le schéma initial (voir figure 1-14) ; elles sont néanmoins à prendre en considération par la suite. En effet, c'est à ce niveau, principalement, que se situent la majeure partie des incidents liés à l'érosion.

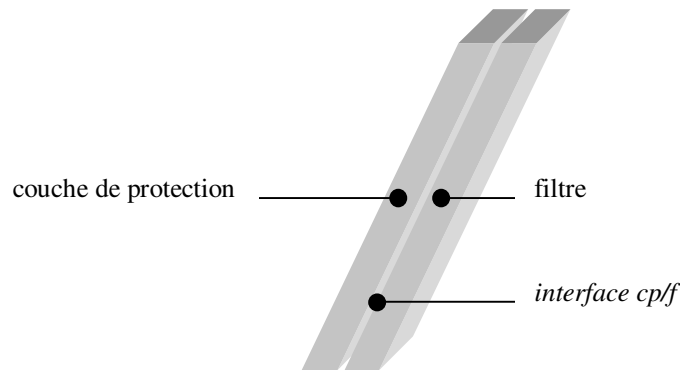


figure 1-15, décomposition de l'élément 'parement amont' – coupe transversale

La couche de protection, généralement en enrochement a deux fonctions principales : celle de limiter les effets du battillage et celle de stabiliser le filtre. Ce dernier est au contact du remblai qu'il protège de l'érosion externe. En outre, le filtre a pour fonction de permettre le passage de l'eau ; on rappelle en effet que l'ouvrage-type étudié ici est de type 'humide' ; il s'agit dans la plupart des cas d'un géotextile.

Dans ce modèle, la couche de protection est considérée semi-infinie (selon l'axe longitudinal du système), du fait qu'elle est constituée d'entités suffisamment grossières pour effacer toute discontinuité flagrante à l'échelle de l'ouvrage. Quant au filtre, on le suppose formé d'entités jointes entre elles pour assurer sa continuité le long de l'ouvrage. C'est un point important à noter puisque la défaillance de ces éventuels joints pourrait avoir des conséquences sur le fonctionnement global du système (voir paragraphe 1.4.4).

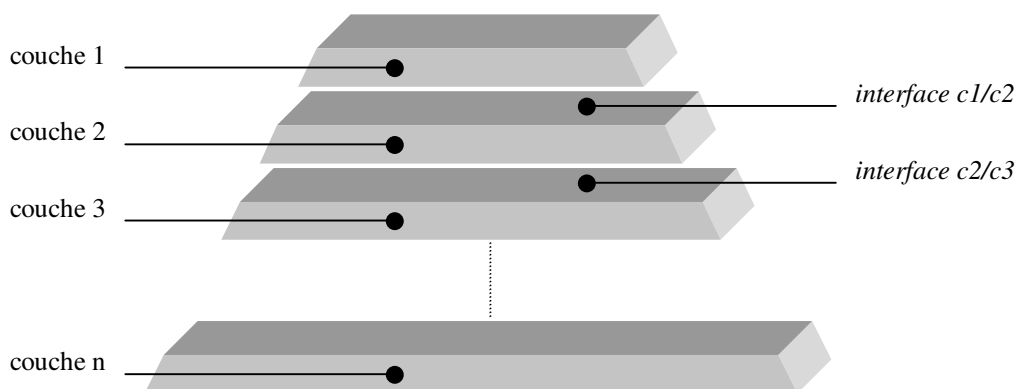


figure 1-16, décomposition de l'élément 'remblai' (en une zone) – coupe transversale

Le remblai est composé de plusieurs couches qui peuvent être de nature différente. Ce modèle tient compte de la variété des matériaux que l'on peut trouver en grande quantité à proximité du site et de leur mise en œuvre. On assimile ainsi la digue à un remblai pour lequel le

diagnostic de la stabilité revient à effectuer un contrôle de compactage (lorsque la nature des matériaux de chaque couche est connue). On tient également compte de la position de la nappe qui joue un rôle prépondérant dans le comportement du remblai. La surface libre de la nappe peut traverser une ou plusieurs couches ; elle ne remet pas en cause le choix porté sur le modèle de stratigraphie (couches supposées horizontales et continues par zone), choix qui constitue les limites du modèle.



figure 1-17, décomposition de l'élément 'piste de crête' – coupe transversale

Le modèle proposé pour la piste de crête ne peut pas être parfaitement représentatif de la réalité, les caractéristiques de cet élément variant d'un ouvrage à l'autre. Cependant, cela ne doit en aucun cas être limitatif quant à l'application de l'étude (voir conclusions, paragraphe 1.4.5). En effet, dans le cas où, par exemple, il serait délicat de distinguer la couche de forme du remblai proprement dit, on pourrait associer à la première couche de ce dernier deux rôles simultanés et donc deux appartenances : couche de forme pour la piste et première couche de remblai.

En ce qui concerne la géométrie des sous-éléments, notamment par rapport à l'axe longitudinal, nous supposons que les deux couches sont continues à l'échelle de l'ouvrage.



figure 1-18, représentation de la fondation – coupe transversale

La fondation de l'ouvrage est définie comme étant le sol en place au droit de l'ouvrage, jusqu'au substratum. Elle peut être fortement hétérogène, composée de matériaux les plus extrêmes (sables, argiles) déposés au fil des ans et formant des lentilles réparties çà et là. Cependant, pour les besoins de l'étude AMDE, nous nous intéressons à son comportement global. Il n'est donc pas proposé de décomposition en sous-éléments pour la fondation, alors assimilée à une entité homogène.

1.4.3. Blocs-diagrammes fonctionnels

Les blocs-diagrammes fonctionnels sont établis en fonction d'une part des différents éléments qui composent le modèle, d'autre part des lois de contact entre eux. Il s'agit en effet, pour cette approche, de répertorier un certain nombre de flux qui vont non seulement transiter par les éléments mais également par les interfaces entre deux éléments en contact direct.

Des auteurs tel L. Peyras (2001) recensent pour les barrages jusqu'à six blocs-diagrammes fonctionnels relatifs à des flux de contact, hydrauliques, de charges, liés à des sollicitations chimiques, liés à des sollicitations thermiques et liés à des sollicitations hydromécaniques.

Pour cette étude, nous écarterons un certain nombre de blocs-diagrammes fonctionnels non adaptés au cas de digues pour ne conserver que ceux relatifs à des flux hydrauliques et de charges. Les relations de contacts pour lesquelles L. Peyras consacre un bloc-diagramme fonctionnel particulier sont prises en compte par le biais d'interfaces entre éléments et sous-éléments en contact. Ainsi, pour aller d'un élément à un autre, le flux passe obligatoirement par l'interface entre ces deux éléments ; l'interface définit ainsi le contact entre eux. Les flux chimiques et thermiques ne sont pas non plus directement pris en compte, l'étude de tels flux ne se justifiant plus pour les digues ; nous supposons que les particules chimiques pouvant jouer un rôle agressif vis-à-vis de l'ouvrage (et en particulier de l'élément filtre) sont véhiculées par l'eau en provenance du canal. On ne consacrera donc pas une étude spécifique à ce cas. De même, les sollicitations hydromécaniques sont abordées lors de l'étude hydraulique, l'ensemble des désordres hydromécaniques ne pouvant intervenir qu'en présence d'une circulation d'eau.

On dresse les blocs-diagrammes fonctionnels pour une zone du système. Par la suite, après avoir isolé les risques principaux de dégradation et de ruine pour une zone, on sera en mesure de répéter ce type d'analyse sur l'ensemble des zones afin de pouvoir prédire qualitativement ces mêmes risques à l'échelle de l'ouvrage.

1.4.3.1. Bloc-diagramme fonctionnel pour les flux hydrauliques

Les blocs-diagrammes fonctionnels de l'ouvrage sont établis à deux échelles : au niveau de la coupe en une zone et au niveau des éléments figurant dans cette coupe. On dissocie également les flux en fonction de leur provenance ; on recense les flux provenant du canal qui transitent à travers l'ouvrage en régime permanent, les flux provenant de l'environnement (pluie ou eau de neige ou glace accumulée sur l'ouvrage), les flux provenant du canal et qui, en période de crue sévère, transitent par-dessus l'ouvrage, enfin les flux en provenance du canal qui transitent sous l'ouvrage, au niveau de l'interface entre les système et la fondation.

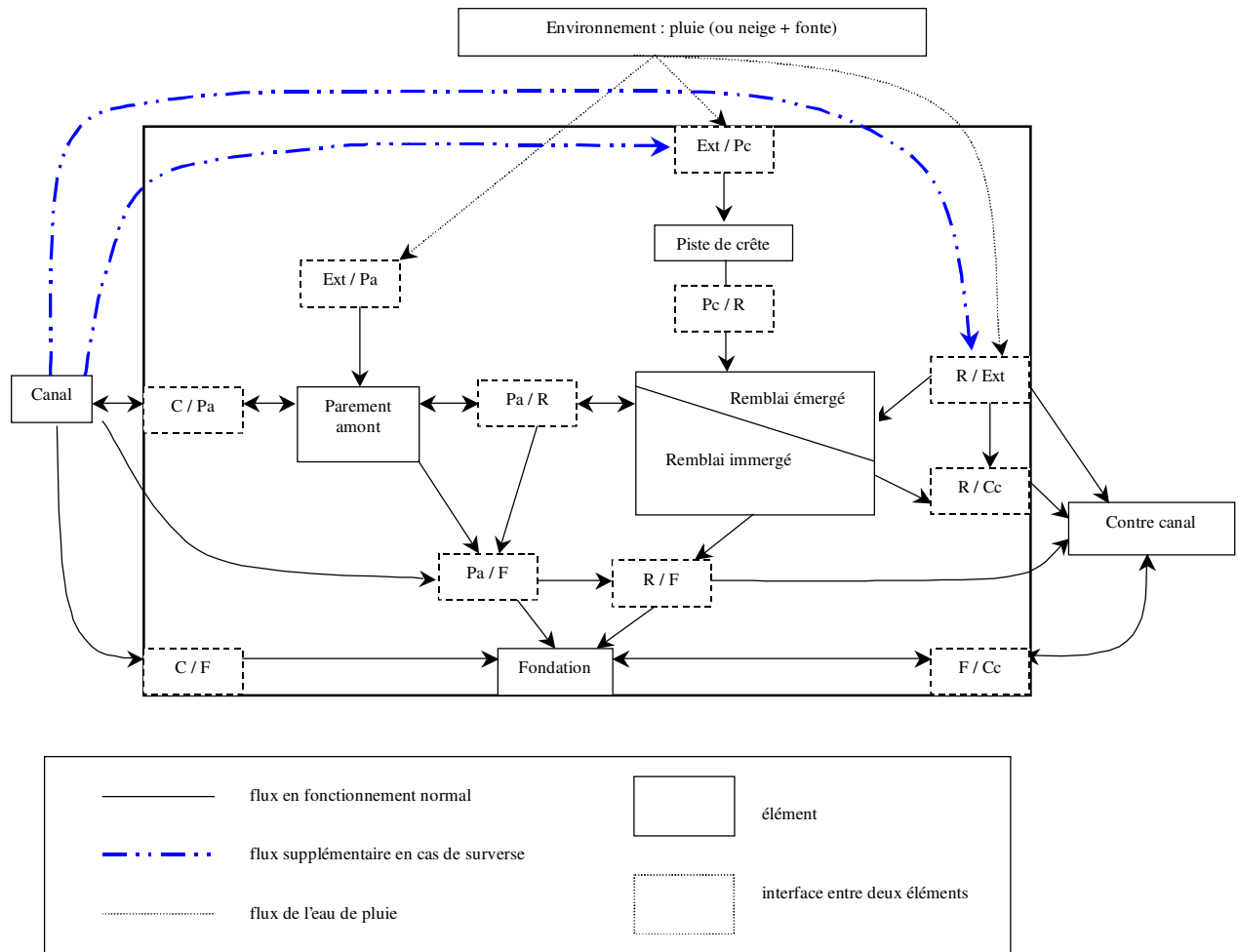


figure 1-19, Bloc-diagramme fonctionnel du système pour les flux hydrauliques

L'eau du canal est en contact permanent avec la fondation (interface C/F) et le parement amont (interface C/Pa). Il y a donc tout naturellement une circulation qui s'établit depuis le canal vers la fondation et le parement amont. On gardera en mémoire que l'eau du canal s'écoule le long de l'ouvrage ; il y a donc au niveau de l'interface entre le canal et la fondation une possibilité d'érosion de cette dernière. De même, au niveau du parement amont, les mouvements d'eau (notamment dus au battillage et symbolisés par une double flèche canal / parement amont) peuvent entraîner une érosion du parement, voire une déstructuration de la protection.

L'eau présente dans le parement est ensuite dirigée vers les parties avec lesquelles il est en contact : fondation (interface Pa/F) et remblai (interface Pa/R) ; ce mouvement est mono directionnel, la charge d'eau dans le parement étant toujours supérieure à celle du remblai et de la fondation sauf en cas de décrue où les mouvements au sein du remblai peuvent être inversés.

L'eau filtrée par le remblai est acheminée vers la fondation (interface R/F) et vers le contre-canal (interface R/Cc). On peut en outre noter que les mouvements d'eau entre le remblai et la fondation sont complexes et mal connus, en particulier lorsque la perméabilité de la fondation est nettement supérieure à celle du remblai ; dans ce dernier cas l'eau de la fondation peut être soumise à des pressions importantes, génératrices de mouvements ascendants. Ces mêmes

remarques sont valables pour la représentation des mouvements hydrauliques entre la fondation et le contre-canal (interface F/Cc).

L'eau amenée par l'environnement extérieur (pluie ou neige fondant sur l'ouvrage) touche en premier abord les parties aériennes de l'ouvrage : parement amont (interface ext/Pa), piste de crête (interface ext/Pc) et remblai (interface ext/R). Cette eau peut circuler à travers ces éléments mais ruisselle la plupart du temps. Ce ruissellement est certainement l'effet le plus dégradant pour l'ouvrage puisqu'il a pour effet négatif immédiat une érosion externe des parties concernées. Quant à l'eau infiltrée, elle suit le même chemin que l'eau en provenance du canal.

En cas de surverse, d'importants mouvements d'eau se font à la surface de l'ouvrage. Ils sont représentés sur le bloc-diagramme fonctionnel par des traits gras discontinus et touchent le remblai (parties amont et aval : interface R/ext) et la piste de crête. Tout comme l'eau de pluie, l'eau de surverse provoque des dégradations de la surface de l'ouvrage par érosion externe, à ceci près que les masses concernées sont d'une bien plus grande importance mais que la fréquence est beaucoup plus faible.

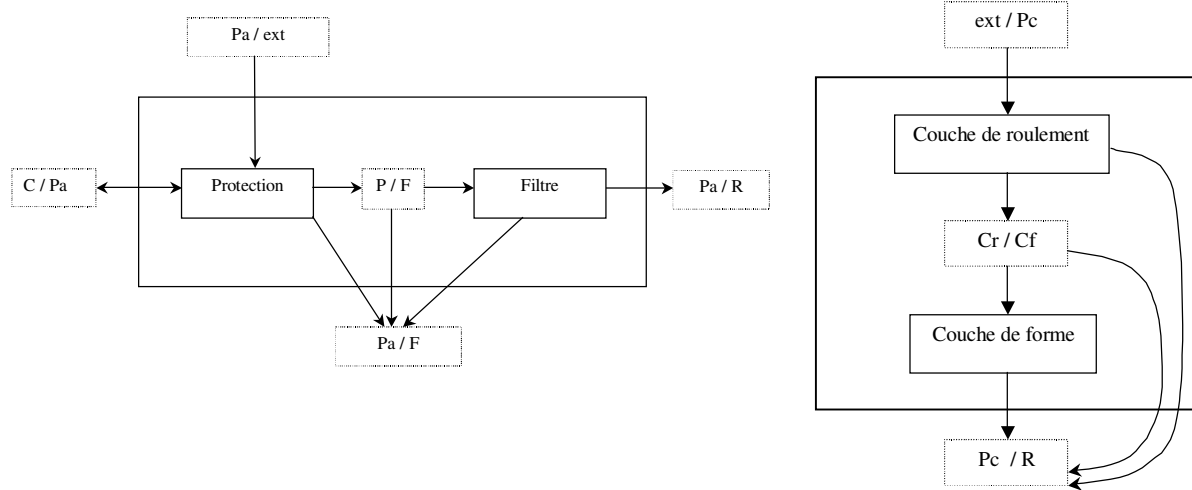
Les blocs-diagrammes fonctionnels établis pour chacun des éléments permettent de déceler les modes de défaillances de l'ouvrage causées par des dégradations internes. La figure 1-20 montre la décomposition de trois éléments. La décomposition de l'élément fondation, supposé homogène, n'apporte pas d'information complémentaire par rapport à la figure 1-19 ; elle n'est donc pas représentée.

Dans le bloc-diagramme fonctionnel pour le parement amont, l'eau provenant du canal est en contact direct avec la couche de protection (interface C/Pa). Celle-ci est soumise aux effets du battillage et est supposée très perméable (enrochements). Ainsi les mouvements d'eau peuvent-ils s'effectuer depuis la couche de protection jusqu'au canal (mouvement bidirectionnel).

La couche de protection est également au contact de l'air (interface Pa/ext), de la fondation (interface Pa/F) et du filtre (interface P/F). L'environnement est, avec le canal, une deuxième source d'eau ; la fondation et le filtre sont quant à eux les entités qui vont recevoir une partie de l'eau ayant traversé la couche de protection.

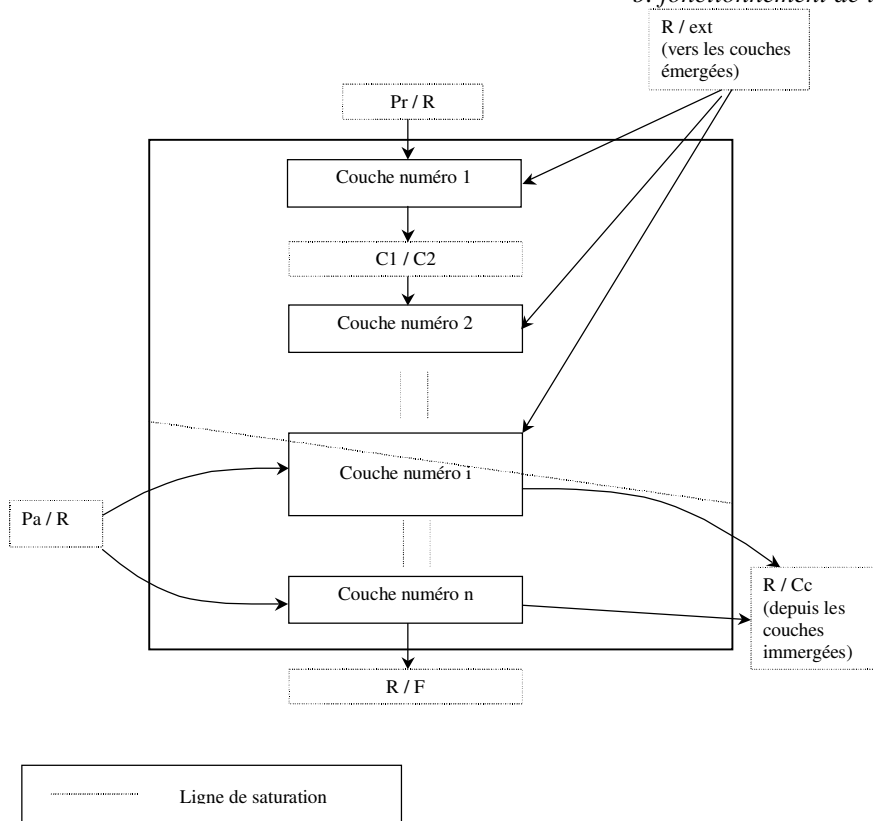
Le filtre est au contact direct du remblai (interface F/R) et de la fondation (Pa/F). L'eau ayant traversé le filtre se dirige donc vers l'une ou l'autre de ces destinations.

Tout comme pour le parement amont, le bloc-diagramme fonctionnel des flux hydrauliques pour la piste de crête est également très simple ; la seule source est l'environnement (on assimile les flux d'eau en cas de surverse aux flux environnementaux, ces deux flux ayant en principe les mêmes chemins possibles pour ce diagramme). L'eau qui atteint la couche de roulement n'a d'autre choix que de traverser cette dernière (lorsque la couche est perméable ou fissurée) ou de ruisseler à sa surface. Si de l'eau devait parvenir depuis la couche de roulement jusqu'à la couche de forme, elle serait d'abord transmise au remblai. Ce ruissellement est ici représenté par une flèche horizontale pointée en direction du remblai.



a. fonctionnement du parement amont

b. fonctionnement de la piste de crête



c. fonctionnement du remblai

figure 1-20, blocs-diagrammes fonctionnels pour trois éléments du système, flux hydrauliques

Le bloc-diagramme fonctionnel pour le remblai est d'un mécanisme un peu particulier par rapport aux autres représentations. En effet, non seulement il s'agit du cœur de l'ouvrage (il assure sa stabilité et son étanchéité) mais il est également un élément pour lequel on ne peut pas proposer de modèle bien déterminé à l'avance. On le suppose donc composé de 'n' couches jointes entre elles par des interfaces que l'on met en évidence dans le modèle. Ainsi, les mouvements d'eau possibles au sein du remblai sont les suivants : l'eau provenant du

parement amont (interface Pa/R) transite à travers chacune des couches immergées et de leurs interfaces (C_i/C_{i+1}) tandis que l'environnement extérieur fournit de l'eau aux couches émergées via l'interface R/ext (les mouvements d'eau s'expriment alors par un ruissellement et des infiltrations). Egalement, de l'eau provenant de la piste de crête est apportée à la première couche de remblai (interface Pr/R).

Au sein du remblai, les mouvements verticaux d'eau peuvent se faire d'une couche à l'autre par les interfaces. Par extension, on envisage des mouvements ascendants ou descendants d'eau entre la 'n^{ième}' couche et la fondation.

L'eau ayant traversé horizontalement les couches et les interfaces est ensuite concentrée dans le contre-canal (interface R/Cc). De tels mouvements sont assimilés à du ruissellement pour les couches émergées.

1.4.3.2. Bloc-diagramme fonctionnel pour les flux de charges

Une étude similaire est menée pour schématiser l'ensemble des flux de charges possibles à travers les différents éléments de l'ouvrage. On construit le bloc-diagramme fonctionnel correspondant (voir figure 1-21).

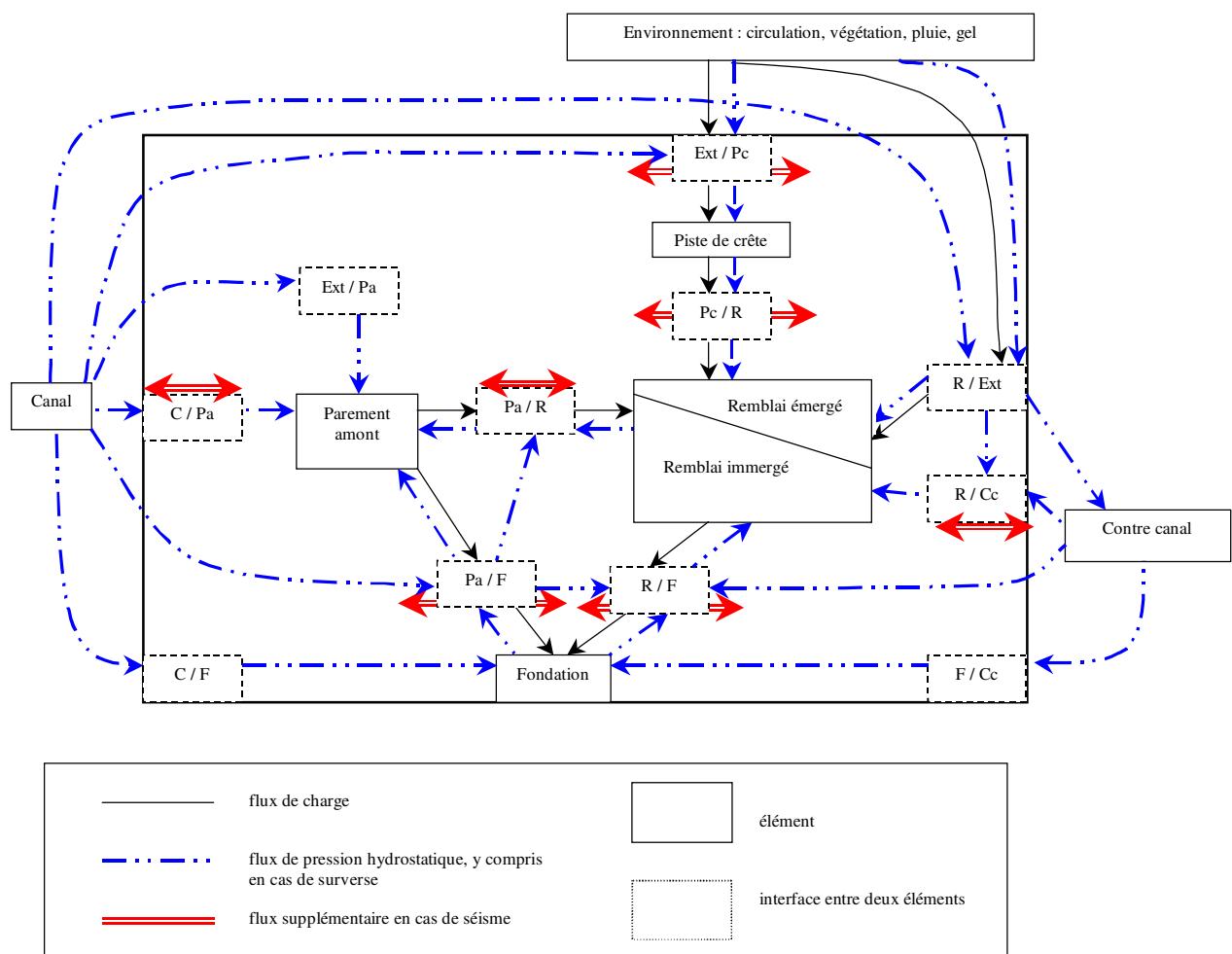


figure 1-21, Bloc-diagramme fonctionnel pour les flux de charges

Les charges envisagées sont liées à l'action de la pesanteur, aux actions hydrauliques et à l'accélération générée par un séisme.

Dans le cas où seule la pesanteur intervient, les actions de charge sont dirigées de haut en bas, les seuls événements extérieurs considérés étant la poussée verticale et horizontale de l'eau sur les parements de l'ouvrage, la circulation et la végétation. Ces deux dernières actions agissent tant sur la piste de crête que sur le parement aval. On pourrait également envisager la présence d'éventuelles constructions ou équipements d'auscultation ; il s'agit là de cas particuliers qui ne sont pas traités ici. Les actions verticales ont pour conséquence à l'échelle de la section un tassement global de l'ouvrage dû à l'ouvrage lui-même (consolidation du remblai, normale ou provenant d'un défaut de compactage et d'une circulation de véhicules sur la piste de crête) ou à sa fondation (consolidation sous l'effet de l'ajout d'une surcharge : le remblai compacté avec présence éventuelle de végétation, la piste de crête avec passage de véhicules).

Les actions hydrauliques au sein de l'ouvrage sont plus complexes car elles n'ont pas la même incidence sur les composants du système en zone émergée ou en zone immergée. En effet, à l'échelle microscopique, les actions qui s'exercent en un point sont le fruit des charges du squelette granulaire (augmenté des éventuelles surcharges) auquel on ajoute le poids de l'eau retenue par le squelette ; on travaille alors en contraintes totales. Dans les zones immergées, il faut tenir compte du poids déjaugé des terres immergées, augmenté de la surcharge située au-dessus du remblai immergé. On travaille alors en contraintes effectives. On rappelle ces notions :

$$[Eq. 1-10] \quad \text{en zone émergée :} \quad \sigma'_{vo} = W + \Sigma \gamma_h \cdot D_h$$

$$[Eq. 1-11] \quad \text{en zone immergée :} \quad \sigma'_{vo} = W + \Sigma \gamma_h \cdot D_h + \Sigma \gamma' \cdot D'$$

Si l'on raisonne en masse totale, l'action de l'eau en zone immergée est alors considérée comme une action verticale ascendante, ce qui est représenté sur la figure 1-21 au sein de la fondation, du remblai et du parement amont. La piste de crête est considérée comme non saturée, même en cas de crue ; les actions de l'eau sont alors considérées comme des surcharges. Ce choix est justifié par le fait que les crues sont généralement des actions rapides, ne laissant pas le temps aux couches composant la piste de crête d'être saturées.

Lors d'un séisme, des actions horizontales supplémentaires interviennent. A l'échelle de la section, cela se traduit par un effort horizontal agissant sur chacun des éléments en contact. Des efforts horizontaux apparaissent donc au niveau des interfaces entre éléments, relatifs à des efforts de cisaillement pour les interfaces horizontales (interface ext / Pc, Pc / R, Pa / F et R / F) et des efforts de traction / compression pour les interfaces que l'on considère verticales (C / Pa, Pa / R et R / Cc).

A l'échelle élémentaire, les flux de charges sont représentés sur la figure 1-22.

Au niveau du parement amont, dans le cas statique, la pesanteur agit sur la protection qui repose elle-même sur le filtre et sur la fondation. Le filtre repose à son tour sur la fondation et le remblai. Les actions de l'eau (essentiellement des pressions statiques) ont pour effet une poussée verticale de la protection ainsi que du filtre. Cette action va croissant avec la profondeur. Aussi est-elle dirigée de la fondation vers la protection, l'interface P/F (où des mouvements d'eau peuvent apparaître) et le filtre, du remblai vers le filtre, du filtre vers la

protection et du canal vers la protection. Cette dernière, en partie émergée, subit en revanche des actions verticales descendantes de la part de l'eau de pluie ou de toute autre charge. Dans le cas dynamique, des efforts horizontaux alternatifs et d'intensité variable se créent entre la protection et le filtre (efforts de traction / compression) dus aux modes propres d'oscillation de chacun de ces sous-éléments.

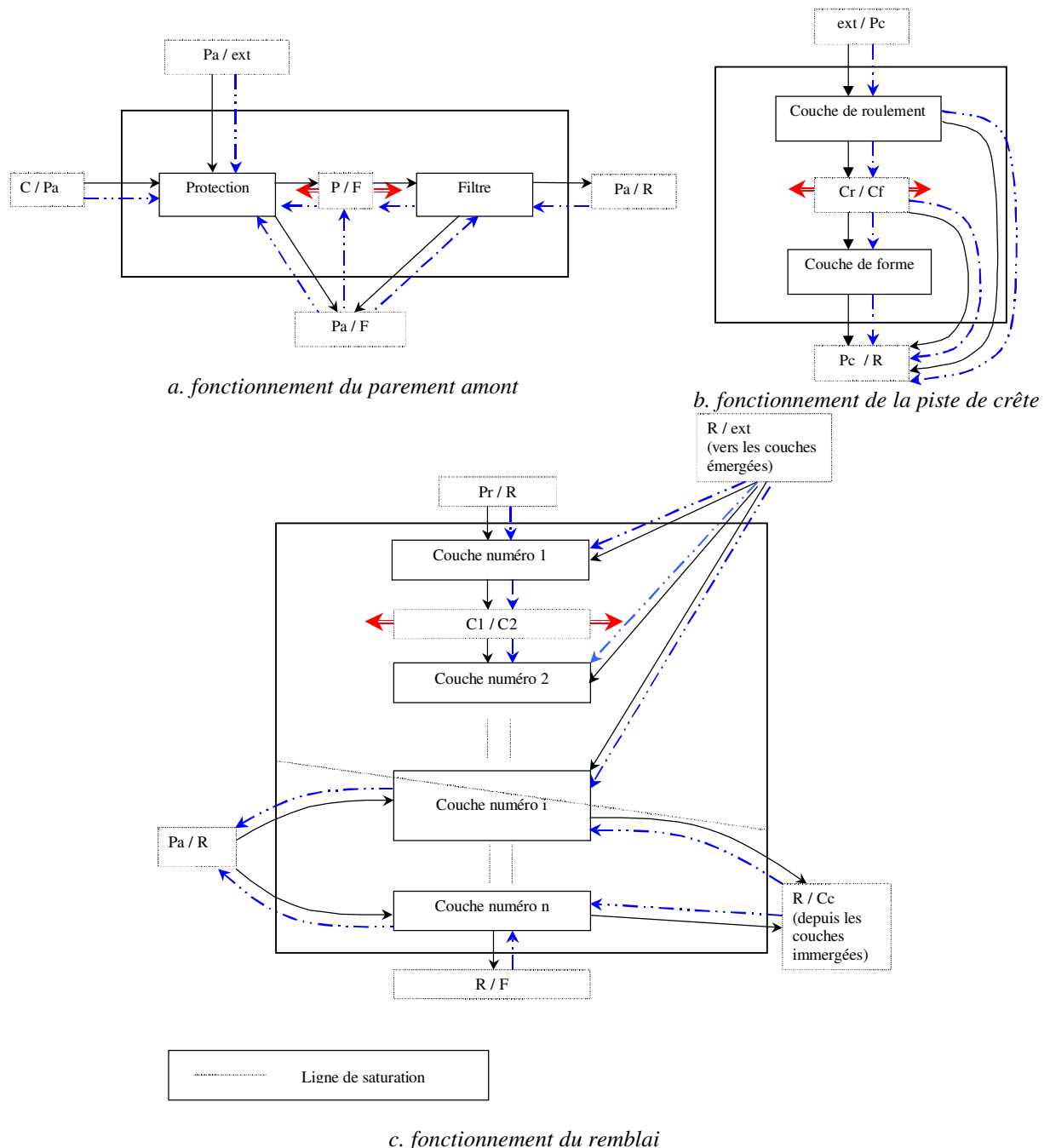


figure 1-22, blocs-diagrammes fonctionnels pour les trois éléments du système, flux de charges

Pour la piste de crête, la situation est la suivante : l'environnement (principalement des véhicules) agissent sur la couche de roulement qui, elle-même agit sur la couche de forme (et latéralement sur le remblai). L'ensemble repose sur le remblai. De plus, la piste de crête étant

supposée ne fonctionner qu'en condition non saturée, les actions de l'eau provenant du milieu extérieur agissent comme des surcharges et accompagnent donc les flux gravitaires dus au poids propre des sous-éléments.

Dans le cas dynamique, ce sont des efforts de cisaillement qui se développent à l'interface Cr/Cf.

En ce qui concerne le remblai, dans le cas statique, les flux de charge de poids propres sont transmis de couche en couche jusqu'à la fondation. Des flux proviennent du parement amont ainsi que de l'environnement (présence d'équipements, constructions, arbres, ..). En partie émergée, les couches reçoivent l'eau de l'environnement comme une surcharge ; l'effet inverse est observé en partie immergée (flux allant de la couche i+1 à la couche i).

Dans le cas dynamique, des contraintes de cisaillement sont créées au niveau des interfaces entre deux couches.

1.4.4. Synthèse de l'AMDE

1.4.4.1. Définition des phénomènes

L'établissement des blocs-diagrammes fonctionnels permet de mettre l'accent sur quelques phénomènes connus de dégradation. On définit ci-dessous les phénomènes repérés pour le système.

Suffusion

Ce phénomène affecte principalement le remblai et la fondation. Il peut être interne ou externe (suffusion de contact).

Pour les cas recensés en France (Goubet et al., 1997), la suffusion interne se développe dans des matériaux comportant des éléments de forte granulométrie ; la circulation d'eau au sein de telles couches crée un entraînement de fines de l'amont vers l'aval. « Aggravée par la ségrégation », la suffusion interne « crée une forte anisotropie qui se développe dans le temps » (Goubet et al., 1997).

La suffusion externe se produit au niveau des interfaces entre couches ou éléments. Le mécanisme de dégradation est le suivant : dans chacune des couches, de l'eau circule avec une vitesse plus ou moins importante selon la perméabilité du milieu. Dans la couche de forte perméabilité (donc de granulométrie plus forte que dans la couche adjacente de plus faible perméabilité), la circulation de l'eau peut entraîner les particules fines contenues dans la couche de faible perméabilité.

Dans tous les cas, la suffusion est un phénomène évolutif qui peut tendre vers trois modes de rupture différents (Goubet, et al., 1997) : le renard, la submersion et l'instabilité. Le renard peut survenir par formation à l'aval de l'ouvrage d'une « zone dans laquelle la vitesse devient suffisante pour qu'apparaisse une érosion régressive évoluant jusqu'à l'amont pour créer un renard qui, dans ce cas, ne s'établit pas le long d'un chemin préexistant ». La submersion peut apparaître dans les cas extrêmes en période de crue, suite à un entraînement de matériaux provoquant un affaissement de la crête. L'instabilité peut être provoquée par augmentation des pressions interstitielles à l'aval de l'ouvrage ou dans la fondation.

Il se produit au niveau mésoscopique supérieur.

Poinçonnement du filtre

Concernant le parement amont, ce phénomène est initié principalement par l'action de la pesanteur qui s'exerce sur les blocs de la couche de protection. Le battillage (action dynamique) peut également jouer un rôle dans ce phénomène de dégradation. Il intéresse l'échelle mésoscopique inférieure.

Eboulement

Ce phénomène concerne le parement amont. L'action de la pesanteur sur la protection entraîne des efforts de poinçonnement sur le filtre. Dans le cas dynamique, un décollement des blocs par rapport au filtre est envisageable compte tenu de l'action de la pesanteur. Un éboulement est dans ce cas prévisible. De plus, si un tel scénario devait se produire, il est fort probable que le mouvement des blocs aurait pour conséquence l'entraînement du filtre, mettant ainsi partiellement à nu le remblai.

Consolidation

La consolidation peut se produire à différents niveaux : piste de crête, remblai ou fondation. Elle est généralement diffuse (ce qui aboutit à un tassement d'ensemble au niveau mésoscopique supérieur), mais peut parfois être plus restreinte (suite à une suffusion). Dans tous les cas, la consolidation est, à l'échelle microscopique, le fait d'un serrage des grains, amenant le matériaux vers un état d'équilibre. Un nouvel état d'équilibre peut être atteint soit par l'apport d'une surcharge, soit par une évolution du matériau même.

Dans le cas d'une surcharge, on se place à l'échelle mésoscopique supérieure, une consolidation peut apparaître dans la piste de crête (couche de forme plus particulièrement), le remblai (une ou plusieurs couches) et / ou la fondation. Pour les matériaux remblayés (piste de crête et remblai), la consolidation est parfois normale mais, lorsqu'elle est excessive provient d'un défaut de compactage à la mise en place. Pour la fondation, la consolidation est normale puisque le remblai constitue une surcharge importante ; les tassements engendrés ne doivent toutefois pas être excessifs (supérieurs aux tassements calculés). S'ils le sont, il faudra rechercher la cause d'une consolidation excessive dans une éventuelle évolution du matériau.

Une évolution du matériau est le fait d'une évacuation de fines, augmentant ainsi l'indice des vides du sol concerné (pouvant être une ou plusieurs couches du remblai ou encore la fondation) ; il s'agit de suffusion. Un autre processus pour l'évolution des matériaux peut être lié à la présence de végétation, mais cela reste superficiel.

Les effets de la consolidation, quel que soit le processus (surcharge ou suffusion), est une augmentation du poids volumique sec et par conséquent une diminution de l'indice des vides, ce qui provoque un tassement de la couche concernée et par extension un affaissement des couches qu'elle supporte.

Liquéfaction

Piste de crête : la couche de fondation étant supposée complètement émergée. Si cette couche devait être ne serait-ce que partiellement saturée, d'éventuelles problèmes de liquéfaction pourraient apparaître (en fonction de la granulométrie et de la masse volumique de la couche).

Remblai : comme cela a été évoqué, la présence inéluctable d'eau (hypothèse de base : digue en eau), couplée à une granulométrie particulière, peut être à l'origine de liquéfaction de tout ou partie des couches concernées. Ce phénomène, brutal, se rencontre principalement dans les matériaux sableux à limoneux peu denses et saturés ; au cours des mouvements internes des grains, les pressions interstitielles croissent plus ou moins rapidement (selon l'intensité du

séisme) jusqu'à égaliser la pression totale de confinement. Les contraintes effectives s'annulant, le matériau s'écoule. Il s'agit là d'un phénomène à étudier de près car il peut mener à la ruine totale de l'ouvrage.

1.4.4.2. Tableau de synthèse

Les phénomènes de dégradation retenus sont intégrés au tableau de synthèse pour chaque élément dans le cadre d'une fonction particulière. Figurent également les effets, symptômes et principaux moyens de détection : inspection visuelle ou outil d'auscultation actuellement disponible (voir paragraphe 1.3).

Fonction	Élément	Mode	Cause	Effet direct	Effet indirect	Symptômes	Détection
Protection contre l'érosion externe	Parement amont (enrochement)	Glissement des blocs entre eux	<ul style="list-style-type: none"> ➢ Choc, ➢ Mauvaise mise en place 	Entraînement du filtre	Erosion du remblai Autres glissements de blocs	Blocs absents en partie supérieure	Inspection visuelle
Perméabilité	Parement amont (filtre)	Colmatage du filtre	Décru	Création de surpressions	Décollement du filtre / remblai Rupture de pente	Nappe anormalement haute	Relevés piézométriques
		Présence d'éléments fins dans le canal		Abaisssement de la nappe	Diminution du débit de fuite	Nappe anormalement basse	Relevés piézométriques
				Création de surpressions lors d'une décrue	<ul style="list-style-type: none"> ➢ Décollement du filtre / remblai ➢ Rupture de pente. 	Nappe anormalement haute	Relevés piézométriques
	Remblai (partie immergée en période de crue)	Réduction de section (chemins préférentiels d'écoulement)	<ul style="list-style-type: none"> ➢ Fousseurs, ➢ Végétation abondante (racines). 	<ul style="list-style-type: none"> ➢ Augmentation du gradient hydraulique, ➢ Remontée de la nappe. 	Erosion régressive (renards)	<ul style="list-style-type: none"> ➢ Résurgences, ➢ Végétation. 	Inspection visuelle
		Perte de fines au sein du remblai	Contact entre une couche de matériaux fins et une couche de matériau grossier	Augmentation du débit de fuite	Erosion régressive (suffusion puis fontis)	Débit de fuite croissant	Mesures de débit
	Remblai (zone sèche)	Fissuration dans les zones sèches hors période de crue	Abaisssement de la surface libre	Chemins préférentiels d'écoulement	Renards (en cas de remontée de nappe)	<ul style="list-style-type: none"> ➢ Présence de fissures, ➢ Augmentation de la perméabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> ➢ Géoendoscopie, ➢ Mesures de perméabilité.

Fonction	Elément	Mode	Cause	Effet direct	Effet indirect	Symptômes	Détection
Stabilité	Remblai et Fondation	Liquéfaction (parties immergées)	Séisme et matériau grenu de faible densité	Ecoulement de la couche concernée	Tassement, effondrement général, ➤ Propagation.	➤ Zone sismique, ➤ Faible γ_d , ➤ Granulométrie (limons et sables).	Méthode de détection (SPT, CPT, granulométrie, triaxial...)
			➤ Vidange rapide, ➤ Choc, ➤ Séisme, ➤ Surcharge.	➤ Augmentation du gradient hydraulique, ➤ Remontée de la nappe	Erosion régressive (renards)	➤ Fissures, ➤ Géométrie des pentes.	➤ Inspection visuelle, ➤ topométrie.
Support	Remblai	Erosion externe	➤ Pluie, ➤ Ensoleillement, ➤ Gel / dégel.	Diminution de la masse du remblai	Réduction de résistance	Dégradation superficielle	Inspection visuelle
			➤ Gel / dégel, ➤ Circulation, ➤ Erosion de la couche de fondation.	➤ Infiltration d'eau dans la couche de fondation, ➤ Difficultés de circulation	Erosion de la couche de fondation	Ecaillage de la surface de la piste	Inspection visuelle
Support	Remblai	Tassement	➤ Défaut de compactage, ➤ Erosion interne.	Mouvement apparent de l'ouvrage, réduction de la hauteur de l'ouvrage	Fissuration de la couche de roulement, ➤ Consolidation du remblai, ➤ Diminution de la revanche.	Affaissement de l'ouvrage	➤ Inspection visuelle, ➤ topométrie, ➤ géophysique.
						Faible résistance mécanique	Mesure de résistance mécanique,
Fondation	Tassement	Erosion interne (suffusion), ➤ Surcharge (poids du remblai).		Mouvement de l'ouvrage, réduction de la hauteur de l'ouvrage	Fissuration du remblai, ➤ Fissuration de la couche de roulement, ➤ Consolidation de la fondation, ➤ Diminution de la revanche.	Faible perméabilité	Mesures de perméabilité
						Faible résistance mécanique	Mesure de résistance mécanique,

Tableau 1-4, AMDE produit

1.4.5. Conclusion

Une approche méthodologique de type AMDE produit s'appuyant sur une étude fonctionnelle préalable a permis de mettre en évidence les principaux modes de défaillance d'un ouvrage type digue en remblai homogène (à l'exception d'éventuels désordres liés à des flux chimiques ou thermiques). Dans ce contexte, prenant en compte tous les modes de défaillance déduit de la présente analyse, on établit la liste des moyens de détection exposés :

- l'inspection visuelle,
- les relevés piézométriques (opération souvent abordée dans les relevés d'inspection visuelle),
- la topométrie (cette opération est effectuée lors des inspections visuelles détaillées),
- les mesures de débit,
- la géoendoscopie ou les mesures de perméabilité,
- les mesures de résistances mécanique (par carottage puis analyse de laboratoire, essai pénétrométrique...),
- les méthodes de détermination du potentiel de liquéfaction (souvent issues de mesures de résistance in situ couplées à des mesures de caractérisation du matériau),
- les méthodes géophysiques,
- les techniques de mesure de débit de fuite.

A partir de statistiques effectuées sur les causes de rupture des barrages en remblai, Bekkouche (1987) a montré, que les principaux états critiques (que l'on peut retrouver à partir de l'étude AMDE) peuvent être classés en trois grandes familles : « la résistance au cisaillement des talus, l'érosion régressive et la submersion ».

Parmi ces scénarii les plus critiques (on ne considère pour le moment que le cas d'un scénario de défaillance menant directement à la ruine de l'ouvrage), on isole les principaux mécanismes de dégradation du remblai et de sa fondation : érosion régressive, liquéfaction (cause pouvant mener à la rupture par glissement), instabilité mécanique.

A ce sujet, Fry et Rossa citent quelques chiffres significatifs issus d'enquêtes menées par le CIGB :

- « la probabilité de rupture de l'ensemble des remblais en terre construits de 1850 à 1950 serait : $p = 8.10^{-3}$ », concernant le remblai ou sa fondation et les ouvrages annexes,
- la rupture du remblai et de sa fondation provient d'érosion interne (75 % des cas recensés) et de glissement (25 %).

Ces mécanismes de rupture conditionnent la méthode qui est exposée au paragraphe suivant.

1.5. Méthode proposée

La méthode est construite autour de trois niveaux d'échelle : niveau global, niveau d'un tronçon de digue et niveau d'une couche d'un tronçon. La démarche explicite de diagnostic intègre une phase préliminaire, les phases de reconnaissance à différentes échelles ainsi qu'une phase de suivi (intervention, ou programme de surveillance régulier).

1.5.1. Paramètres recherchés et techniques choisies

Compte tenu des observations faites lors de l'AMDE, on oriente la méthode de diagnostic vers deux désordres : érosion et instabilités.

L'érosion peut être soit interne (renard : érosion très localisée, suffusion : érosion diffuse), soit externe (érosion du parement amont, entraînement de matériaux du remblai par l'eau de pluie ou de surverse). L'instabilité mécanique, quant à elle, se traduit soit par une rupture de pente, soit par une instabilité volumique (liquéfaction des sols plutôt limoneux, sablo-limoneux ou sableux, sous sollicitation dynamique). Ces principaux désordres sont présentés figure 1-23.

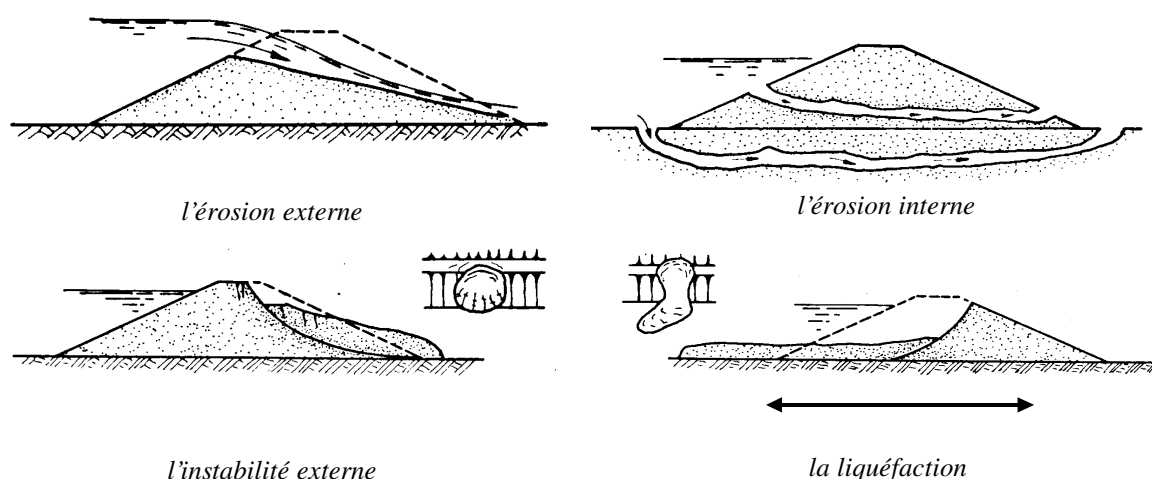


figure 1-23, récapitulatif des principaux désordres à l'échelle mésoscopique inférieure transversale (d'après Sowers, 1977).

Tout d'abord, le diagnostic des digues face aux **érosions externes** dépend entièrement du cycle de crues sur le site ; intensité et période de retour en sont les principales caractéristiques. L'évaluation du risque consistera donc en une vérification du dimensionnement de l'ouvrage et en une redéfinition des hypothèses de base (évolution de la réglementation ou des crues de projet suite à des travaux en amont...). Les autres pathologies nécessitent quant à elles une inspection sur site.

L'**érosion interne** peut être repérée par des symptômes telles des résurgences, la présence de végétation, un dépôt de fines dans le contre-canal. Ces symptômes traduisent certainement des fuites anormales ; une augmentation locale ou zonale du débit de fuites est caractéristique d'une perméabilité anormalement élevée d'une section (ou d'un ensemble de sections) de la

digue. Or, le débit de fuite est difficilement quantifiable, notamment lorsque l'on recherche des défaillances de perméabilité s'appliquant à l'échelle décimétrique (cas des renards). Ce problème peut être résolu en utilisant la température comme traceur (Kapplemeyer, 1957) et en effectuant les mesures en quasi-continu, ce qui est désormais possible grâce à l'utilisation d'une fibre optique comme capteur de température (Albalat et Garnero, 1995, Aufleger, 1998 et Johansson et Farhadiroushan, 1999). La fibre optique est placée au pied aval de l'ouvrage, soit au niveau du contre-canal éventuel soit dans une tranchée, de façon à s'affranchir de toute influence parasite (végétation, rayonnement solaire..).

Pour le diagnostic de l'**instabilité externe**, on se place dans l'hypothèse d'un critère de Tresca où seule la cohésion non drainée c_u est nécessaire pour effectuer le calcul de stabilité à court terme. Ce paramètre mécanique unique peut être obtenu à l'aide d'essais pénétrométriques, en reliant le terme de résistance de pointe statique q_c (type CPT) ou dynamique q_d (type PANDA) à c_u à partir de relations empiriques [Eq. 1-6] pour les sols fins saturés. Par le CPT, il est possible de connaître la nature du sol, et ainsi d'appliquer ou non ces formules. Pour des essais réalisés au Panda, il est nécessaire de connaître la nature du matériau soit par la connaissance préalable du sol (histoire de l'ouvrage, carottages), soit en effectuant une mesure complémentaire. Différentes techniques peuvent théoriquement être utilisées (géoendoscopie, résistivité, perméabilité) ; la perméabilité semble être la mesure la plus judicieuse pour le moment pour les digues puisqu'il s'agit d'un paramètre hydraulique. Les relations empiriques seront ainsi mises en œuvre dans des sols de perméabilité relative à des argiles ou des limons.

Enfin, dans le cas d'une digue sollicitée dynamiquement, l'étude de la **liquéfaction** passe par la détermination d'un potentiel de liquéfaction, critère nécessitant la connaissance précise à la fois de la résistance de pointe et de la nature du sol (Robertson, 1998). Dans la méthode de Robertson, la nature du sol est prise en compte par un paramètre granulométrique ; nous proposons comme paramètre la perméabilité obtenue en effectuant des essais de perméabilité in situ dans le forage pénétrométrique. Les points sensibles à la liquéfaction verront leur résistance au cisaillement chuter ; les points non sensibles conserveront leur propriété mécanique (c_u identique en statique et en dynamique). On peut ainsi, comme pour le cas statique, obtenir le champ de résistances qui servira de base au calcul de stabilité. Le cas particulier de l'estimation du potentiel de liquéfaction et de la résistance post-cyclique est abordé en troisième partie (voir page 135).

Dans ces cas de recherche d'instabilité, les informations peuvent être nombreuses et on entre dans le cadre d'application de la géostatistique (pour optimiser le maillage, déterminer les corrélations) ou de simulations numériques (Gaouar, 1997) pour évaluer la fiabilité de la digue ou d'un de ses tronçons.

1.5.2. Proposition d'une méthode de diagnostic

La méthode s'insère dans une logique de niveaux de décision, intégrant une phase préliminaire qui amène le gestionnaire d'un parc à engager une procédure de diagnostic. Celle-ci se compose de six grandes étapes (voir figure 1-24) : une phase préliminaire et étude préalable, une analyse hydraulique globale, une inspection mécanique zonale, une analyse hydromécanique locale, un calcul de la stabilité de l'ouvrage et un suivi.

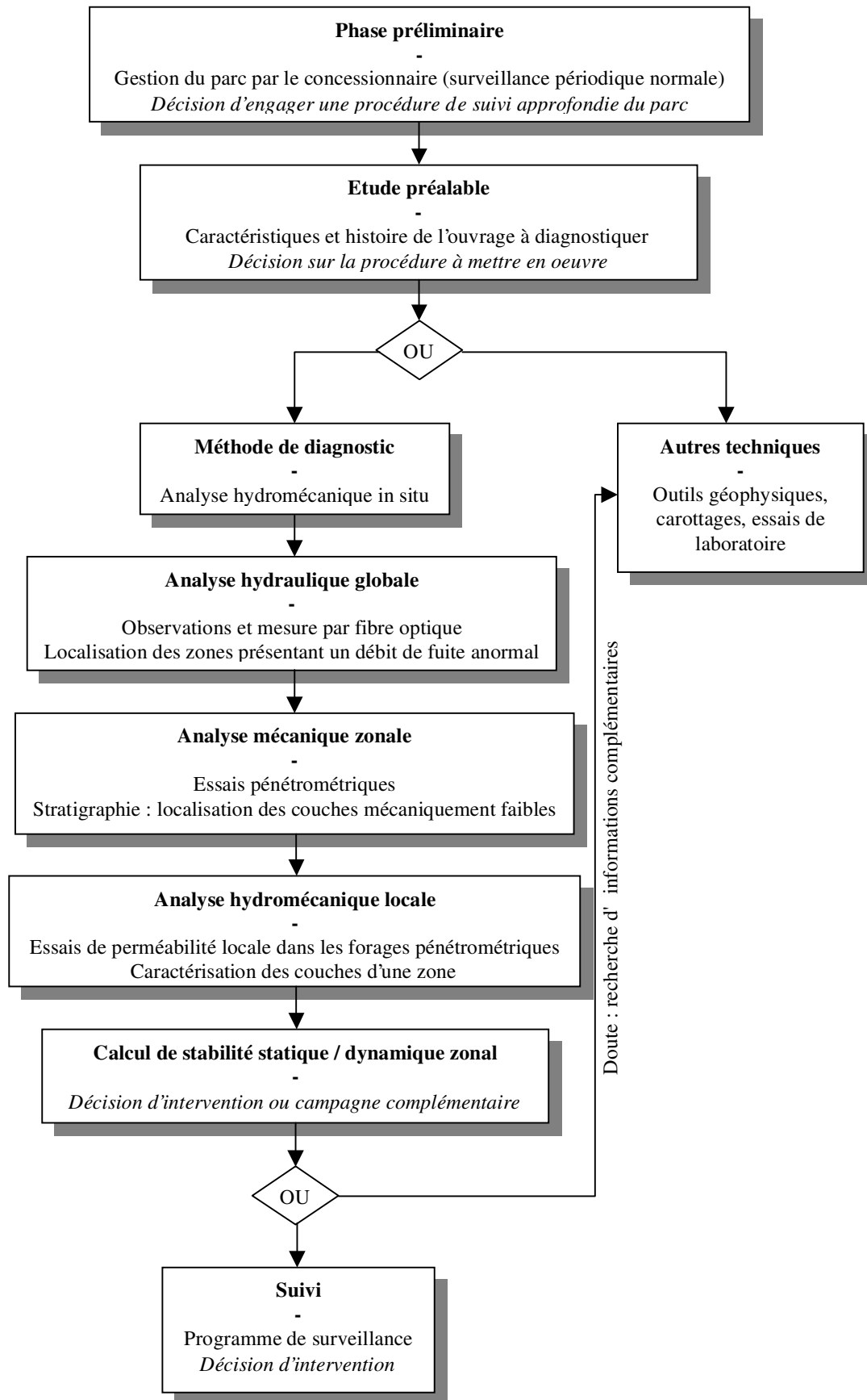


figure 1-24, méthodologie

La phase préliminaire se situe à l'échelle du patrimoine de digues. Le gestionnaire, par la connaissance de son parc, peut définir les zones où les unités sont *a priori* sans problèmes.

Cette connaissance porte sur le projet de digue (dossier des études de conception), sa réalisation (dossiers de l'ouvrage exécuté, de réception, de mise en eau...) et le dossier de suivi (relevés de surveillance, auscultations, opérations d'entretien et/ou de réparation). Il y a donc un travail très important à faire en amont pour connaître le parc, analyser les facteurs de vieillissement caractéristiques et enfin en déduire son état. Ce n'est pas l'objet de ce travail, mais la méthodologie présentée sera d'autant plus efficace que cette étude sera fine. Le point de départ est donc une digue pour laquelle le gestionnaire pense qu'il peut y avoir un problème. La limite du travail est la non prise en compte explicite de l'expertise sur l'état de l'ouvrage.

L'étude préalable a comme objectif de déterminer la faisabilité du diagnostic. Dans le cas d'une digue ne se prêtant pas au type de diagnostic proposé (impossibilité de réaliser les sondages ou de placer la fibre optique), une solution technique classique plus lourde peut être proposée. Dans tous les cas, une analyse de la pathologie de l'ouvrage est réalisée ; il s'agit de vérifier le bon dimensionnement de l'ouvrage vis à vis des crues (évaluation du risque d'érosion externe) et d'isoler des zones qui, au cours de l'histoire de l'ouvrage, ont pu montrer certains signes de faiblesse (résurgences en période de crue, secteurs de digues ayant un débit de fuites important, fontis...), ceci afin de mieux cibler l'intervention. Dans le cas de digues pour lesquelles notre méthode peut être appliquée, deux aspects sont envisagés : l'aspect hydraulique et l'aspect mécanique.

L'analyse hydraulique globale de l'ouvrage par la fibre optique passe par le choix du positionnement du capteur et de la période d'intervention. Pour les ouvrages ayant un contre canal, la fibre pourra être placée à proximité de celui-ci à une période où le gradient thermique entre la température du canal et la température (supposée constante) au sein de la digue est le plus important. Les mesures de température faites et le signal traité, d'éventuels défauts peuvent ainsi apparaître.

L'analyse mécanique zonale de l'ouvrage nécessite le choix d'un maillage pour les essais pénétrométriques (statiques ou dynamiques, selon le cas), couplés éventuellement (en particulier avec un pénétromètre dynamique) à des mesures de perméabilité in situ. Une étude stratigraphique doit ensuite permettre de repérer des géométries particulières de zones de faible résistance, favorisant les plans potentiels de glissement ; la modélisation de la résistance, basée sur des simulations numériques, en sera d'autant plus pertinente. Dans tous les cas, une localisation des zones faibles est à réaliser.

L'analyse hydromécanique locale, à ce stade du diagnostic, concerne le couplage de techniques de nature mécanique (sondages pénétrométriques) et hydraulique (mesure de perméabilité locale in situ). Les mesures mécaniques fournissent l'évolution des résistances au sein des couches présentes en une zone ; les mesures de perméabilité locales effectuées au sein de forages pénétrométriques donnent une qualification de la nature de ces couches. Seed et Robertson (Robertson, 1998) ont montré que la connaissance de ces deux informations suffit à caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol saturé. Une étude dynamique est alors envisageable.

Le calcul de stabilité en découle naturellement. Il peut être statique (sans mesure de perméabilité ou de tout autre paramètre renseignant sur la granulométrie du sol) ou dynamique (prise en compte du critère de liquéfaction dans le calcul de stabilité). Par ailleurs, l'étude peut être soit déterministe (techniques d'interpolation pour les essais mécaniques), soit probabiliste (simulations numériques pour c_u). Dans tous les cas, un facteur de sécurité est estimé ; il aide la prise de décision quant à la nature (et la nécessité éventuelle) d'une intervention de confortement.

Le suivi consiste en l'établissement d'un programme de surveillance (mesures régulières de température et de résistance mécanique). Les mesures ainsi faites alimenteront ensuite la base de données de l'ouvrage. Un suivi de l'évolution de ces mesures dans le temps est enfin proposé.

1.6. Conclusion

Dans ce premier chapitre, un certain nombre de techniques existantes, appliquées actuellement sur les digues et autres ouvrages en terre ont été rappelées, fournissant la mesure de différents paramètres (résistance, granulométrie, comportement des matériaux...). Les gestionnaires et ingénieurs adoptent une approche purement experte pour utiliser ces techniques en fonction des symptômes (principalement visuels) observés et du phénomène de dégradation qu'ils souhaitent déceler. Le problème est qu'il subsiste toujours un risque de ne pas effectuer le diagnostic complet d'un ouvrage et surtout, de la part du gestionnaire, de ne pas déceler tous les symptômes pouvant être observés. Egalement, il se peut qu'il n'y ait pas du tout de symptôme extérieur. Dans tous les cas, il est nécessaire d'offrir au gestionnaire une méthode la plus complète possible pour effectuer un diagnostic systématique des ouvrages vis à vis des phénomènes de dégradation critiques.

En proposant une approche de type AMDE, les phénomènes critiques de dégradation peuvent être isolés (érosion externe, interne, stabilité statique et dynamique) et un choix fait sur les techniques de détection des symptômes relatifs à ces phénomènes. Des méthodes rapides et économiques sont sélectionnées : pénétromètre statique ou Panda couplé à un essai de caractérisation des matériaux (géoendoscopie, perméabilité...), fibre optique.

La méthode proposée est ensuite construite et organisée suivant ce schéma, intégrant la notion d'échelle d'investigation. Elle consiste donc en une série d'étapes intéressant l'échelle macroscopique (étude préalable, analyse hydraulique), échelle mésoscopique supérieure (passant par des séries de mesures à l'échelle mésoscopique inférieure : essais pénétrométriques, géoendoscopie, mesures de perméabilité).

Cependant, si l'outil 'fibre optique' n'est ici présenté que sous forme bibliographique, il n'en va pas de même pour les essais pénétrométriques et de perméabilité. En effet, au cours de campagnes de reconnaissance effectuées sur des digues en France, il a été observé un certain nombre de difficultés techniques auxquelles nous proposons d'apporter une réponse.

Tout d'abord, concernant les essais pénétrométriques, nous rappelons les remarques formulées pour le CPT et pour le Panda : nécessité d'une plate forme stable pour le CPT et problème de la couche de surface, existence de frottement latéral dans les matériaux fins saturés pour le Panda. De plus, recherchant un comportement de l'ouvrage à l'échelle mésoscopique supérieure pour en déduire la sécurité à l'échelle macroscopique, il est nécessaire de faire appel à des outils d'interpolation viables. L'ensemble de ces questions fait l'objet du deuxième chapitre, traitant exclusivement de la partie 'stabilité mécanique' de la méthode proposée. Une application sur un ouvrage est également présentée.

Concernant la caractérisation du comportement dynamique, on s'intéresse au potentiel de liquéfaction des sols. De nombreuses méthodes existent, en particulier pour les données au CPT. La plus répandue est proposée par Robertson. Pour les essais pénétrométriques au Panda, nous tentons d'adapter cette méthode en employant la mesure de perméabilité. Ce développement fait l'objet de la troisième partie.

2. Deuxième partie – Vérification de la stabilité statique

Le problème de fond de l'analyse de stabilité est la caractérisation d'hétérogénéités en résistance mécanique au sein de l'ouvrage. On suppose que la modélisation d'un profil idéalement homogène suffit pour vérifier de façon 'certaine' la stabilité d'ensemble mais en réalité, il en va tout autrement. Ainsi, pour pouvoir être représentatifs, les modèles doivent tenir compte de la non homogénéité de l'ouvrage et de la méconnaissance que l'on en a.

Les modèles non déterministes (obtenus par krigeage ou simulations numériques) sont les plus adaptés pour une telle approche. Cependant, ces outils mathématiques ont besoin de points de 'calage' pour réduire au mieux l'incertitude. Un compromis est donc à trouver entre coût d'investigation (nombre d'essais de reconnaissance) et incertitude sur le champ modélisé.

On s'attache dans ce chapitre à développer les aspects d'une reconnaissance au pénétromètre. Dans le cas d'une utilisation du pénétromètre Panda, nous développons un perméamètre in situ adaptés aux forages de faible section (4 cm²). Nous abordons ensuite les aspects de la spatialisation des informations recueillies ; une optimisation de l'information est proposée.

2.1. Reconnaissance au pénétromètre

Le choix du pénétromètre comme outil de reconnaissance pour le diagnostic des ouvrages en terre est motivé par plusieurs raisons.

Tout d'abord, on constate que les cas les plus critiques concernant la rupture de pente sont généralement observés à court terme (lors d'une vidange rapide, par exemple). Autrement dit, en choisissant comme modèle de résistance un modèle de type Tresca (Cordary, 1994), on adopte un schéma de rupture à un seul paramètre : la cohésion non drainée c_u . Il est par ailleurs admis que ce paramètre peut être obtenu à partir de la résistance de pointe q_c , ce qui fait du pénétromètre l'outil privilégié pour effectuer la reconnaissance d'un site dont on souhaite vérifier la stabilité mécanique. En outre, par rapport à d'autres techniques telles que le SPT (cf. paragraphe 1.3.4.1), le pénétromètre a l'avantage d'être rapide et économique : l'expérience montre, par exemple, qu'à l'heure actuelle trois essais au CPT à 6 mètres de profondeur peuvent être réalisés en une demi-journée pour un budget ne dépassant pas 1500 €. On peut donc aisément compter sur un grand nombre d'essais, ce qui aura pour effet immédiat la réduction de l'incertitude sur le champ modélisé.

Les pénétromètres envisagés pour cette étude sont le CPT et le pénétromètre Panda. Ce dernier ne fournit qu'une seule valeur de résistance (q_d) alors que le CPT peut apporter plus de renseignements (q_c , f_s , éventuellement U et d'autres paramètres selon les équipements). Il est en revanche léger (20 kg) et portable mais nécessite quelques précautions d'emploi, en particulier pour les problèmes liés au frottement latéral.

Nous aborderons en premier lieu un problème lié à l'usage des pénétromètres sur les digues, qui est celui du passage de couches de surface de forte résistance. Puis, nous montreront les avantages et limites de l'utilisation du Panda sur les digues ainsi que les précautions d'emploi face au problème du frottement latéral.

2.1.1. Le problème lié à la couche de surface

Une expérience acquise sur plusieurs ouvrages a conduit à observer la présence très fréquente d'une couche de forte résistance en surface.

Au niveau des pistes de crête et de risberme, ces couches ont pour rôle le passage de véhicules ; elles sont donc souvent composées de matériaux grossiers compactés, parfois recouverts d'une couche de béton bitumineux.

Sur les pentes, les matériaux trouvés en surface comportent parfois des éléments grossiers qui posent également le problème de l'accès au cœur du remblai par le pénétromètre.

Dans la plupart des cas, ces couches ont une épaisseur au plus de l'ordre du mètre. Sous l'hypothèse conservatrice que ces couches ne participent pratiquement pas à la résistance mécanique du remblai, il n'y a aucune nécessité à chercher à déterminer leur résistance. On peut donc imaginer des techniques de pré-forage consistant en la création d'un forage ou d'une excavation à travers les couches de surface.

Nous proposons quatre techniques de pré-forage, mises en œuvre sur une digue. Nous montrons ensuite quels sont coûts globaux engendrés par chacune de ces techniques et concluons sur les avantages et limites associés à chacune d'elles.

2.1.1.1. Techniques de pré-forage

Les quatre techniques de pré-forage mises en œuvre sur une digue ont été retenues selon des critères économiques ; ce sont :

- le pré-forage à la moto-tarière légère,
- le pré-forage à l'aide d'une pointe spéciale battue dans le sol,
- l'excavation au tractopelle,
- l'excavation à la main sur la pente.

La technique du pré-forage à la **moto-tarière** légère a déjà été utilisées sur d'autres sites, permettant la réalisation de 24 profils pénétrométriques.

Cette technique peut être employée avant un essai au CPT ou au Panda.

La technique du préforage à l'aide d'une **pointe spéciale battue** dans le sol utilise une pointe de 10 cm², vissée sur un train de tige rigide. La géométrie biconique permet de l'extraire du sol en limitant les effets de 'butée' et également en reformant le pré-forage lors du passage retour de la pointe.

L'angle au sommet du cône est de 15°, assurant une résistance à la pénétration qui soit la plus faible possible (Mitchell ayant montré en 1975 que la résistance à la pénétration devenait constante pour un angle au cône inférieur à 70°).

En surface, le train de tige supporte une tête de battage qui autorise un fonceage manuel ou automatique.

Pour les matériaux très grossiers et se situant jusqu'à 2 m de profondeur, **l'excavation à la pelle mécanique** peut être une solution intéressante. La procédure consiste à extraire le matériau de surface jusqu'à une profondeur comprise entre 1 et 2 mètres.

Dans le cas où un essai au CPT est prévu, on fera en sorte que l'excavation soit la plus étroite possible ; pour un utilisation du Panda, on cherchera au contraire à ouvrir un espace suffisant pour qu'un opérateur puisse effectuer l'essai sans gêne. Et dans ce dernier cas, on limitera la profondeur de l'excavation à 1,30 m ; au-delà, il est nécessaire d'effectuer un blindage de la tranchée. On peut néanmoins éviter le recours au blindage si la tranchée doit dépasser 1,30 m en effectuant un criblage des matériaux extraits que l'on réintroduit ensuite dans l'excavation. On limite ainsi sa profondeur.

Contrairement à l'excavation à la pelle mécanique qui nécessite une surface de travail plane (piste de crête ou risberme), **l'excavation à la main** s'effectue sur la pente. Elle est réalisée par deux personnes à l'aide d'outils rudimentaires (pelle, pioche). Il s'agit d'une technique fastidieuse mais qui peut convenir lorsque la croûte de surface est peu épaisse, ce qui est généralement le cas en dehors des pistes de circulation. Cette technique est réservée au pénétromètre Panda.

2.1.1.2. Coût de mise en œuvre de ces techniques

L'aspect financier comporte un bilan sur la main d'œuvre, sur le matériel, les matériaux employés et sur l'intervention d'éventuels sous-traitants pour chaque technique.

Pour la main d'œuvre, nous partons des hypothèses de base suivantes :

- coût de l'heure de travail : 20 € TTC,
- nombre d'heures travaillées par une personne et par jour : 7
- efficacité intégrée dans les temps de réalisation de chacune des opérations

Les calculs intermédiaires (concernant le coût de main d'œuvre, le coût de disponibilité du matériel, des matériaux et de la sous-traitance) figurent en annexe. Le bilan général est présenté dans le tableau suivant, pour un pré-forage à 1 mètre de profondeur :

Technique	Nombre d'unités envisageables / j	Coût Main d'Œuvre	Coût Matériel	Coût Matériaux	Coût / U
A - Moto tarière (avec chèvre)	6 U / j	280 € / j	154 € / j	-	72,3 € / U
B - Pointe spéciale (avec batteuse)	8 U / j	140 € / j	294 € / j	-	54,3 € / U
C - Excavation au tracto pelle avec pose d' un enrobé	5 U / j	140 € / j	480 € / j	-	124 € / U
	5 U / j	140 € / j	480 € / j	1625 € / j	449 € / U
D - Excavation à la main sur la pente	2 U / j	280 € / j	-	-	140 € / U

Tableau 2-1, bilan général

Par rapport au bilan général qui est dressé, on peut formuler les remarques suivantes :

- la technique à la moto tarière est économique pour la réalisation d'avant-trous en bordure de piste ou légèrement sur la pente. Elle permet de passer à des profondeurs supérieures à

2 m (jusqu'à 6 m) tout en autorisant la récupération de matériau. Notons toutefois qu'utilisée dans des matériaux particulièrement grossiers, les mèches peuvent être bloquées,

- la technique par pointe spéciale (couplée avec la batteuse Panda) est très économique mais elle est mal adaptée aux sols peu homogènes. En effet, malgré son très faible coût, cette technique est très sensible aux faux refus ; elle ne peut donc s'envisager que comme une technique de 'secours' pour des sols réputés homogènes mais ayant une faible couche de surface difficile à passer,
- l'excavation à la pelle mécanique est une technique puissante permettant de passer depuis la piste de crête à travers l'ensemble des sols. Elle permet également de 'voir' la coupe du sol de surface ainsi que de récupérer du matériau en vue de son exploitation en laboratoire. La limite de cette technique est triple : on ne peut l'envisager sur la pente, elle est particulièrement onéreuse, limitée à une profondeur de 2 mètres (au-delà de 1,30 m de profondeur, le blindage de l'excavation est requis) et elle endommage la digue,
- l'excavation à la main sur la pente est une technique de secours limitée à un forage de 1,20 m de profondeur. Elle permet de passer outre des blocs et des graves grossières et se situe dans les mêmes ordres de coût que l'excavation à la pelle mécanique (sans remise en état de la chaussée).

2.1.1.3. Conclusion

Deux observations sont à retenir de ces expériences : la première est un bilan technique et financier sur différentes méthodes de préforage dans des sols à forte proportion en éléments de taille supérieure à 50 mm. La seconde est un constat sur les difficultés à évaluer la sécurité d'ouvrages fortement hétérogènes.

Les quatre techniques de préforage expérimentées se révèlent être envisageables à différents niveaux d'échelle, tant en matière de puissance que de coût. On cherchera donc à mettre en œuvre ces techniques selon l'importance du problème à traiter, la surface d'ouvrages en remblai présentant généralement une 'croûte' plus ou moins dure, difficile à passer au pénétromètre et dont la résistance mécanique importe peu pour la stabilité globale de l'ouvrage. Par ordre d'importance et également de coût, on cite : le préforage à la pointe spéciale (avant trou de 36 mm de diamètre), la moto tarière (avant trou de 60 mm de diamètre) et l'excavation à la main sur la pente ou l'excavation à la pelle mécanique en piste de crête ou de risberme (avant trou de 2 m²). Toutes ces solutions techniques sont économiquement viables, à condition de limiter les coûts fixes par rapport au coût global, c'est à dire en les appliquant en série dans le cadre de campagnes de reconnaissance. Il reste encore, lorsque les plus chères de ces techniques sont à employer, à comparer le coût global d'un essai au Panda par rapport à celui demandé par un pénétromètre lourd.

Pour l'évaluation de la sécurité de l'ouvrage, il est nécessaire de pouvoir modéliser correctement l'ouvrage dans son environnement. On devra en effet être capable d'évaluer au mieux la résistance de l'ouvrage en un maximum de points et avec une erreur minimum. Cela ne peut se faire qu'à l'aide d'outils d'auscultation rapides, économiques et fournissant une information de nature mécanique. A notre connaissance, peu de techniques peuvent rivaliser avec les pénétromètres.

Lorsque l'ouvrage inspecté possède une structure dite homogène, l'étude de la variabilité spatiale des propriétés mécaniques suffit à établir un modèle satisfaisant. En revanche, lorsque l'on se trouve dans le cas d'ouvrages fortement hétérogènes, il est nécessaire d'adopter une autre stratégie ; soit on adopte un point de vue sécuritaire en retenant des valeurs minimales de résistances, soit on persévère dans la recherche de structures au sein de l'ouvrage par la réduction du pas d'investigation et donc l'augmentation du nombre d'essais.

Actuellement, compte tenu de nos observations et du problème que pose la non homogénéité apparente de l'ouvrage, tant à l'échelle des couches qu'à celle des matériaux, nous recommandons une série de sondages au pénétromètre statique type CPT.

2.1.2. Le pénétromètre Panda pour le diagnostic de digue

2.1.2.1. Comparaison avec le CPT – relation q_d / q_c

Des études comparatives entre q_c et q_d , réalisées à Los Angeles (Vachon, 1998), en Angleterre (Langton, 1999), en Chine (Chauveau, 1998) ou sur les digues du Rhône (1999), montrent que la résistance de pointe q_c mesurée au CPT est égale à q_d , résistance délivrée par le PANDA. Les résultats de ces études sont reportés dans le tableau suivant (voir tableau 2-2).

Sol	Nombre de données	Moyenne q_d / q_c	Coeff. de var. de (q_d / q_c)	Observations
Grave (Chaigneau, 2001)	non disponible	0,94	6,1 %	laboratoire
Sable (Chaigneau, 2001)	non disponible	1,03	7,5 %	laboratoire
Limon (09 / 1999)	55	1,18	34 %	CPT in situ ²
Limon (Chaigneau, 2001)	non disponible	0,83	11 %	laboratoire
Limon et argile (Vachon, 1998)	159	0,86	23 %	CPT in situ
Argile limoneuse (Langton, 1999)	64	1,00	non disponible	CPT in situ
Argile (Vachon, 1998)	108	1,06	33 %	CPT in situ

tableau 2-2, Relations entre q_d et q_c pour différents sols

Les essais au laboratoire sont effectués sur des moules de calibration (Chaigneau, 2001) ; la pointe employée a une section de 2 cm² ou 4 cm², identique à celle utilisée pour les essais Panda auxquels ils sont comparés.

En laboratoire, les coefficients de variation ne dépassent pas 11 % alors que sur site, ils sont compris entre 23 % et 34 %, indépendamment des types de sols reconnus. Ces écarts sur les coefficients de variation peuvent s'expliquer par le fait que les essais sur site sont soumis à de grandes variations : variabilité du sol, décalages d'origine, frottement... alors qu'en laboratoire, L. Chaigneau effectue les essais Panda et statiques sur les mêmes moules de calibration. On accordera donc plus de crédit aux essais de laboratoire pour établir une relation entre q_d et q_c :

² Attention : pour les essais in situ, un écart sur la position verticale respective des CPT et des Panda peut exister.

[Eq. 2-1]

$$q_d \approx q_c.$$

2.1.2.2. Précautions d'emploi : problème du frottement latéral

Malgré l'emploi d'une pointe débordante, il peut arriver, du fait de la non rectitude du train de tiges et/ou du forage, par décompression du terrain, en particulier si ce dernier est relativement mou, voire liquide, que des efforts latéraux parasites apparaissent le long du train de tiges lors du fonçage de la pointe. On emploiera alors le terme de frottement latéral pour désigner de tels efforts, même si ceux-ci s'apparentent d'avantage à du 'collage' pour les matériaux cohérents.

Il est proposé dans ce paragraphe une méthode permettant de déceler et de limiter les effets du frottement latéral sur un sondage au PANDA. On quantifie approximativement le frottement en passant par une approche phénoménologique, une approche descriptive (proposée par Olivier, 1996) et une approche comparative (testée sur trois séries de sondages) entre des essais présentant du frottement et d'autres employant une technique destinée à limiter voire à annuler tout frottement.

➤ Approche phénoménologique

La plupart du temps, on constate la présence de frottement latéral le long du train de tiges Panda lorsque l'on essaie d'imprimer au train de tiges un mouvement de rotation. Pour l'opérateur, il est alors délicat de déterminer l'origine de cette résistance : s'agit-il réellement d'un frottement ? A quoi ce frottement peut-il être attribué ?...

Pour le moment, nous pouvons détailler les différentes causes qui produisent cette résistance.

La première cause de frottement apparent est imputable à la liaison entre le train de tiges et la pointe. En effet, un défaut d'alignement entre ces deux éléments peut générer une résistance lorsque l'on sollicite le train de tiges en rotation ; la liaison entre le train de tiges et la pointe n'est plus considérée comme étant une articulation mais un appui semi-rigide. Cette source de résistance à la rotation n'a priori aucun effet sur la mesure de résistance à la pénétration. De plus, la résistance à la rotation est proportionnelle au poids agissant sur le contact, c'est à dire à la profondeur d'investigation. Une manipulation simple (voir figure 2-1) montre que la résistance à la rotation du train de tiges par rapport à la pointe suit une évolution polynomiale de degré 2 en fonction de la charge verticale P, exprimée en kg, agissant au niveau de la liaison entre le train de tiges et la pointe :

[Eq. 2-2]

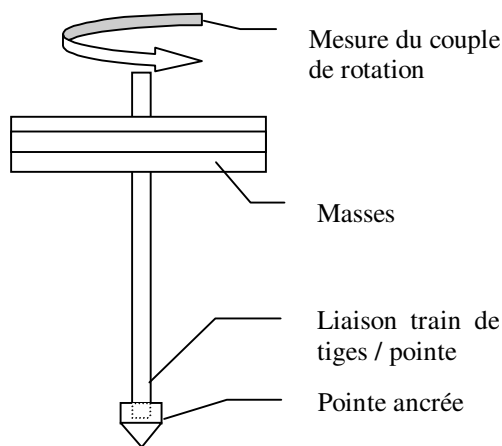
$$C_I = M_{P1} \cdot P^2 + M_{P2} \cdot P,$$

avec $M_{P1} = 0,0049 \text{ N.m / kg}^2$
 et $M_{P2} = 0,0494 \text{ N.m / kg}$.

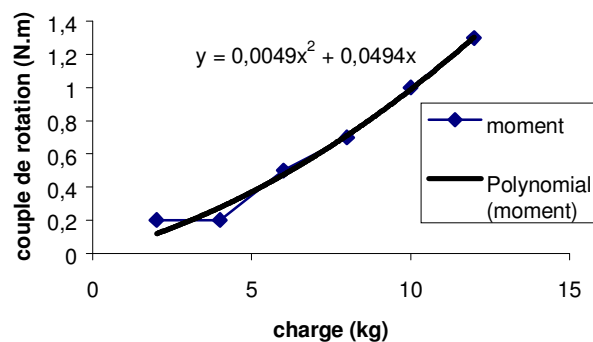
Pour le Panda, la masse P est la somme de la masse de la tête (environ 2,5 kg) et du train de tiges (environ 1 kg par mètre de tiges) : $P = 25 + z$ (où P est exprimé en Newton et z en mètre). On peut donc exprimer la formule [Eq. 2-2], directement en fonction de la profondeur z (en mètres) :

$$[Eq. 2-3] \quad C_l = M_{z1} \cdot z^2 + M_{z2} \cdot z + M_{z3}$$

avec $M_{z1} = 0,0049 \text{ N / m}$,
 $M_{z2} = 0,0741 \text{ N}$
 et $M_{z3} = 0,154 \text{ N.m}$.



Principe expérimental



Résultat

figure 2-1, résistance à la rotation due à la liaison entre le train de tiges et la pointe

La deuxième cause de frottement apparent est la non rectitude de la trajectoire du train de tiges. Celle-ci peut être observée dans des sols incluant des éléments de forte granularité (on estime la limite haute de granularité à 50 mm). Lorsque la pointe heurte l'un de ces éléments, elle est déviée de sa trajectoire, imposant au train de tiges une géométrie non rectiligne. Le train de tige est alors localement en contact avec les parois du forage, ce qui provoque une résistance à la pénétration. Cependant, nous pensons que cette résistance est assez limitée puisque lors de la transmission de l'énergie de frappe, le train de tige peut fléchir, réduisant ainsi ses contacts avec les parois du forage. En revanche, une telle configuration pour le train de tige a tendance à augmenter fortement sa résistance à la rotation ; c'est très certainement à ce niveau que se ressent le plus la différence entre une sollicitation verticale dynamique et une sollicitation horizontale quasi-statique. Il n'y a pas à ce jour d'étude déjà réalisée pour quantifier cet effet.

La troisième cause de frottement apparent concerne la nature du matériau traversé. Au passage de la pointe, le forage se forme mais, pour diverses raisons (fluage, effondrement...) peut se refermer sur le train de tiges. Deux cas de figure se présentent alors : soit le sol est grenu et il y a un réel frottement qui se crée le long du train de tiges, soit le sol est cohérent et il se colle alors au train de tiges. Les deux causes n'ont pas les mêmes effets ; dans le cas d'un frottement pur, on estime que l'effet sur la résistance à la pénétration est limitée. En revanche, lorsque l'on est confronté à du collage, l'effet sur la résistance à la pénétration peut être très important.

Actuellement, on considère que la résistance à la pénétration est proportionnelle à la mesure du couple de rotation du train de tiges, dans le cas du seul frottement ou collage. On s'appuie sur une approche descriptive, issue d'une étude réalisée par Olivier (Olivier, 1996).

➤ Approche descriptive

Le travail d'Olivier repose sur une analyse théorique et des essais de laboratoire. Ces derniers ont pour principe de mesurer la résistance au battage générée par un manchon disposé autour d'un train de tiges du Panda. Le confinement des tiges par le manchon peut être contrôlé. Olivier avance ainsi une table reliant frottement latéral et résistance dynamique parasite. Le frottement est mesuré par un clé dynamométrique ; il s'exprime par le couple de rotation du train de tiges.

Dans cette approche, la non linéarité du forage et l'effet dynamique ne sont pas envisagés. De plus, il est supposé que la jonction entre train de tiges et pointe est une rotule parfaite et n'offre donc aucune résistance au couple de rotation en fonction du poids du train de tiges. On a donc tendance, ici, à surestimer le frottement, sous-estimant donc la résistance.

La résistance parasite q_{ft} obtenue en laboratoire par Olivier est :

$$[Eq. 2-4] \quad q_{ft} = M_k \cdot (C_m - C_1),$$

où M_k est le facteur de couple, égal à $0,323 \cdot 10^6 \text{ m}^{-3}$;

C_m est le couple mesuré sur site ;

C_1 est le couple engendré par le contact entre le train de tiges et la pointe, en fonction de la profondeur (voir formule [Eq. 2-3]).

La résistance corrigée est [Eq. 2-5] :

$$[Eq. 2-5] \quad q_{d\text{COR}} = q_d - q_{ft}.$$

D'une façon générale, comme cela se reflète dans le travail d'Olivier (cf. tableau 2-3), les essais Panda réalisés dans des matériaux générant du frottement (ou du collage le long du train de tiges) montrent que le frottement latéral quand il existe est très difficilement quantifiable.

Frottement	Critère	Observations	Zone de validité	
			C (N.m) ³	qft estimé (MPa)
Inexistant	0	Le train de tiges tourne librement	Frottement négligeable	
Faible	1	On tourne le train de tiges avec les doigts	0,65	0,23
Moyen	2	On tourne facilement le train de tiges avec la main	Frottement moyen	
Important	3	On tourne péniblement le train de tiges avec les deux mains	1,30	0,46
Considérable	4	On ne tourne plus les tiges avec les mains, l'essai ne peut plus continuer	Frottement considérable	

tableau 2-3, Correspondance entre frottement et résistance dynamique parasite (d'après Olivier, 1996)

➤ Approche comparative

Cette approche a été développée à partir d'essais réalisés sur des digues, en une zone où, lors d'études précédentes, du frottement latéral avait été observé et qualifié (selon l'approche descriptive) de faible à fort.

La technique employée pour limiter le frottement consiste injecter de la boue bentonitique entre la paroi du forage et les tiges pendant le battage, comme cela est réalisé pour l'essai de pénétration dynamique type A (norme NF P 94-114, citée par Bigot, 1997).

Deux essais au Panda (dont un en présence de boue bentonitique) sont réalisés en chacun des trois points de mesures. Par son comportement thixotropique, la bentonite retient les parois (évitant ainsi toute retombée de matériau dans le forage) et permet de mener des essais théoriquement sans frottement parasite puisque la bentonite a la faculté de se liquéfier en présence d'un gradient de vitesse.

Le couple de rotation du train de tiges est mesuré tous les 50 cm à l'aide d'une clé dynamométrique pour le Panda traditionnel et le Panda avec bentonite.

Le mode de réalisation d'un essai Panda avec de la bentonite consiste en un forage à la moto-tarière de l'avant trou sur 1,50 m à 2,00 m, dans lequel on introduit de la bentonite puis le train de tige muni d'une pointe. Au cours de l'essai, on vérifie la baisse du niveau de bentonite dans le pré-forage ; un complément en bentonite peut être apporter de façon à maintenir le niveau constant dans le pré-forage..

Le schéma suivant (figure 2-2) présente l'essai à la bentonite en cours de réalisation.

³ « C » est le couple relatif au frottement ; il est donc égal à : $C_m - C_l$

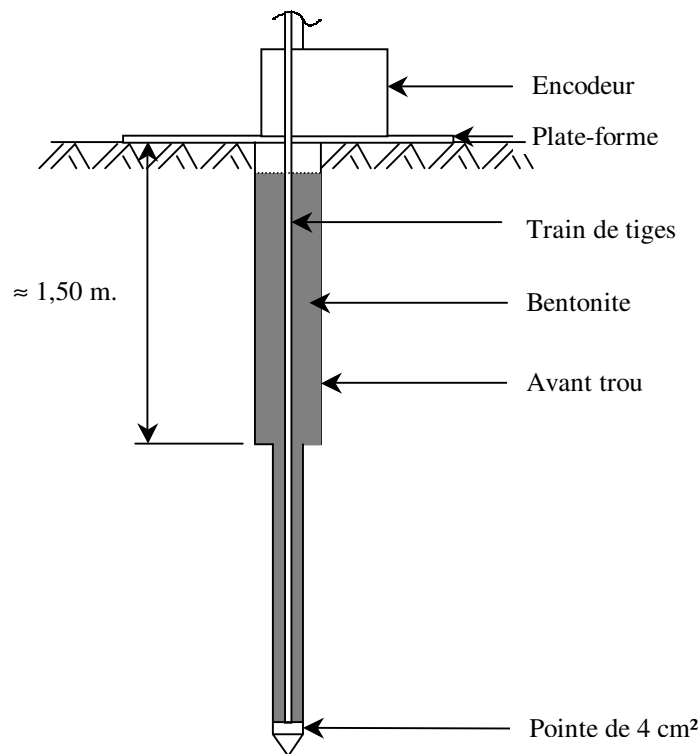


figure 2-2, Essai Panda avec bentonite, schéma de principe.

Les essais au Panda effectués avec et sans boue bentonitique étant suffisamment proches, nous pourrions les considérer comme identiques s'ils étaient réalisés dans les mêmes conditions. Ainsi, la présence de bentonite est le seul paramètre pouvant, a priori, expliquer des différences de résistance de pointe et de couple de rotation entre deux essais d'un même point.

Nous supposons que le couple de rotation que l'on mesure lors d'un essai PANDA provient exclusivement du frottement latéral le long du train de tiges. Cette hypothèse étant établie, la quantification de la part de frottement sur les mesures de résistance peut être faite, par utilisation de la relation [Eq. 2-5].

Pour prouver son efficacité, la bentonite devra remplir deux conditions : réduire la résistance de pointe par rapport à un essai classique et limiter (voire annuler) le couple de rotation du train de tiges lors de l'essai.

Nous analysons donc l'apport de la bentonite en comparant tout d'abord les pénétrogrammes entre eux, point par point afin de voir dans quelle mesure les essais, avec et sans bentonite diffèrent. Puis la deuxième phase de l'analyse consiste à regarder l'incidence de la bentonite sur le couple mesuré à la clé dynamométrique. Enfin une confrontation des deux informations doit nous permettre de connaître le degré d'efficacité de la bentonite.

Comparaison entre q_d et q_{db}

La comparaison des résistances peut être faite entre les courbes d'évolution des écarts entre résistance de pointe avec et sans bentonite en fonction de la profondeur (voir figure 2-3). Ces courbes sont tracées à partir de pénétrogrammes lissés sur 4 cm.

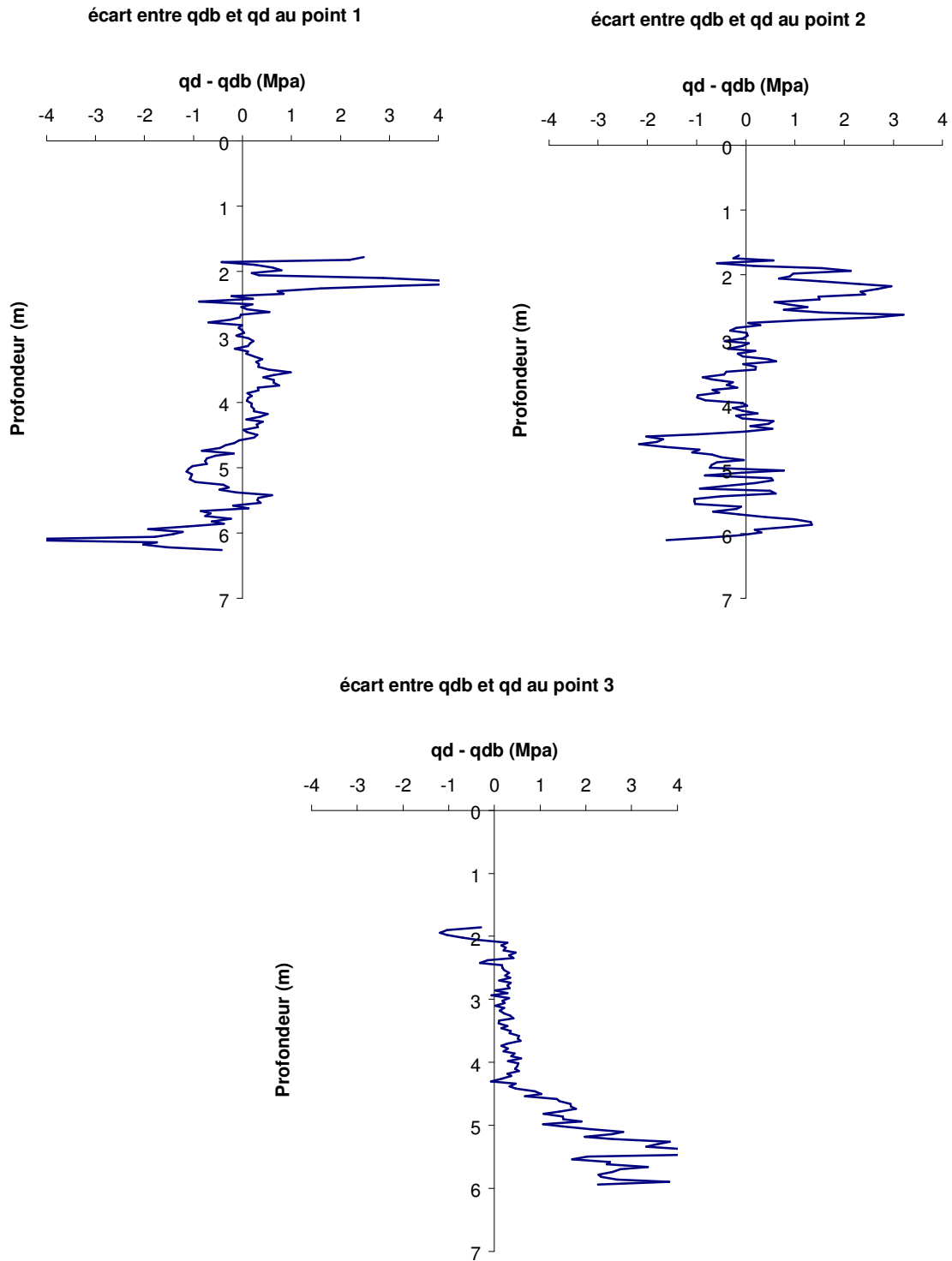


figure 2-3, écarts entre résistance de pointe avec et sans bentonite, aux trois points inspectés

La figure 2-3 met en évidence des relatifs entre q_d et q_{db} ponctuellement assez importants (de l'ordre de 3 MPa) et globalement situés entre -1 MPa et $+1$ MPa.

Pour les points 1 et 2, on peut observer une variation des écarts en fonction de la profondeur qui tend vers des valeurs faibles, autour de 0 MPa. On ne peut donc pas conclure en un quelconque apport de la bentonite vis à vis du signal mesuré en ces deux points.

En revanche, pour le point 3, il apparaît très nettement une augmentation des écarts avec la profondeur. En ce point-ci, il semble que la bentonite soit d'un réel apport quant à la qualité du signal mesuré.

On peut donc dresser un premier bilan sur l'efficacité de la bentonite, en ne considérant que les résistances (voir Tableau 2-4) comprises entre 3,00 et 5,50 mètres de profondeur.

	POINT 1	POINT 2	POINT 3
$m(q_d - q_{db})$ (MPa)	0,0	- 0,1	1,1
$\sigma(q_d - q_{db})$ (MPa)	0,5	0,7	1,2
$q_{db} < q_d$	NON	NON	OUI

Tableau 2-4, Bilan de la comparaison entre q_d et q_{db}

Afin de confirmer (ou d'infirmer) ce premier bilan, nous regardons comment évolue le couple sur les différents points. Il est supposé que des différences de couple doivent accompagner dans des proportions identiques les différences de résistance entre essais classiques et essais avec bentonite.

Comparaison entre C et C_b

Contrairement aux mesures de résistance, les mesures de couples sont, pour chaque essai, en nombre limité. On compare néanmoins les valeurs de couple de rotation entre deux essais d'un même point.

Une mesure du couple est faite tous les 50 centimètres. Or, pour deux essais en un même point, les mesures n'ont pas été réalisées exactement à la même profondeur. Ainsi, lorsqu'à une profondeur donnée, on aura la valeur du couple de rotation pour un essai, on devra estimer cette valeur pour l'autre essai réalisé au même point. Pour cela, on effectue une interpolation linéaire entre deux mesures faites au-dessus et en-dessous de la profondeur intéressée.

Pour chaque mesure ou estimation de couple, on applique la formule [Eq. 2-3] pour calculer le couple réellement dû au frottement entre le train de tiges et les parois du forage.

L'ensemble des résultats (mesures et estimations) est reporté en annexe. Les courbes montrant l'évolution de la différence entre le couple corrigé avec et sans bentonite sont reportées ci-après.

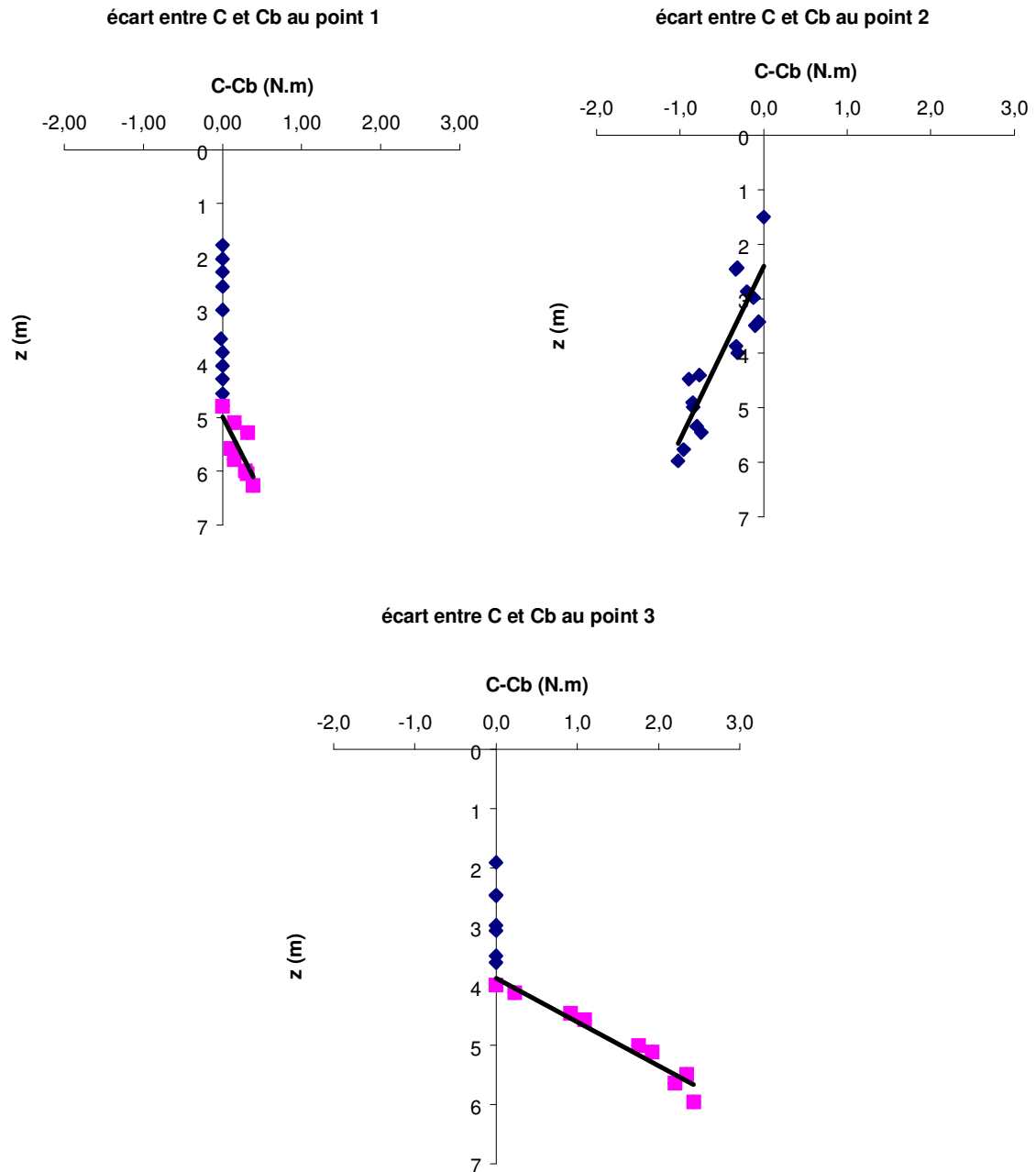


figure 2-4, écarts entre couples mesurés sur les Panda avec et sans bentonite aux trois points inspectés

Une dérive de l'expression $(C-C_b)$ est relative à un frottement plus ou moins important sur les Panda avec bentonite que sur les Panda ne faisant pas appel à cette technique.

Sur la figure 2-4, on peut mettre en évidence une dérive du signal particulièrement forte aux points 2 et 3. Au point 2, la dérive est négative, ce qui signifie que la bentonite peut apporter une augmentation du frottement sur le train de tiges. En revanche, pour le point 3, on note une évolution linéaire croissante de l'expression $(C-C_b)$ à partir de 4 mètres de profondeur. On peut donc, en ce point, conclure à l'efficacité de la bentonite (la valeur maximale de $(C-C_b)$ est de l'ordre de 3 N.m).

Ces résultats sont repris dans le tableau suivant (Tableau 2-5).

	POINT 1	POINT 2	POINT 3
m (C-C _b)	0,1	-0,4	1,2
C _b < C	OUI	NON	OUI

Tableau 2-5, Bilan de la comparaison entre C et C_b

Conclusion sur l'efficacité de la bentonite – critère de décision

La confrontation des bilans effectués (Tableau 2-4 et Tableau 2-5) nous amène à conclure à **l'efficacité de la bentonite pour le point 3.**

Dans les deux autres cas, la similitudes des essais avec et sans bentonite peut s'expliquer par une jonction entre train de tiges et pointe ne permettant pas une rotation sans frottement de l'un par rapport à l'autre, un mauvais contrôle du dosage en eau de la bentonite (initialement fixé à 4 % de bentonite) et / ou un forage non rectiligne.

Dans ce dernier cas, nous nous situons dans une configuration pour laquelle les phénomènes initiant un frottement longitudinal axial sont très différents de ceux engendrant un frottement longitudinal radial. En effet, les frottements sont, dans les deux cas, locaux, mais n'interviennent peut-être pas aux mêmes endroits sur le train de tige et de ce fait n'intéressent pas les mêmes surfaces.

Une étude plus approfondie permettrait de connaître plus précisément ce qu'il en est, mais ce n'est pas là le but de notre travail.

En l'état actuel des choses, l'étude pêche par un manque de données (trois points) mais permet néanmoins de conclure sur l'apport de la bentonite et de proposer un protocole d'essais garantissant l'obtention d'une bonne valeur de q_d . On s'intéresse donc pour cela aux valeurs de couple correspondant au développement d'un frottement important (que l'on considère de l'ordre de : $C - C_b > 0,5 \text{ N.m}$).

En se référant au tableau de résultat exposé en annexe, on constate que des écarts entre C et C_b supérieurs à 0,5 N.m sont relatifs à des valeurs corrigées pour la mesure du couple supérieures à 1 N.m. Dans le même temps, les écarts entre résistance de pointe avec et sans bentonite sont supérieurs à 1 MPa (voir figure 2-3, point 3, pour une profondeur supérieure à 4,5 m).

En conclusion, sous réserve d'un dosage correct (de 4 à 10 %), **la bentonite, est plutôt efficace dans les cas où un frottement important est observé (couple maximal supérieur à 2 N.m). Elle est inutile, voire néfaste dans les autres cas.** Cette conclusion, ne reposant que sur l'exploitation de trois cas, peut être généralisée et affinée si d'autres essais sont effectués. Pour le moment, on propose un critère de refus des essais, relatif à l'observation d'un couple de rotation du train de tiges supérieur à 1 N.m.

Le protocole pour les essais PANDA réalisés dans des sols fins saturés peut ainsi être établi :

- Forage d'un avant trou si nécessaire,
- réalisation de l'essai pénétrométrique avec mesure du couple tous les 50 centimètres
- et vérification que ce couple corrigé ne dépasse pas 1 N.m.

Si le couple corrigé est supérieur à 1 N.m, l'essai doit être recommencé en utilisant de la boue bentonitique :

- Forage d'un avant trou si nécessaire,
- introduction de bentonite dans le pré-forage,
- réalisation de l'essai pénétrométrique avec mesure du couple tous les 50 centimètres
- et vérification que ce couple corrigé ne dépasse pas 1 N.m.

Dans le cas où, malgré la présence de bentonite, le couple corrigé serait encore supérieur à 1 N.m, l'essai pénétrométrique serait déclaré inadéquat dans ce type de sol (nous n'avons pas à ce jour d'exemple pour illustrer cette dernière hypothèse).

2.1.2.3. Conclusion sur l'utilisation du Panda pour le diagnostic de digues

Ce paragraphe apporte un complément par rapport aux études déjà effectuées justifiant la validité du pénétromètre Panda (Zhou, 1997, Chaigneau, 2001...). Notre souci était ici de comparer les résistances de pointe obtenues au Panda avec celles obtenues au CPT dans le cadre d'une application sur des digues.

Nous avons donc abordé ce problème en justifiant le fait que les géométries des pointes et les vitesses de pénétration mises en jeu sont comparables dans un cas et dans l'autre. Nous appuyant sur des essais comparatifs, nous avons exposé des mesures effectuées en statique (au CPT in situ et en laboratoire) et au Panda dans les mêmes conditions. Ces mesures montrent un écart entre les valeurs fournies par le Panda et le CPT de l'ordre de 11 % en laboratoire et 60 % in situ. On prend bien entendu toutes les précautions nécessaires par rapport aux essais in situ, pour expliquer de tels écarts, conditionnés par de multiples facteurs (décalages d'origine, variabilité spatiale, frottement...).

Nous avons également montré que le frottement ou le collage peut dans certains cas poser des difficultés quant à l'obtention d'un signal pénétrométrique relatif à la mesure de la résistance de pointe au Panda. Le frottement apparaît sur des sols grossiers ; dans ce cas, il n'est pas certain que l'usage de bentonite puisse diminuer le frottement. Le collage apparaît principalement dans les sols fins lâches et saturés ; on pense qu'il s'agit d'un cas plus défavorable que lorsque l'on observe un véritable frottement. Nous avons proposé une solution technique et un protocole de vérification pour nous assurer de la qualité du signal et limiter l'effet de collage entre le sol et le train de tiges.

Ayant obtenu un signal pénétrométrique de qualité, nous allons proposer un outil complémentaire au Panda permettant une classification des couches traversées.

2.2. Le perméamètre *in situ*, un outil complémentaire au PANDA pour la reconnaissance des sols

Trois techniques sont actuellement envisageables pour offrir au panda un paramètre complémentaire à la mesure de résistance permettant de classer les sols reconnus : la mesure de résistivité, la géoendoscopie et la perméabilité.

Parmi ces trois techniques, la mesure de résistivité est en cours de développement ; elle ne peut donc pas pour le moment être appliquée. La géoendoscopie est une technique intéressante, qui fonctionne dans les terrains sablo-limoneux à sableux non saturés (Breul, 1999). Des études visant à étendre la technique géoendoscopique aux sols limoneux et aux sols saturés est en cours au LERMES. La mesure de perméabilité semble être un choix judicieux pour un emploi sur les digues puisqu'elle fournit un paramètre directement lié à la vitesse d'écoulement de l'eau dans l'ouvrage ; elle permet également la classification des sols rencontrés. C'est donc vers cette dernière technique que notre choix se porte.

La mesure de perméabilité doit être effectuée dans un forage de 4 cm². Un certain nombre de techniques permettant d'avoir accès à la perméabilité *k in situ* existent (perméamètre de Guelph, essai Lugeon, essai Lefranc..., voir paragraphe 1.3.4.2) mais leurs dimensions importantes les rendent inadaptés au couplage avec les essais Panda, . Nous proposons donc d'étudier un appareil spécifique, pouvant être utilisé en zone sèche ou humide, et couvrant la gamme de sols la plus large possible.

Nous présentons les caractéristiques de l'appareil (conception et calibration de la sonde en laboratoire) puis quelques résultats obtenus en laboratoire et *in situ*.

2.2.1. Caractéristiques de l'appareil

2.2.1.1. Conception

Pour rester dans l'esprit de la démarche adoptée jusqu'à présent, le perméamètre doit être léger, économique, rapide, et utilisable dans un forage PANDA de 4cm² (ce qui correspond à un diamètre de 2,26 cm).

Réaliser un essai localisé avec les contraintes liées aux dimensions est l'objectif le plus délicat à atteindre puisqu'il faut être capable d'isoler une certaine zone du forage par laquelle s'effectuera l'injection. La solution technique retenue consiste à employer une sonde composée de deux membranes souples gonflées à l'air de part et d'autre d'une crépine par laquelle se fait l'injection. Le schéma de principe de cette sonde est montré en figure 2-5. Le premier schéma (a) montre la coupe transversale de la sonde, le second (b) représente quant à lui le principe de fonctionnement de la sonde dans le cas d'une injection d'eau dans le sol. La sonde est alors représentée avec les membranes gonflées et exerçant une pression sur le sol, assurant ainsi l'étanchéité en amont et en aval de la zone d'injection ; des flèches indiquent le mouvement global de l'eau d'injection. On peut remarquer que cet essai peut tout aussi bien

être envisagé avec de l'air comme fluide d'injection, cas qui est abordé un peu plus loin dans le texte.

La sonde est munie d'une pointe de 4 cm² destinée à reformer le trou de forage lors de son passage, protégeant ainsi les membranes de frottements excessifs le long de la paroi. Elle est reliée à la surface par une série de tubes assurant le transport des fluides. Ces tubes sont eux-mêmes rattachés à une boîte de dérivation qui permet la séparation des conduites d'air et d'eau. Ce boîtier sert également de réserve lors d'une injection d'air à charge variable.

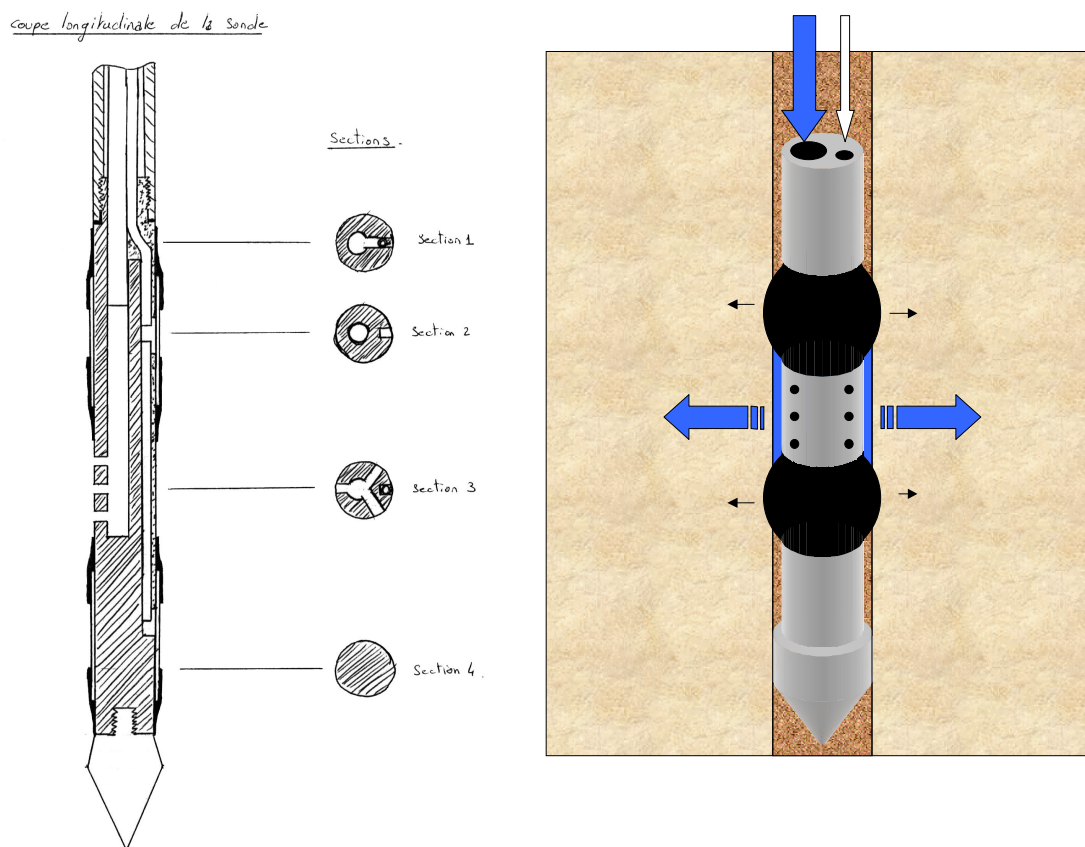


figure 2-5, Schéma de principe de la sonde de perméabilité

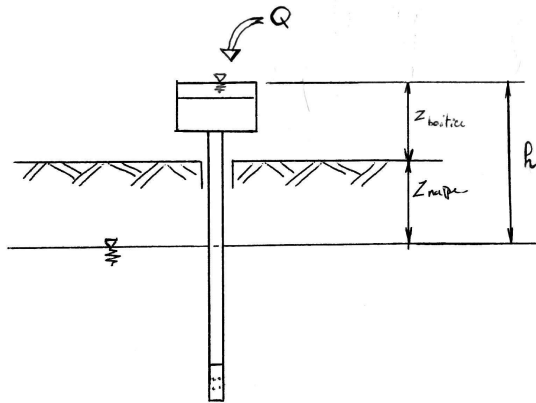
Le système est capable de réaliser des injections d'eau ou d'air, à charge variable ou constante. Les injections d'eau à charge variable se feront pour les sols saturés limoneux à argileux, à charge constante pour les sables saturés. On procédera de même pour les sols non saturés, en injectant de l'air sous pression (voir figure 2-6).

Dans le cas d'une injection d'eau à charge constante (a), l'opérateur verse de l'eau dans le boîtier afin de maintenir le niveau constant ; il mesure le temps nécessaire à l'écoulement d'un volume d'eau qu'il connaît.

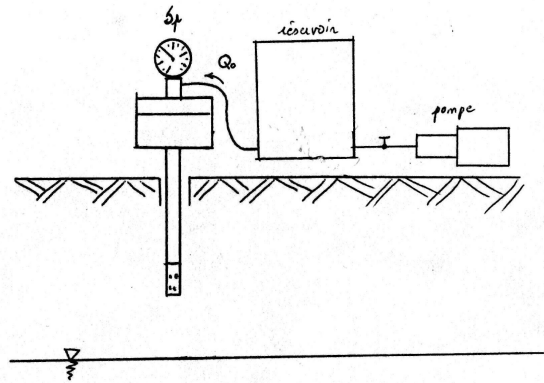
Pour une injection d'air à charge constante (b), on utilise un réservoir d'air muni d'un détendeur. La mesure de la pression dans le réservoir à deux instants permet de quantifier le débit massique d'air injecté dans le sol.

Dans le cas d'une injection d'eau à charge variable (c), la mesure de l'écoulement se fait en relevant à différents instants la hauteur d'eau dans un tube relié au boîtier de dérivation.

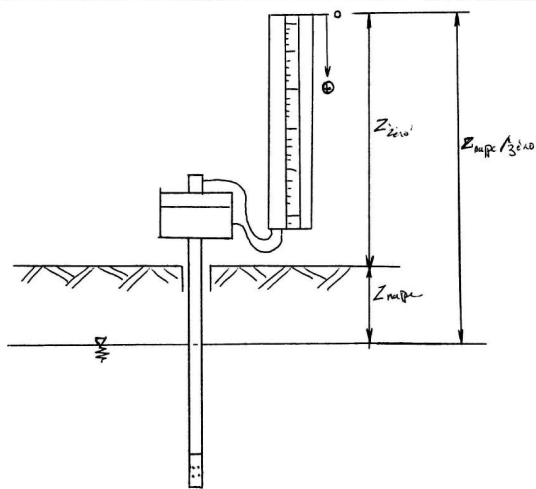
S'il s'agit d'une injection d'air à charge variable (d), une pompe est employée pour fournir une certaine pression dans le système. Une vanne disposée en sortie du boîtier est alors fermée ; on observe la variation de pression à différents instants.



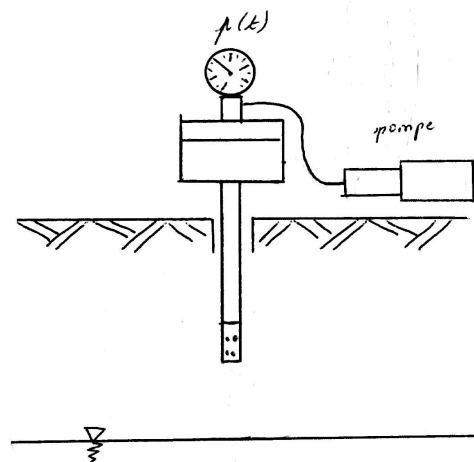
a. injection d'eau à charge constante



b. injection d'air à charge constante



c. injection d'eau à charge variable



d. injection d'air à charge variable

figure 2-6, principe de fonctionnement du perméamètre dans différentes configurations

Pour connaître les plages de fonctionnement de la sonde dans différentes configurations, on procède à une calibration de la sonde. Cette opération est effectuée en laboratoire.

2.2.1.2. Limites de fonctionnement, prédimensionnement

On définit deux limites de fonctionnement de l'appareil : une limite basse (perméabilité minimale) et une limite haute.

La limite basse reflète la perméabilité pouvant être mesurée pour une configuration de site extrême. On se place en effet dans le cas où la nappe affleure la surface, ce qui impose une charge minimale de quelques dizaines de centimètres d'eau (on raisonne toujours pour le moment pour un essai de perméabilité à l'eau). Intégrée dans l'équation de mesure de perméabilité et supposant que l'opérateur ne dispose que d'une heure pour effectuer la mesure, cette charge minimale correspond à la perméabilité minimale donnée pour cet appareil.

Pour la limite haute, on s'intéresse au principal facteur qui limite les performances de la sonde lorsque le débit de fluide est important : les pertes de charge. Ce facteur est d'autant plus sensible que les dimensions de la sonde sont restreintes. On cherche donc à établir les formules théoriques de calcul de pertes de charges pour différents débits d'eau traversant l'appareil. Or, ce débit dépend de la perméabilité du milieu ; en effet, plus la perméabilité est importante et plus le débit est conséquent, ce qui a pour effet de générer des pertes de charges qui vont croissant. Il arrive donc un moment où les pertes de charges égalent la charge appliquée au sol ; il s'agit de la limite haute de fonctionnement de l'appareil.

Une étude portant sur les différents éléments du système doit permettre de prédire de façon théorique les pertes pour chaque élément (sonde et train de tubes), en fonction du débit de fluide les traversant. On peut d'ores et déjà remarquer que les pertes de charges sont identiques dans le cas du passage d'eau ou d'air (Schneebeli, 1987) : il faut alors raisonner en terme de débit massique dans ce dernier cas.

Les hypothèses sont les suivantes :

- ✓ les fluides (eau et air) sont supposés non visqueux ;
- ✓ l'eau est supposée incompressible ;
- ✓ les écoulements d'air sont supposés être à température constante ;

Les contraintes sont d'ordre dimensionnel ; on fixe les paramètres suivants :

- ✓ chambre d'injection cylindrique de révolution de diamètre 2,26 cm et de hauteur 5 cm ;
- ✓ hauteur minimale du boîtier en surface : 0,7 mètre ;
- ✓ profondeur d'investigation entre 0 et 6 mètres (ce qui implique une pression hydrostatique maximale due à la nappe de 60 kPa au niveau de la sonde par rapport à la surface du terrain) ;
- ✓ différentiel de pression entre les cellules de garde et la sonde de 50 kPa ;
- ✓ pression de fonctionnement dans les cellules limitée à $q_d / 12$ (voir démonstration en annexe) ;
- ✓ diamètre intérieur moyen équivalent des tubes $D_{\text{éq}}$ estimé à $D_{\text{éq}} = (D_{\text{int_tiges}}^2 - D_{\text{tube_air}}^2)^{1/2}$, soit $(12^2 - 3^2)^{1/2} = 11,6$ mm ;

Un prédimensionnement de l'appareil (voir en annexe) permet une première estimation des limites de fonctionnement, que l'on reporte dans le tableau suivant :

	h1 (m)	log (h1) (m)	Q (m³/s)	log (Q) (m³/s)	k (m/s)	log (k) (m/s)
maximum	40	1,6	$1,0 \cdot 10^{-6}$	-6,0	$4,0 \cdot 10^{-4}$	-3,4
minimum	0,40	-0,4	$1,0 \cdot 10^{-10}$	-10	$1,0 \cdot 10^{-11}$	-11,0

Tableau 2-6, limites de fonctionnement de l'appareil.

La perméabilité maximale n'est pas tout à fait satisfaisante car elle restreint l'utilisation du perméamètre aux argiles et limons, n'autorisant donc pas la caractérisation de la perméabilité en milieu sableux à forte perméabilité. De même, il apparaît difficile d'étudier des sols purement argileux dont la perméabilité est inférieure à $1 \cdot 10^{-11}$ m/s. La gamme d'utilisation du perméamètre se situe donc entre les argiles à argiles limoneuses et les sables fins (voir tableau ci-dessous).

TYPE DE SOL	k EN m/s
Graviers	$10^{-3} - 10^0$
Sables	$10^{-5} - 10^{-3}$
Mélanges sableux	$10^{-7} - 10^{-5}$
Mélanges limoneux	$10^{-9} - 10^{-7}$
Argiles	$10^{-10} - 10^{-9}$

Tableau 2-7, tableau des perméabilités courantes (d'après Lunne et al., 1997 et Manassero, 1994).

2.2.1.3. Limites de fonctionnement, calibration en laboratoire

La calibration du dispositif permet l'ajustement des formules de calcul de la perméabilité en fonction du débit traversant le dispositif. En ne reconsidérant pas la valeur du coefficient de forme employé, il s'agit donc d'une précision sur les pertes de charge à prendre en compte.

L' étalonnage de l' appareil se fait en laboratoire, à l' aide d' une dispositif permettant de mesurer les pertes de charges induites par différents élément de l' appareil (y compris du dispositif de mesure) en fonction du débit passant par la sonde.

Le principe du dispositif est le suivant: un bassin est placé à une certaine hauteur et alimente en eau le système ' boîte plus éventuellement une ou deux tiges plus la sonde' . Le bassin est gradué et de section rectangulaire constante, ce qui permet de connaître à tout moment le volume d' eau qui a été transféré au système et la sonde est placée dans un récipient dont la partie supérieure reste ouverte (voir figure 2-7).



figure 2-7, vues du dispositif d' étalonnage de la sonde

La courbe de fonctionnement de la sonde est obtenue à partir de ces essais ; elle est représentée ci-contre pour deux configurations (avec ou sans tige).

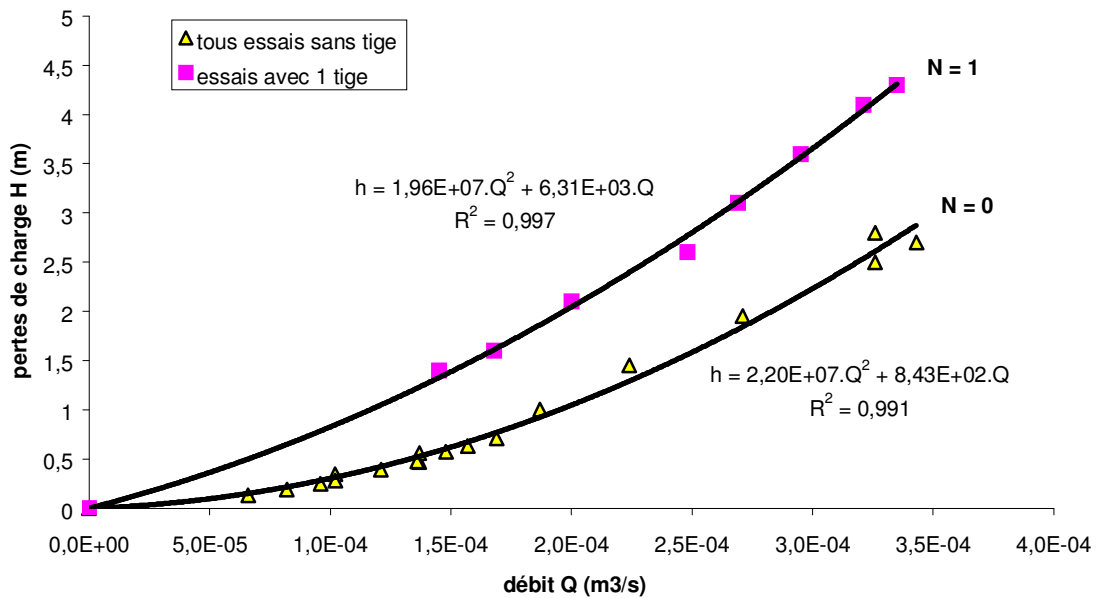


figure 2-8, courbes de pertes de charges de la sonde dans différentes configurations

Les relations expérimentales donnant la perte de charge du système en fonction du débit le traversant sont modélisées par un polynôme du second degré en Q (pour les configurations sans tige et avec une tige, Q étant exprimé en m³/s) et passant par l'origine.

[Eq. 2-6] $N = 0 :$ $\Delta h = 2,2 \cdot 10^7 \cdot Q^2 + 8,4 \cdot 10^2 \cdot Q$

$$[Eq. 2-7] \quad N = 1 : \quad \Delta h = 2,0 \cdot 10^7 \cdot Q^2 + 6,3 \cdot 10^3 \cdot Q$$

On en déduit ainsi la perte de charge induite par une tige (chaque tige représente une longueur de 50 cm) :

$$[Eq. 2-8] \quad \text{une tige} : \quad \Delta h = 0,24 \cdot 10^7 \cdot Q^2 - 5,5 \cdot 10^3 \cdot Q$$

La perte de charge s'exprimant en fonction d'un nombre N de tiges, on obtient :

$$[Eq. 2-9] \quad \text{avec } N \text{ tiges} : \quad \Delta h = (2,2 - N \cdot 0,24) \cdot 10^7 \cdot Q^2 + (0,84 + N \cdot 5,5) \cdot 10^3 \cdot Q$$

En se rapportant à la formule de perméabilité employée pour un essai type Lefranc (Cassan, 1986) et en considérant h_1 la différence de charge entre le niveau d'eau dans l'appareil et la position de la nappe, on obtient la formule suivante pour la mesure de perméabilité :

$$[Eq. 2-10] \quad k = 4,42 \cdot [(h_1/Q) - (2,2 - N \cdot 0,24) \cdot 10^7 \cdot Q + (0,84 + N \cdot 5,5) \cdot 10^3]^{-1}$$

Pour différents nombres de tiges (entre 1 et 15), la courbe de fonctionnement de la sonde devient donc (voir figure 2-9).

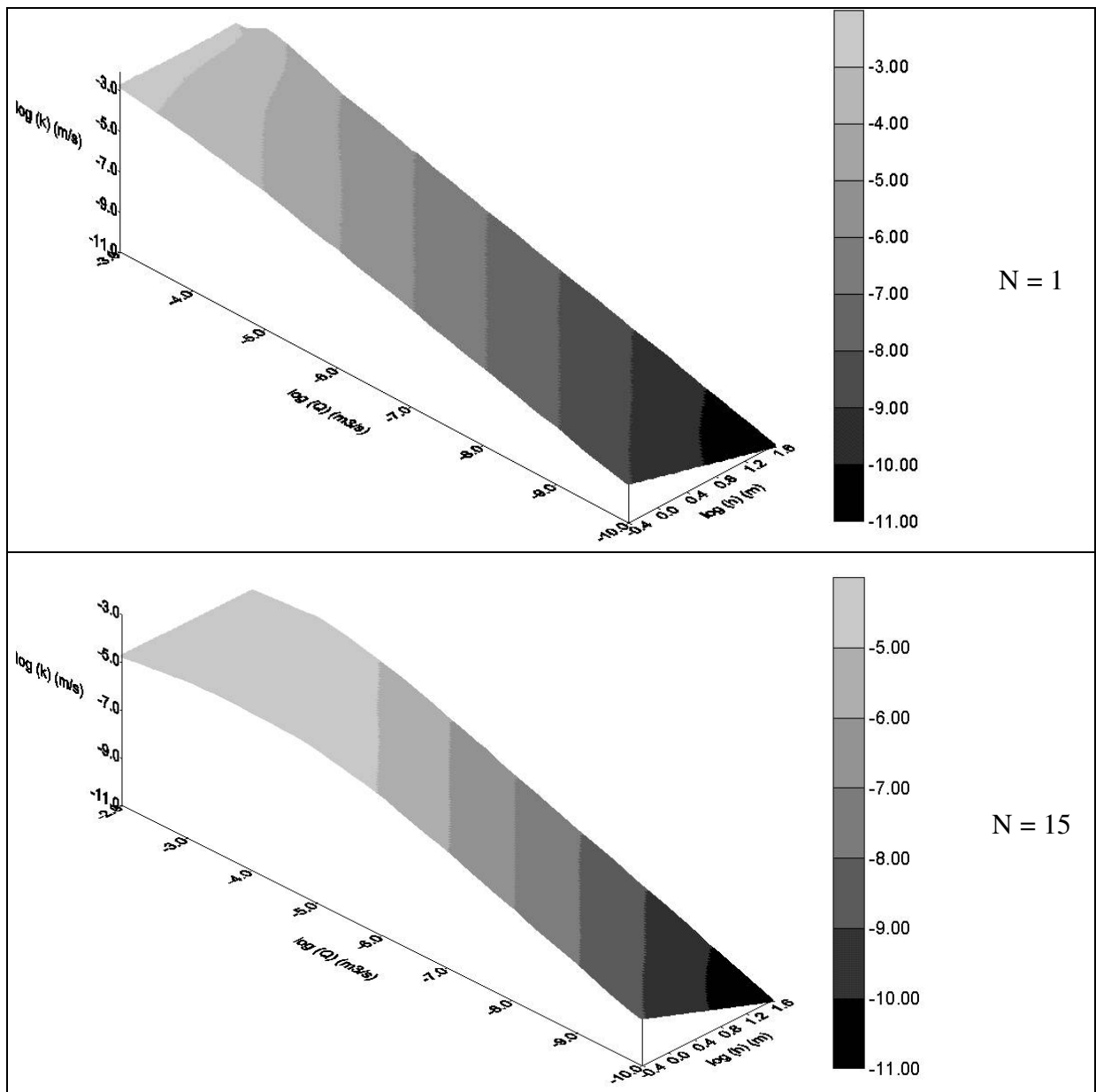


figure 2-9, courbe expérimentale de fonctionnement de la sonde dans deux configurations extrêmes (entre $N=1$ et $N=15$).

Par rapport à l'étude théorique de fonctionnement du système, les courbes tracées ci-avant montrent une gamme d'utilisation du perméamètre plus restreinte, notamment pour les fortes valeurs de débit. Ces différences sont probablement le fait d'imperfections dans les tubulures couplées à des pertes de charge singulières au niveau des raccords de conduites d'air (le tube d'air est formé de différentes parties jointes par des raccords). Les limites du domaine de fonctionnement restent quant à elles inchangées (perméabilité mesurable variant de 10^{-11} à 10^{-5} m/s), ce qui confirme les résultats énoncés préalablement.

2.2.1.4. Procédure et équations

Comme cela est montré en figure 2-6, quatre configurations de fonctionnement sont prévus : injection à l'eau (charge variable et constante), injection à l'air (idem).

Ce paragraphe a pour objectif l'établissement des équations de fonctionnement de l'appareil dans chacun de ces cas, à partir de l'étude des pertes de charge, et notamment de la formule expérimentale [Eq. 2-10].

➤ Injection d'eau à charge constante

Pour cela, la préparation de l'essai se fait de la manière suivante : après avoir descendu la sonde à la position requise dans le trou de forage au Panda, on positionne le boîtier sur le train de tige (en prenant garde à la bonne étanchéité au niveau des zones d'accouplement) puis on branche le circuit d'air et on gonfle les membranes (la pression de service étant de l'ordre de 1,5 bars).

Une fois ceci fait, on remplit le boîtier de dérivation et l'on complète le niveau jusqu'à totale disparition de remontées de bulles d'air. On prend alors un récipient contenant un volume connu d'eau et l'on verse l'eau dans le boîtier de façon à maintenir un niveau constant dans ce dernier. On note le temps nécessaire pour vider le contenu du récipient dans le boîtier. On peut se passer de cette contrainte en disposant d'une balance de précision (0,1 g).

Tout comme pour l'essai à charge variable, voyons quels sont les temps requis pour effectuer un essai à charge constante.

Cette configuration se rencontre pour des sols de forte perméabilité (sables). Dans ce cas, les pertes de charge sont susceptibles de jouer un rôle non négligeable dans le calcul de perméabilité. A ce titre, on considère négligeable une perte de charge inférieure au centimètre d'eau, ce qui, à partir de la formule [Eq. 2-9], correspond à un débit de :

0,09 litre/minute avec $N = 1$
et 0,07 litre/minute avec $N = 15$.

De tels débits d'écoulement sont tout juste envisageables pour l'essai à charge constante ; on se situera donc toujours au-delà de 0,08 litre/minute et on appliquera systématiquement des corrections sur la charge selon la formule [Eq. 2-10].

Les débits d'écoulement envisageables, c'est à dire acceptables d'un point de vue pratique (temps d'attente...), sont comprises entre 0,08 litre/minute et 5 litres/minutes (soit $Q < 3,33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui correspond à un régime d'écoulement laminaire ou turbulent lisse).

Par ailleurs, la charge hydraulique appliquée au sol étant comprise entre 1 et 7 mètres et le nombre de tiges entre 1 et 15, on trace dans le plan (h_1 ; k) les familles de courbes correspondant à différentes valeurs de N pour $Q = 0,08$ litre/minute et $Q = 5$ litres/minute (voir figure 2-10). On note par ailleurs que ces familles de courbes suivent une hypothèse sur une relation entre h_1 et N . On suppose en effet que la différence de charge entre le niveau d'eau dans l'appareil et la nappe ne peut pas être supérieure à la hauteur du train de tubes (l'essai étant mené sous la nappe). Autrement dit, dans le cas qui nous préoccupe :

[Eq. 2-11] $h_1 \in [1 ; N/2]$

Le graphique laisse apparaître les deux cas les plus restrictifs en terme de capacité pour l'appareil : $N = 15$ pour $Q = 5$ litres/minute et $N = 1$ pour $Q = 0,08$ litre par minute. Ces courbes sont les courbes enveloppe du domaine d'utilisation de l'appareil pour une injection d'eau à charge constante.

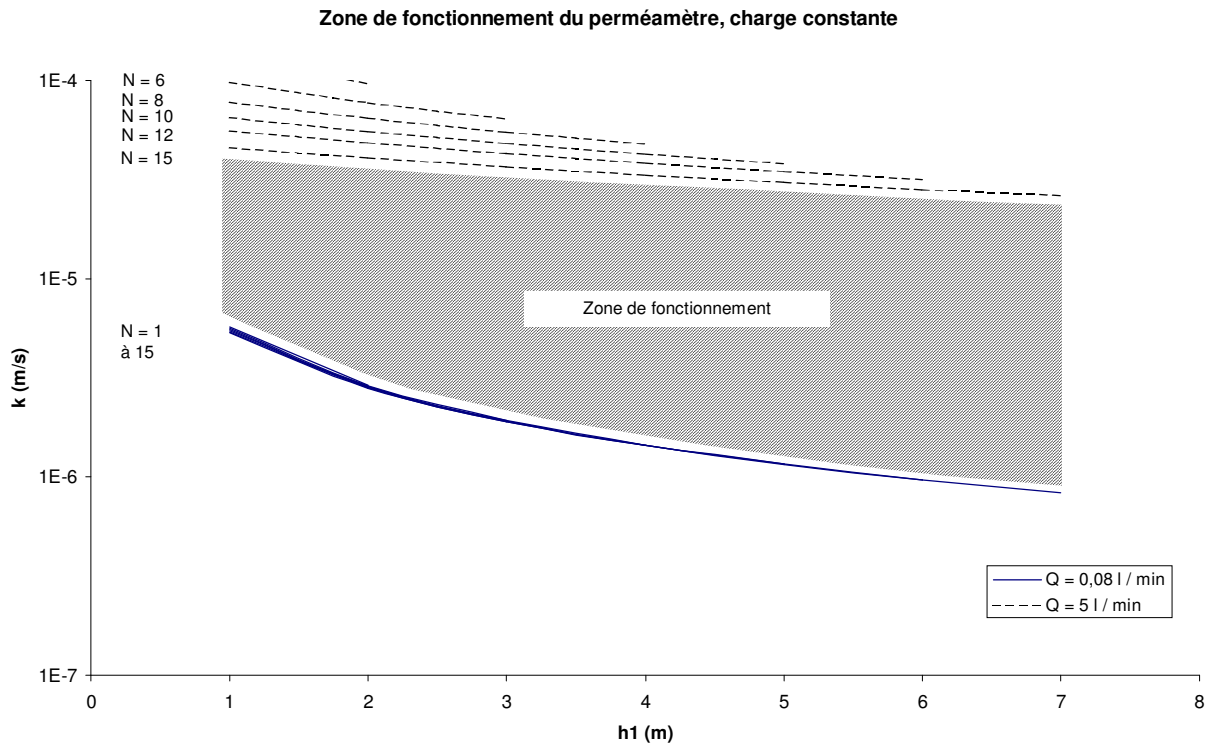


figure 2-10, domaine de fonctionnement pour une injection à eau à charge constante

En conclusion, l'appareil est capable de mesurer, entre 1 et 7 mètres de profondeur, quelle que soit la position de la nappe, des perméabilités comprises entre $1 \cdot 10^{-5}$ m/s et $3 \cdot 10^{-5}$ m/s. Cette plage, très restrictive, peut être étendue dans la plupart des cas à $[2 \cdot 10^{-6} ; 1 \cdot 10^{-4}]$ m/s,

➤ Injection d'eau à charge variable

Pour l'injection d'eau à charge variable, trois tubes de différents diamètres peuvent être branchés sur le boîtier en surface en fonction de la perméabilité du terrain. Les tubes ont un diamètre intérieur de 10 mm, 4 mm et 1,8 mm. Ils sont gradués sur 50 centimètres ; le 'zéro' de la graduation se situe à environ 70 centimètres au-dessus de la surface.

Le boîtier de dérivation étant muni de deux sorties, on branche la première (sortie supérieure) à une vanne et la seconde (sortie latérale) à un tube gradué. Différents tubes sont disponibles (trois diamètres différents), ce qui permet d'optimiser le temps de mesure pour différents types de sol.

Le principe de l'essai consiste à introduire de l'eau dans le tube gradué, instaurant ainsi une charge dans le circuit ; en mesurant le temps séparant le passage du niveau d'eau entre deux graduations on en déduit la perméabilité à l'eau du sol.

Pour la mise en place, on reprend les étapes décrites au paragraphe précédent jusqu'au gonflement des membranes. On vient ensuite introduire de l'eau dans le système en procédant suffisamment lentement pour que de l'air ne puisse pas rester emprisonné dans la sonde ou le train de tiges. Puis, une fois le niveau d'eau arrivant en haut du boîtier, on referme celui-ci et on effectue le branchement du tube gradué. On branche également un tube de fort diamètre (12 mm) sur la vanne, par lequel on effectue un remplissage complémentaire pour le système. On utilise ce procédé pour amener progressivement le niveau d'eau dans le tube de mesure à la hauteur voulue. On referme la vanne puis on observe dans le tube gradué d'éventuelles remontées d'air. Lorsqu'il n'y a plus d'air qui remonte dans le tube, on peut réajuster le niveau d'eau selon la procédure décrite précédemment. Les mesures peuvent alors être effectuées. On note le niveau d'eau dans le tube à deux instants donnés. Il est préférable d'effectuer un relevé régulier afin de contrôler la stabilité de la mesure, l'essai ne pouvant fournir de résultats précis en régime transitoire.

Le calcul de la perméabilité se fait à partir de la formule de Lefranc (Cassan, 1986), en prenant Q sous la forme :

$$[Eq. 2-12] \quad Q = s_t \cdot dh / dt$$

où s_t est la section du tube dans lequel se fait la mesure.

En intégrant cette équation entre deux instants t_1 et t_2 (relatifs aux niveaux $h(t_1)$ et $h(t_2)$), on obtient :

$$[Eq. 2-13] \quad k = s_t \cdot Ln ((h(t_1) - \Delta h) / (h(t_2) - \Delta h)) / (m \cdot B \cdot (t_2 - t_1))$$

Dans cette équation, on considère que les pertes de charge subissent suffisamment peu de variations entre t_1 et t_2 pour être considérées constantes et relatives à la charge moyenne ($\Delta h = 1/2 \cdot (h(t_1) + h(t_2))$).

Pour les débits inférieurs à 0,08 l/minute, il a été vu que les pertes de charges peuvent être négligées devant la charge h_1 , ayant ainsi $h \approx h_1$. Si l'on pressent qu'un tel débit est supérieur à ce que l'on rencontre dans la plupart des cas pour un essai à charge variable, on ne sait pas ce qu'il en est pour tous les cas. On cherche donc à savoir ce qu'il en est plus précisément en dressant un tableau de fonctionnement de l'appareil pour les différents tubes. On adopte un raisonnement par l'absurde en ne tenant pas compte des pertes de charge, vérifiant par la suite que les débits sont bien tous inférieurs à 8cl/minute. La règle suivie pour déterminer les limites de fonctionnement est basée sur une estimation d'un temps d'attente acceptable par l'opérateur pour effectuer le relevé de mesures ; ce temps ne doit être ni trop long (essai non rentable), ni trop court (faisabilité et qualité de la mesure). On estime à une heure le temps maximal pour une mesure (soit $v > 1$ cm/minute) et à une minute la vitesse maximale de variation du niveau d'eau sur la pleine échelle (soit $v < 70$ cm/minute). On reporte sur un graphique les correspondances entre vitesse de variation du niveau d'eau et débit pour chaque tube (voir figure 2-11, ci-après).

Relation entre débit et vitesse de variation du niveau d' eau dans les tubes de mesure

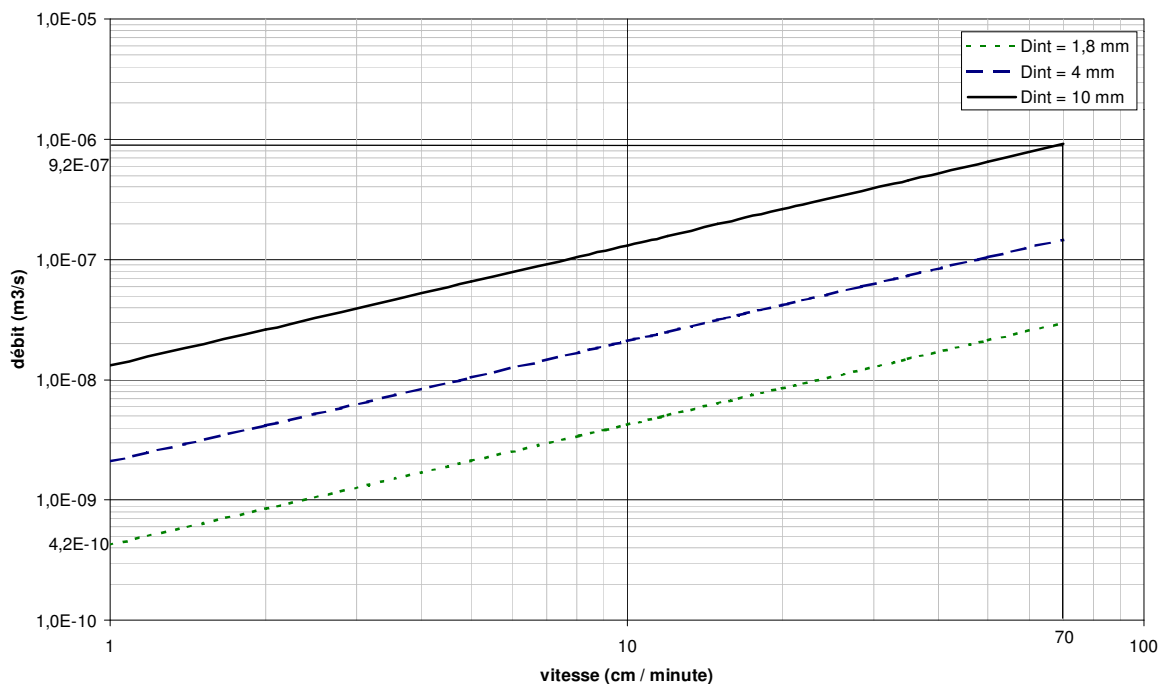


figure 2-11, caractérisation des débits de fonctionnement pour chaque tube de mesure

Ce graphique montre que les débits maximum rencontrés avec les types de tubes choisis n'excèdent pas $9.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ (ou 0,55 l/minute). En d'autres termes, les pertes de charges sont toujours inférieures au centimètre de colonne d'eau, ce qui permet de les négliger systématiquement dans le calcul de la perméabilité. La formule [Eq. 2-13] devient donc :

$$[Eq. 2-14] \quad k = s_t \cdot \text{Ln} (h(t_1) / h(t_2)) / (m \cdot B \cdot (t_2 - t_1))$$

Par ailleurs, la plage de variation des débits étant comprise entre $10^{-10} \text{ m}^3/\text{s}$ et $10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ et en supposant h compris entre 1 et 7 mètres, cela correspond à une plage de variation pour k égale à $[1.10^{-9} ; 5.10^{-7}] \text{ m/s}$ dans le cas le plus restrictif. De façon plus large, on estime que dans la plupart des cas on aura accès à la variation suivante : $[3.10^{-10} ; 3.10^{-6}] \text{ m/s}$.

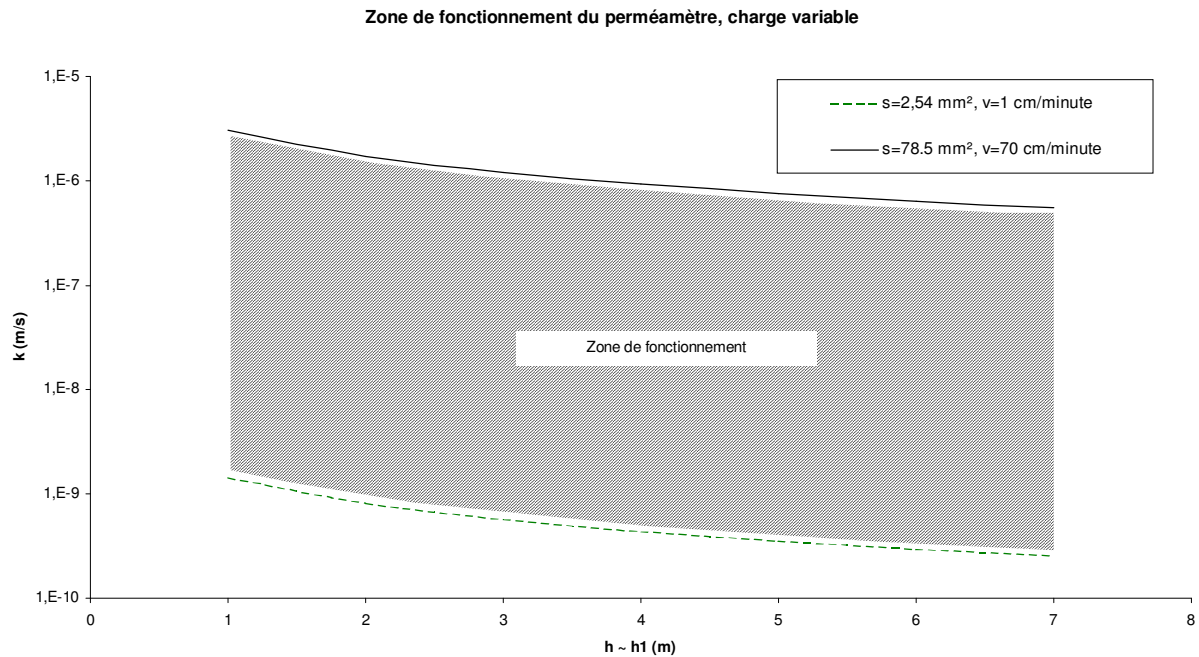


figure 2-12, domaine de fonctionnement pour une injection à eau à charge variable

➤ Injection d'air à charge constante

L'injection d'air à charge constante est réalisée grâce à un réservoir d'air comprimé, équipé d'un détendeur et branché sur le boîtier de dérivation. La procédure consiste à libérer l'air du réservoir à pression constante dans le système. Le débit massique d'air injecté est ensuite déduit de la mesure de pression dans le réservoir avant et après l'essai.

D'après Schneebeli (1987), toutes les expressions qui régissent les écoulements d'eau sont transposables aux équations pour les écoulements d'air, à condition de considérer non pas directement le débit volumique mais le débit massique de fluide. Il introduit donc le paramètre k_g (perméabilité à l'air), que l'on corrigera de paramètres de viscosité pour l'exprimer en perméabilité à l'eau équivalente.

Pour les écoulements gazeux, la loi de Darcy s'applique :

$$[Eq. 2-15] \quad \vec{V} = -k_g \cdot \text{grad}(p)$$

On suppose le gaz parfait et l'écoulement isotherme; l'expression de k_g donnée par Schneebeli pour un essai in situ est alors :

$$[Eq. 2-16] \quad k_g := 2 \frac{Q_o p_o}{m B (p_f^2 - p_o^2)}$$

Dans cette équation, m et B sont les paramètres de forme employés précédemment, Q_0 est le débit volumique ramené à la pression atmosphérique, p_f la pression dans le forage et p_0 la pression atmosphérique.

Soit V_r , le volume du réservoir d'air comprimé. p_{r1} et p_{r2} sont les pressions dans le réservoir aux temps t_1 et t_2 . Le débit volume Q_0 est alors:

$$[Eq. 2-17] \quad Q_0 := \frac{V_r (p_{r1} - p_{r2})}{(t_2 - t_1) p_0}$$

Par ailleurs, le passage de la perméabilité à l'air à la perméabilité à l'eau équivalente se fait selon la formule suivante :

$$[Eq. 2-18] \quad k = g \cdot \mu_g \cdot k_g / \nu_L$$

avec g l'accélération de la pesanteur (on prend généralement $9,81 \text{ m/s}^2$),
 μ la viscosité dynamique du gaz ($\mu_{\text{air}} = 0,00018$ poises à $15 \text{ }^\circ\text{C}$, soit $1,8 \cdot 10^{-5} \text{ Pa.s}$),
 et ν_L la viscosité cinématique du liquide ($\nu_{\text{eau}} = 0,012 \text{ cm}^2/\text{s}$ à $15 \text{ }^\circ\text{C}$, soit $1,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

On a ainsi:

$$[Eq. 2-19] \quad k = 147 \cdot k_g,$$

k étant exprimé en m.s^{-1} et k_g en $\text{m}^4 \cdot \text{N}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$

En utilisant les formules [Eq. 2-16], [Eq. 2-17] et [Eq. 2-19], on obtient l'expression de k :

$$[Eq. 2-20] \quad k := 1300 \frac{V_r (p_{r1} - p_{r0})}{(p_f^2 - p_0^2) (t_2 - t_1)}$$

Dans cette dernière formule, on prend la pression atmosphérique égale à $1 \cdot 10^5 \text{ Pa}$.

➤ Injection d'air à charge variable

Pour l'injection d'air à charge variable, on branche une pompe muni d'un clapet anti-retour sur le boîtier du système. On injecte de la pression dans le forage et on observe sur le manomètre du boîtier la diminution de pression au cours du temps. Le calcul tient compte du volume V_s occupé par l'air dans le système en fonction du nombre N de tubes de $0,5 \text{ m}$ de longueur :

$$[Eq. 2-21] \quad V_s = (467 + 8,9 \cdot N) \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

La variation de débit (ramenée à la pression atmosphérique p_0) entre les instants t et $t + dt$ est notée dQ_0 :

$$[Eq. 2-22] \quad dQ_0 := \frac{dp}{dt} \frac{Vs}{p_0}$$

Par combinaison entre les formules [Eq. 2-16], [Eq. 2-19] et [Eq. 2-22], en intégrant entre deux instants t_1 et t_2 correspondant aux pressions p_1 et p_2 respectivement dans le système et en prenant p_0 égale à 10^5 Pa, on obtient la formule de calcul de perméabilité suivante :

$$[Eq. 2-23] \quad k = \frac{6,5 \cdot 10^{-9} \cdot (467 + 8,9 \cdot N)}{(t_2 - t_1)} \cdot \text{Ln} \left(\frac{(p_0 - p_1) \cdot (p_0 + p_2)}{(p_0 - p_2) \cdot (p_0 + p_1)} \right)$$

Dans cette dernière formule, N est adimensionnel, t est impérativement exprimé en secondes mais il n'y a pas de contrainte particulière sur l'unité des pressions p_0 , p_1 et p_2 qui sont calculées sous le signe du logarithme népérien. L'opérateur a donc la liberté de choisir une unité tel le bar pour exprimer les valeurs de pressions lues au manomètre. Ajoutons toutefois qu'il s'agit là de pressions absolues ; si p'_1 et p'_2 sont les pressions relatives lues au manomètre, la formule [Eq. 2-23] devient :

$$[Eq. 2-24] \quad k = \frac{6,5 \cdot 10^{-9} \cdot (467 + 8,9 \cdot N)}{(t_2 - t_1)} \cdot \text{Ln} \left(\frac{(2 \cdot p_0 + p'_2) \cdot p'_1}{(2 \cdot p_0 + p'_1) \cdot p_2} \right)$$

2.2.2. Mesures

Des mesures de perméabilité ont été réalisées avec le perméamètre in situ en différents matériaux, en laboratoire et in situ ; les résultats font l'objet d'une comparaison et de remarques sur l'utilisation du perméamètre sur site. On s'intéresse à quatre matériaux caractéristiques : un sable, un limon et deux argiles. On montre ainsi la faisabilité de réalisation d'essais in situ à l'aide du perméamètre léger.

2.2.2.1. Essais sur le sable de Fontainebleau

➤ Essais au laboratoire

Le sable employé pour cette série de tests provient de Fontainebleau. Ce sable, particulièrement bien gradué présente également l'avantage d'être fin. Il présente ainsi une perméabilité faible (comparativement à un autre sable), incluse dans le domaine de fonctionnement de l'appareil.

Le sable est là encore mis en place dans un moule (16x32) dont la partie inférieure est munie d'un dispositif de drainage : géotextile reposant sur un socle crépiné (voir figure 2-13). Puis,

le compactage est effectué de façon hydraulique. Enfin, un forage est réalisé au pénétromètre et la sonde introduite dans le trou.

Le calage de la perméabilité mesurée au dispositif expérimental se fait par une mesure de la perméabilité dans un grand moule.

Une fois ces précautions prises, un certain niveau de charge d'eau a été imposé à l'éprouvette. Une simple mesure du niveau à deux instants permet d'avoir accès au débit traversant l'éprouvette d'épaisseur connue ($h = 26,1$ cm). La perméabilité est ensuite donnée par l'expression [Eq. 2-25] :

$$[Eq. 2-25] \quad k = h \cdot \text{Ln} (h_0 / h_1) / (t_1 - t_0),$$

avec h la hauteur de l'échantillon,
 h_0 la charge à l'instant t_0
et h_1 la charge à l'instant t_1 .

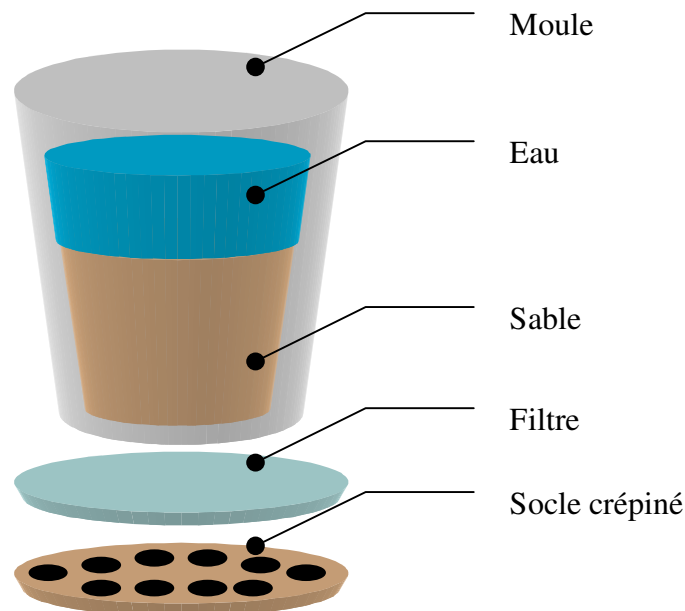


figure 2-13, principe de l'essai d'eau à charge variable pour le sable

Quatre mesures ont été effectuées ; elles montrent une perméabilité du sable dans ces conditions comprise entre $1,5 \cdot 10^{-4}$ m/s et $1,8 \cdot 10^{-4}$ m/s. La moyenne des mesures est à $1,6 \cdot 10^{-4}$ m/s. Ne prenant en compte qu'un seul chiffre significatif, on retient la valeur suivante pour la mesure de perméabilité du sable de Fontainebleau mesuré dans ces conditions :

$$\underline{k = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}}$$

➤ Mesures au perméamètre léger

Pour les mesures à l'aide du perméamètre léger, le sable a été disposé dans un moule identique aux essais précédents, suivant le même procédé et en vérifiant que le même état de densité était atteint.

L'essai est ensuite réalisé à charge constante. Le débit est obtenu en mesurant le temps nécessaire à l'épuisement d'un réservoir de 2 litres, maintenant le niveau constant dans le boîtier de dérivation.

La charge totale est de 43 cm. Sur une série de quatre essais, on relève les temps suivants (voir Tableau 2-8) nécessaires à l'injection de 2 litres d'eau dans l'éprouvette. On en déduit le débit et la perte de charge associée (voir formule [Eq. 2-7]).

Essai	Temps d'injection	Débit (m ³ /s)	Perte de charge (cm)	Charge effective (cm)	Perméabilité (m/s)
1	2'27"	1,36.10 ⁻⁵	8,9	34	1,8.10 ⁻⁴
2	2'30"	1,33.10 ⁻⁵	8,8	34	1,7.10 ⁻⁴
3	3'04"	1,09.10 ⁻⁵	7,1	36	1,3.10 ⁻⁴
4	3'02"	1,10.10 ⁻⁵	7,2	36	1,4.10 ⁻⁴

Tableau 2-8, détermination de la charge effective au niveau de la sonde

Les mesures de perméabilités découlent de ces résultats ; ils montrent une perméabilité comprise entre 1,3.10⁻⁴ m/s et 1,8.10⁻⁴ m/s, de moyenne 1,6.10⁻⁴ m/s. On retient la valeur suivante pour la perméabilité k_{pl} mesurée au perméamètre léger:

$$\underline{k_{pl} = 2.10^{-4} \text{ m/s}}$$

➤ Remarques

Les résultats acquis par le perméamètre léger (charge constante) et par la mesure par percolation à charge variable sont identiques. Les domaines de variations sont du même ordre et la mesure de perméabilité, exprimée avec un chiffre significatif, est rigoureusement la même dans les deux cas.

On en conclut que le coefficient de forme utilisé pour le calcul de la perméabilité avec le perméamètre léger, semble satisfaisant.

Par ailleurs, nous avons montré que le perméamètre léger est capable, dans ce cas particulier, de délivrer des mesures qui vont au-delà du champ de validité déterminé précédemment (voir paragraphe 2.2.1.4).

Des essais complémentaires permettraient de montrer les limites réelles du perméamètre léger ; en effet, les limites théoriques semblent être trop sévères.

2.2.2.2. Essais sur le limon 'A'

Les essais de laboratoire sont réalisés pour le moment sur du limon extrait d'un site expérimental.

Les essais de laboratoire sont effectués sur un oedomètre-perméamètre alors que les mesures au perméamètre léger sont réalisées sur du matériau mis en place dans un moule (16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur).

La comparaison entre les mesures de perméabilité ainsi obtenues est faite pour un même état du matériau dans les deux cas (degré de saturation, indice des vides). Dans ces conditions, les essais de laboratoire comportent des essais d'identification du matériau (pycnomètre, proctor) qui, couplés aux essais œdométriques et de perméabilité, permettent la caractérisation de la perméabilité du matériau pour tout état, dont celui relatif aux essais de perméabilité dans le moule 16x32. On se reportera à l'annexe I pour les essais d'identification.

➤ Essais au laboratoire

Cinq essais ont été réalisés avec des perméamètres classiques de laboratoire sur le limon. Trois d'entre eux concernent des essais à l'œdomètre - perméamètre, les deux suivants ayant été menés sur un perméamètre de grande dimension.

Dans l'œdomètre - perméamètre, les échantillons ont une surface de 19,6 cm² et une hauteur initiale de 2cm. Tous les échantillons sont mis en place à l'état foisonné ; on peut donc les considérer comme étant normalement consolidés. En fonction de la contrainte verticale qui leur est appliquée, la courbe œdométrique (voir annexe) permet de déterminer leur état (e et γ_d). Les mesures sont effectuées pour un régime d'écoulement d'eau à charge variable. Le tableau suivant regroupe les résultats obtenus pour les trois essais à l'œdomètre - perméamètre.

réf.	k (m/s)	σ'_v (kPa)	e NC	γ_d NC (kN/m ³)	régime
oedo perméa 1	$1,30 \cdot 10^{-9}$	190	0,53	17,4	eau à charge variable
	$1,7 \cdot 10^{-9}$	12	0,67	16,0	
	$1,1 \cdot 10^{-9}$	24	0,63	16,3	
oedo perméa 2	$8,5 \cdot 10^{-10}$	48	0,60	16,6	
	$7,4 \cdot 10^{-10}$	96	0,57	17,0	
	$7,1 \cdot 10^{-10}$	192	0,53	17,4	
oedo perméa 3	$3,6 \cdot 10^{-9}$	48	0,60	16,6	

Tableau 2-9, mesures de perméabilité à l'œdomètre -perméamètre pour le limon 'A'

Au perméamètre de grande dimension, les échantillons ont une surface de 78,5 cm² et une hauteur de 12,0 cm. Leur volume est supposé constant au cours de l'essai. Le limon est mis en place saturé dans la cellule. On détermine son état (teneur en eau, poids volumique sec) en fin d'essai. L'un des deux essais est effectué sous écoulement d'eau à charge variable et l'autre sous écoulement d'eau à charge constante. Les résultats sont reportés dans le tableau figurant en page suivante.

réf.	k (m/s)	γ_d (kN/m ³)	régime
perméa 4	$2,0 \cdot 10^{-7}$	14,9	eau à charge variable
perméa 5	$3,0 \cdot 10^{-9}$	15,5	eau à charge constante

Tableau 2-10, mesures de perméabilité au perméamètre de laboratoire de grande dimension pour le limon 'A'

A partir de cinq mesures de perméabilité réalisées à l'oedomètre-perméamètre sur un échantillon du limon normalement consolidé, on montre sur la figure suivante (figure 2-14) l'évolution de la perméabilité en fonction du poids volumique sec (le matériau étant saturé), avec un intervalle de confiance à 95 %.

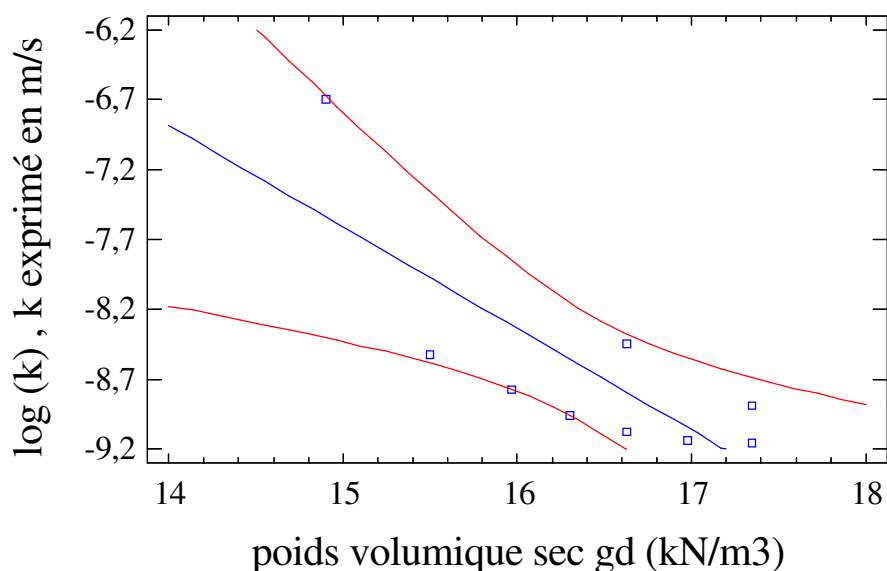


figure 2-14, évolution de la perméabilité en fonction du poids volumique sec pour le limon 'A'

Pour la détermination de la perméabilité en fonction du poids volumique sec, la tendance a pour expression :

$$[Eq. 2-26] \quad \log k = 3,254 - 0,724 \cdot \gamma_d$$

Cette tendance est valable pour des masses volumiques sèches comprises entre 14,9 kN/m³ et 17,4 kN/m³ ; le coefficient de détermination de la régression est égal à 0,62.

➤ Mesures au perméamètre léger

Les mesures de perméabilité au perméamètre léger portent sur du matériau mis en place dans un moule (16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur) en appliquant une énergie de compactage correspondant à l'OPN, le matériau étant à teneur en eau proche de w_{OPN} (14,3 %). On considère donc que le poids volumique sec du matériau est de l'ordre de $18,1 \text{ kN/m}^3$.

Dans ce moule, un forage de 4 cm^2 est réalisé au pénétromètre léger. Puis, on met en place une couronne afin de maintenir constante la densité du matériau au cours de l'essai de perméabilité (voir figure 2-15). Le perméamètre expérimental est enfin introduit dans le forage. Trois séries de mesures sont réalisées (voir figure 2-10) sous charge variable d'eau ; les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après.

réf.	nombre de mesures	k (m/s)
limon exp 1	4	$2,0 \cdot 10^{-9}$
limon exp 2	5	$2,1 \cdot 10^{-9}$
limon exp 3	8	$1,8 \cdot 10^{-9}$

Tableau 2-11, mesures de perméabilité au perméamètre expérimental pour le limon 'A'

Sur les essais au perméamètre expérimental, la valeur moyenne pour k est de l'ordre de $2,0 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ (soit $\log(k) = -8,7$).

$$\underline{k_{pl} = 2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}}$$

➤ Remarques

La perméabilité mesurée au perméamètre léger s'intègre bien au sein des valeurs relevées aux perméamètres de laboratoire (voir figure 2-14). En revanche, elle ne correspond pas à la valeur de perméabilité à laquelle on aurait pu s'attendre, eu égard à la courbe de tendance ([Eq. 2-26]) pour un matériau mis en place à 100 % de l'OPN (soit $18,10 \text{ kN/m}^3$). en effet, toujours par rapport à la tendance, la valeur de perméabilité relevée au perméamètre léger est relative à un poids volumique sec de $16,5 \text{ kN/m}^3$.

Outre l'incertitude associée au modèle proposé à partir des essais de laboratoire, on peut expliquer l'écart entre la perméabilité mesurée au perméamètre léger et la perméabilité attendue pour le limon saturé par une variation de la densité sèche de l'échantillon entre la confection et la réalisation des mesures. En effet, l'échantillon a tout d'abord été soumis à l'action du pénétromètre, ce qui peut être à l'origine de microfissurations et également d'une modification globale de la densité sèche. Ensuite, l'introduction de la sonde et la mise en pression du sol au contact des membranes peut favoriser une décompression locale du sol, dans la zone d'injection.

En tout état de cause, on repère très bien visuellement un relâchement dans la zone d'injection en fin d'essai, lorsque l'on retire la sonde du forage (voir figure 2-15); on note alors que le limon a une consistance que l'on observe au-delà de la limite de liquidité (soit environ 26%). Au-delà d'une telle teneur en eau, le poids volumique sec est inférieur à $15,7 \text{ kN/m}^3$. Ce résultat est en accord avec les observations formulées précédemment. La mesure de

perméabilité avec le perméamètre expérimental est donc en accord avec les résultats de laboratoire.



figure 2-15, observation de la consistance du limon au retrait de la sonde expérimentale de perméabilité

2.2.2.3. Essais sur le limon 'B'

Deux essais de perméabilité ont été effectués dans un forage au pénétromètre léger sur un site expérimental. Parallèlement, deux prélèvements ont été réalisés.

➤ Essais au laboratoire

Une mesure de perméabilité porte sur deux échantillons correspondant respectivement à une profondeur comprise entre 0,80 et 1,60 m de profondeur et entre 1,80 et 2,80 m de profondeur. Les mesures sont réalisées à l'oedomètre-perméamètre sous une charge verticale se rapprochant des conditions in situ ; on choisit une contrainte verticale de 25 kPa pour l'échantillon se situant entre 0,80 et 1,60 m et 50 kPa pour l'échantillon plus en profondeur.

On obtient les mesures suivantes :

échantillon	σ'_v (kPa)	k (m/s)
échantillon 1, z = 0,80 – 1,60	25	$k = 9.10^{-10}$ m/s
échantillon 2, z = 1,80 – 2,80	50	$k = 8.10^{-10}$ m/s

Tableau 2-12, perméabilités mesurées à l'eau à charge variable à l'oedomètre-perméamètre, limon 'B'

➤ Mesures au perméamètre léger

La première mesure de perméabilité est effectuée à 1,30 m de profondeur, au-dessus de la nappe ; la seconde se situe à 2,10 m de profondeur. Le résultat de ces mesure est le suivant :

Profondeur (m)	k_{PL} (m/s)	type de mesure
1,30	$8 \cdot 10^{-8}$	air à charge variable
2,10	$5 \cdot 10^{-9}$	eau à charge variable

Tableau 2-13, perméabilités mesurées in situ

2.2.2.4. Essais sur l'argile de Sarliève

Le site de Sarliève est constitué d'une couche de surface (environ 6 mètres d'épaisseur) argileuse relativement homogène, ce qui permet d'effectuer des mesures comparatives en plusieurs point d'un même sondage. De plus, la nappe se trouve à 1,80 m de profondeur ; il est donc possible de réaliser des mesures de perméabilité à l'air et à l'eau et de comparer les résultats entre eux.

➤ Essai au laboratoire

Un échantillon de matériau a été prélevé à proximité des forages (à une distance d'environ 3 mètres), à une profondeur de 1 m. Estimant l'état de contrainte initial du sol à cette profondeur compris entre 17 et 25 kPa, on effectue un essai de perméabilité à l'œdomètre - perméamètre sur cet échantillon en appliquant une contrainte verticale de cet ordre.

On obtient les résultats suivants :

σ'_v (kPa)	k (m/s)	régime
12,5	$1,6 \cdot 10^{-10}$	eau à charge variable
25,0	$1,5 \cdot 10^{-10}$	eau à charge variable

Tableau 2-14, mesures de perméabilité à l'œdomètre -perméamètre de laboratoire pour l'argile de Sarliève

Ne tenant compte que d'un seul chiffre significatif, on retient la valeur suivante pour la mesure de perméabilité de l'argile de Sarliève mesurée dans ces conditions :

$$\underline{k = 2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}}$$

➤ **Mesures au perméamètre léger**

Le plan d'expérience consiste en la réalisation de trois forages au pénétromètre léger, à partir desquels des mesures de perméabilité à l'air et à l'eau sont entreprises.

Vus en plan, les forages, numérotés de 1 à 3, sont disposés de la façon suivante :

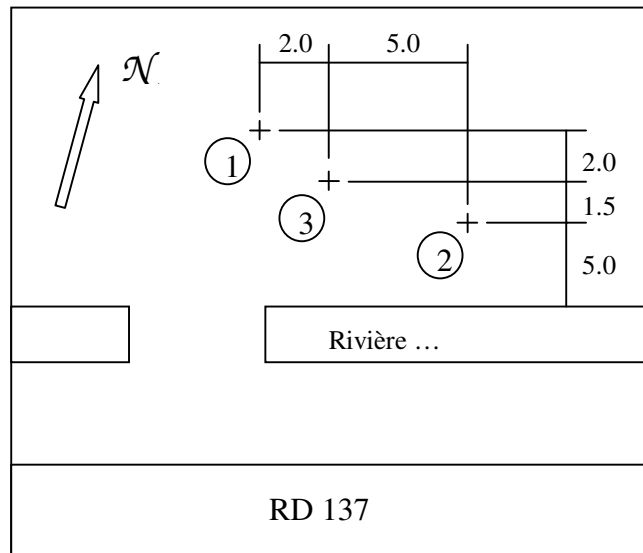


figure 2-16, vue en plan des sondages sur le site de Sarliève, schéma de principe

Essais de perméabilité in situ couplé à un essai pénétrométrique au Panda

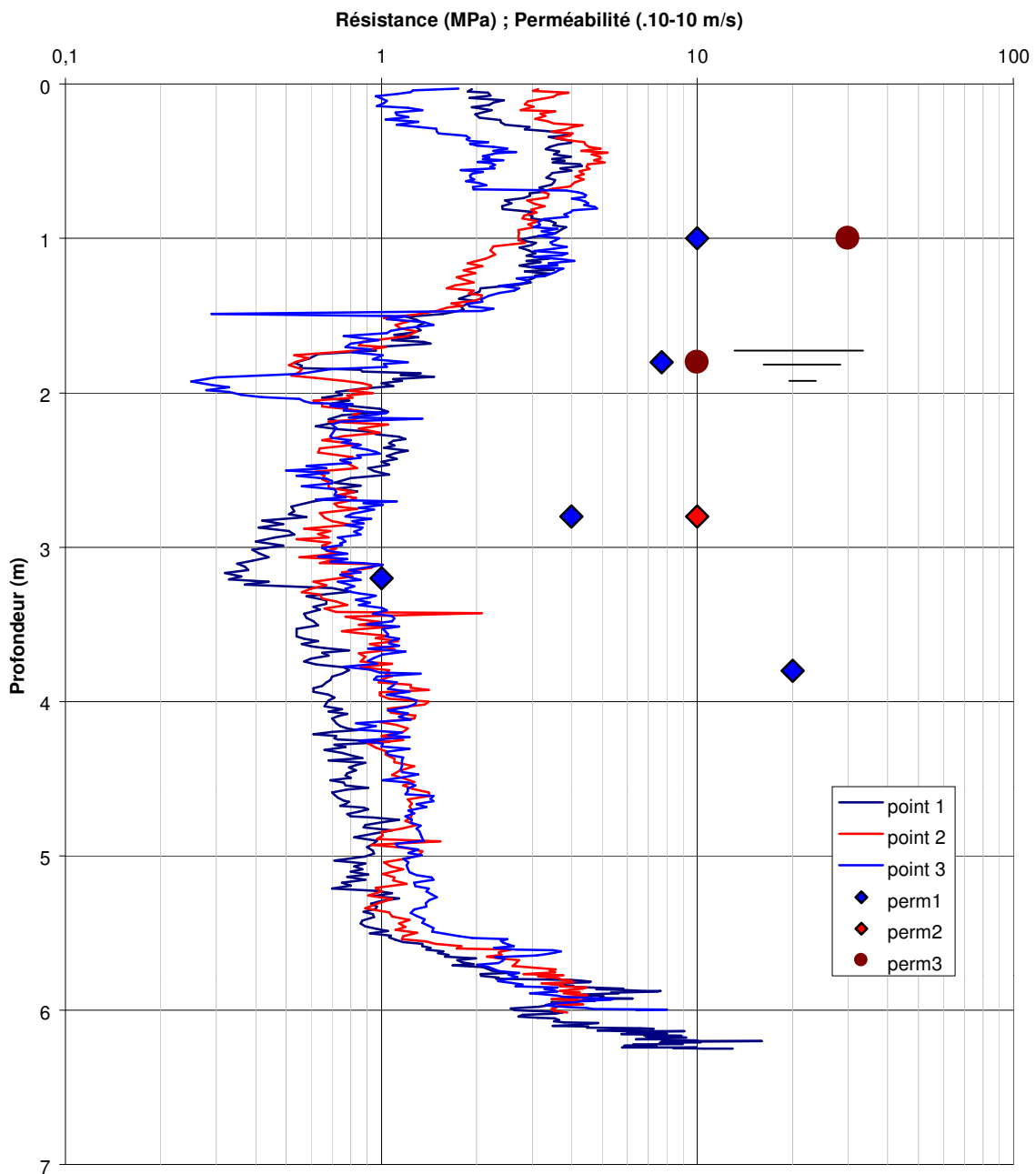


figure 2-17, mesures de perméabilité in situ couplées à des mesures au pénétromètre léger, argile de Sarliève

Les mesures in situ sont synthétisées sur la figure 2-17 ci-dessus. On remarque en premier lieu l'homogénéité du site, d'un point à l'autre, qui apparaît lorsque l'on superpose les trois pénétrogrammes. On retrouve ainsi cinq grandes structures horizontales : une première couche en surface non saturée et de résistance moyenne (de l'ordre de 2 à 3 MPa), une deuxième couche saturée de résistance faible (entre 0,6 et 1 MPa), une troisième couche de

très faible résistance (0,6 MPa), une quatrième couche de résistance faible et une troisième couche de forte résistance (jusqu'à 10 MPa).

La perméabilité est théoriquement relative à la nature du sol ; l'information complémentaire délivrée par le perméamètre par rapport au pénétromètre léger de mieux comprendre le terrain reconnu. Ainsi, en couplant les informations fournies par les résistances de pointe et les perméabilités, on conclut que le sol est composé d'une couche argileuse principale (perméabilité de l'ordre de 10^{-9} m/s), saturée à partir de 1,70 m. de profondeur et traversée de 2,80 à 3,10 m par une couche de granulométrie plus fine (perméabilité de l'ordre de 10^{-10} m/s).

Le tableau suivant reprend l'ensemble des mesures de perméabilité in situ.

Profondeur (m)	Type	k (m/s)		
		Point 1	Point 2	Point 3
1,0	air à charge variable	1.10^{-9}	-	3.10^{-9}
1,8	eau à charge variable	7.10^{-10}	-	1.10^{-9}
2,8	eau à charge variable	4.10^{-10}	1.10^{-9}	-
3,2	eau à charge variable	1.10^{-10}	-	-
3,8	eau à charge variable	2.10^{-9}	-	-

Tableau 2-15, mesures de perméabilité in situ à Sarliève

➤ Remarques

La comparaison entre mesures de laboratoire et mesures in situ porte sur le matériau se situant à une profondeur de 1 mètre. Il apparaît un rapport entre les mesures in situ (injection d'air à charge variable) et de laboratoire (injection d'eau à charge variable) de l'ordre d'une puissance de dix. Mis à part les problèmes de variabilité du sol entre le point de prélèvement et le point de mesure in situ, on n'explique pas la variation observée. On se limite donc à considérer qu'il s'agit d'un défaut de calage des formules de mesure de la perméabilité à l'air in situ par rapport à la mesure du même paramètre sous charge variable d'eau. Ces résultats sont repris au paragraphe 2.2.3.

Outre la cohérence entre les mesures de perméabilité in situ et de laboratoire, les essais réalisés sur le site de Sarliève permettent donc de mettre en évidence la répétabilité de la mesure de perméabilité à charge variable à l'air et à l'eau.

Par rapport au nombre d'essais réalisés dans chaque trou de forage pénétrométrique, une information est à mettre en avant concernant la faisabilité d'un essai à l'eau dans un matériau fin. Il s'agit d'une difficulté rencontrée lors de la première intervention : l'impossibilité d'effectuer une injection d'eau dans le sol. En effet, au cours du temps, on observait une remontée du niveau d'eau dans le tube de lecture en surface, accompagné d'un col matage de la sonde. Le phénomène qui s'est produit est le suivant : le passage du pénétromètre dans le sol est source de surpressions interstitielles or, dans les sols argileux, ces surpressions ne peuvent se dissiper qu'avec le temps..Au moment de l'introduction de la sonde de perméabilité (elle-même équipée d'une pointe destinée à reformer le forage), les surpressions sont toujours présentes dans le sol et suffisent à créer un mouvement ascendant entraînant du matériau dans la sonde. La solution consiste à disposer, pour les sols fins, un géotextile autour

de la partie crépinée évitant toute remontée de matériau dans la sonde. Par ailleurs, on suppose que le géotextile n'introduit pas de perte de charge conséquente au passage du fluide.

2.2.2.5. Essais sur l'argile de Salède

Une campagne de mesure de perméabilité a également été entreprise sur le site de Salède. Lors de cette campagne, un essai au pénétromètre léger a été effectué, couplé à une mesure de perméabilité et un prélèvement de matériau.

Cet essai doit permettre de confirmer la faisabilité d'une mesure de perméabilité in situ dans une argile, en particulier en disposant un géotextile autour de la partie crépinée de la sonde.

➤ Essai au laboratoire

Un échantillon a été extrait du site à 1,60m de profondeur, au même niveau que l'essai de perméabilité in situ. Des essais à l'oedomètre-perméamètre montrent une perméabilité comprise entre $1,0 \cdot 10^{-10}$ et $1,4 \cdot 10^{-10}$ m/s pour des contraintes verticales comprises entre 12,5 kPa et 100 kPa.

On suppose le sol naturel normalement consolidé ; la contrainte verticale effective in situ est alors estimée entre 30 et 40 kPa. On retient donc comme valeur pour la perméabilité de l'argile de Salède à 1,60 m de profondeur :

$$\underline{\mathbf{k = 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}}}$$

➤ Mesures au perméamètre léger

L'essai de perméabilité in situ à charge variable montre une perméabilité égale à :

$$\underline{\mathbf{k_{pl} = 8 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}}}$$

➤ Remarques

On constate un rapport sur les perméabilités in situ et mesurée en laboratoire égal à 8, montrant une surestimation de la perméabilité mesurée au perméamètre léger par rapport à celle mesurée à l'oedomètre -perméamètre.

2.2.3. Conclusion – bilan des essais et recalage des formules de mesure de k

Dans le but de proposer un calage des formules de mesure de la perméabilité in situ, en comparaison à la mesure effectuée en laboratoire, on synthétise l'ensemble des résultats obtenus dans un tableau :

Matériau	Laboratoire		Perméamètre léger		k_{PL} / k
	conditions d'essai	k (m/s)	conditions d'essai	k_{PL} (m/s)	
Sable de Fontainebleau	e.v. GP	2.10^{-4}	e.c.	2.10^{-4}	1
Limon 'A'	e.v. OP	$1,5.10^{-10}$	e.v.	2.10^{-9}	14
Limon 'B'	e.v. OP	9.10^{-10}	a.v.	8.10^{-8}	89
	e.v. OP	8.10^{-10}	e.v.	5.10^{-9}	7
Argile de Sarliève	e.v. OP	$1,6.10^{-10}$	e.v.	2.10^{-9}	10
Argile de Salède	e.v. OP	$1,2.10^{-10}$	e.v.	8.10^{-10}	8

Tableau 2-16, tableau récapitulatif de mesures de perméabilité obtenues au perméamètre de laboratoire et perméamètre léger in situ

A l'issue de cette campagne d'essais, il apparaît un biais systématique entre les mesures au perméamètre léger sous injection d'eau et les mesures à l'eau à charge variable effectuées au perméamètre de laboratoire ; les mesures au perméamètre léger sont en moyenne huit fois supérieures à celles obtenues au perméamètre de laboratoire. On propose donc une adaptation des formules établies pour le perméamètre léger, reposant sur une modification du coefficient d'appareil (noté c_{pl}) :

$$[Eq. 2-27] \quad k_{PL} \text{ corrigé} = c_{pl} \cdot k_{PL}$$

On propose un ajustement du coefficient d'appareil tel que la moyenne entre les écarts sur les logarithmes décimaux des perméabilités obtenues pour chacun des matériaux soit nulle. On aboutit à : $c_{pl} = 9,3$. Les nouveaux rapports entre k_{PL} corrigé et k sont alors :

Matériau	Laboratoire		Perméamètre léger		$k_{PL} \text{ corrigé} / k$
	conditions d'essai	k (m/s)	conditions d'essai	$k_{PL} \text{ corrigé}$ (m/s)	
Sable de Fontainebleau	e.v. GP	2.10^{-4}	e.c.	2.10^{-5}	0,1
Limon 'A'	e.v. OP	$1,5.10^{-10}$	e.v.	2.10^{-10}	1,3
Limon 'B'	e.v. OP	9.10^{-10}	a.v.	9.10^{-9}	10
	e.v. OP	8.10^{-10}	e.v.	5.10^{-10}	0,6
Argile de Sarliève	e.v. OP	$1,6.10^{-10}$	e.v.	2.10^{-10}	1,3
Argile de Salède	e.v. OP	$1,2.10^{-10}$	e.v.	9.10^{-11}	0,8

Tableau 2-17, tableau récapitulatif de mesures de perméabilité obtenues au perméamètre de laboratoire et perméamètre léger in situ

L'introduction d'une correction du coefficient de forme n'est donnée qu'à titre indicatif ; en effet, il ne peut pas s'agir d'un calage des formules, le nombre de données disponible étant relativement faible pour le moment.

En conclusion, on remarque que le perméamètre léger fournit une valeur de perméabilité, relativement au type de sol inspecté. Il offre une certaine sensibilité, compatible avec la gamme des perméabilités qui intéressent les matériaux couramment mis en œuvre sur le digues : mélanges sableux, limons et argiles (soit des perméabilités comprises entre 10^{-9} m/s et 10^{-4} m/s pour des essais à l'eau et entre 10^{-9} m/s et 10^{-7} m/s pour les essais à l'air), avec une précision de l'ordre de la puissance de dix. Par ailleurs, sa mise en place in situ ne pose pas de difficulté majeure. Seuls quelques essais de calibration devraient permettre de préciser les coefficients de forme à utiliser, de savoir si l'on doit considérer ou non des coefficients de formes spécifiques au type d'essai (eau / air, charge variable / charge constante) et de connaître la précision sur la mesure. Enfin, on recommande plus particulièrement d'effectuer des séries de mesures sur des sols sablo-limoneux (de perméabilité comprise entre 10^{-5} et 10^{-7} m/s) afin de développer la base de données existante.

2.3. Spatialisation des données et vérification de la stabilité

Le pénétromètre fournit un signal en un point. A partir de plusieurs essais, la spatialisation permet de recréer un champ de résistance tridimensionnel à partir duquel on pourra effectuer une vérification de la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, on suppose a priori que l'on dispose d'une série de profils pénétrométriques alignés selon l'axe longitudinal de l'ouvrage sur une zone. La distance séparant chaque profil est supposée constante ; elle est déterminée avant de réaliser les essais soit arbitrairement (on la prendra généralement selon la densité d'information désirée de l'ordre de 50 à 150 m), soit à partir d'informations relatives au procédé de fabrication de la digue, soit sur la base d'essais déjà réalisés au préalable sur un ou plusieurs tronçon(s) similaires de l'ouvrage. Ces essais peuvent être réalisés à partir de la piste de crête, de la piste de risberme (lorsqu'elle existe) ou de la pente aval ou plus rarement amont. Eventuellement, une série d'essais alignés selon l'axe transversal de l'ouvrage pourront être disponibles ; nous ne prenons pas en compte ces essais pour le moment.

Ayant une série de relevés pénétrométriques selon l'axe de l'ouvrage, la procédure de spatialisation des données consiste à retraduire une information bidimensionnelle (longitudinale – verticale) en information tridimensionnelle. Celle-ci est ensuite retranscrite en information bidimensionnelle (transversale – verticale) pour effectuer un calcul de stabilité pour une section de l'ouvrage.

Pour effectuer cette opération, on isole tout d'abord les couches repérées sur les pénétrogrammes et on cherche à les assembler ; cette procédure peut être faite manuellement ou à l'aide d'un algorithme de découpage en couche comme celui proposé par Chaigneau (Chaigneau, 2001). On opère ensuite sur les couches pour l'estimation de la résistance en tout point à partir des mesures. Pour cela, diverses solutions peuvent être envisagées : approche déterministe sur champs homogènes, simulations numériques sur champs homogènes (Gaouar, 1998), estimation par krigeage (voir en annexe F)...

Dans ce paragraphe, nous illustrons notre propos pour le cas d'une série de profils établis à partir de mesures au pénétromètre léger sur des digues. Nous traitons tout d'abord du découpage en couches, de l'estimation des résistances en tout point, puis proposons un modèle de section pouvant facilement être intégré dans un calcul à rupture.

2.3.1. Etude stratigraphique

➤ Principe

La première opération consiste à cartographier la répartition des résistances de pointe sur une coupe. Cela permet une première caractérisation des couches rencontrées, ainsi qu'une première approche de la position des points faibles. Cette cartographie est réalisée à l'aide d'une technique d'interpolation simple (voir paragraphe 2.3.3.1).

➤ Exemple d'application

L'étude présentée ici fait référence à une campagne de reconnaissance effectuée au Panda sur un tronçon d'ouvrage de deux cent trente mètres de long. Les essais ont été réalisés en risberme à raison d'un sondage tous les dix mètres. On notera que le tronçon inspecté choisi a déjà fait l'objet de désordres tels des ruptures circulaires au niveau du pied aval, selon des schémas de rupture similaires à ce que l'on a pu recenser dans l'histoire des ouvrages (voir figure 2-18). D'autres désordres au niveau de ce tronçon particulier ou à ses environs sont également survenus ; il s'agit de fontis, effondrements et dégradations du revêtement bitumineux dans la zone de batillage.



figure 2-18, Exemple de rupture de talus aval (Brun, 1993)

Les essais pénétrométriques réalisés pour la première phase de la campagne d'essais sur cet ouvrage ont été menés dans leur ensemble en risberme (voir figure 2-19) jusqu'au moment où la résistance de pointe devenait importante (supérieure à 10 MPa, ce qui a été fixé ici comme un critère de refus). Ce critère a généralement pu être atteint aux environs de 6 mètres de profondeur, ce qui correspond bien à la position théorique de la fondation de la digue par rapport à la risberme.

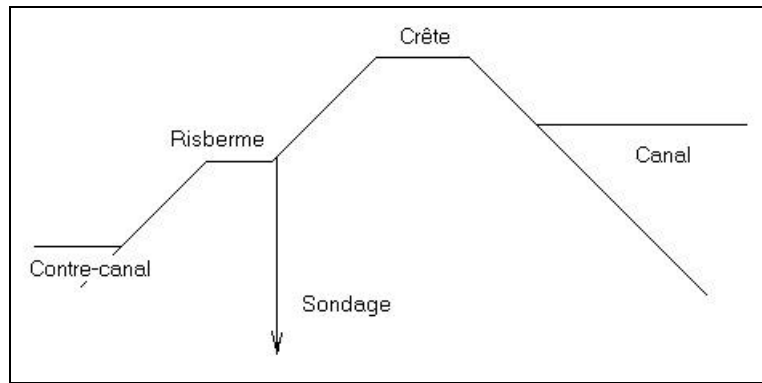


figure 2-19, Localisation des sondages en risberme, schéma de principe

On dénombre en tout 24 essais répartis longitudinalement sur la risberme (ce qui est suffisant pour envisager un traitement géostatistique de la résistance du corps de digue dans le sens longitudinal).

Une cartographie des résistances de pointe est établie à partir de ces pénétrogrammes, lissés avec un pas de 5 centimètres (voir figure 2-20). On suppose la piste de risberme horizontale.

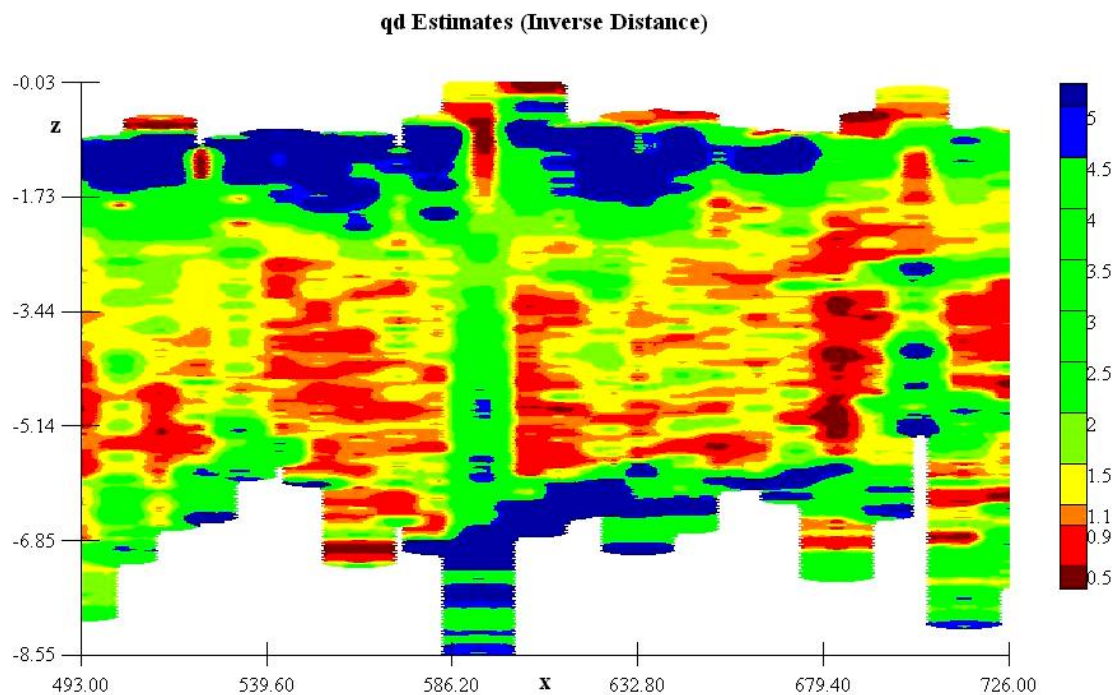


figure 2-20, carte des résistances de pointe

Sur cette carte, trois couches apparaissent : une couche de surface de forte résistance (globalement supérieure à 5 MPa), une couche de faible résistance (de l'ordre du MPa) entre 1,7 m et 7,0 m, puis à nouveau une couche de forte résistance. La couche de surface est connue ; il s'agit du remblai compacté. La couche intermédiaire est composée de limon de fondation, saturé (la nappe se situe à environ 2,0 m de profondeur). Enfin la couche plus en profondeur est un mélange de limon sableux et de graves, également saturées.

On peut remarquer sur cette carte la présence d'un pénétrogramme manifestement non homogène avec l'ensemble des autres sondages ; il s'agit du sondage numéro 11, repéré au point 593, présentant des résistances très fortes dans la couche de limon de remblai. Supposant un défaut dans l'exécution de l'essai (présence de frottement, par exemple), nous éliminons cet essai de l'étude.

Pour les données jugées valides, on isole manuellement, à partir des pénétrogrammes, les caractéristiques de ces trois couches, comme le montre la figure 2-21. Cette représentation reprend la nature des couches et leur distribution spatiale à l'échelle mésoscopique inférieure longitudinale. Des zones de transition entre couches apparaissent ; elles reflètent l'incertitude liée au positionnement exact des limites des couches repérées à partir du signal pénétrométrique.

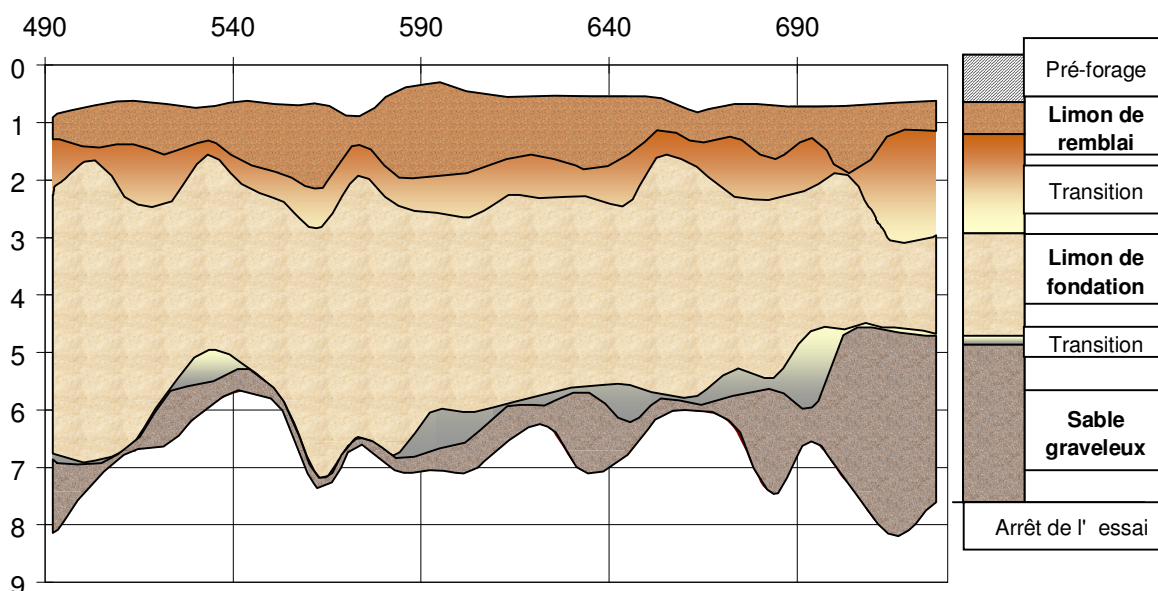


figure 2-21, évolution des couches selon l'axe longitudinal de l'ouvrage

Les caractéristiques mécaniques sont reportées dans le tableau ci-dessous (les calculs se font sur des valeurs lissées avec un pas de 5 centimètres).

Couche	q_a moyen (MPa)	Ecart-type moyen (MPa)	Coeff. de variation
limon de remblai	7,32	2,65	36 %
limon saturé	1,20	0,68	56 %
sable graveleux	4,57	2,09	46 %

Tableau 2-18, Caractéristiques statistiques des résistances pour les trois couches repérées

2.3.2. Modélisation par champs aléatoires

2.3.2.1. Approche globale

➤ Principe

L'approche proposée ici repose sur un principe extrêmement simple ; il s'agit, après avoir retrouvé les couches au sein de l'ouvrage, d'affecter à celles-ci une valeur de résistance. Cette résistance caractéristique est calculée uniquement sur les couches de matériau fin saturé (permettant l'obtention de c_u). Elle est calculée à partir de la valeur moyenne de résistance ainsi que de la variance des mesures et de la loi de répartition de ces valeurs. On définit ensuite un seuil de tolérance (on retient classiquement 95 %), permettant la détermination de la valeur caractéristique. Cette opération est renouvelée pour chaque couche.

➤ Exemple d'application

Pour l'exemple traité dans ce chapitre, l'étude stratigraphique révèle trois couches que l'on peut observer sur les pénétrogrammes, dont une (la couche de limon saturé) pour laquelle nous disposons de valeurs sur toute la hauteur. Cette couche présente par ailleurs des résistances assez faibles (inférieures à 2 MPa) ; nous décidons de l'isoler pour l'étudier plus particulièrement.

Avec un échantillonnage des résistance de pointe au sein de la couche de limon en place de 1 centimètre, on calcule la distribution des résistances pour des classes de résistance de 0,2 MPa de large :

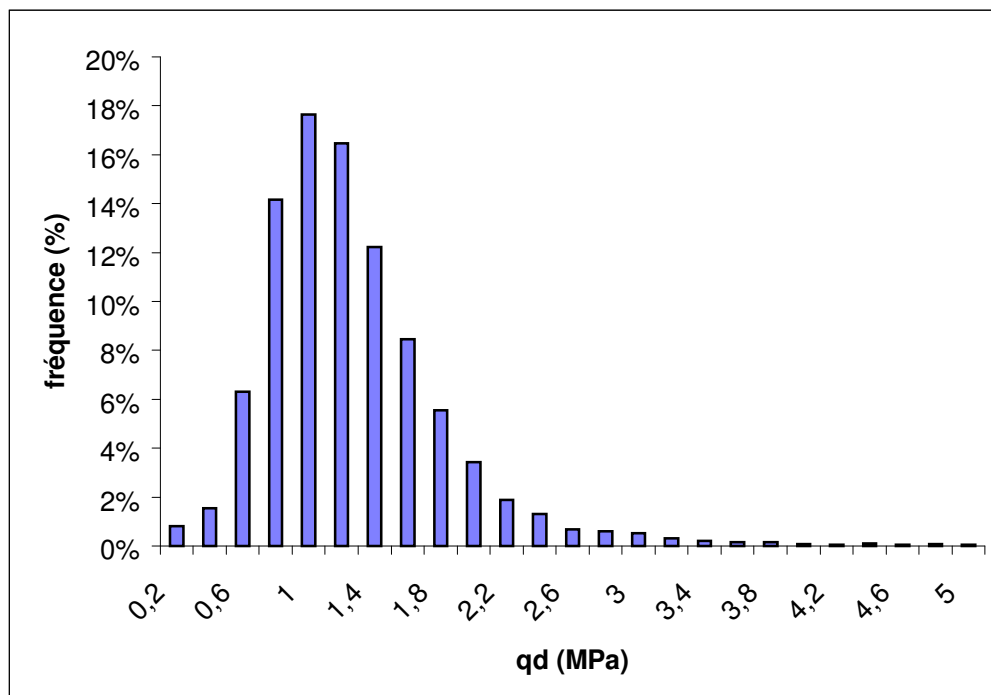


figure 2-22, distribution des résistances de pointe dans la couche de limon saturé

Cette distribution est proche d'une loi de distribution log-normale. Le calage d'une loi se fait en changeant de repère, c'est-à-dire en considérant les logarithmes décimaux des classes de résistance (voir figure 2-23).

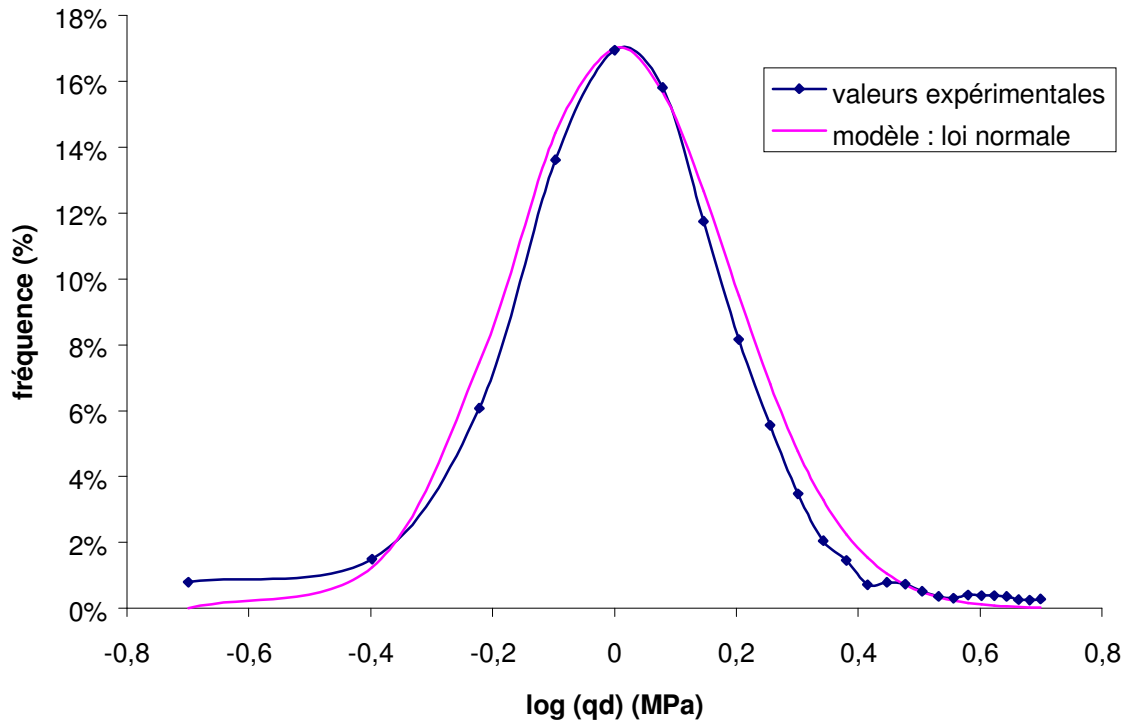


figure 2-23, distribution des logarithmes des résistances de pointe dans la couche de limon saturé

La moyenne retenue pour le modèle est : $\log(q_d) = 0,05$, soit $q_d = 1,1$ MPa. L'écart-type est : $\sigma(\log(q_d)) = 0,2$. En se plaçant avec une confiance à 95 %, le logarithme de la valeur caractéristique de la résistance est alors :

$$[\text{Eq. 2-28}] \quad \log(q_d \text{ car}) = m(\log(q_d)) - 1,645 \cdot \sigma(\log(q_d))$$

La résistance caractéristique est : $q_{d \text{ car}} = 0,52$ MPa, soit **$q_{d \text{ car}} \approx 0,5$ MPa**.

On peut alors établir une modélisation d'un section fictive que l'on suppose caractéristique de l'ouvrage (voir figure 2-24) sur laquelle on effectue un calcul de stabilité à court terme.

Les propriétés du limon de remblai sont choisies à partir d'un essai réalisé à la boîte de cisaillement, selon la norme NF P 94-071 (voir en annexe) pour le limon mis en place à $19,2 \text{ kN} / \text{m}^3$. Ce poids volumique est déduit d'essais de calibration pour les sols de surface au pénétromètre léger, que l'on retrouve en annexe, pour une résistance de pointe moyenne observée dans cette couche de l'ordre de 7 MPa à une teneur en eau mesurée sur site de l'ordre de 11,5 % à 15,5 % (on retient la teneur en eau moyenne : 13,5 %) : $c = 0$ kPa et $\varphi = 29^\circ$.

La résistance de pointe moyenne observée dans le limon de fondation est de l'ordre de 0,5 MPa, ce qui correspond à un poids volumique sec de 17,5 kN / m³. Les propriétés du limon de fondation sont les suivantes : $c_u = 26$ kPa (soit $q_{d\text{ car}} / 20$), $\phi = 0$ et $\gamma_{\text{sat}} = 21$ kN / m³.

Le lecteur se reportera en annexe E pour examiner le détail de la coupe-type.

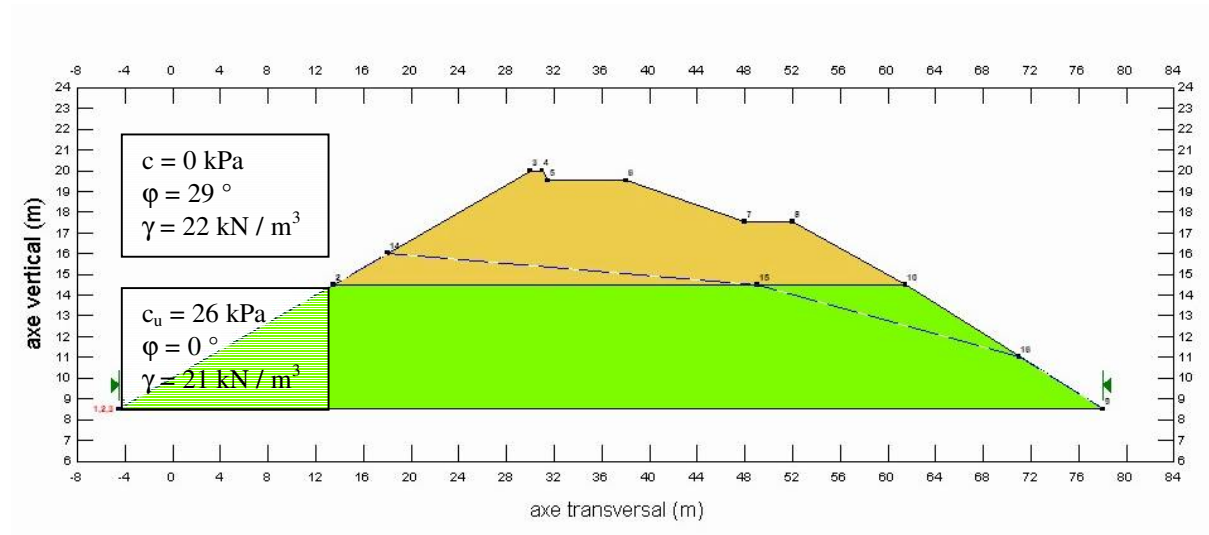


figure 2-24, modèle de section à partir de résistances caractéristiques

➤ Vérification de la stabilité statique

On suppose l'ouvrage en phase d'exploitation normale ; la nappe est, côté amont, au niveau du canal et, côté aval, au niveau du contre canal. Un calcul de type Bishop (voir en annexe) est réalisé dans ces conditions sur le modèle de section considéré (voir figure 2-25 et figure 2-26).

Le calcul montre un coefficient de sécurité minimum de l'ordre de 1,1. Une telle valeur pour le coefficient de sécurité est très faible, même s'il s'agit d'une valeur obtenue à partir d'un modèle construit avec des valeurs caractéristiques de résistance (fractile à 5 %).

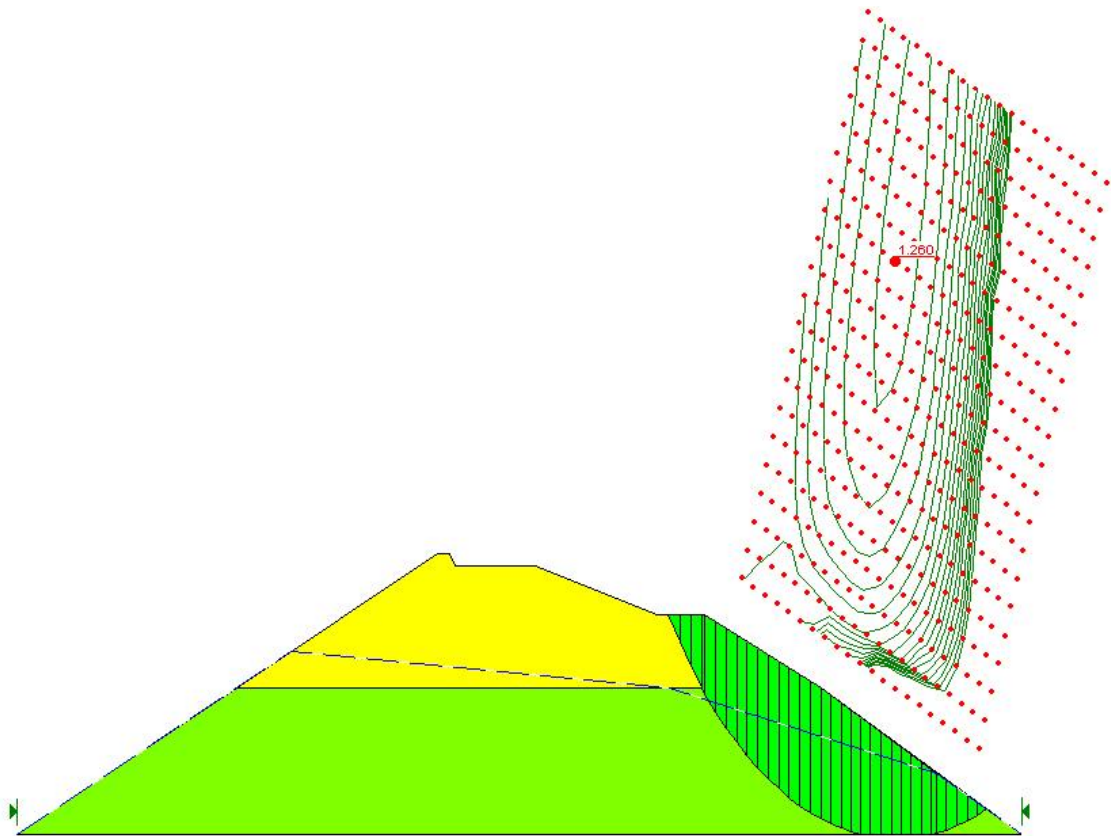


figure 2-25, vérification de la stabilité statique du parement aval

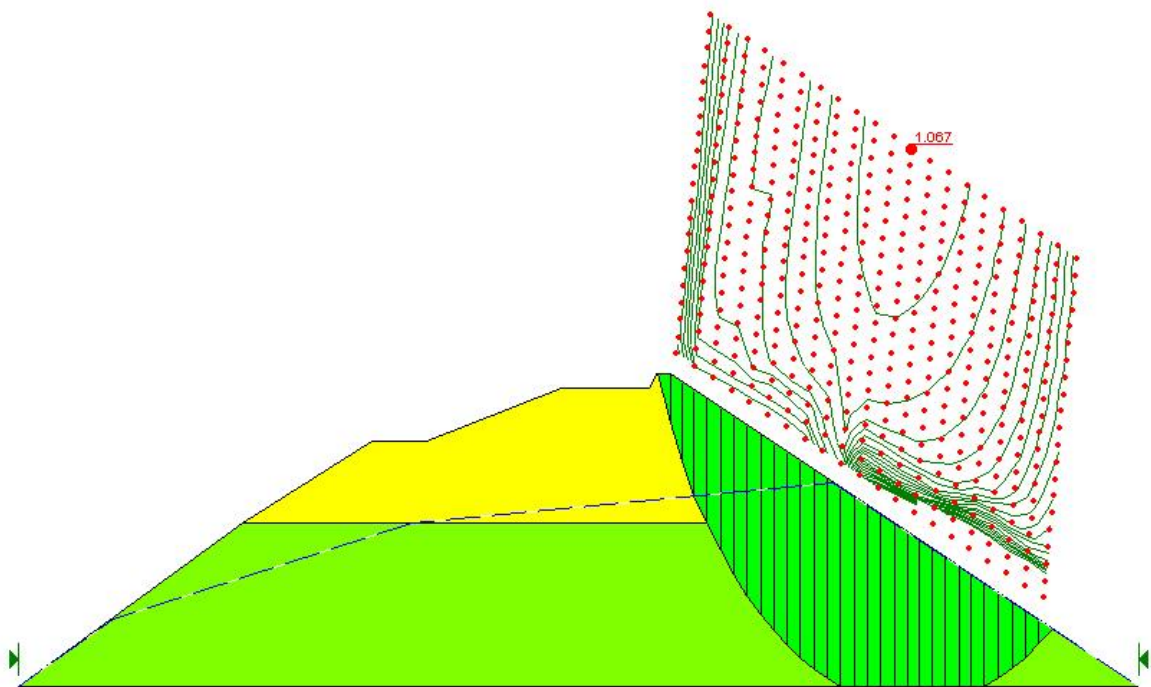


figure 2-26, vérification de la stabilité statique du parement amont

2.3.2.2. Simulations numériques

La modélisation par simulation numérique est le seul moyen envisagé ici permettant une approche de la stabilité de l'ouvrage de type fiabiliste. Elle repose sur une série de calculs de stabilité effectués à partir de tirages aléatoires de champs de résistances répartis sur un modèle de section d'ouvrage. Ces tirages peuvent ou non être conditionnés par les mesures effectuées. Dans le cas de tirages non conditionnés, les champs sont uniquement générés à partir de la loi de distribution des valeurs mesurées (moyenne et paramètre d'autocorrélation) ; pour les tirages conditionnés, les champs aléatoires générés sont retenus en fonction des valeurs mesurées et également de leur position dans l'espace.

La principale difficulté de ces méthodes réside dans la génération des champs aléatoires, ce qui suppose de se rattacher à des lois de distribution simples (loi normale centrée réduite) et à disposer d'outils efficaces (simulations de Monte Carlo).

Gaouar et Fogli (Gaouar 1993) ont montré la possibilité de modéliser un champ stochastique homogène gaussien ou log-normal supposé continu en moyenne d'ordre deux. Il est donc possible, à partir d'une distribution telle celle présentée au paragraphe précédent (voir figure 2-22) d'envisager des simulations.

2.3.3. Modélisation par techniques d'interpolation

Deux techniques de modélisation d'une section caractéristique sont présentées ici : la méthode par interpolation simple et l'estimation par krigeage. Nous montrons l'apport d'une description par krigeage sur une modélisation à partir d'une interpolation simple.

Dans tous les cas, si l'on ne dispose que de pénétrogrammes établis selon l'axe longitudinal de l'ouvrage, on doit imaginer une procédure pour obtenir un modèle de section caractéristique. Nous avons choisi, pour cela, de dresser une carte bidimensionnelle longitudinale à partir de laquelle on isole un profil vertical (qui n'est pas nécessairement un profil pénétrométrique). On choisit le profil qui semble a priori le plus faible, c'est-à-dire celui où la couche dont on suppose le rôle prépondérant pour la stabilité d'ensemble présente les résistances les plus faibles, une résistance faible étant, selon le cas, inférieure à 1 MPa (soit $c_u < 50$ kPa). On homogénéise les résistances dans la direction transversale de l'ouvrage, supposant que l'ouvrage est constitué de couches homogènes selon l'axe transversal. Cette hypothèse se justifie dans la mesure où des mouvements d'eau se font selon l'axe transversal de l'ouvrage. Par ailleurs, elle est sécuritaire puisqu'elle favorise des plans de glissement privilégiés.

2.3.3.1. Estimation par interpolation simple

➤ Principe

Les techniques d'interpolation simple peuvent fournir des valeurs de résistances très rapidement. L'une des techniques les plus utilisées est l'estimation par distance inverse. Cette technique permet d'estimer une variable Z_i^* aux points $M_i (x_i ; y_i ; z_i)$, à partir des mesures Z_j aux points $M_j (x_j ; y_j ; z_j)$ du champ par la formule suivante :

$$Z_i^* = \frac{\sum_{k=1}^{N_i} \frac{Z_{jk}}{d_{ik}^p}}{\sum_{k=1}^{N_i} \frac{1}{d_{ik}^p}}$$

[Eq. 2-29]

Dans cette formule, N_i représente le nombre de points de mesure M_{jk} se situant au voisinage de M_i et d_{ik} la mesure de la distance entre M_i et M_{jk} . p est le facteur de puissance ; plus p est élevé et plus la distance a d'influence sur l'estimation.

➤ Exemple d'application

Dans l'exemple traité, une estimation des résistances par interpolation simple a déjà été réalisée lors de l'établissement de la carte des résistances (voir figure 2-20). A partir de cette carte, on constate que le profil vertical caractéristique correspond ici au profil pénétrométrique se situant à l'abscisse 683 (voir figure 2-27). On établit donc un modèle de section à partir de ce profil (figure 2-28).

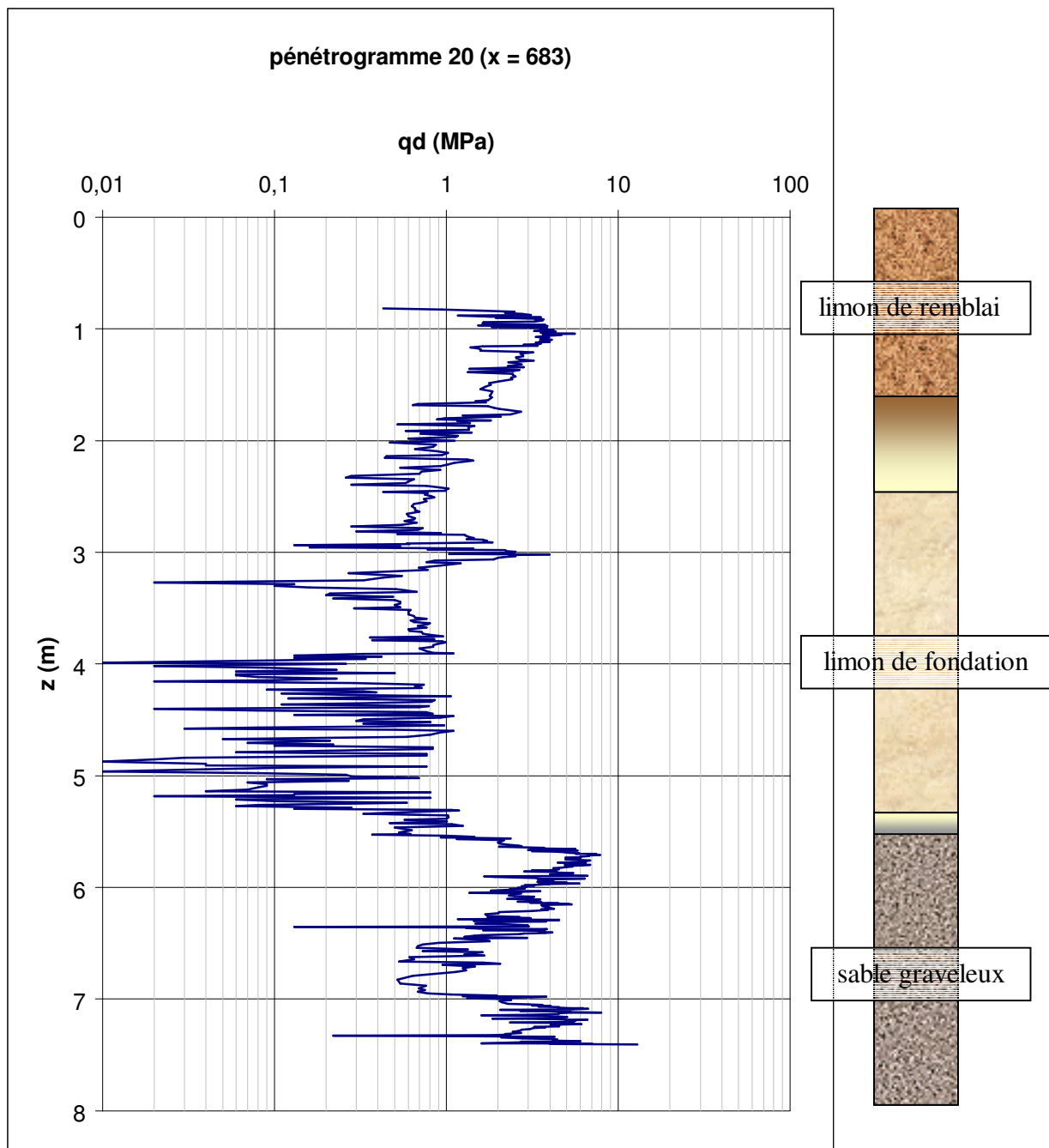


figure 2-27, pénétrogramme à l'abscisse 683

Les caractéristiques de la couche de limon de remblai obtenues à l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande sont repris : $c = 0$ kPa et $\varphi = 29^\circ$.
 La résistance de pointe moyenne dans la couche de limon de fondation est égale à 0,56 MPa.

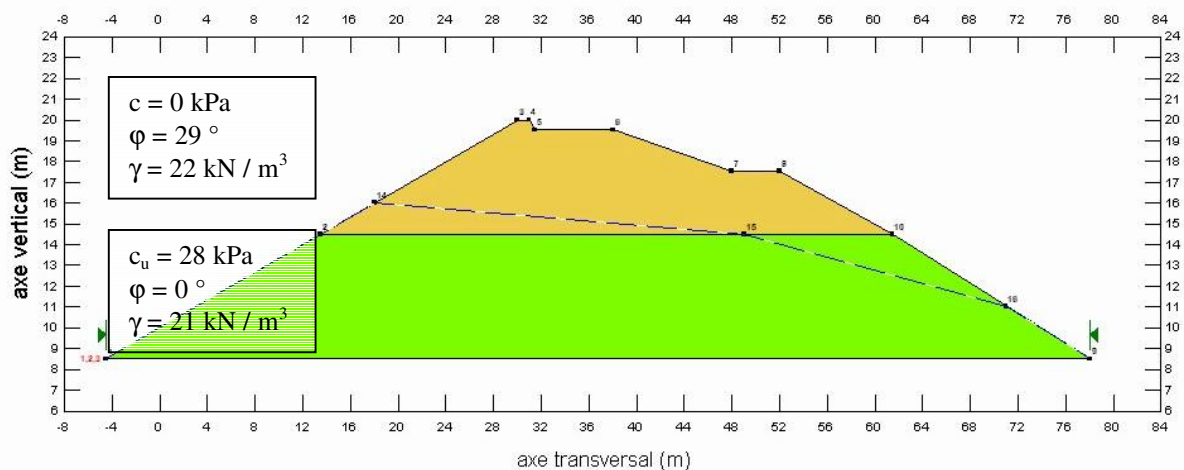


figure 2-28, modèle de section établi à partir du pénétrogramme 20

➤ Vérification de la stabilité statique

Le modèle de section construit est très proche de celui obtenu par l'approche globale de la méthode de spatialisation par champ aléatoire, avec toutefois une cohésion non drainée utilisée pour la couche de fondation égale à 28 kPa dans ce cas au lieu de 26 kPa comme précédemment. On peut donc d'ores et déjà conclure à la stabilité de l'ouvrage ainsi modélisé.

On peut remarquer que ce modèle est très proche de celui obtenu en tenant compte du fractile à 5 % sur les résistances mesurées sur site. Cela montre d'une part la non opposition entre ces deux méthodes de modélisation et également l'intérêt de prendre une sécurité importante lorsque l'on raisonne à partir d'une méthode globale. Il apparaît donc que si une méthode globale peut fournir des éléments indicatifs et pouvant être intégrés dans une évaluation de la stabilité statique de type probabiliste voire fiabiliste, elle est une représentation du réel qui ne tient pas directement compte des singularités qui peuvent apparaître dans un champ. L'interpolation simple peut apporter des éléments de réponse mais ne tient que difficilement compte des cas où le profil vertical le plus faible ne se situe pas au droit d'un sondage. L'estimation par approche géostatistique permet de combler ce manque en permettant une description fine du champ sur lequel on opère, et notamment des erreurs dues à la méthode même d'interpolation. Ainsi, lorsque l'on choisit le profil vertical de référence, si celui-ci ne se situe pas au droit d'un sondage, il est possible de ne considérer que la valeur caractéristique (valeur obtenue par interpolation moins erreur d'estimation). Il s'agit du point abordé ci-après.

2.3.3.2. Estimation par krigeage

➤ Principe

Le principe de l'interpolation par krigeage repose sur la recherche d'une structuration du sol ; on détermine l'évolution de la fonction d'autocovariance en fonction de la distance qui sépare deux points d'un champ de résistances (voir annexe). En modélisant cette fonction pour chaque direction principale, on peut ensuite déterminer un champ de résistances correspondant à la coupe verticale la plus faible. Tout comme pour l'interpolation simple, le profil le plus faible n'est pas nécessairement situé en un point de mesure. L'intérêt du krigeage par rapport à l'interpolation simple réside dans la mesure de l'erreur d'estimation, cette erreur étant liée au nombre de points de mesure.

Deux étapes constituent donc ce processus : la première est la construction de variogrammes (fonctions qui s'apparentent à des fonctions d'autocorrélation), la seconde est le krigeage (opération de création d'un champ à partir des variogrammes et des points de mesure).

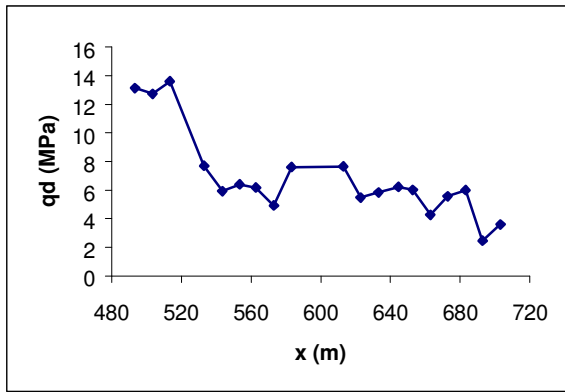
➤ Etude de variogrammes

L'analyse de variabilité porte sur les trois principales couches : limon de remblai, limon fondation et sable graveleux.

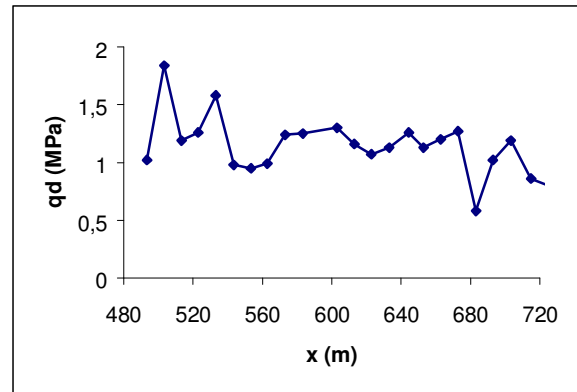
La couche qui tend à être problématique est le limon de fondation ; c'est un sol déposé naturellement au fil des années par la rivière et qui n'a pas été compacté lors de la construction du corps de digue. Ce dernier est également composé de limon mais dans un état de densité correct et avec des inclusions rocailleuses qui se font d'autant plus importantes que l'on se rapproche de la surface de la digue.

La couche de sable graveleux est suffisamment résistante pour opposer un refus après un enfoncement qui varie de 0 à 1,5 m (voir figure 2-21). C'est bien entendu une couche naturelle mais vu le faible nombre de données dont on dispose, son analyse est à interpréter avec circonspection.

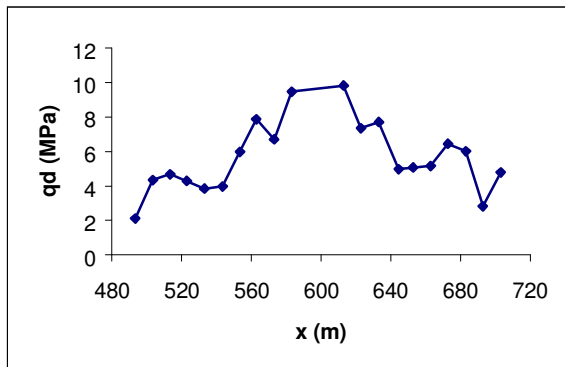
On ne s'intéresse ici qu'à l'analyse portant sur les résistances de pointe q_d . Remarquons que les variogrammes auraient également pu être établis pour d'autres paramètres tel l'épaisseur des couches.



a. limon de remblai



b. limon de fondation



c. sable graveleux

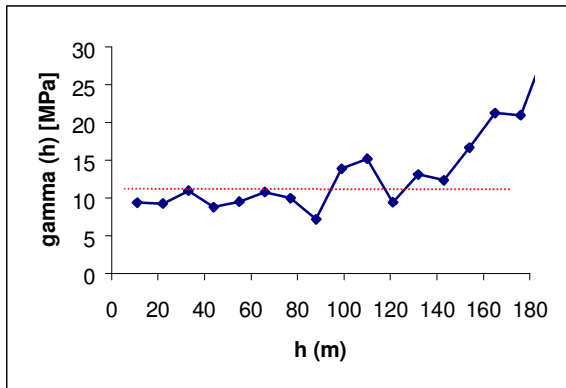
figure 2-29, évolution longitudinale des résistances de pointe q_d pour chaque couche de sol

Pour la figure 2-29, on portera une attention toute particulière sur les échelles de q_d qui varient selon la couche considérée, ceci afin de mieux visualiser le mouvement des courbes. On notera ainsi que l'échelle de q_d s'étend à 2 MPa pour la figure 2-29.b, alors qu'elle va jusqu'à 14 MPa pour la figure 2-29.a.

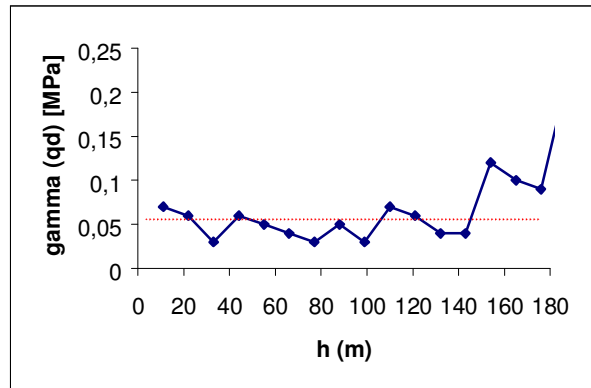
La couche de remblai présente une décroissance des valeurs de résistance de pointe lorsque l'on va de l'abscisse 490 à l'abscisse 710. On restera toutefois prudent lors de l'analyse du variogramme correspondant à cette couche puisque l'épaisseur sur laquelle est calculée q_d est assez réduite ; cela induit une certaine imprécision sur q_d et nous interdit même parfois l'accès à cette valeur (en particulier aux abscisses 523 et 603, voir figure 2-21).

Pour le limon de fondation, le nombre de points de mesure est conséquent (6554 valeurs en tout), ce qui garantit une bonne précision sur les valeurs de résistance de pointe. L'évolution de q_d montre une faible variation de résistance de pointe autour de la valeur moyenne (1,20 MPa calculé sur des valeurs pondérées par l'enfoncement, voir Tableau 2-18).

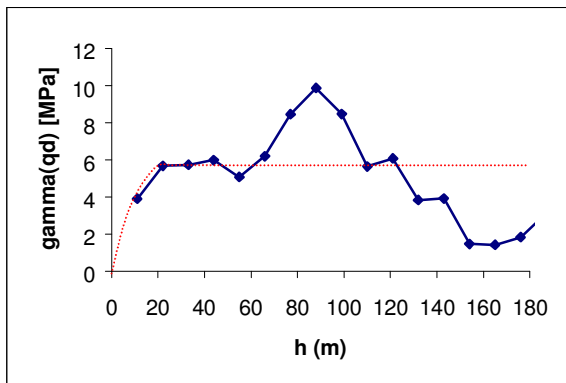
Enfin, l'évolution de q_d dans la couche de sable graveleux est assez perturbée. On fera les mêmes remarques que pour la couche de remblai concernant la précision des valeurs et donc la prudence avec laquelle on devra considérer le variogramme qui en découle.



a. limon de remblai



b. limon de fondation



c. sable graveleux

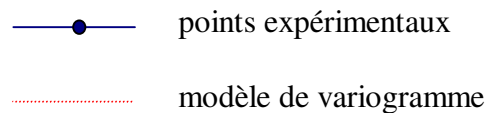


figure 2-30, variogrammes longitudinaux pour q_d , par couche

On prendra garde à bien considérer les échelles qui sont propres à chaque variogramme. Ces échelles sont d'une part fonction de la variation des valeurs de q_d au sein de chaque couche, mais également de la valeur moyenne de q_d pour chacune d'elles.

On note également que le nombre de couples de points utilisés pour calculer les valeurs de $\gamma(h)$ dépend uniquement de la position des sondages. Ainsi, pour une distance h , le nombre de couples de points employés pour le calcul de $\gamma(h)$ est le même pour toutes les couches. L'analyse de données laisse apparaître que les variogrammes gardent une précision acceptable jusqu' à 132 mètres.

Le variogramme pour la couche de remblai est assez plat ; on ne peut donc pas observer de structure entre 10 et 130 mètres. Il en existe certainement une dont la portée est inférieure à 10 mètres et peut-être un autre dont la portée est supérieure à 130 mètres.

Quoi qu'il en soit, on peut apercevoir une dérive, dont on a soupçonné l'existence au vu de l'évolution de q_d (figure 2-29.a).

Pour la couche de limon, le variogramme est également plat. On formule donc les mêmes remarques que pour le variogramme de la couche de remblai : pas de structuration décelable dans le sol entre 10 et 130 mètres.

Enfin, la couche de sable graveleux tend à montrer une certaine structure dans le sol, de portée se situant autour de 22 mètres. Par ailleurs, on voit un pic, ce qui révèle la présence de fortes variations dans le signal.

En conclusion, nous retiendrons les points particuliers suivants concernant le tronçon prospecté :

- 42 % de la couche de limon sableux est de résistance de pointe dynamique inférieure à 1,05 MPa (proportion obtenue à partir de résistances pondérées par l'enfoncement),
- le sondage numéro 20 (voir figure 2-27) présente des valeurs anormalement faibles,
- les résistances de pointe montrent un comportement purement aléatoire pour la couche de limon de remblai et la couche de limon de fondation (variogrammes plats).

La simple observation et le traitement statistique des données permettent de déceler des points faibles et donc d'envisager une étude plus précise de la digue en particulier autour du sondage numéro 20.

Le traitement géostatistique, au-delà de la mise en exergue d'une évolution des couches due à des phénomènes naturels de dépôt de matériau, autorise à effectuer des essais panda avec un pas pouvant aller jusqu' à 130 mètres. En effet, les variogrammes pour q_s sont d'une part plats à partir de 10 mètres (pas employé dans cette étude) et d'autre part trop peu précis pour être significatifs à partir de 130 mètres.

Le pas à employer n'est donc conditionné que par les dimensions de la digue (en particulier en ce qui concerne la taille du plus petit cercle de rupture préjudiciable pour la digue). On note toutefois que dans le cas d'un pas supérieur à 10 mètres, des anomalies de comportement comme celles décelées au niveau du sondage numéro 20 ont alors toutes les chances de passer inaperçues.

La recherche d'une structure longitudinale, aussi bien dans le corps que dans les fondations de la digues doit donc passer par un pas plus petit (ce qui ne présente pas grand intérêt quant à l'étude de la stabilité de l'ouvrage) ou bien par un pas plus grand (dans la limite des 130 mètres annoncés).

➤ **Krigeage du profil longitudinal**

Pour effectuer le krigeage des résistances de pointe, on raisonne sur l'ensemble du champ en retenant le variogramme moyen selon la direction longitudinale. La carte des résistances ainsi obtenues est tracée (voir figure 2-31).

Sur cette carte, le profil présentant les résistances les plus faibles correspond au pénétrogramme 20 à l'abscisse 683. Un modèle de section utilisé pour le krigeage est identique à celui présenté en figure 2-28 ; les conclusions quant à la stabilité de l'ouvrage sont donc identiques à ce qui a été énoncé précédemment.

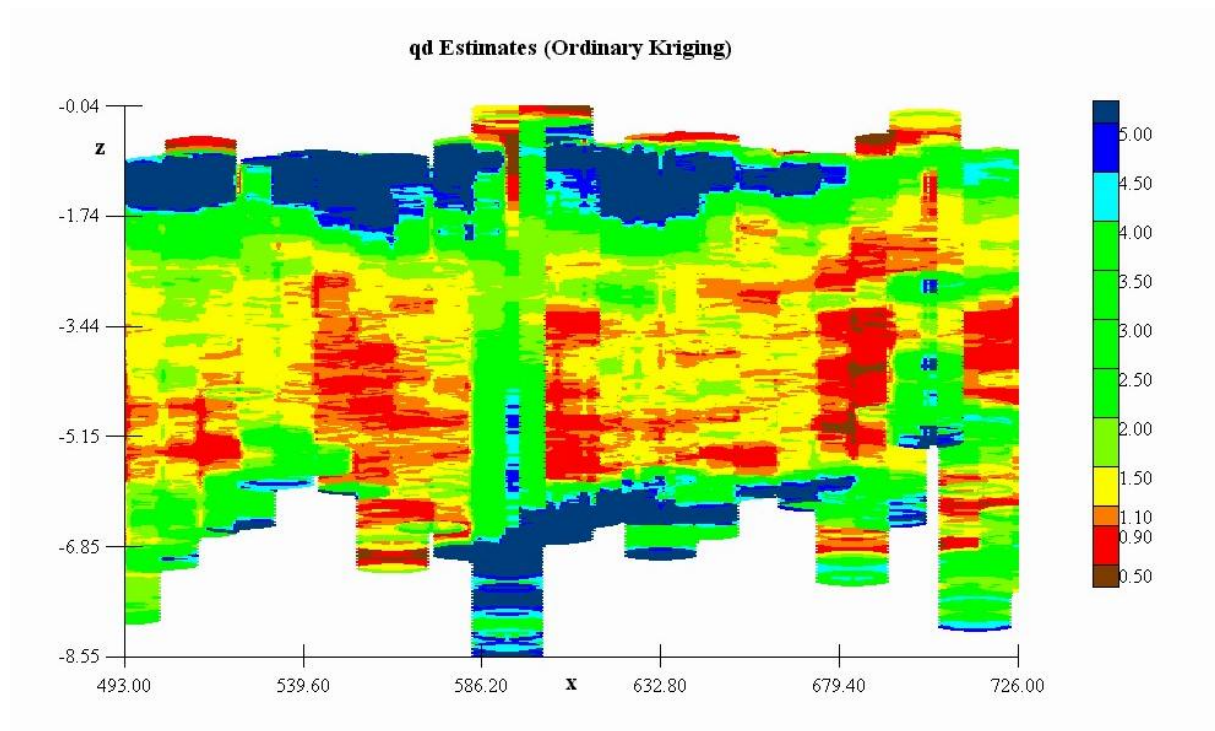


figure 2-31, carte krigée des résistances de pointe

Au-delà de l'établissement d'une simple cartographie, l'intérêt du krigeage réside dans la possibilité de prendre en compte des calculs de stabilité en trois dimensions. Un tel calcul n'est pas réalisé dans ce travail ; le nombre d'auteurs et de modèles proposés étant conséquent, la résolution d'un tel problème nécessiterait un travail spécifique. Nous évoquons simplement quelques pistes permettant une vérification de la stabilité plus proche du comportement réel du massif considéré : les travaux menés par Vanmarcke (1977) et plus récemment par Auvinet (2000).

3. Troisième partie - Aspect dynamique

3.1. Liquéfaction

3.1.1. Phénomène physique

3.1.1.1. Description du phénomène

Nous rappelons les principes généraux liés au phénomène de liquéfaction. Pour cela, nous nous référons au BRGM qui propose une définition de la liquéfaction :

« La liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitation sismique (éventuellement, en bord de mer sous l'effet de la houle ou par suite d'une activité anthropique).

Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques.

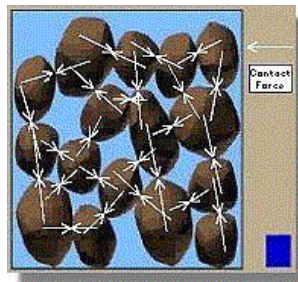
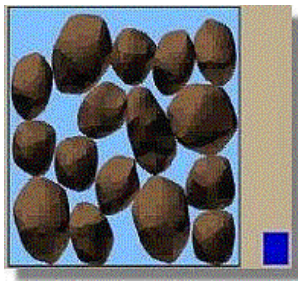
La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations.

Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, définies par :

- leur nature : sables, limons, vases,
- leur cohésion : formations peu compactes,
- leur degré de saturation en eau : la formation doit être saturée en eau,
- leur granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0,05 et 1,5 mm. »

La liquéfaction est donc effective lorsque les pressions interstitielles avoisinent la pression de confinement, diminuant ainsi (jusqu'à annuler) les contraintes effectives du matériau. Il est donc pour cela nécessaire que le matériau considéré soit saturé. De plus, il apparaît que la granulométrie du matériau considéré a une certaine importance, les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux.

A l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme sur la figure 3-1. A l'état initial, les grains sont au repos ; ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche. Ils ont en contact les uns avec les autres, permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives. Lors d'un chargement dynamique, une réorganisation des grains se produit. Ce phénomène s'apparente à ce que l'on observe en vibrant du béton, par exemple. En conditions non drainées, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus un volume suffisant pour entretenir la transmission des contraintes effectives initiales. Celles-ci s'annulent donc, ce qui a pour conséquence la montée en pression de l'eau interstitielle jusqu'à égaliser les contraintes totales. Les contacts entre les grains sont alors très faibles et l'ensemble se comporte comme un liquide ; il y a liquéfaction du matériau.



Etat initial

Etat à
liquéfaction

figure 3-1, phénomène de liquéfaction à l'échelle microscopique⁴

Pour reprendre le parallèle avec la vibration du béton, des études ont montré (Gourvès, 1973) qu'une certaine frange d'énergie permet l'obtention d'une agitation optimale que l'on assimile à de la liquéfaction. Il apparaît en effet très clairement, lors de l'introduction d'une aiguille vibrante dans du béton frais trois zones bien distinctes : la première correspond à une 'suragitation' du mortier, la seconde à un comportement liquide et la troisième à un état non perturbé. La liquéfaction est donc un phénomène qui apparaît, pour un matériau donné, brusquement lorsqu'un seuil d'énergie d'agitation est atteint. Ce comportement est mis en évidence pour un mortier frais sur la figure 3-2.

On comprend ainsi clairement que les sols argileux vont requérir une énergie très importante pour être amenés à liquéfaction puisqu'ils sont dotés d'une cohésion qui soude les grains entre eux. La réorganisation granulaire est alors très difficile à obtenir, voire impossible avec les niveaux d'énergie apportés par les secousses sismiques.

Pour les matériaux de fortes dimensions (galets, blocs) l'énergie d'apport est insuffisante pour obtenir la liquéfaction eu égard à la masse importante des éléments mis en agitation ; par ailleurs, les chemins de drainage sont également très importants, ce qui n'autorise pas la mise en pression d'eau interstitielle.

⁴ Source : <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/why/why1.html>

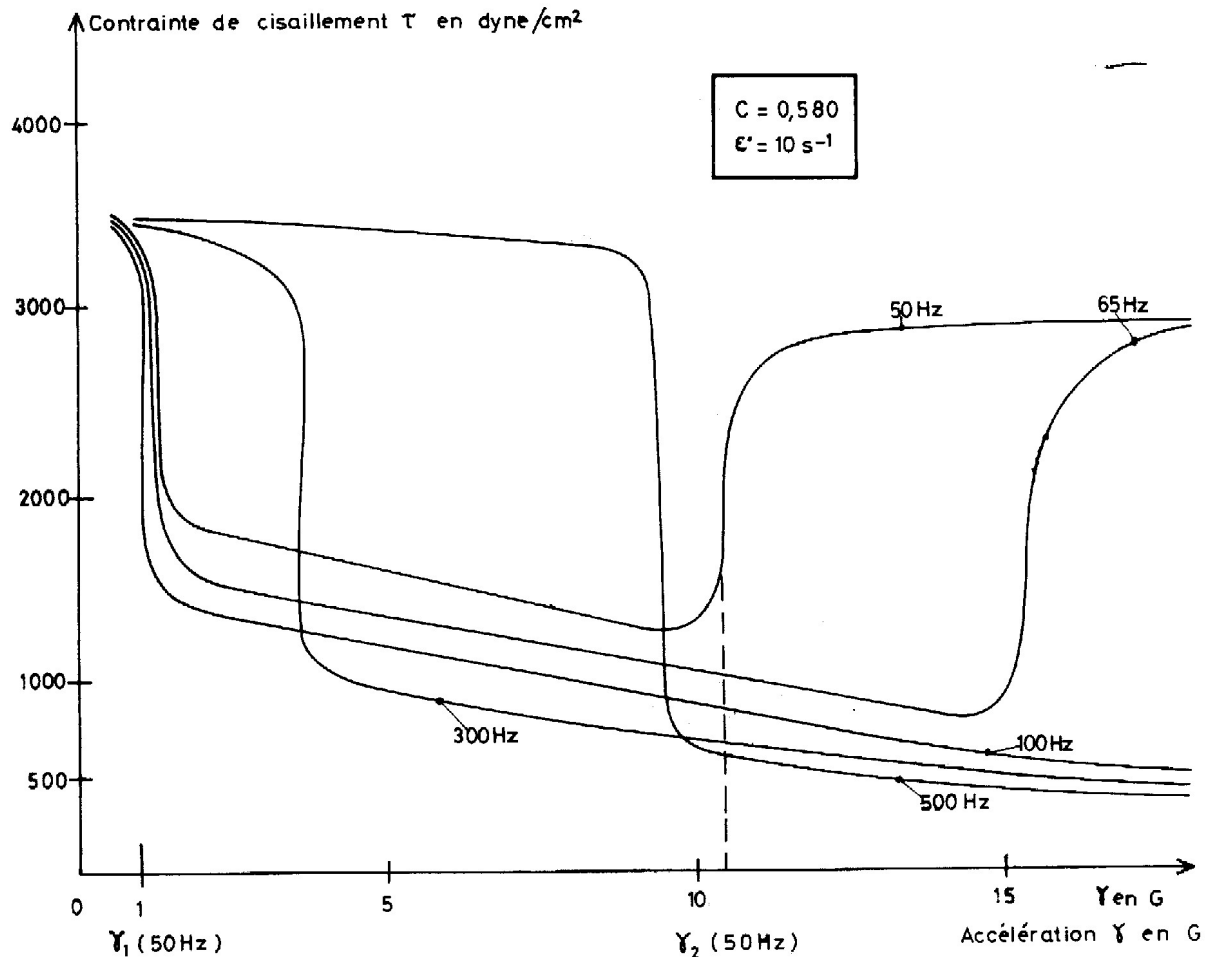


figure 3-2, Influence de l'accélération sur la contrainte de cisaillement dans un mortier frais (Gourvès, 1973).

Les caractéristiques des sols liquéfiables correspondent à la plupart des matériaux constituant les digues (ou impliquant leur fondation), en particulier en remblai ; nous sommes en présence d'eau la plupart du temps (ou en cas de défaut d'étanchéité du fond de certains canaux), très souvent les matériaux utilisés sont limoneux à sableux et les contraintes de confinement sont rarement élevées. Il est donc pertinent de se préoccuper de ce problème, en particulier au regard des risques encourus.

3.1.1.2. Comportement des sols liquéfiables

Il existe deux types de comportement menant à la liquéfaction : le ramollissement sous déformations et le renforcement sous déformations, voir .figure 3-3

Le premier comportement a pour effet de provoquer une liquéfaction d'écoulement du matériau sous une action monotone (ou, bien entendu cyclique) ; il suffit donc d'une simple impulsion pour initier la liquéfaction de ces sols.

Le second n'engendre la liquéfaction qu'à condition que le matériau ait subi un ramollissement cyclique (avec inversion des contraintes). Les déformations sont stoppées dès la fin de la sollicitation.

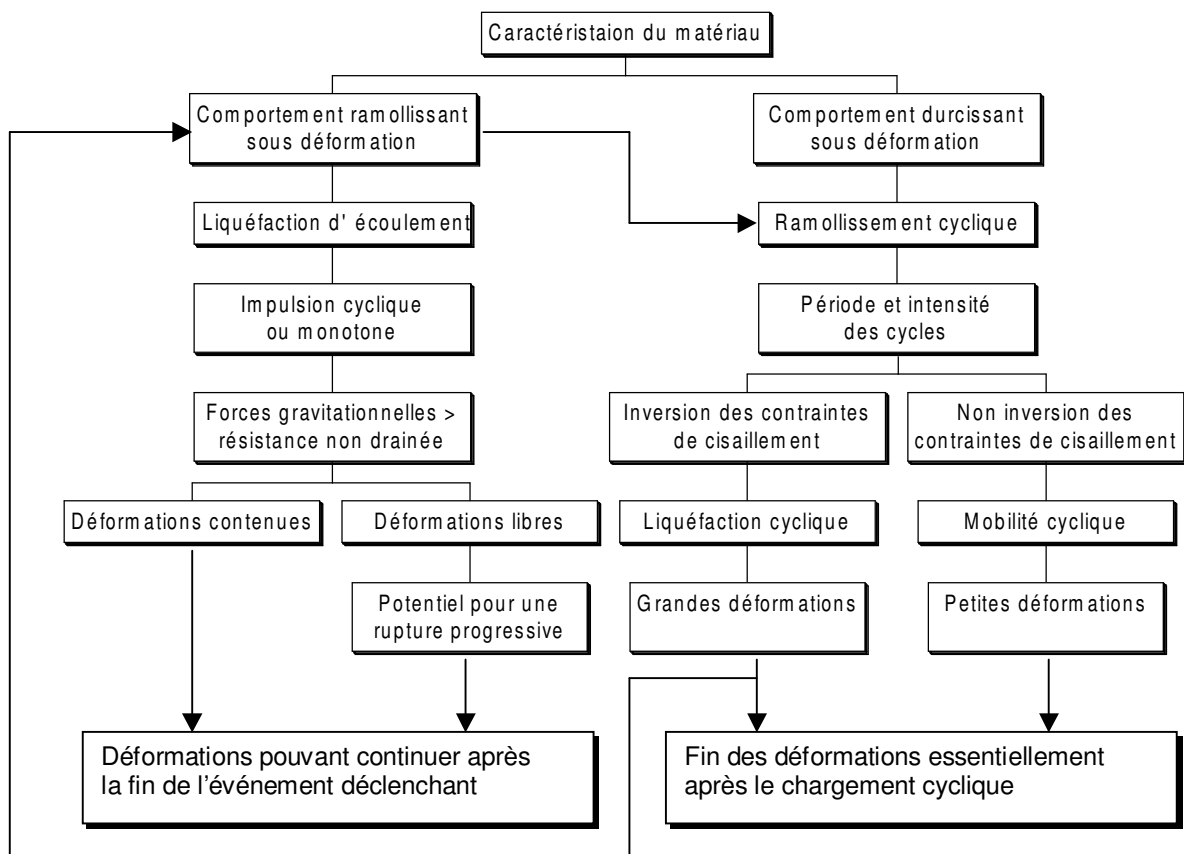


figure 3-3, diagramme de la liquéfaction (d'après Robertson, 1996)

Pour cette étude, seule la liquéfaction engendrée par une sollicitation sismique est envisagée.

Pour caractériser ces phénomènes, le triaxial de révolution est largement employé. Il permet de recréer en laboratoire toutes les conditions de terrain souhaitées. Les mesures permettent de tracer tant les courbes de chargement (plan $q-\epsilon$) que les chemins de contrainte (plan $p'-q$ en contraintes effectives dans la représentation de Cambridge). C'est ainsi que l'on peut répertorier des comportements-types (ramollissement, renforcement) pour du sable, par exemple. Quelques schémas-types (figure 3-4) proposés par Robertson sont exposés ci-après.

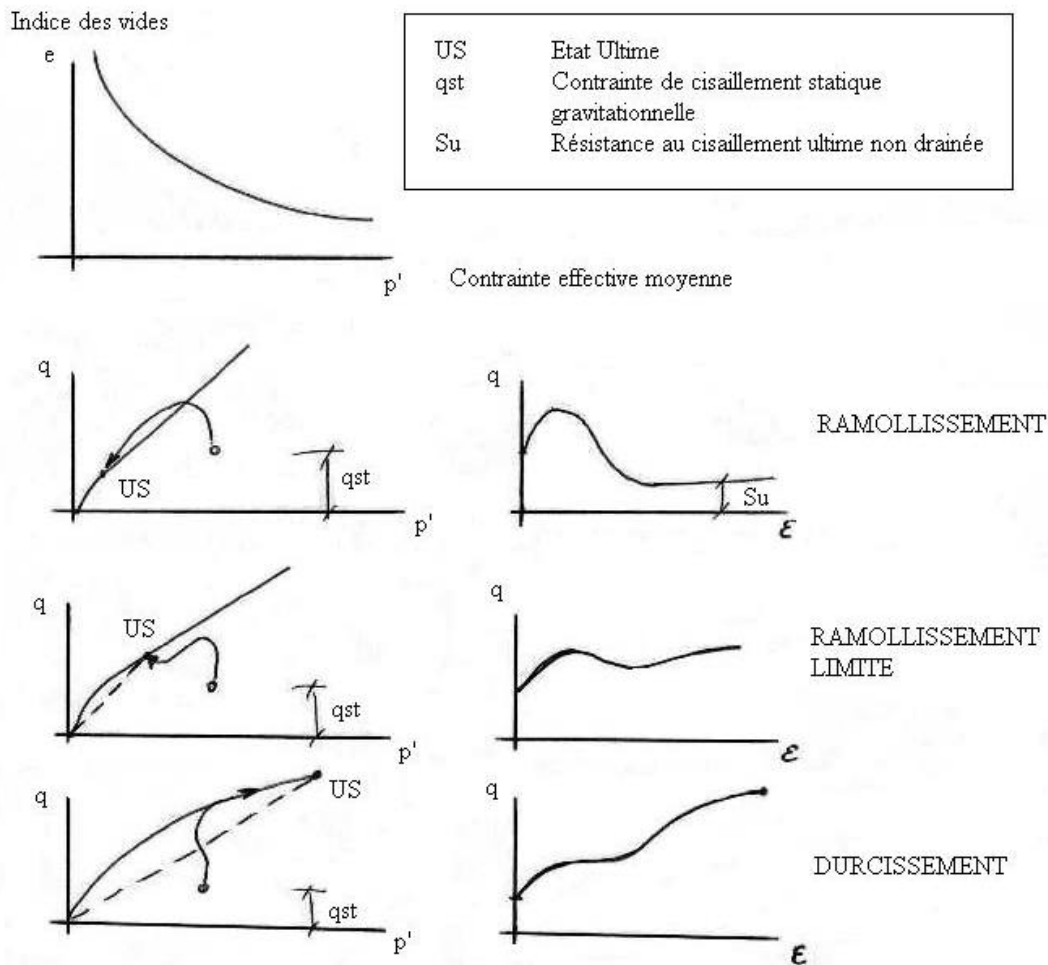


figure 3-4, divers comportements-types pour du sable en compression au triaxial

Pour caractériser la potentialité d'un matériau à se liquéfier, il est donc nécessaire de déterminer en premier lieu si ce matériau a un comportement ramollissant ou durcissant. Pour cela, il est impératif d'effectuer un premier essai monotone au triaxial de révolution.

Si le matériau est ramollissant, il s'agit là du cas le plus critique auquel on ait affaire. De nombreux paramètres sont alors à intégrer lors de l'étude de stabilité : localisation des couches à risque, géométrie, nature et intensité du facteur déclenchant et conditions de drainage.

Dans tous les cas, que la liquéfaction soit d'écoulement ou due à un ramollissement cyclique, il est important de se préoccuper de la résistance à la liquéfaction d'un matériau ; c'est la raison pour laquelle une analyse dynamique est nécessaire. La résistance obtenue après sollicitation cyclique (résistance post-cyclique) peut ensuite être observée lors d'un essai monotone.

L'appareil triaxial permet d'effectuer deux types de tests cycliques : les essais drainés et non drainés. Le comportement typique de matériaux pulvérulents soumis à ces deux essais est présenté ci-dessous.

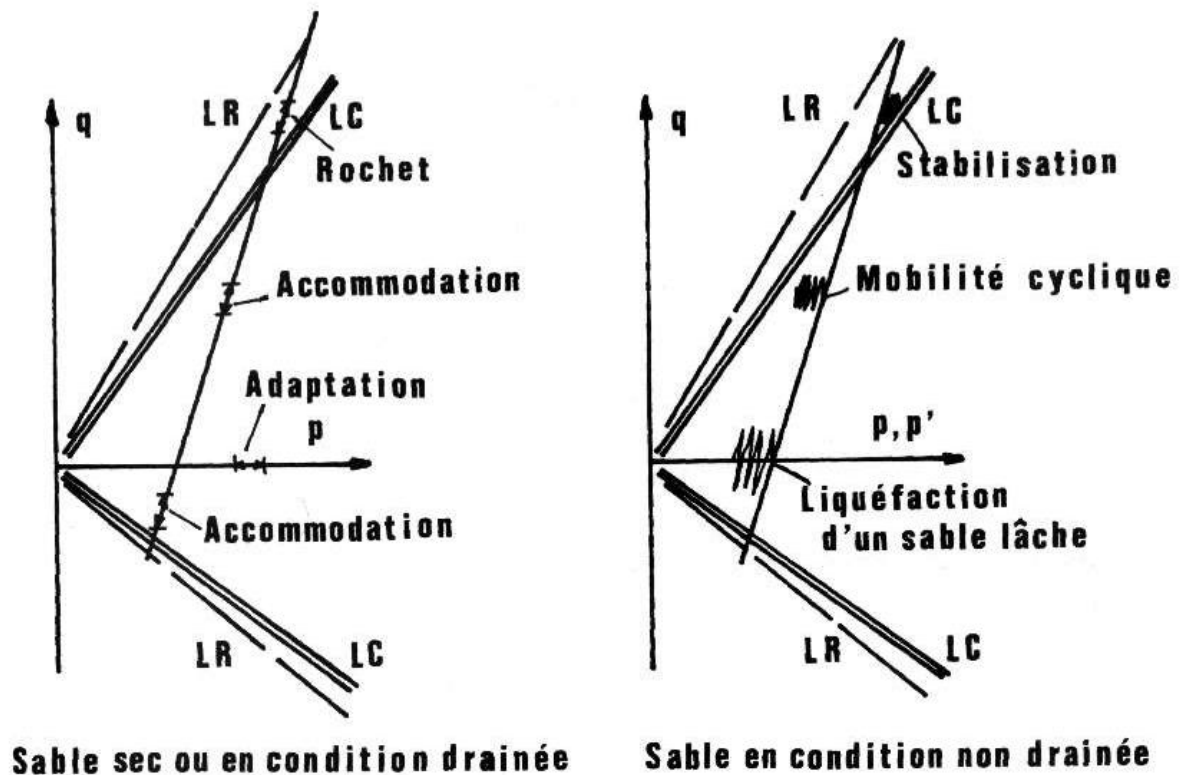


figure 3-5, différents phénomènes cycliques observés sur le trajet triaxial conventionnel
(Luong, 1980)

Les essais drainés ne permettent pas l'observation de la liquéfaction d'un échantillon de sol car, les drainages étant ouverts, les pressions interstitielles ne se développent pas suffisamment en cours d'essai pour annuler la contrainte effective du squelette granulaire. Les essais drainés sont donc le plus souvent employés pour caractériser des phénomènes d'accommodation, d'adaptation ou de rochet.

Les essais non drainés sont, quant à eux, employés dans les études de liquéfaction des sols. Leur but est d'amener une éprouvette à liquéfaction lorsqu'il y a inversion des contraintes (ou des déformations). Leur mode de pilotage (contraintes ou déformations) dépend de ce qui est recherché.

Dans un essai piloté en contraintes ou à CSR déterminé ($CSR = \Delta\sigma_d / 2\sigma'_{3c}$), on observera le nombre de cycles de chargement / déchargement nécessaire à l'atteinte de la liquéfaction. Il est admis que le point de liquéfaction est atteint lorsque les déformations de l'échantillon deviennent supérieures ou égales à $\pm 5\%$.

Dans un essai piloté en déformation, on observera en revanche l'évolution de la résistance de l'éprouvette, le but premier étant d'amener l'échantillon à liquéfaction en vue d'observer son comportement post-cyclique.

Les paramètres intervenant dans les essais cycliques sont :

- l'état initial du sol (densité ou indice des vides, pression effective de confinement et structure du sol),
- la nature de la sollicitation (inversion ou non des contraintes ou des déformations),
- l'intensité de la sollicitation (σ_d et CSR ou $\varepsilon \pm \delta\varepsilon$),
- la vitesse d'application des cycles,
- le nombre de cycles,
- les conditions de l'essai (système anti-fretage, ...).

L'état initial du sol peut être déterminé sur des éprouvettes reconstituées en laboratoire ; il est en revanche plus délicat sur des échantillons prélevés sur site. Des techniques telles que le gel du sol peuvent être employées pour réduire l'influence du carottage in situ, puis du transport de l'échantillon.

L'intensité de la sollicitation, notamment pour l'analyse en contraintes, est directement liée au risque sismique. En 1971, Seed et Idriss (cités par Boulanger et al., 1998) proposent une relation permettant l'évaluation d'un CSR équivalent (CSR_{eq}) à partir de paramètres faisant intervenir entre autres l'accélération provoquée par le séisme en un point considéré :

$$[Eq. 3-1] \quad CSR_{eq} = 0,65 \cdot (a_{max} / g) \cdot (\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) \cdot r_d$$

Dans cette expression, r_d est un coefficient de réduction, décroissant avec la profondeur z , exprimée en mètres. Tokimatsu et Yoshimi (cités par Robertson) ont proposé une relation simple pour r_d :

$$[Eq. 3-2] \quad r_d = 1 - 0.015 \cdot z$$

La résistance à la liquéfaction est notée CRR. Il s'agit du rapport entre la contrainte de résistance au cisaillement τ_L et la contrainte effective de confinement σ'_{vo} :

$$[Eq. 3-3] \quad CRR = \tau_L / \sigma'_{vo}$$

Une magnitude de 7,5 est souvent prise comme référence pour exprimer le CRR (qui devient alors $CRR_{7,5}$). Cette valeur correspond au CSR obtenu en laboratoire après 15 cycles de chargement uniforme, accompagnés d'une déformation de 5% au triaxial ou 3% à la boîte de cisaillement. Il est toutefois possible d'évaluer l'intensité d'un CSR équivalent pour un séisme de magnitude M différente. On applique alors un coefficient réducteur au $CRR_{7,5}$, noté MSF (Youd et Idriss, 1996):

$$[Eq. 3-4] \quad MSF = 10^{2,24} / M^{2,56}$$

La vitesse d'application des cycles semble jouer un rôle dans la résistance d'un échantillon comportant des éléments fins. La figure ci-après montre l'influence de la vitesse sur le CSR pour des échantillons soumis à un chargement cyclique piloté en déformations à $\pm 3\%$

(Boulanger et al., 1998). Il apparaît que l'application de faibles vitesses de chargement provoque une diminution de 5 à 10 % de la résistance du matériau, par rapport à une vitesse élevée de l'ordre du Hertz.

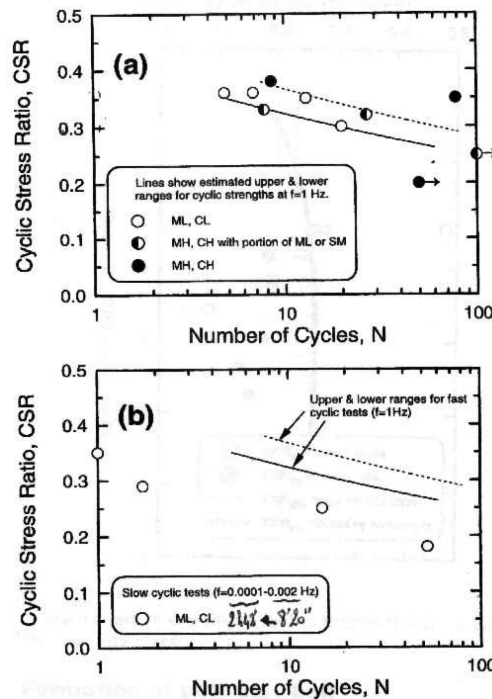


figure 3-6, influence de la vitesse sur les résistances (Boulanger et al., 1998).

3.1.2. Méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction

Pour évaluer le risque de liquéfaction, Seed a prouvé en 1979 (cité par Robertson et Fear, 1998) qu'il est possible de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres : un paramètre de résistance mécanique (donné par le SPT, Standard Penetration Test) et un paramètre granulométrique (classification des sols, pourcentage en fines).

Seed fut le premier, en 1979, à développer une méthode d'évaluation in situ du risque de liquéfaction. Son approche repose sur une estimation du risque de liquéfaction à partir d'essais réalisés au SPT. Depuis, divers auteurs ont proposé des méthodes similaires, développées sur la base d'autres essais de reconnaissance, l'essai le plus répandu à travers le monde étant actuellement le CPT (méthode Seed pour le CPT, méthode Robertson (Robertson, 1990),...).

D'autres auteurs ont développés des méthodes d'estimation du risque de liquéfaction à partir d'outils tel le VCPT (vibratory cone penetration test) ou le gamma densimètre... Nous présentons dans ce paragraphe un ensemble non exhaustif de ces méthodes.

3.1.2.1. Méthode de Seed

➤ reconnaissance au SPT

Les premières études visant à classer et quantifier les sols en fonction de leur sensibilité à la liquéfaction ont été entreprises par H.B. Seed. Ce dernier a développé une méthode reposant sur les résultats acquis au SPT (1979, cité par Robertson P.K et Fear C.E., 1996) sur plusieurs sites où de la liquéfaction est apparue. La banque de donnée ainsi constituée a permis de déterminer un critère de liquéfaction en fonction de la nature du sol (plus exactement de sa teneur en fines), de sa résistance au SPT et de l'intensité de la sollicitation (CSR, tel que défini par la formule [Eq. 3-1]).

Les points ainsi collectés sont placés sur un graphique (voir figure 3-7) où Seed fait apparaître trois courbes limites pour des matériaux sableux contenant 5, 15 et 35% de fines (on entend par fines, les matériaux de diamètre inférieur à 76 µm). Les résistances SPT sont des résistances normalisées, c'est à dire corrigées en fonction du type d'appareil employé pour le battage. Notons que ces courbes sont valables uniquement pour une magnitude de référence fixée à 7,5.

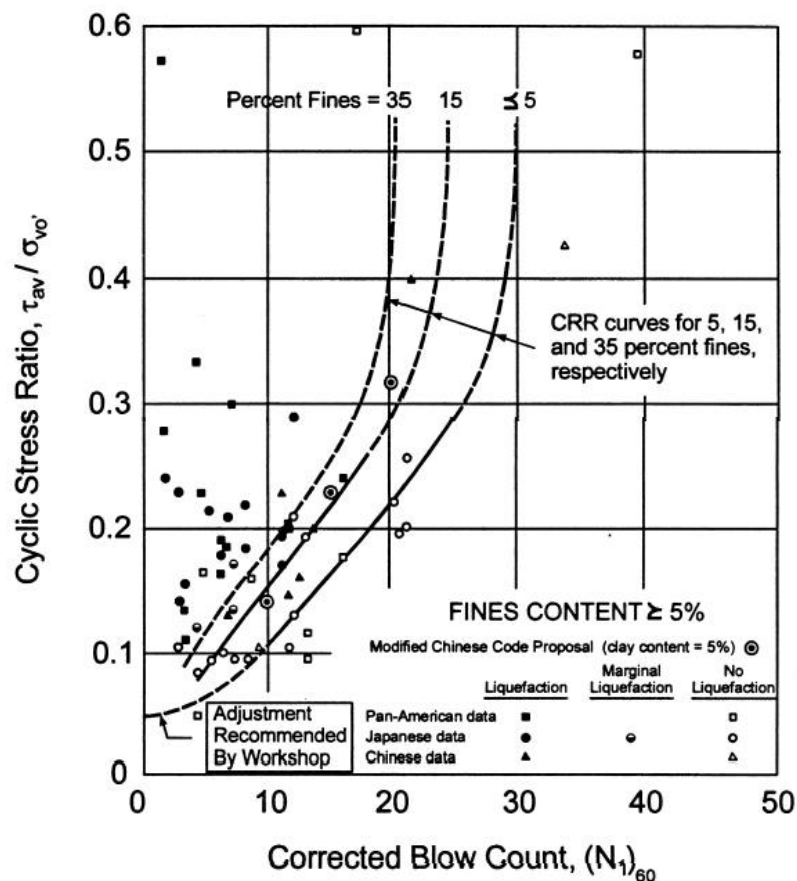


figure 3-7, Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir de donnée SPT (méthode Seed et al., 1985).

La courbe de référence est choisie pour un pourcentage de fines (FC) inférieur ou égal à 5, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes

établies pour des sols comportant plus de 5% de fines. Deux méthodes existent pour effectuer une telle correction : l'une est proposée par Stark et Olsen (1995), l'autre par Seed et Idriss (1997).

La méthode de Stark et Olsen consiste à calculer un incrément de résistance à apporter à la mesure au SPT :

$$[Eq. 3-5] \quad (N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

L'incrément de résistance dépend de la teneur en fines. On peut se reporter à un graphique pour obtenir la valeur de cet incrément ou, traduit de façon analytique, le calculer de la façon suivante :

FC (%)	$\Delta(N_1)_{60}$
FC ≤ 5 %	0
5 % ≤ FC ≤ 35 %	0,24 · (FC - 5)
35 % ≤ FC	7,2

Tableau 3-1, facteurs de correction pour le passage de $(N_1)_{60}$ à $(N_1)_{60cs}$ (Seed, 1996).

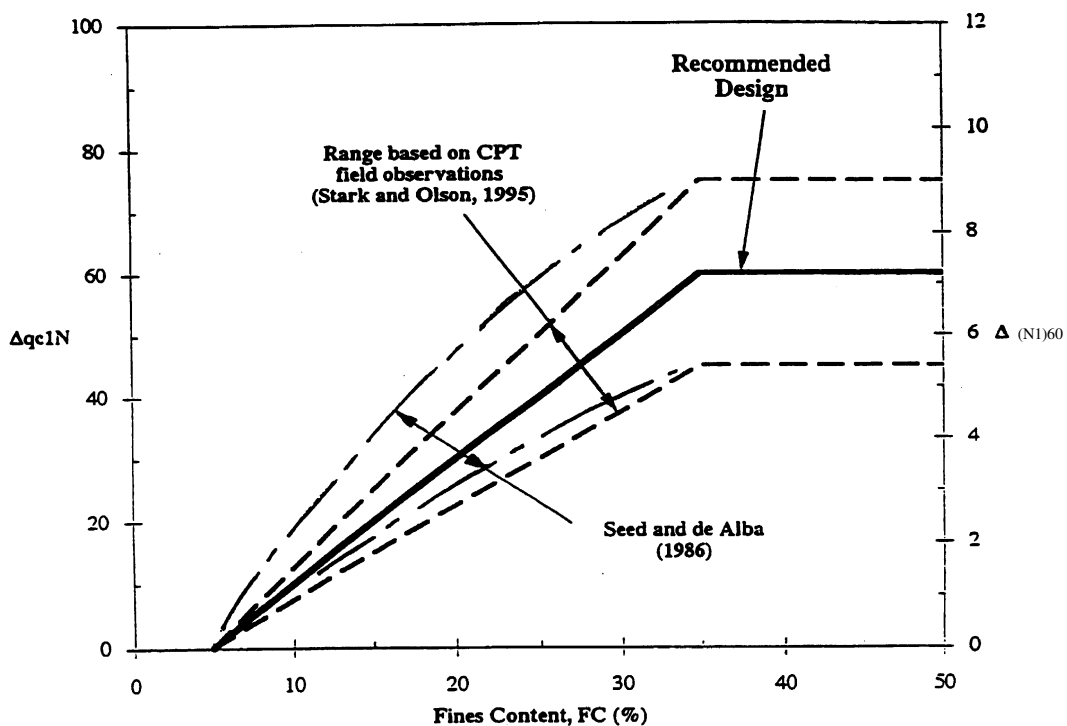


figure 3-8, Corrections sur les résistances en fonction de la teneur en fines (Seed, 1996)

Plus récemment, Seed et Idriss ont proposé une correction qui a été validée par le groupe de travail du NCEER (National Centre for Earthquake Engineering Research) qui s'est tenu à Salt Lake City en Janvier 1996. Cette correction à apporter sur le $(N_1)_{60}$ est la suivante :

[Eq. 3-6] $(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$

Dans cette dernière formule, α et β dépendent de la teneur en fines (FC) du matériau :

FC (%)	α	β
FC \leq 5 %	0	1,0
5 % \leq FC \leq 35 %	exp.[1,76 - (190 / FC ²)]	[0,99 + (FC ^{1,5} / 1000)]
35 % \leq FC	1,0	1,2

Tableau 3-2, facteurs de correction pour le passage de $(N_1)_{60}$ à $(N_1)_{60cs}$ (Seed et Idriss, 1997)

Une formule analytique est proposée par Blake (1997) pour la courbe CRR_{7,5} de référence (voir courbe correspondant à FC \leq 5 % en figure 3-7) ; elle s'écrit sous la forme suivante :

[Eq. 3-7] $CRR_{7,5} = (a + c \cdot x + e \cdot x^2 + g \cdot x^3) / (1 + b \cdot x + d \cdot x^2 + f \cdot x^3 + h \cdot x^4)$

Dans cette expression, les paramètres sont :

- x = $(N_1)_{60cs}$;
- a = 0,048 ;
- b = -0,1248 ;
- c = -0,004721 ;
- d = 0,009578 ;
- e = 0,0006136 ;
- f = -0,0003285 ;
- g = $-1,673 \cdot 10^{-5}$;
- h = $3,714 \cdot 10^{-6}$.

Cette expression est valable pour des résistances $(N_1)_{60cs}$ inférieures à 30. Dans le cas contraire, on fixe CRR_{7,5} à 1,2. De même, pour des valeurs de $(N_1)_{60cs}$ inférieures à 3, la formule n'est plus valable ; elle est remplacée par une courbe coupant l'axe des ordonnées en 0,05 (voir figure 3-7). Ce dernier point a été précisé par consensus général de la part des participants au groupe de travail de la NCEER de 1996.

Une fois le CRR_{7,5} calculé en chaque point de mesure, on le compare au CSR de projet lui correspondant. Le facteur de sécurité F est obtenu en effectuant le rapport entre le CRR_{7,5} et le CSR, que l'on ajuste par le facteur de magnitude MSF (voir [Eq. 3-4]) qui tient compte de la magnitude de projet. On a ainsi :

[Eq. 3-8] $F = (CRR_{7,5} / CSR) \cdot (10^{2,24} / M^{2,56})$

➤ **reconnaissance au CPT (Seed et Idriss)**

Pour le CPT, Seed avance également une méthode en quatre étapes : normalisation du signal mesuré (conditions de site), ajustement en fonction de la teneur en fines (par rapport à un

sable propre), estimation du CRR7,5 et calcul du coefficient de sécurité pour la sollicitation de projet.

Le signal pénétrométrique est tout d'abord normalisé en fonction des conditions de site ; la résistance q_{c1} est donc introduite et calculée selon la formule suivante :

$$[Eq. 3-9] \quad q_{c1} = C_q \cdot q_c$$

avec C_q un facteur adimensionnel :

$$[Eq. 3-10] \quad C_q = 1,8 / (0,8 + (\sigma'_o / \sigma'_{ref}))$$

Dans cette dernière expression, σ'_o est la contrainte effective verticale de surconsolidation exprimée en kPa et σ'_{ref} une contrainte de référence égale à une atmosphère (communément admise à 100 kPa).

Puis, une correction sur q_{c1} est effectuée en fonction de la teneur en fines. Seed retient une correction de type incrémentale, c'est à dire suivant la formule [Eq. 3-5] appliquée à q_{c1} :

$$[Eq. 3-11] \quad q_{c1cs} = q_{c1} + \Delta q_{c1}$$

On se reportera à la figure 3-8 pour la valeur de Δq_{c1} en fonction de FC. Cette courbe peut également être traduite de façon analytique :

FC (%)	Δq_1
$FC \leq 5 \%$	0
$5 \% \leq FC \leq 35 \%$	$2 \cdot (FC - 5)$
$35 \% \leq FC$	60

Tableau 3-3, facteurs de correction pour le passage de q_1 à q_{1cs} (Seed, 1996).

La courbe CRR7,5 de référence varie selon les auteurs. Il s'agit d'ailleurs là du principal point de divergence des différentes méthodes. La figure 3-9 montre différentes courbes issues des études de Seed (1986), également de Ishihara et Robertson (cités par Seed, 1986):

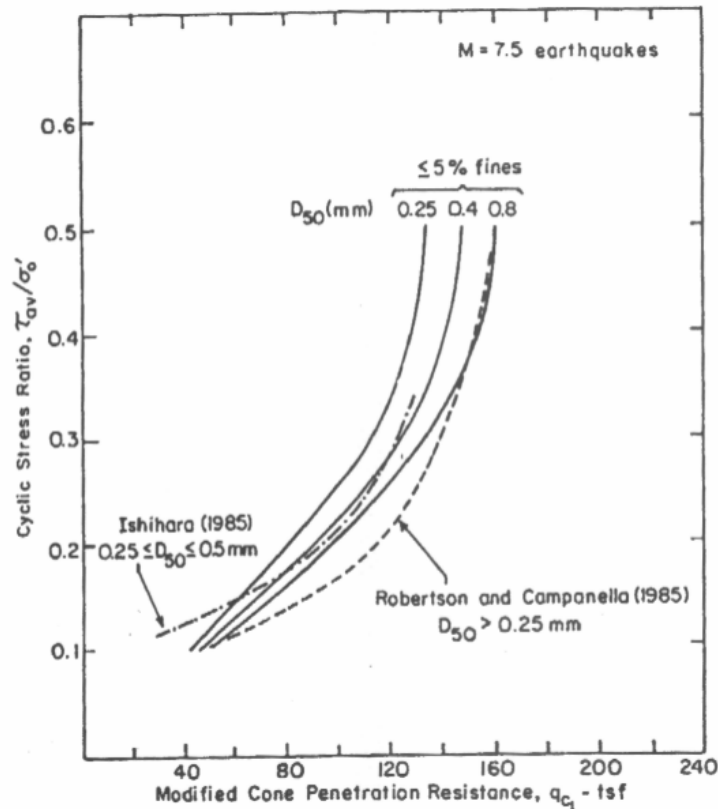


figure 3-9, courbes de références pour essai CPT (Seed, 1986)

Par rapport à la méthode utilisée pour le SPT, le calcul du coefficient de sécurité est identique.

3.1.2.2. Méthode de Robertson

Si le CSR est uniquement lié aux conditions de site, le CRR est un paramètre intrinsèque au sol. La méthode proposée par Robertson & Fear (1998) permet d'en obtenir une estimation en fonction de q_c (résistance au cône CPT) et de f_s (frottement au manchon), paramètre non exploité par Seed.

Dans sa démarche, Robertson utilise un large éventail d'outils d'analyse développés spécifiquement pour le CPT, que l'on retrouve dans son ouvrage Cone Penetration Testing in Geotechnical practice écrit avec Lunne et Powell (1997), ce qui en fait l'une des méthodes les plus complètes à l'heure actuelle.

Les points abordés par Robertson sont tout d'abord une correction de q_c pour les couches de faible épaisseur, une correction en fonction des conditions de site, enfin une correction sur le type de sol traversé.

Pour les couches de 'grande' épaisseur ou d'épaisseur 'moyenne', on observe bien souvent une profondeur critique avant stabilisation du signal, en faisant l'hypothèse d'une couche homogène en densité, en teneur en eau et en nature de matériau. Or, par rapport aux bases de données actuelles, ce signal stabilisé est le seul paramètre relatif aux caractéristiques du sol,

notamment sa densité (Chaigneau, 2001). Il est donc nécessaire d'évaluer la valeur de ce paramètre lorsque la couche considérée est suffisamment fine pour ne pas permettre d'en effectuer la mesure. C'est d'autant plus une nécessité qu'en cas de séisme, les couches liquéfiables, aussi fines soient-elles, suffisent à initier des plans de glissement préférentiels.

La correction sur le signal pénétrométrique pour les couches de faible épaisseur se fait par un coefficient (K_c), valable uniquement pour les pointes de 10 cm^2 :

$$[Eq. 3-12] \quad K_c = 0,5 \cdot (H - 1,45)^2 + 1,0$$

H est exprimé en mètres.

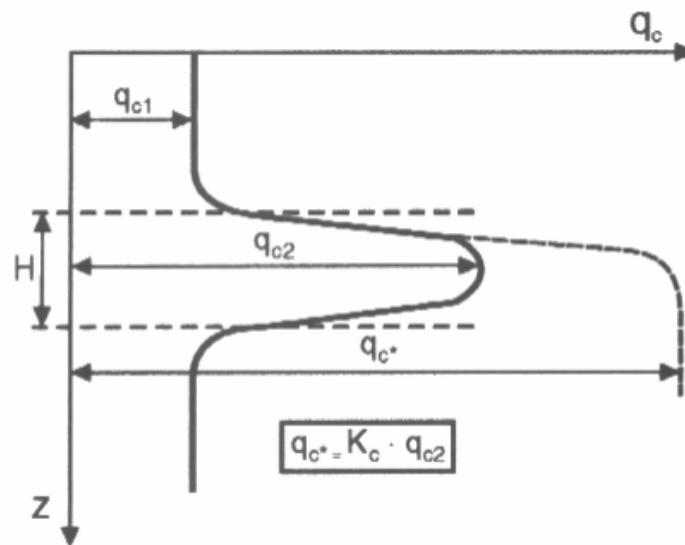


figure 3-10, Correction pour les couches de faible épaisseur

Les conditions de site sont prises en compte par les pressions de confinement initiales effectives σ'_{vo} et totales σ_{vo} . Elles permettent le calcul de la résistance de pointe normalisée Q et résistance au frottement normalisée F :

$$[Eq. 3-13] \quad Q = (q_c - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$$

$$[Eq. 3-14] \quad F = [f_s / (q_c - \sigma_{vo})] \cdot 100\%$$

Ces deux paramètres sont employés pour classifier les sols ; cette classification peut être traduite par un paramètre relatif au comportement du sol : I_c . Cet indice de comportement est calculé à partir de la formule suivante :

$$[Eq. 3-15] \quad I_c = [(3,47 - \log Q)^2 + (\log F + 1,22)^2]^{0,5}$$

A ce niveau, Robertson introduit des nuances sur la valeur de la résistance normalisée. Il considère en effet que pour une valeur d'indice supérieure à 2,6, la résistance q_{c1n} est égale à Q ; dans le cas contraire, elle est prise égale à :

$$[Eq. 3-16] \quad q_{c1N} = (q_c / Pa_2) \cdot (Pa / \sigma'_{vo})^{0,5}$$

Pa et Pa₂ sont des valeurs de pression atmosphérique, couramment estimées à 100 kPa.

La valeur de Ic est ici recalculée en remplaçant Q dans l'expression [Eq. 3-15] par q_{c1N}. Un test sur Ic est de nouveau réalisé et, dans le cas où Ic serait supérieur à 2,6, un autre calcul pour q_{c1N} est effectué (dans l'expression [Eq. 3-16], la valeur de l'exposant est remplacée par 0,75). Une nouvelle valeur de Ic est calculée. On obtient donc au final une valeur pour q_{c1N} et la valeur pour Ic lui correspondant.

Ic est relié à la proportion en fines par la relation recommandée par Robertson :

$$[Eq. 3-17] \quad FC = 1,75 \cdot Ic^{3,25} - 3,7 \text{ pour } Ic \in [1,26 ; 35]$$

Dans le cas où Ic est inférieur à 1,26, FC = 0 ; pour Ic > 35, FC = 100 %.

Or, FC régit les modifications à apporter au terme de résistance normalisée q_{c1N} pour obtenir (q_{c1N})_{cs}. Il est donc possible de définir un coefficient (Kc), permettant le calcul de la résistance normalisée q_{c1N} pour un sable propre équivalent :

$$[Eq. 3-18] \quad (q_{c1N})_{cs} = Kc \cdot q_{c1N}$$

Le paramétrage de la courbe de référence permet le calcul direct du CRR_{7,5}.

La démarche est synthétisée dans le diagramme suivant (voir figure 3-11).

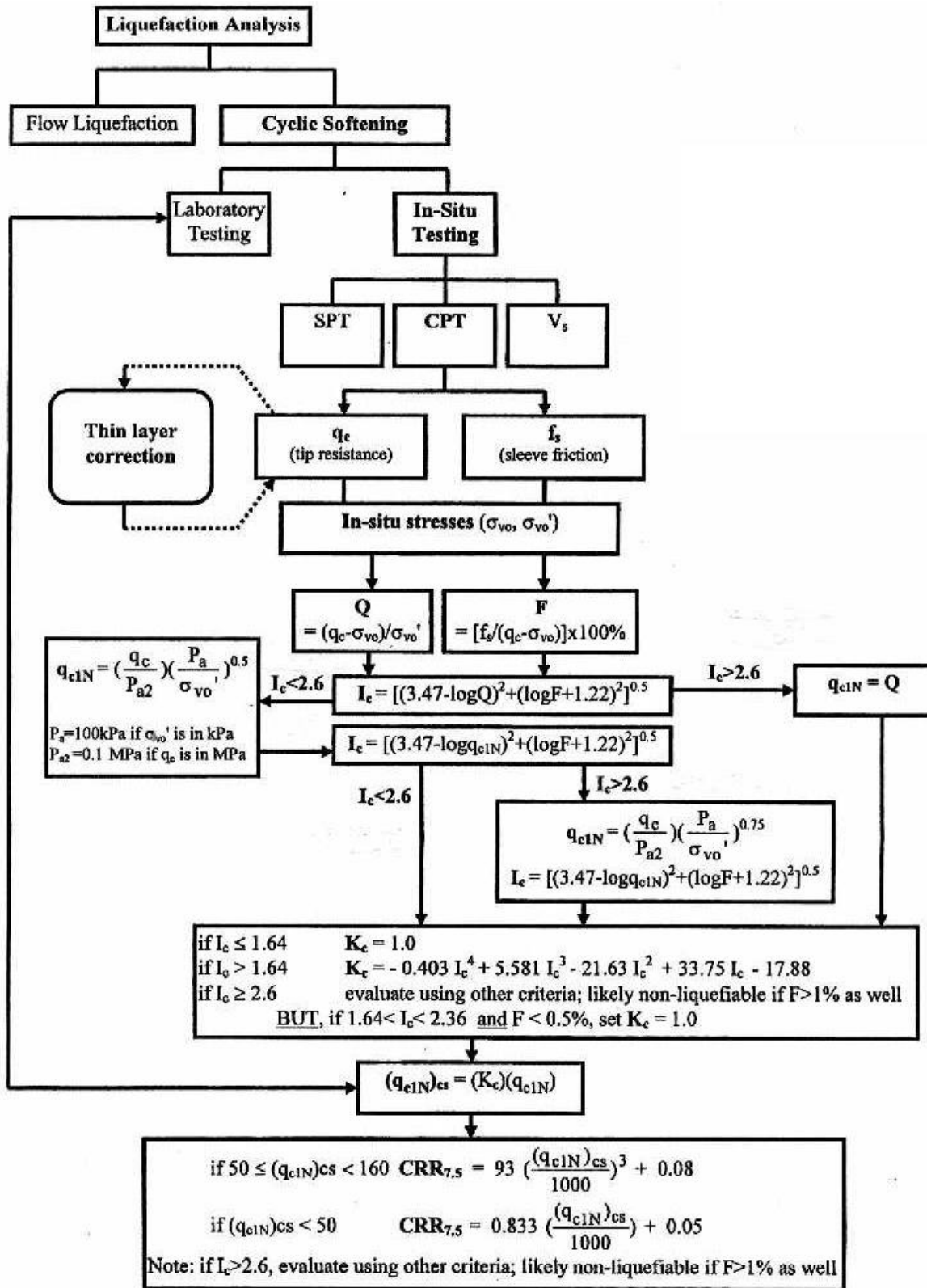


figure 3-11, diagramme pour l'évaluation du $CRR_{7.5}$ à partir du CPT (Robertson et Fear, 1998).

Graphiquement, le CRR peut être retrouvé directement à partir de q_{cIN} et F (voir figure 3-12) pour une profondeur comprise entre 1 et 15 mètres et une magnitude de 7,5.

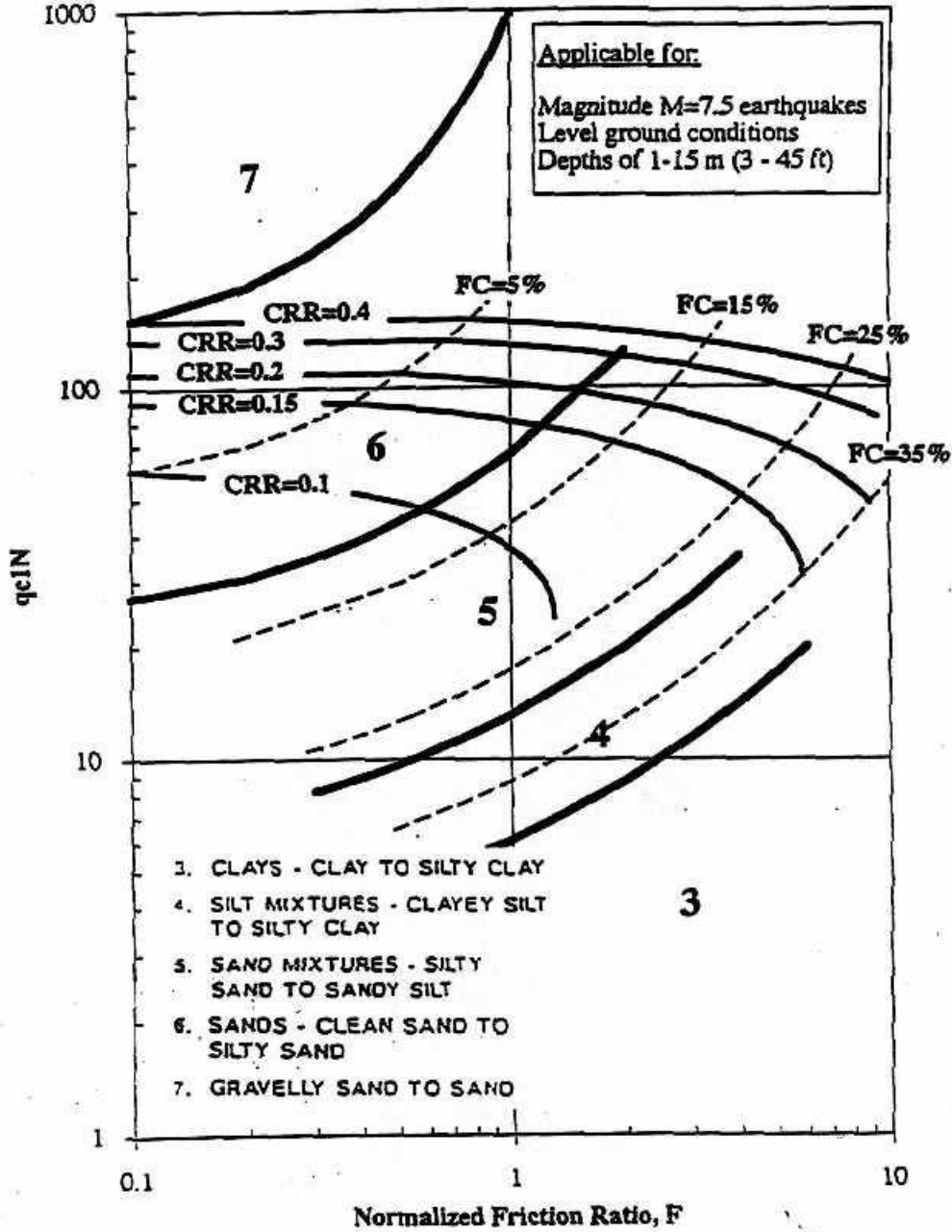


figure 3-12, Rapport de résistance cyclique prévue par le CPT basé sur un comportement normalisé selon le diagramme de la méthode Robertson & Fear (1996)

3.1.2.3. Autres méthodes

Suite aux études de Seed et parallèlement à Robertson, un certain nombre de méthodes de détermination in situ du potentiel de liquéfaction des sols ont vu le jour ces dix dernières années. Glaser et Chung (1995) ont répertorié quelques unes de ces méthodes qui reposent sur les moyens d'investigation suivants :

- VCPT Vibratory Cone Penetration Test (méthode Sasaki et Koga, 1982),
- mesures des vitesses de propagation d'ondes de cisaillement (méthode de Dobry, 1982),
- mesures de densité au gamma densimètre (associé au pénétromètre, méthode Nieuwenhuis et Smith, 1982),
- mesures des ondes sismiques de surface (méthode proposée par Nazarian, 1984).

Les méthodes de Nieuwenhuis et Nazarian font appel à des techniques peu utilisées ; elles ne sont pas présentées ici.

➤ Méthode Sasaki et Koga

Le VCPT est un outil développé par Sasaki et Koga au Japon en 1982. Il s'agit d'un CPT auquel on a adjoint au-dessus de la pointe un système de vibration (fréquence en fonctionnement de l'ordre de 200 Hz, agitation horizontale). Il existe d'autres outils pour lesquels la vibration provient de la surface (Essai 'up-hole' avec vibreur de 75 Hz transmettant une vibration verticale, développé par Moore au Canada en 1987) ou employant une autre fréquence de vibration (5 Hz, Wise et al., 1999 et Schneider et al., 1999).

Le principe de la méthode consiste à comparer la résistance de pointe sous vibration (q_{cv}) avec la résistance de pointe sans vibration (q_{cs}). On définit ainsi un indice de liquéfaction du sol :

$$[Eq. 3-19] \quad D = (q_{cs} - q_{cv}) / q_{cs}$$

L'indice de liquéfaction D est donc compris entre 0 et 1 ; une valeur proche de 1 est relative à un fort potentiel de liquéfaction.

➤ Méthode Dobry

La méthode de Dobry utilise un outil de reconnaissance qui consiste en la mesure de vitesse de propagation d'ondes de cisaillement. Le paramètre principal devient le module d'élasticité. Le choix de ce paramètre se justifie parfaitement lorsqu'on se souvient que la liquéfaction est provoquée par une forte propension du sol à changer de volume lors du chargement cyclique (ou monotone si le sol est sensible à la liquéfaction d'écoulement). Ainsi, d'après Seed (cité par Glaser et Chung),

Cette méthode est réservée pour les sables.

3.1.3. Limites des méthodes actuelles

La méthode de Seed, largement utilisée, comporte une banque de données qui a été très étoffée, principalement suite aux récents séismes survenus à Kobe en 1995 (Soga, 1998) ou à Loma Prieta (Boulangier, Meyers, Mejia et Idriss, 1998). Le problème de la méthode Seed réside dans le fait que l'outil d'investigation est très peu précis par nature. En effet, de nombreux problèmes de frottement existent et il a été montré, notamment sur l'étude des digues de Vallabrègues (1999) que l'incertitude peut être supérieure à 100% dans des sols de très faible résistance. Par ailleurs, le fait de remonter du matériau au carottier est intéressant mais nécessite la réalisation d'essais de laboratoire, ce qui peut être long et coûteux.

Afin d'alléger ces procédures et de réduire les incertitudes liés au SPT, la méthode de Robertson est une adaptation de la méthode Seed à un autre outil d'investigation : le CPT (Cone Penetration Test). L'avantage sur le SPT de cet outil est que la précision du terme de pointe est bien plus grande (erreur maximale de l'ordre de 20%) puisque exempte de toute influence liée au frottement latéral. Par ailleurs, le CPT offre la possibilité d'obtenir une évaluation de la granulométrie grâce à son manchon de frottement qui se situe en amont de la pointe, le frottement au manchon étant directement lié à la granulométrie. En revanche, le CPT est un matériel lourd tant financièrement (coût d'acquisition d'un CPT avoisinant 150 000 €) que techniquement (le CPT nécessite de mobiliser une force de réaction, obtenue par le poids du camion que l'on peut éventuellement ancrer dans le sol lorsque cela est possible).

Les autres méthodes (VCPT, méthode de Dorby...) sont très peu utilisées car elles nécessitent un matériel particulier et coûteux (cône vibrant pour le VCPT), sont d'un usage dangereux et limité en profondeur (gamma-densimètre), ou ne bénéficient pas de bases de données conséquentes (méthode Dorby et méthode Jones).

En conclusion de cet état de l'art, il apparaît que des méthodes in situ actuellement les plus utilisées, la méthode de Robertson est celle qui permet d'évaluer au mieux le potentiel de liquéfaction d'un sol car elle repose sur une base de données conséquente, ainsi qu'un outil de mesure précis. En revanche, le CPT est un matériel lourd ; on propose donc de construire une méthode beaucoup plus légère, dérivée de la méthode Robertson.

Cette nouvelle méthode utilise les outils suivants : le pénétromètre dynamique léger et le perméamètre léger. Le développement de cette méthode fait l'objet du paragraphe suivant, où le principal travail consiste à adapter la méthode Robertson aux deux paramètres : q_d et k .

3.2. Proposition de méthode de détermination du potentiel de liquéfaction

Dans ce paragraphe, une description de la méthode est présentée puis mise sous forme d'une application informatique ; un programme de vérification de la méthode est ensuite proposé pour trois matériaux à partir de résultats in situ au CPT, au pénétromètre léger et d'essais de liquéfaction au triaxial. Les matériaux envisagés sont deux limons (un limon liquéfiable, l'autre non liquéfiable) et un sable.

3.2.1. Description de la méthode

L'adaptation de la méthode de Robertson au Panda et à l'essai de perméabilité passe par la modification des deux principaux paramètres d'entrée : la résistance de pointe statique et le frottement au manchon (ou l'indice de comportement) par la résistance de pointe dynamique et la perméabilité.

Si le passage de la résistance de pointe statique à la résistance de pointe dynamique ne pose aucune difficulté ($q_d = q_c$, [Eq. 2-1]), la seconde transformation ne peut s'effectuer que moyennant l'hypothèse de se situer dans un sol monogradué. A cette condition, il est tout à fait envisageable de pouvoir relier le paramètre de perméabilité k (et donc d_{10}) au comportement global du matériau. A ce sujet, il existe une relation trouvée par Manassero (1994) entre les indices de comportement des sols (I_c) et les types de sols (catégories numérotées de 1 à 9) ainsi qu'une relation entre ces catégories et les plages de perméabilités qui leur sont associées (Lunne et al., 1997). Il existe donc une relation directe entre I_c et perméabilité. On reporte tout d'abord dans un tableau les éléments de cette relation, puis on établit une relation par régression linéaire entre les bornes des plages de valeurs correspondant à I_c et à la perméabilité k .

TYPE DE SOL	I_c	k EN m/s
Graviers	$< 1,31$	$10^{-3} - 10^0$
Sables	$1,31 < I_c < 2,05$	$10^{-5} - 10^{-3}$
Mélanges sableux	$2,05 < I_c < 2,60$	$10^{-7} - 10^{-5}$
Mélanges limoneux	$2,60 < I_c < 2,95$	$10^{-9} - 10^{-7}$
Argiles	$2,95 < I_c < 3,60$	$10^{-10} - 10^{-9}$

Tableau 3-4, relation entre perméabilité et comportement de sol (d'après Lunne et al., 1997 et Manassero, 1994).

Une représentation graphique de la relation entre k et I_c est alors :

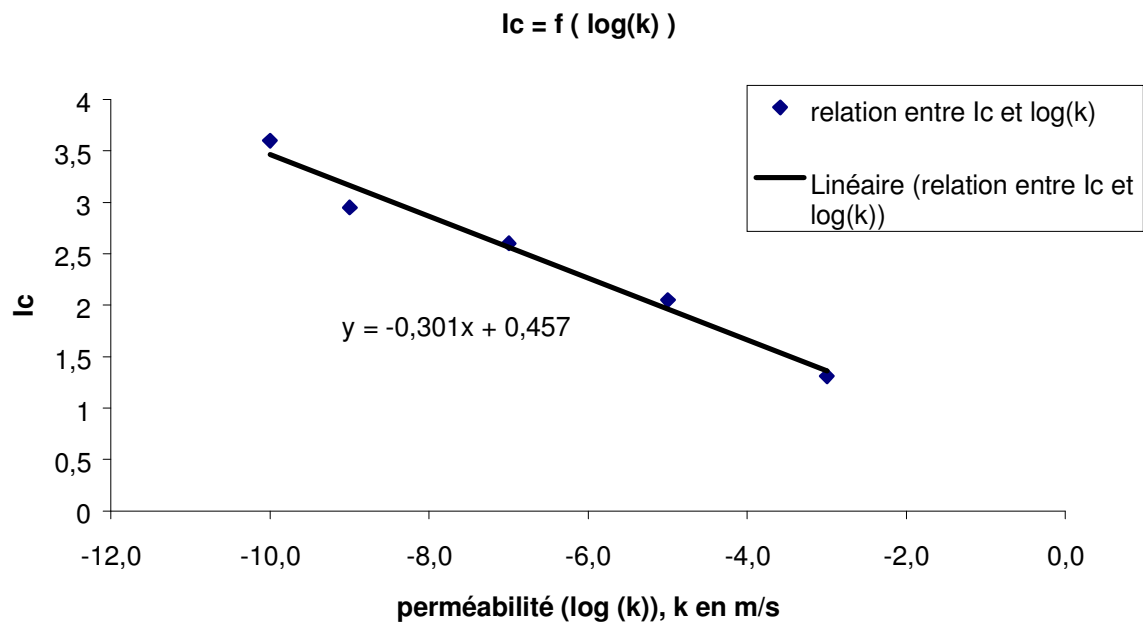


figure 3-13, relation entre perméabilité et comportement de sol (d'après Lunne et al., 1997 et Manassero, 1994).

On trouve donc une relation entre la perméabilité et l'indice de comportement qui s'exprime par :

$$[Eq. 3-20] \quad I_c = -0,301 \cdot \log(k) + 0,457.$$

Les limites fixées pour I_c (voir figure 3-11) et qui conditionnent certains choix à adopter dans la démarche Robertson sont traduits en terme de perméabilité. On a ainsi :

- $I_c = 2,6 \quad \Leftrightarrow \quad k = 7,6 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$
- $I_c = 1,64 \quad \Leftrightarrow \quad k = 1,4 \cdot 10^{-4} \text{ m/s.}$

Le coefficient K_c proposé par Robertson pour I_c supérieur à 1,64 et rapportant le comportement du sol inspecté à celui d'un sable propre équivalent peut donc se déduire de la façon suivante ([Eq. 3-21]) en fonction de la perméabilité, à condition que cette dernière soit comprise entre $-7,6 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ et $-1,4 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$. En deçà, le sol est considéré comme non sujet à de la liquéfaction sous chargement cyclique ; au-delà, le comportement du sol est assimilé à celui d'un sable propre soumis à un chargement cyclique.

$$[Eq. 3-21] \quad K_c = -0,0331 \cdot (\log(k))^4 - 0,132 \cdot (\log(k))^3 - 1,31 \cdot (\log(k))^2 - 5,21 \cdot \log(k) - 6,46.$$

Cette équation peut être approchée par une formule plus simple (polynôme de degré 2 en $\log(k)$) dans le domaine des sables et mélanges sableux ($I_c \in [7,6 \cdot 10^{-8}; 1,4 \cdot 10^{-4}]$ m/s) :

$$[Eq. 3-22] \quad Kc = 0,261 \cdot (\log(k))^2 + 2,16 \cdot (\log(k)) + 5,49.$$

La courbe correspondant à cette formule est tracée ci-dessous :

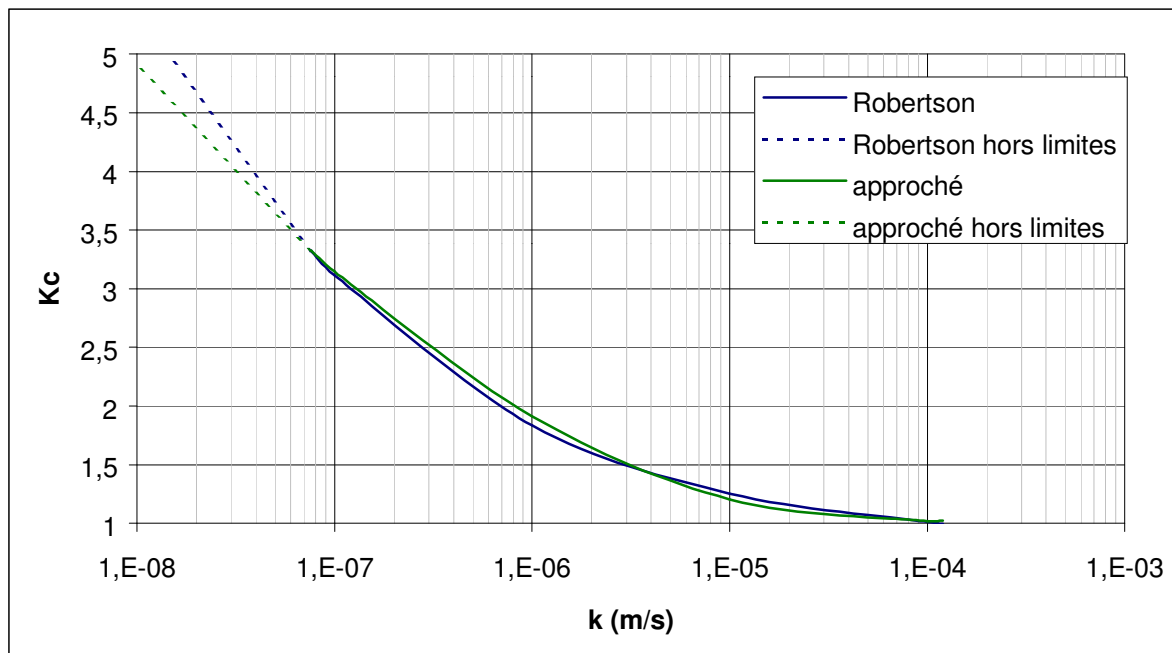


figure 3-14, correction pour l'obtention de la résistance équivalente au pénétromètre dynamique pour les sables propres.

On propose ainsi le diagramme suivant (voir figure 3-15) pour la détermination du $CRR_{7,5}$ à partir de données pénétrométriques et de perméabilité.

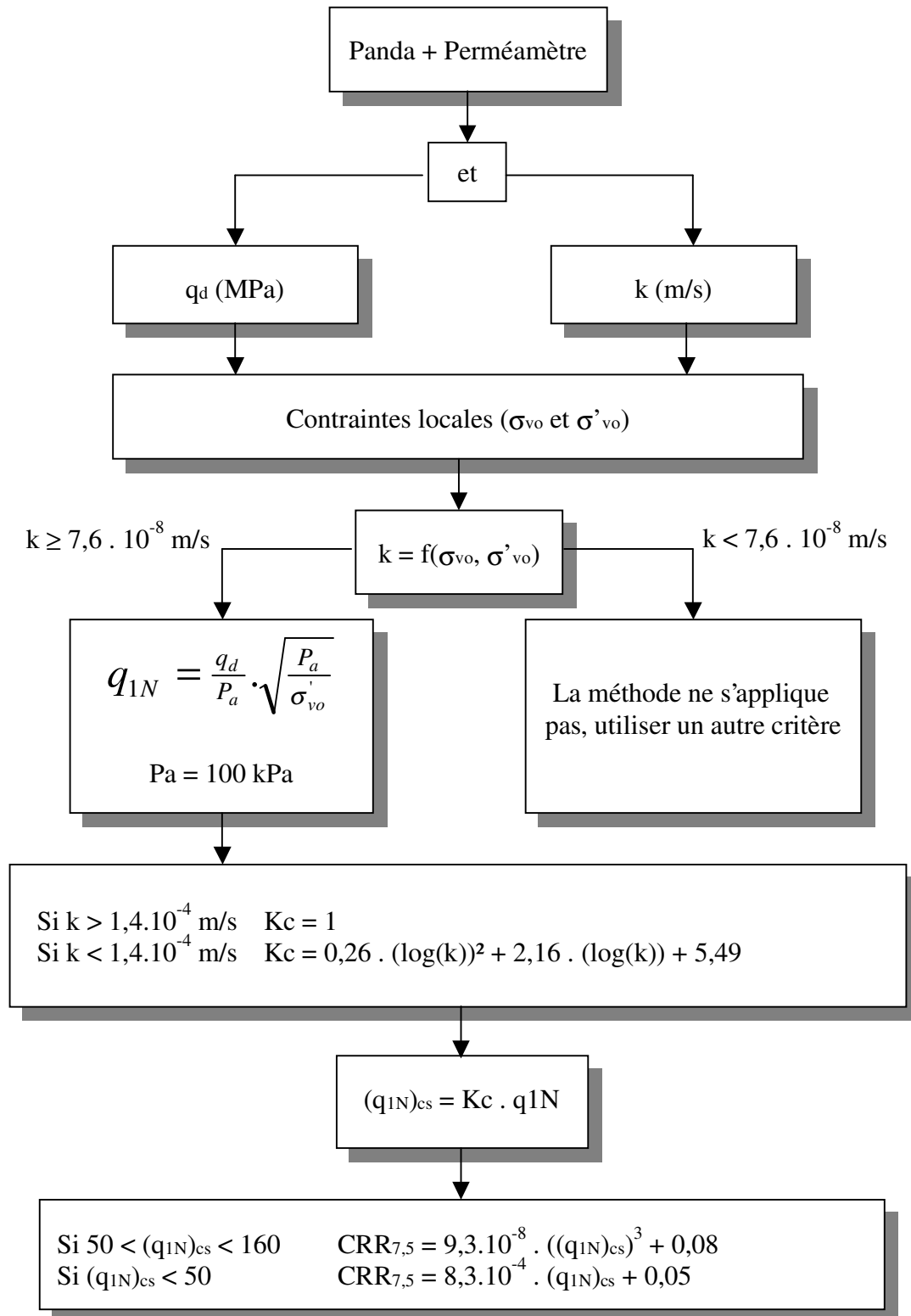


figure 3-15, diagramme pour l'évaluation du $CRR_{7,5}$ à partir des essais pénétrométrique et de perméabilité

Le principe de l'analyse qui en découle est simple : le profil pénétrométrique ($q_d ; z$) est transformé en profil de résistance cyclique ($CRR_{7,5} ; z$). Parallèlement, on trace le profil de

sollicitation cyclique ($CSR_{7,5}; z$). On met ainsi en évidence les zones critiques (F est inférieur à 1).

3.2.2. Présentation du logiciel PandaLiq

Le diagramme de la méthode Robertson se prête assez bien à une programmation informatique. A ce titre, un logiciel (LiquefyPro, édité par Civiltech corporation) permet le calcul du potentiel de sols reconnus à l'aide du CPT et du SPT (méthode Seed).

Notre méthode dérivant de Robertson, nous proposons un programme simple à partir de données relevées au pénétromètre Panda et au perméamètre. De plus, le programme intègre également le traitement de profils obtenus au CPT par la méthode Robertson.

Le programme est écrit en Visual Basic sous EXCEL (voir annexe) ; à l'ouverture du dossier de calcul « PandaLiq.xls », trois feuilles de calcul apparaissent : « données Panda », « données CPT » et « F » (voir figure 3-16). Les deux premières feuilles de calcul servent à recueillir les données ; la feuille « F » est quant à elle une présentation graphique de l'évolution du coefficient de sécurité relatif au potentiel de liquéfaction du profil pénétrométrique.

➤ Calcul selon la méthode « LERMES »



figure 3-16, les trois feuilles de calcul du programme PandaLiq

Dans la feuille de calcul « données Panda » (voir figure 3-17), l'utilisateur donne les informations suivantes avant de lancer le calcul :

- le profil pénétrométrique : série de couples ($q_d; z$) directement issus du programme « Panda » (Zhou, 1997),
- les valeurs de perméabilité le long du profil,
- le poids volumique humide (γ_h) exprimé en kN/m^3 ,
- le poids volumique saturé (γ_{sat}) en kN/m^3 ,
- la profondeur de la nappe (z_{nappe}) en m,
- le rapport entre l'accélération horizontale maximale générée par le séisme de projet et l'accélération de la pesanteur (a_{max} / g)
- et la magnitude de projet.

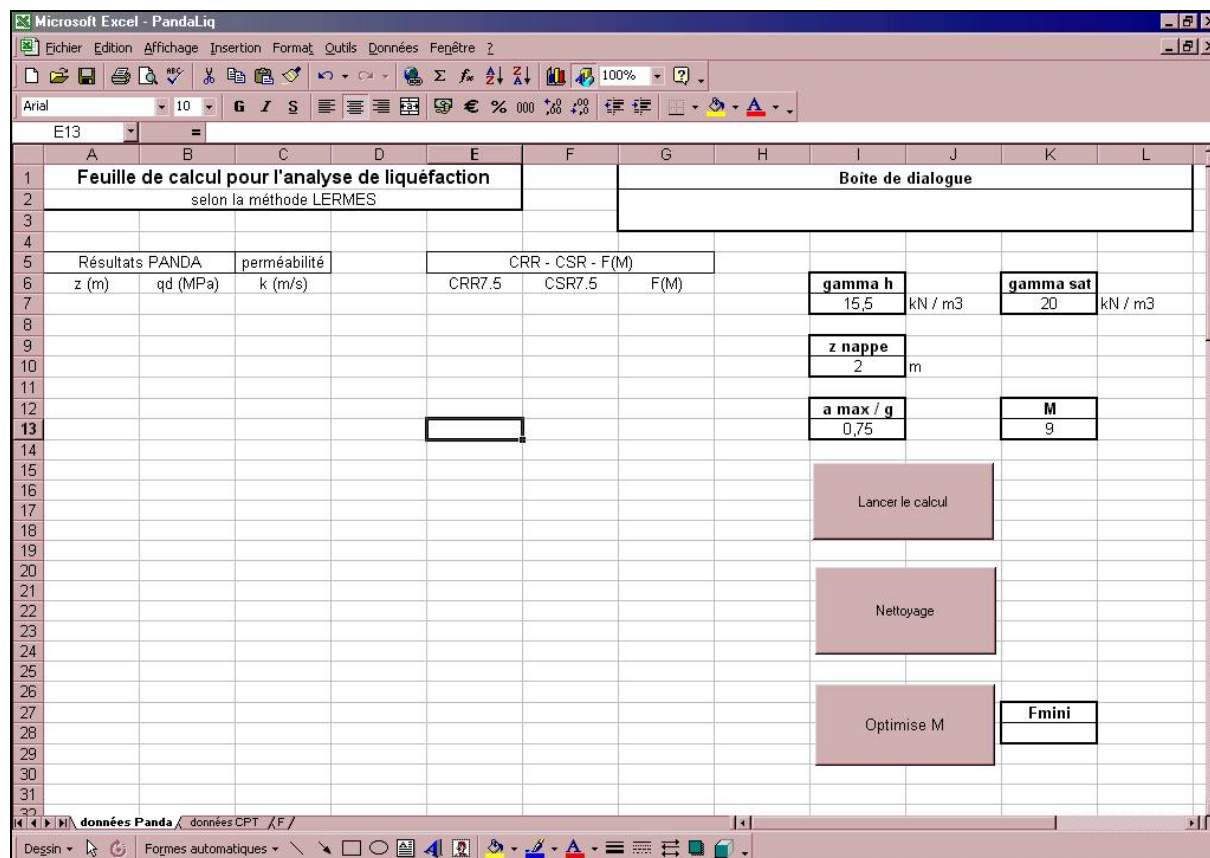


figure 3-17, présentation de la feuille de calcul « données Panda »

Une fois les données intégrées à la feuille de calcul, trois boutons permettent de :

- lancer le calcul,
- nettoyer la feuille,
- faire un calcul d'optimisation de M.

La fonction « lancer le calcul » effectue l'évaluation du $CRR_{7,5}$ (colonne « E » de la feuille de calcul) d'après le diagramme présenté en figure 3-15. Le calcul n'est pas réalisé pour les points se situant au-dessus de la nappe ou pour les sols non liquéfiables ; un message apparaît alors pour le point considéré et le calcul est poursuivi pour le point suivant. Le calcul de la sollicitation cyclique est également effectué sur la base de la formule [Eq. 3-1] lorsque cela est possible; les résultats apparaissent dans la colonne « F ». Le coefficient de sécurité F peut alors être établi pour le facteur de magnitude considéré selon la formule [Eq. 3-8] ; la série de données apparaît dans la colonne « G ».

A l'issue du calcul, le facteur de sécurité minimal apparaît dans la cellule « K28 » et le graphique montrant l'évolution du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur est mis à jour (feuille « F »).

Pour effectuer un autre calcul, la fonction « nettoyer la feuille » permet d'effacer tout calcul antérieur.

La dernière fonction « optimiser M » consiste à rechercher le facteur de magnitude minimum relatif à un coefficient de sécurité minimum inférieur à 1. Le principe est le suivant : le

programme lance le calcul de façon répétitive en incrémentant le facteur de magnitude d'un pas égal à 0,1 à chaque boucle de calcul, jusqu'à ce que le coefficient de sécurité minimum soit inférieur à 1.

➤ **Calcul selon la méthode « Robertson »**

L'utilisation de la feuille de calcul « données CPT » est similaire à la feuille pour les données au Panda. Les différences se situent au niveau des paramètres d'entrée : profondeur, résistance de pointe et frottement au manchon.

La procédure de calcul suit le diagramme proposé par Robertson (voir figure 3-11).

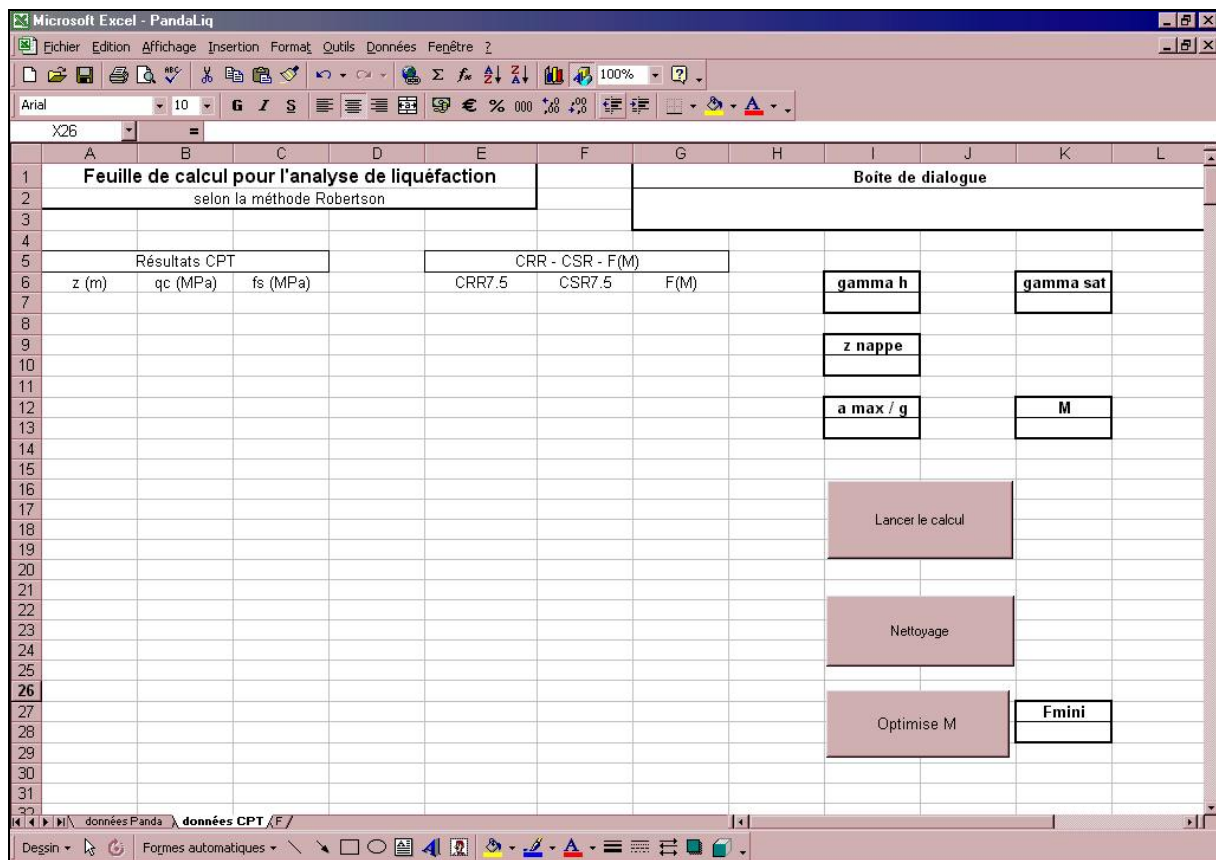


figure 3-18, présentation de la feuille de calcul « données CPT »

3.2.3. Vérification du positionnement de la méthode par rapport à Robertson sur deux sites expérimentaux

Pour la comparaison avec Robertson, l'idéal serait d'appliquer les deux méthodes sur un même site : essais au CPT analysés par la méthode 'Robertson' et essais Panda associés à des mesures de perméabilité in situ analysés par la méthode proposée.

Nous ne disposons pas à l'heure actuelle de telles données ; la bibliographie établie des comparaisons entre différentes méthodes mais on ne trouve pas de trace de mesure de perméabilité parmi ces données. On effectue donc les comparaisons sur deux matériaux.

Une comparaison entre les résultats fournis par la méthode légère et la méthode Robertson doit confirmer le bon accord entre les résultats fournis par l'une et par l'autre. La comparaison entre les potentiels de liquéfaction déduits de ces méthodes et des essais au triaxial permet quant à elle une vérification du positionnement de ces méthodes rapides par rapport à une analyse de laboratoire, plus longue et plus coûteuse.

3.2.3.1. Comparaison pour le limon 'A'

➤ Mesures in situ

Une campagne de reconnaissance au pénétromètre Panda et au CPT a été entreprise sur un site expérimental. Trois points ont été considérés sur la piste de risberme. En chacun des points, un profil au CPT a été établi (de 0 à 7 m. de profondeur). A proximité de chaque essai au CPT, un profil au Panda a été dressé (de 1,6 à 6 m. de profondeur).

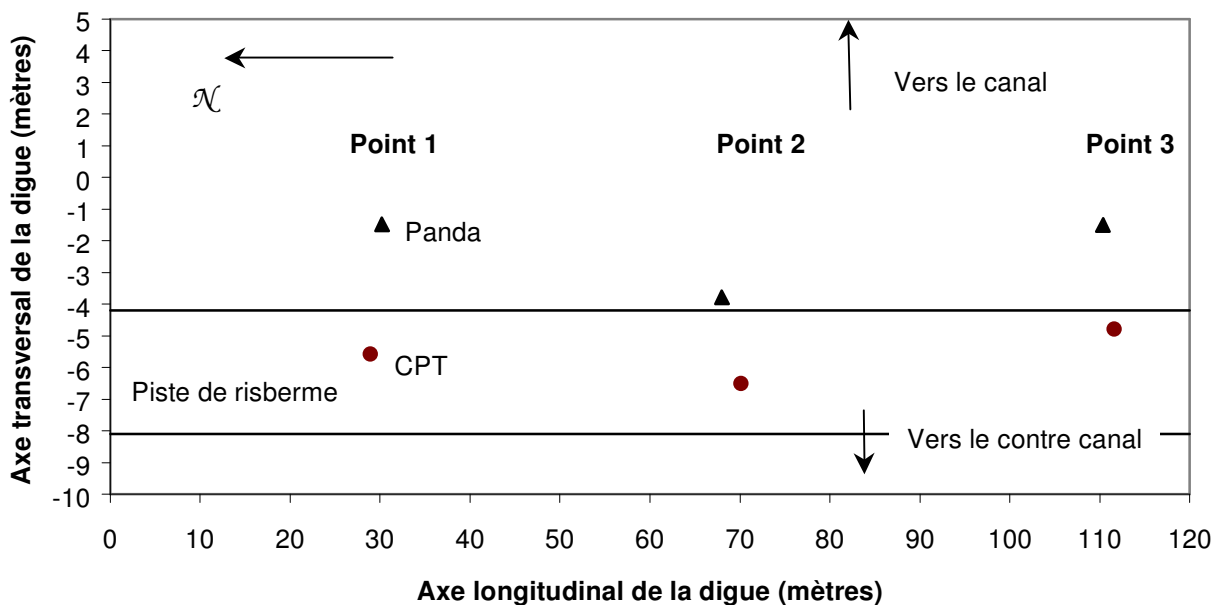
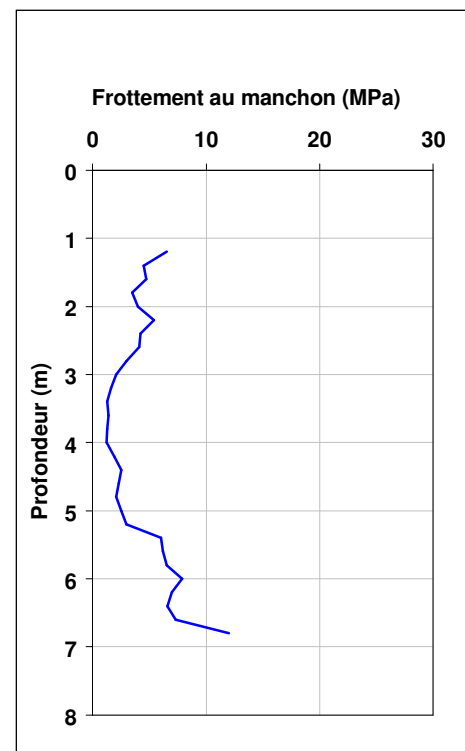
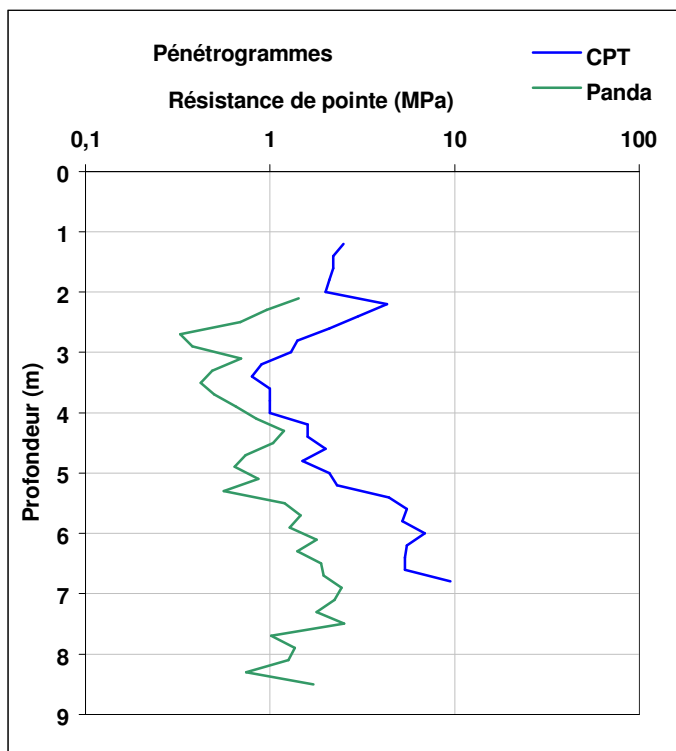


figure 3-19, position des essais sur la digue, vue en plan

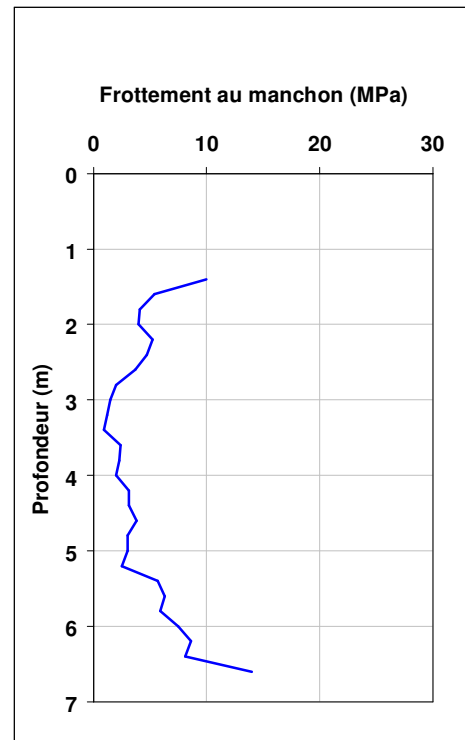
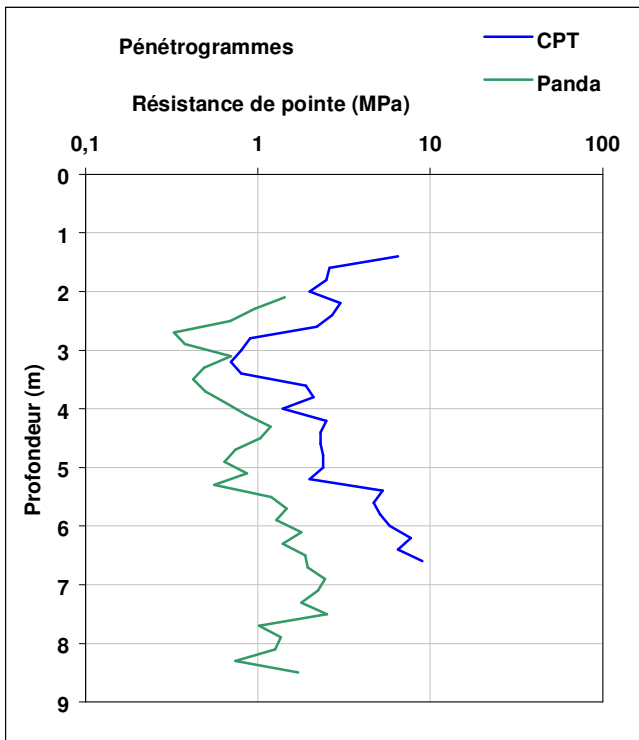
On présente ci-après, tout d'abord les pénétrogrammes (CPT et Panda) obtenus aux trois points de mesures.

On présente ensuite l'évolution des coefficients de sécurité en fonction de la profondeur d'investigation, tracés à partir des données CPT (méthode Robertson) et Panda (méthode LERMES). Les hypothèses sont :

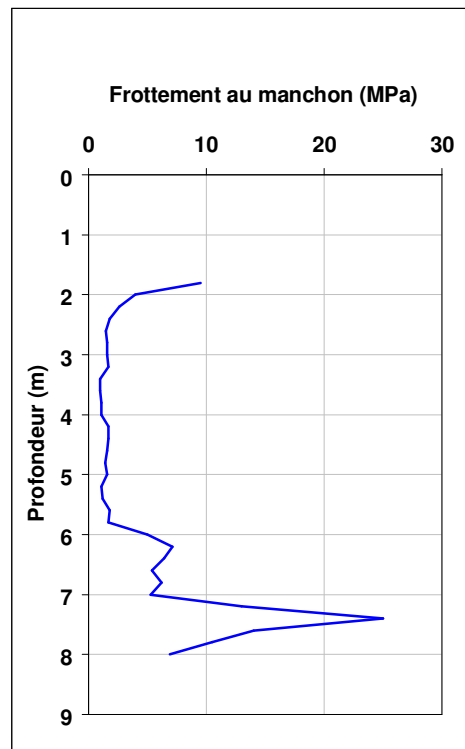
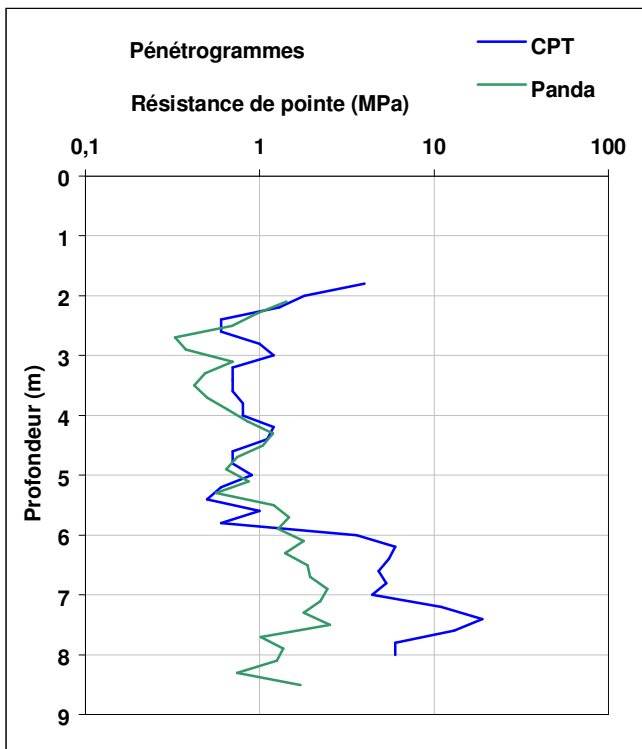
- magnitude de référence fixée à $M = 6$,
- perméabilité du limon 'A' égale à $k = 2.10^{-9} \text{ m/s}$ (issue des résultats exposés au paragraphe 2.2.2.2.),
- nappe se situant à 2,50 m de profondeur,
- poids volumique humide $\gamma_h = 20 \text{ kN / m}^3$,
- poids volumique saturé $\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ kN / m}^3$,
- et accélération horizontale de référence $a_{\text{max}} = 0,25.g$



Point 1

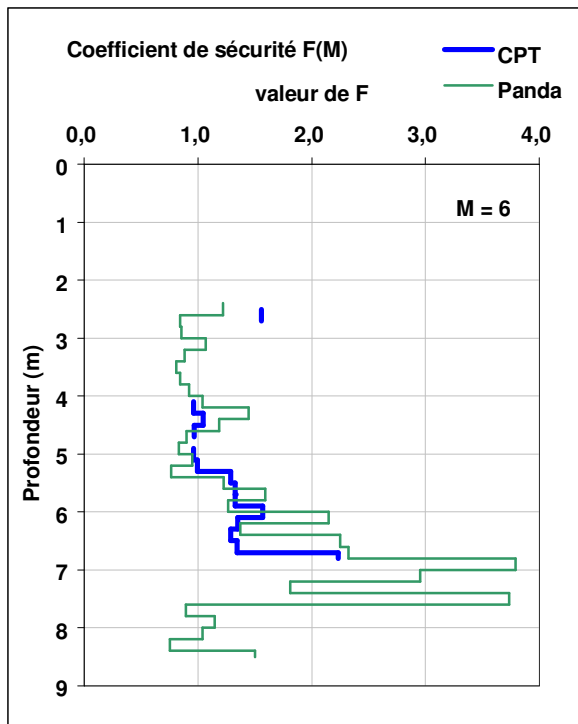


Point 2

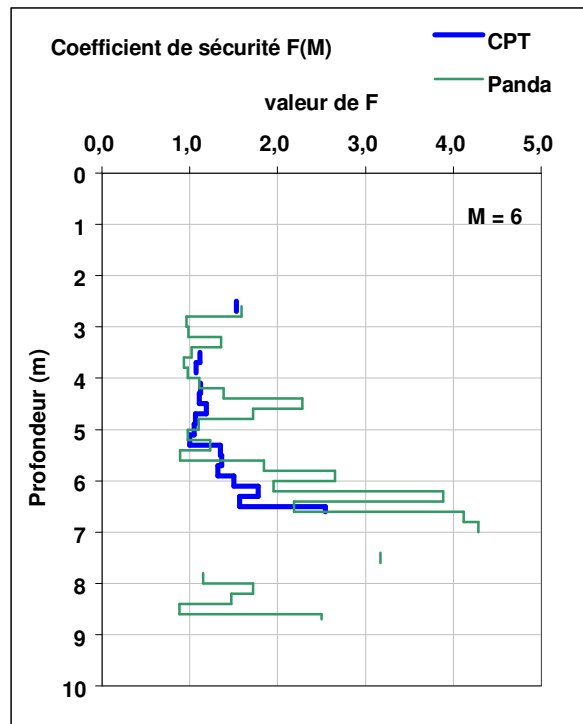


Point 3

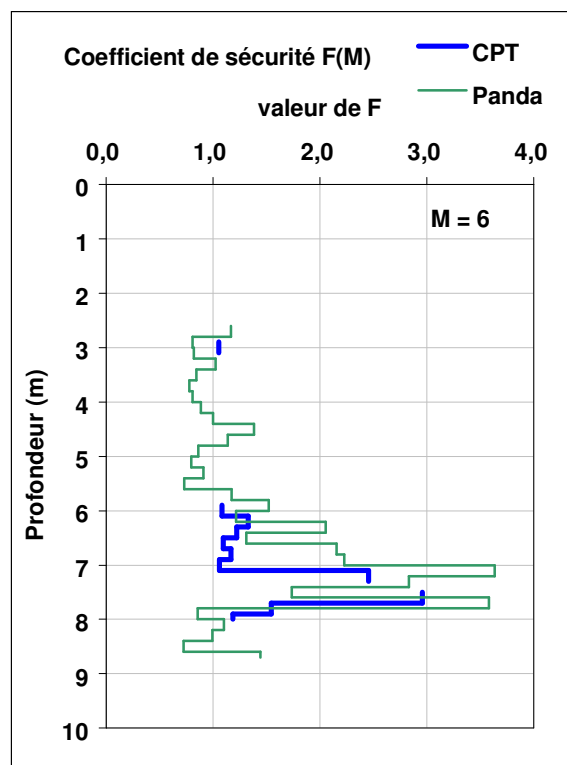
figure 3-20, pénétrogrammes obtenus au Panda et au CPT



Point 1



Point 2



Point 3

figure 3-21, estimation de F par deux méthodes in situ

➤ Remarques

Les estimations des facteurs de sécurité obtenus en trois points par deux méthodes sont assez proches dans les zones où ce facteur a pu être calculé.

On observe globalement plus de résultats fournis par la méthode au pénétromètre léger que par la méthode Robertson ; cela peut être dû au fait que le CPT ne fournit qu'une mesure ponctuelle tous les 20 cm (prise de mesure manuelle, pour les essais présentés) alors que le pénétromètre léger intègre une série de mesures quasi-continues sur toute la hauteur du sondage. Dans ce cas particulier, afin d'être proche des mesures au CPT, les sondages au pénétromètre léger ont été lissés avec une fenêtre de 20 cm. Ainsi, les mesures au CPT peuvent aboutir à considérer le sol non liquéfiable alors que les mesures au Panda indiquent le contraire (voir plus particulièrement le point 3).

Par ailleurs, la méthode au CPT calcule en chaque point la classe du sol traversé (estimation de I_c) alors que considérons avec le Panda, dans ce cas précis, une couche homogène. Une hétérogénéité locale peut donc être source de divergence des résultats ; les divergences sont ici limitées.

Enfin, nous précisons que ce matériau sort théoriquement des limites de validité de la méthode Robertson (voir figure 3-14). Or, les mesures de laboratoire (voir paragraphe 3.2.4.2, ci-après) montrent que ce limon est liquéfiable. Nous avons donc étendu la zone de validité de la méthode à ce matériau. C'est pourquoi la méthode LERMES fournit un plus grand nombre de résultats que la méthode Robertson, avec une légère tendance sécuritaire.

Partant de l'hypothèse d'égalité entre q_c et q_d , le seul élément qui peut être à l'origine d'une divergence entre la méthode Robertson et notre méthode est la relation entre I_c et la perméabilité k . Au paragraphe 3.2.1, nous avons établi une relation de ce type à partir d'éléments bibliographiques. Pour ce cas particulier, les paramètres q_c et f_s permettent le calcul de I_c pour le sol supposé homogène : I_c est égale en moyenne à 2,5 et a pour valeurs extrêmes 1,8 et 3,3. k est connu (voir paragraphe 2.2.2.2) ; il a pour valeur moyenne $2 \cdot 10^{-10}$ m/s et on admet une erreur de l'ordre d'une puissance de dix sur cette valeur. Le point obtenu dans le plan (k ; I_c) est reporté en figure 3-23. Il apparaît que la régression proposée au paragraphe 3.2.1 passe par la zone d'incertitude affectée à ce point.

3.2.3.2. Comparaison pour le limon 'B'

➤ Mesures in situ

Pour le limon 'B', nous disposons d'un essai au CPT réalisé sur un sol pratiquement non liquéfiable (des essais au triaxial ont montré un $CRR_{7,5}$ de l'ordre de 0,68 pour des teneurs en eau de 22 % et 0,46 pour des teneurs en eau de 26 %). La figure 3-22 montre le profil de facteur de sécurité associé à cet essai pour un séisme de magnitude $M = 6$ avec une accélération horizontale de 0,25.g. La nappe se situe à 7,0 m.

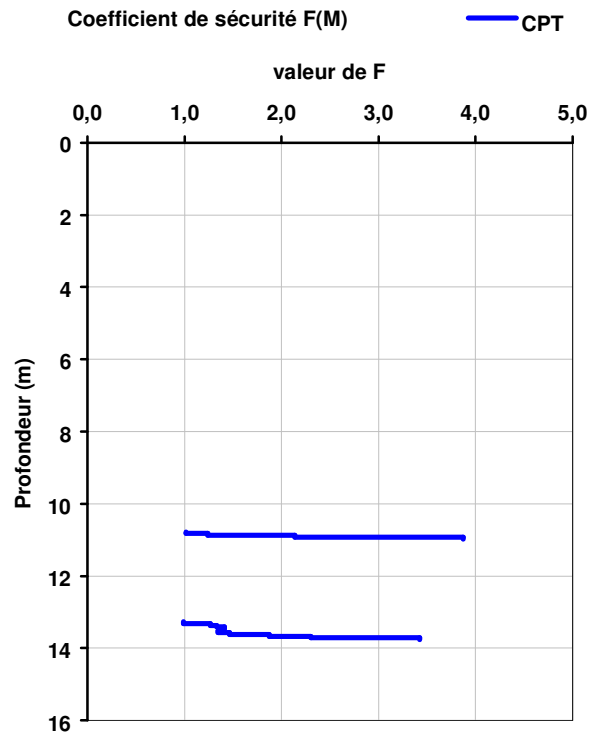


figure 3-22, estimation de F par la méthode Robertson

➤ Remarques

De 0 à 10,50 m, le sol est considéré non liquéfiable ; en effet, de 0 à 7 m, le sol est non saturé et de 7,00 à 10,50 m, les indices de comportement du sol sont supérieurs à 2,6. Dans la partie saturée, I_c est relativement stable (la moyenne pour I_c est de 2,94, les valeurs extrêmes sont : 2,70 et 3,21), ce qui montre une bonne homogénéité du matériau sur cette hauteur.

Par ailleurs, des essais de perméabilité ont été réalisés à partir d'échantillons prélevés à 9,30 m ; la perméabilité mesurée en laboratoire est de l'ordre de 1.10^{-10} m/s (on admet une incertitude d'une puissance de dix sur ce paramètre).

On dispose ainsi pour ce limon d'un couple de valeurs (k ; I_c), que l'on peut intégrer à un graphique (voir figure 3-23) pour vérifier le positionnement de la méthode Robertson par rapport à notre méthode.

3.2.3.3. Conclusion

La figure 3-23 montre un écart sur le lien entre k et I_c obtenu de façon théorique (Lunne et al., 1997 et Manassero, 1994) et ce que l'on obtient à partir des limons 'A' et 'B'.

Disposant de deux limons très proches, l'un liquéfiable, l'autre non liquéfiable. On peut ainsi proposer une limite à l'application de notre méthode, qui est : $k = 2.10^{-10}$ m/s, représentée par un segment vertical en trait discontinu sur la figure 3-23. Cette limite reste toutefois à préciser, ces deux essais n'étant pas destinés à effectuer un calage mais une vérification du

positionnement de la méthode RObertson par rapport à la notre méthode. De ce point de vue, et compte tenu des incertitudes liées à la mesure de la perméabilité ainsi que celle liée à la détermination de I_c à partir du CPT, on ne peut pas conclure à une divergence des résultats. Cette conclusion est d'autant plus appuyée que les profils comparatifs des facteurs de sécurité montrés en figure 3-21 apparaissent très proches les uns des autres.

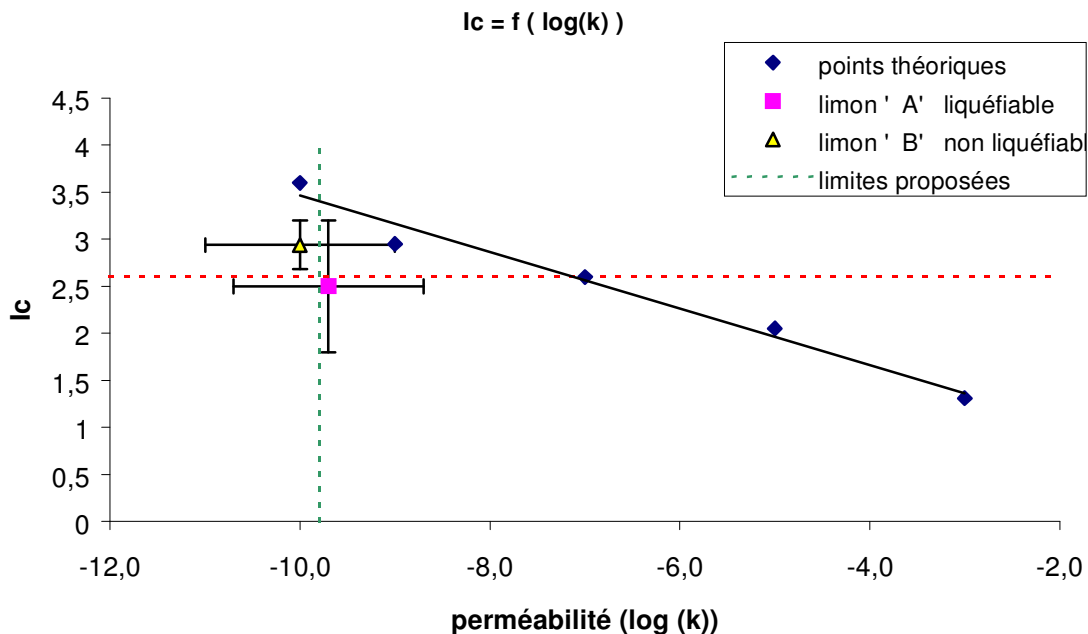


figure 3-23, position des points expérimentaux dans le plan (k ; I_c)

En conclusion, on peut retenir une extension des limites de notre méthode à des perméabilités voisines de 10^{-10} m/s. Cela peut être fait par une série d'essais de calage à partir d'un grand nombre d'essais in situ au CPT et au pénétromètre léger, pour lesquels des mesures de perméabilité seront effectuées.

3.2.4. Positionnement de la méthode par rapport aux essais de laboratoire

Deux matériaux sont retenus pour effectuer la comparaison entre la méthode in situ légère et les essais de laboratoire : le sable de Fontainebleau et le limon 'A'. Pour chacun de ces matériaux, nous disposons d'essais de liquéfaction au triaxial et d'essais au pénétromètre léger réalisés en laboratoire (Chaigneau, 2001) ainsi que de mesures de perméabilité (paragraphe 2.2.2).

Les paramètres servant de base à l'étude sont : le $CRR_{7,5}$ et la résistance de pointe normalisée rapportée au comportement d'un sable propre équivalent (q_{1Ncs}). Le $CRR_{7,5}$ issu de mesures au triaxial est noté : $CRR_{7,5}^t$ et celui calculé par la méthode rapide LERMES est noté $CRR_{7,5}^L$.

3.2.4.1. Evaluation du potentiel de liquéfaction du sable de fontainebleau

➤ Essais triaxiaux cycliques

Le sable de fontainebleau est un matériau de référence en France. Plusieurs auteurs dont Schlosser (1983) ont présenté les principales caractéristiques de ce matériaux (perméabilité, courbes œdométriques...). Plus récemment, Bouferra (2000) a étudié le comportement du sable de Fontainebleau sous sollicitation cyclique (voir annexe). Il a tracé la courbe de liquéfaction de ce matériau, présentée ci-dessous, sous les conditions suivantes :

- dispositif anti-fretage (Bouferra, 2000),
- $I_d = 0,53$ (soit $e = 0,768$, ou encore $\gamma_d = 14,96 \text{ kN/m}^3$),
- $p'_c = 100 \text{ kPa}$.

Trois contraintes de cisaillement cyclique ont été employées : 40 kPa, 50 kPa et 70 kPa. Elles ont abouti à l'observation de la liquéfaction du sable en respectivement 26, 5 et 3 cycles.

Dans ces conditions, on obtient : **$\underline{\underline{CRR_{7,5}^t = 0,20}}$** pour $\gamma_d = 14,96 \text{ kN/m}^3$.

➤ Essais de calibration au pénétromètre léger et mesure de la perméabilité

Les essais pénétrométriques sur le sable de Fontainebleau portent exclusivement sur des essais de calibration en laboratoire. Le sable de Fontainebleau a été étudié par Chaigneau (Chaigneau, 2001). D'après ses résultats, le sable de Fontainebleau est insensible à la teneur en eau (l'étude s'étend sur un domaine de variation de la teneur en eau compris entre 2,6 % et 8,7 %). Il n'y a donc qu'une seule courbe de référence établie pour ce matériau au grand moule. comme le montre l'étude réalisée en annexe, elle s'écrit, pour une contrainte verticale effective de 10 kPa :

$$[Eq. 3-23] \quad \gamma_d = 0,70.Ln(q_d) + 14,35$$

Pour $\gamma_d = 14,96 \text{ kN/m}^3$, $q_d = 2,4 \text{ MPa}$.

La mesure de perméabilité pour le sable de Fontainebleau est exposée au paragraphe 2.2.2.1 ; elle est égale à : $k = 2.10^{-4} \text{ m/s}$.

A partir du paramètre de résistance et du paramètre de perméabilité, on applique la méthode LERMES pour l'évaluation de la résistance cyclique sous un séisme de magnitude 7,5.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- massif homogène ($\gamma_d = 14,96 \text{ kN/m}^3$) normalement consolidé,
- point considéré sous la nappe,
- $\sigma'_{vo} = 10 \text{ kPa}$,
- $a_{\max} / g = 0,25$.

On suit le diagramme de la méthode pour estimer le $CRR_{7,5}$ du sable de Fontainebleau ; on obtient : $q_{1N} = 76$ et $K_c = 1$, ce qui donne : $(q_{1N})_{cs} = 76$. La résistance cyclique est ensuite calculée ; elle est notée :

$$\underline{\underline{CRR_{7,5}^L = 0,12.}}$$

➤ **Remarques**

On regroupe les résultats obtenus au triaxial et par la méthode rapide LERMES sur une courbe de liquéfaction (*figure 3-24*). Sur cette courbe, les points issus des essais triaxiaux proviennent directement de l'étude réalisée par Boufferra ; on choisit de représenter la tendance par une fonction inversement proportionnelle au nombre de cycles. Le point trouvé par la méthode rapide est relatif à un nombre de cycles équivalent à 15 est noté :

$$\underline{\underline{CRR_{7,5}^t = 0,20.}}$$

Les $CRR_{7,5}$ obtenus par les deux méthodes sont légèrement différents (il y a un rapport de 1,7 entre les deux valeurs). Outre les incertitudes liées aux essais triaxiaux, on a du mal à expliquer un tel écart. On peut néanmoins émettre quelques hypothèses quant à une éventuelle justification de cette différence.

Pour établir ces hypothèses, on cherche à déterminer les paramètres qui permettraient d'obtenir l'égalité entre les $CRR_{7,5}$.

Tout d'abord, il y a la mesure de perméabilité qui pourrait être remise en cause. Supposons qu'il s'agisse là du paramètre à la source de l'écart. Dans ce cas, on peut rechercher la valeur de perméabilité qui annulerait l'écart sur les $CRR_{7,5}$. Pour obtenir ce résultat, on estime tout d'abord la valeur de $(q_{1N})_{cs}$ correspondant à $CRR_{7,5}^L = CRR_{7,5}^t$. On obtient $(q_{1N})_{cs} = 109$. Cela correspond à $K_c = 1,4$, ce qui équivaut à $k = 4.10^{-6}$ m/s. Une telle perméabilité est relative à un mélange sableux. La mesure de perméabilité, si elle comporte des erreurs, pourrait être l'un des biais pouvant expliquer le décalage observé sur les CRR .

Puis, une autre hypothèse repose sur un écart possible entre les poids volumiques secs réel et estimé des échantillons testés au triaxial.

Nous proposons d'utiliser la méthode rapide pour évaluer le poids volumique sec initial de l'échantillon. On procède de la façon suivante : à partir du $CRR_{7,5}^L$, on estime $(q_{1N})_{cs}$ équivalent (soit 109). De cette valeur, en supposant $K_c = 1$, on retrouve la résistance de pointe correspondante pour $\sigma'_{v0} = 10$ kPa : $q_d = 3,4$ MPa, ce qui correspond, d'après la courbe de référence à : $\gamma_d = 15,2$ kN/m³, ou encore $I_d = 0,61$. Cette dernière valeur n'est pas très éloignée de la mesure faite par Boufferra ($I_d = 0,53$). Il est donc fort probable, étant donné la sensibilité de ce paramètre d'entrée, qu'une erreur ait pu émerger à ce niveau.

Enfin, il est probable que la méthode de Robertson (et, par voie de conséquence, également notre méthode) soit suffisamment conservatrice pour justifier une part de l'écart entre le $CRR_{7,5}^L$ et le $CRR_{7,5}^t$.

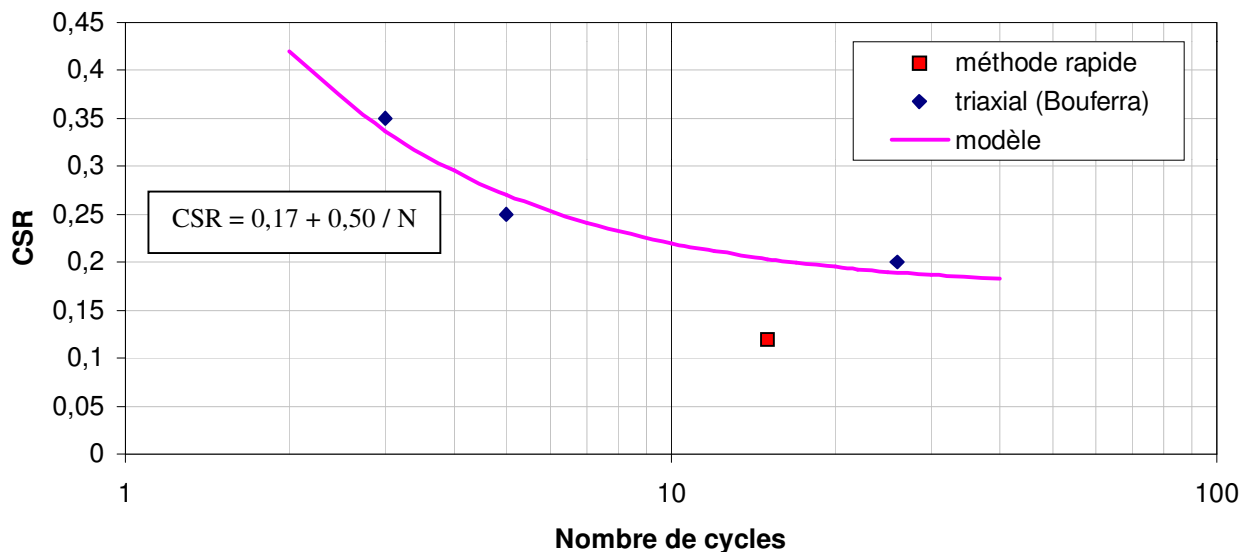


figure 3-24, courbe de liquéfaction pour le sable de Fontainebleau

En conclusion, pour ces premiers essais, l'écart entre les résultats peut être justifié par différents biais : l'un pourrait provenir du caractère conservatif de la méthode de Robertson, sur la quelle repose notre méthode, l'autre d'un écart possible entre le poids volumique sec estimé pour les essais triaxiaux et celui employé pour l'estimation de la résistance de pointe correspondante.

Pour aller plus-avant, nous étudions le cas d'un limon en place, avec comparaison entre les trois méthodes (triaxial, Robertson, méthode légère dérivée de Robertson).

3.2.4.2. Evaluation du potentiel de liquéfaction du limon 'A'

➤ Essais triaxiaux cycliques

Le limon 'A' est un matériau déjà bien connu (voir paragraphe 2.2.2.2). Pour évaluer son potentiel de liquéfaction, nous choisissons de le mettre en œuvre au triaxial à un poids volumique sec initial compris entre 91 et 94% de l'OPN, consolidé sous 100 kPa.

Une série de cinq essais triaxiaux cycliques à contrainte imposée, est réalisée pour des éprouvettes reconstituées en laboratoire. Le triaxial ne dispose pas de système anti-fretage et les appuis haut et bas n'autorisent pas la rotation des embases.

Ces cinq essais permettent de trouver 7 points permettant de tracer la courbe de liquéfaction (voir figure 3-25). Nous précisons que quatre des cinq essais ont été menés à leur terme avec le niveau de chargement cyclique initial ; un seul essai n'a pas pu être mené à terme avec le CSR initial. Pour cet essai, 40 cycles ont été effectués à CSR = 0,12, puis 158 à CSR = 0,17 et enfin 100 à CSR = 0,21. La liquéfaction a été atteinte au cours des 100 derniers cycles. Cet essai (référence LiCSR2c), ainsi que les quatre autres (LiCSR3, LiCSR4, LiCSR5 et LiCSR6) sont exposés en annexe.

On obtient : $\underline{\underline{CRR_{7,5}^t = 0,20}}$ pour $\gamma_d = 17,20 \text{ kN/m}^3$.

➤ Essais de calibration au pénétromètre léger et mesure de la perméabilité

Les essais pénétrométriques sur le limon 'A' portent sur des essais de calibration en laboratoire. 27 essais ont été réalisés par Chaigneau (2001) pour différents poids volumiques et différents teneurs en eau. Sur ces 27 essais, seulement quatre concernent un état à saturation ; les pénétrogrammes issus de ces essais sont reportés en annexe. Leur analyse permet d'isoler une courbe de calibration, relative à une contrainte verticale effective de l'ordre de 10 kPa. L'équation de cette courbe s'écrit :

$$[Eq. 3-24] \quad \gamma_d = 1,22.Ln(q_d) + 17,38$$

Ainsi, pour un poids volumique sec égal à 17,20 kN/m³, la résistance de pointe est évaluée à : $q_d = 0,9$ MPa.

Pour un même poids volumique, la perméabilité mesurée varie de 6.10^{-10} m/s (tendance par rapport à une série d'essais à l'oedomètre-perméamètre) à 2.10^{-9} m/s (mesure au perméamètre léger dans un moule). La perméabilité étant inférieure, dans tous les cas, à 8.10^{-8} m/s, le limon 'A' sort des limites du domaine d'application de la méthode. On propose néanmoins d'appliquer la méthode en considérant K_c égal à 3,3 pour $k < 8.10^{-8}$ m/s . Pour $\sigma'_{vo} = 100$ kPa, q_{1N} est égal à 28. On en déduit : $(q_{1N})_{cs} = 92$. Par suite :

$$\underline{\underline{CRR_{7,5}^L = 0,15.}}$$

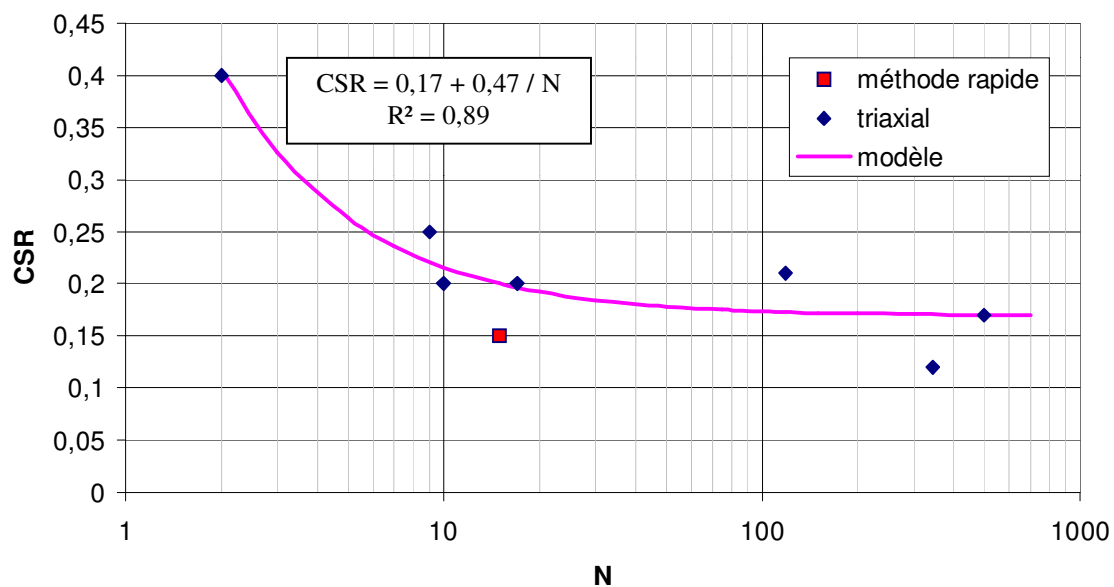


figure 3-25, courbe de liquéfaction du limon 'A', poids volumique sec consolidé de 92 à 96% de l'OPN, $\sigma'_{vo} = 100$ kPa

➤ **Remarques**

Malgré le positionnement du limon 'A' en dehors de la zone de validité de la méthode et moyennant quelques hypothèses (extension de la relation $K_c = f(k)$ et conditions équivalentes sur site), il est possible de calculer la résistance cyclique à la liquéfaction pour un séisme de référence. Cette résistance est assez proche de celle trouvée en laboratoire ; il y a un rapport de 1,3 entre les deux valeurs, comparable à celui trouvé pour le sable de Fontainebleau. Nous formulerons les mêmes remarques que précédemment quant aux sources d'erreur pouvant expliquer un écart entre les résultats obtenus au triaxial et ceux délivrés par la méthode rapide. On notera toutefois que, dans les deux cas, les résultats obtenus par l'application de la méthode rapide sont toujours plus pessimistes que ceux observés sur des échantillons testés au triaxial.

3.2.5. Conclusion

L'étude comparative entre la méthode Robertson et la méthode LERMES montre de fortes similitudes sur les résultats. Des essais complémentaires permettraient de confirmer la bonne correspondance entre les deux méthodes.

Les essais comparatifs entre la méthode rapide et les mesures de laboratoires tendent à montrer des différences significatives pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Pour le moment, nous pensons que l'on peut attribuer ces différences d'une part aux erreurs d'estimation du poids volumique des éprouvettes testées en laboratoire, d'autre part au caractère sécuritaire de la méthode de Robertson. On retrouverait ainsi un coefficient de sécurité qui aurait pu être introduit par Robertson, et qui serait de l'ordre de 1,5. Si l'on note ce coefficient K_{L-t} , on peut écrire :

$$[Eq. 3-25] \quad CRR_{7,5}^t = K_{L-t} \cdot CRR_{7,5}^L,$$

avec $K_{L-t} = 1,5$.

Pour la suite de l'étude, de façon à conserver le caractère sécuritaire de la méthode in situ, nous n'effectuerons pas de correction sur les estimations du $CRR_{7,5}$. Nous appliquerons la méthode rapide au cas du tronçon précédemment reconnu au pénétromètre léger (voir paragraphe 2.3) et proposerons d'évaluer sa stabilité après apparition d'un séisme de projet.

3.3. Evaluation de la résistance post-cyclique d'un massif

La caractérisation du potentiel de liquéfaction d'un sol ne suffit pas à prédire la stabilité ou l'instabilité d'un massif. On considère en effet que ce dernier aspect dépend de la répartition spatiale des zones sensibles à la liquéfaction et également à la résistance post-cyclique.

Concernant la répartition spatiale des zones sensibles, on se situe soit dans le cas où la liquéfaction affecte l'ensemble d'une même couche (à l'échelle mésoscopique), soit dans le cas où elle n'en affecte qu'une partie. Tout comme ce qui est proposé pour l'étude de la stabilité statique, deux choix se présentent à l'ingénieur : soit on globalise le champ de résistance (ou de facteur de sécurité) au sein d'une couche, soit on dresse une carte bidimensionnelle longitudinale de résistance et on ne retient que la section la plus faible. Nous recommandons ici de retenir le premier calcul pour une liquéfaction de l'ensemble d'une couche, le second étant plutôt adapté au cas d'une liquéfaction partielle de la couche. Enfin, on préférera retenir le second calcul pour les cas où le tronçon de digue étudié est composé de plusieurs couches dont l'une au moins n'est que partiellement liquéfiable. Nous présentons dans un premier paragraphe les détails d'un tel calcul, en s'appuyant sur l'exemple du tronçon étudié au paragraphe 2.3.

Disposant d'un modèle de répartition du facteur de sécurité relatif au potentiel de liquéfaction, calculé pour la section la plus sensible, on doit choisir un paramètre de résistance à intégrer dans le calcul de stabilité. Une discussion est menée à ce sujet en deuxième partie de ce paragraphe. Nous avançons également une proposition sur un critère, illustrée par l'exemple de la stabilité d'une section de l'ouvrage étudié au paragraphe 2.3.

3.3.1. Spatialisation du coefficient de sécurité

La spatialisation des coefficients de sécurité se fait de la même façon que pour la résistance de pointe, comme cela a été présenté au paragraphe 2.3.

Nous proposons donc en premier lieu une carte longitudinale des coefficients de sécurité calculés à partir de mesures au pénétromètre léger, couplées aux mesures de perméabilité et traitées avec l'algorithme présenté en figure 3-15.

Pour cet ouvrage, nous retenons comme magnitude de projet : $M = 6$ et comme accélération de pic : $a_{\max} = 0,25 \cdot g$. Le poids volumique humide est pris égal à $22 \text{ kN} / \text{m}^3$; le poids volumique saturé est supposé de l'ordre de $25 \text{ kN} / \text{m}^3$. La profondeur de la nappe est de 2,0 mètres.

La figure suivante montre la carte des coefficients de sécurité ainsi obtenus.

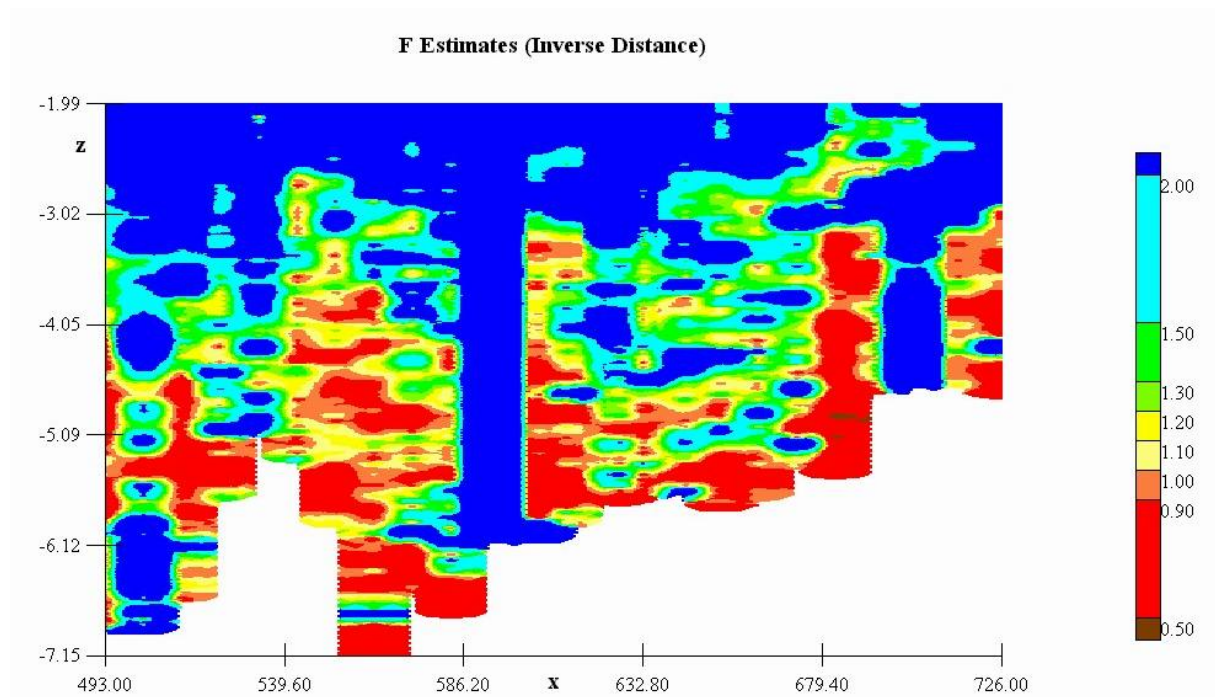


figure 3-26, carte des coefficients de sécurité

Cette carte montre un grand nombre de régions dans la couche de limon de fondation où de la liquéfaction peut se produire lors d'un séisme correspondant à la magnitude de projet. On retrouve un profil très résistant non liquéfiable ($x = 563$) et un profil de très faible résistance ($x = 683$) où les coefficients de sécurité sont globalement inférieurs à 0,9.

A partir d'une telle carte, et en choisissant un critère approprié pour l'évaluation de la résistance post-sismique, on accède à une évaluation de la stabilité post-sismique de l'ouvrage, ce qui est proposé au paragraphe suiv ant.

3.3.2. Résistance post-cyclique du limon 'A'

Nous avons vu précédemment que le comportement d'un matériau saturé soumis à un séisme peut être extrêmement variable selon le cas où le matériau atteint ou non un état liquéfié.

Le comportement post-cyclique doit donc être étudié de façon différente pour un matériau ayant liquéfié par rapport à un matériau n'ayant pas atteint cet état. Pour aborder le problème de façon simple, on considère que le matériau n'ayant pas été mené à liquéfaction conserve un comportement identique avant et après sollicitation dynamique. En revanche, un matériau ayant liquéfié doit être étudié de façon différente.

Dans le cas du limon étudié ici, un protocole d'essais au triaxial a été défini afin d'observer le comportement d'éprouvettes de ce matériau sous sollicitation monotone post-liquéfaction. A l'issue de cet étude, on effectue un choix sur le critère de résistance post-liquéfaction à considérer pour une étude de stabilité de l'ouvrage post-sismique.

3.3.2.1. Comportement post-liquéfaction du limon en laboratoire

L'étude du comportement post-liquéfaction du limon repose sur une procédure proposée par M. Fry. Cette étude consiste à réaliser en laboratoire une série d'essais triaxiaux cycliques destinés à amener les éprouvettes à liquéfaction, suivis d'une phase de compression monotone pour évaluer la résistance post-liquéfaction des éprouvettes.

Le protocole de réalisation d'essais au triaxial consiste à mettre en œuvre onze éprouvettes de limon, saturées, à des densités sèches initiales variables (85, 90, 95 et 100 % de l'OPN) et consolidées sous 50, 100 et 200 kPa. Les éprouvettes sont ensuite soumises à une série de 20 cycles à ± 3 % de déformation, drainages fermés. Les cycles ont pour objectif d'amener les éprouvettes à liquéfaction, ce que l'on peut effectivement observer pour chacun des essais (augmentation de la pression interstitielle et annulation des contraintes effectives). Maintenant les drainages fermés, ces éprouvettes sont ensuite comprimées jusqu'à 20 à 30 % de déformation axiale relative. Les niveaux de déformation atteints lors de la phase de compression ainsi que les schémas de déformation des éprouvettes au cours du chargement ont amené à considérer un modèle de déformation de type « tonneau » pour le calcul de la contrainte de cisaillement, le calcul par défaut étant celui d'un cylindre de révolution (cité par Bardet, 1997).

Les courbes expérimentales, ainsi qu'une synthèse des résultats sont reportées en annexe. On retient de ces essais un comportement post-liquéfaction raidissant du matériau en condition non drainée. Ce comportement est observé à partir d'une déformation axiale relative supérieure à 3 % (déformation utilisée pour effectuer les cycles). En deçà de ce niveau de déformation, la résistance est quasi-nulle ; dans la représentation de Cambridge, cela correspond à un état se situant à l'origine du repère. Au-delà, le chemin de contrainte se situe dans le domaine dilatant (on observe parallèlement une diminution de la pression interstitielle). L'état ultime est atteint lorsque le chemin de contrainte rejoint la droite caractéristique, cela pour une déformation axiale relative comprise entre 20 et 25 %.

Le comportement particulier de ce limon après liquéfaction pose une difficulté pour la détermination d'un critère de résistance à appliquer à un ouvrage sujet à un séisme entraînant la liquéfaction au moins partielle d'une couche constituée de ce limon. En effet, la résistance ultime n'est atteinte qu'à des niveaux de déformation importants ; en deçà, la résistance est très faible, voire nulle ($\varepsilon < 3\%$). Le paragraphe suivant est dirigé sur deux approches différentes, appliquées sur l'ouvrage constitué du limon 'A'.

3.3.2.2. Choix d'un critère de résistance post-liquéfaction

Pour la liquéfaction d'écoulement, les sols adoptent généralement un comportement qui est à tendance contractante. Yoshimine (Yoshimine, Robertson et Wride, 1999) propose deux possibilités pour retenir un critère de résistance dans cette situation. On considère soit l'état limite intermédiaire (QSS ou « Quasi Steady State ») qui apparaît lors de l'atteinte de la ligne caractéristique (repère de Cambridge), soit l'état limite ultime (USS ou « Ultimate Steady State »). L'état limite intermédiaire est généralement atteint à de faibles niveaux de déformation (inférieures à 3 %) ; l'état limite ultime peut n'être atteint qu'à de très grandes déformations (supérieures à 20 %) pour des matériaux durcissants (voir figure 3-4).

Ces deux critères de résistance peuvent être appliqués au cas des sols ramollissants sous sollicitation cyclique.

➤ Critère C_1 : Résistance post-cyclique relative à l'état limite intermédiaire QSS

L'état limite intermédiaire QSS est relatif à l'état du matériau avant sollicitation monotone. Or, s'agissant de matériaux ayant été sollicités dynamiquement, nous proposons une approche relative à l'endommagement D subi par le matériau lors de l'application d'une charge cyclique.

Les méthodes rapides permettent de déterminer le potentiel de liquéfaction d'un sol ; il s'agit d'une approche binaire ruine / non ruine (ou plus précisément à ce stade de l'étude : liquéfaction / non liquéfaction) relative à des observations de cas réels ou de mesures en laboratoire. Or, les résultats obtenus au triaxial montrent qu'une sollicitation cyclique sur des éprouvettes ne mènent pas systématiquement le matériau à liquéfaction, mais peut, néanmoins, générer une augmentation de la pression interstitielle.

Dans le plan de Cambridge, une augmentation de pression interstitielle est traduite par une diminution de la contrainte moyenne effective p' (à près cycles : $p'_{pc} = p'_o - \Delta U$).

Nous supposons que, sous chargement monotone, à un état p'_{pc} correspond une et une seule résistance au cisaillement q_{QSS-pc} à l'état limite intermédiaire. Par ailleurs, l'état limite intermédiaire est relatif à un changement de comportement (dilatant / contractant), délimité par la droite caractéristique ; nous faisons donc une hypothèse sur la linéarité entre p'_{pc} et q_{QSS-pc} .

Un chargement cyclique appliqué sur un matériau peut ainsi avoir trois conséquences :

- 1 – le niveau de chargement, quel que soit le nombre de cycles appliqués, ne suffit pas à générer une modification de l'état du matériau : les surpressions interstitielles sont nulles ($\Delta U = 0$), l'état post-cyclique est identique à l'état initial avant chargement cyclique ($p'_{pc} = p'_o$) et l'endommagement est nul ($D = 0$),
- 2 – la sollicitation cyclique CSR est génératrice de surpressions interstitielles sans mener le matériau à liquéfaction complète : $\Delta U > 0$, $p'_{pc} < p'_o$ et $D > 0$,
- 3 – la sollicitation cyclique CSR est une sollicitation critique, le matériau est liquéfié : $\Delta U = p'_o$, $p'_{pc} = 0$ et $D = 100\%$.

On peut définir l'endommagement comme une fonction de la surpression interstitielle générée par un chargement cyclique et d'un état initial :

[Eq. 3-26]

$$D = \Delta U / p'_o$$

L'état limite intermédiaire est supposé linéaire avec l'état avant chargement monotone. Si l'on note q_{o-QSS} le déviateur à l'état limite intermédiaire obtenu à partir d'un sol non endommagé, c_{uo-QSS} la cohésion non drainée qui lui est associée, q_{pc-QSS} le déviateur à l'état limite intermédiaire obtenu après chargement cyclique et $c_{upc-QSS}$ la cohésion non drainée qui lui est associée, on peut écrire :

[Eq. 3-27]

$$c_{upc-QSS} = c_{uo-QSS} \cdot (1 - D)$$

Un sol ayant liquéfié a donc une cohésion non drainée nulle à l'état limite intermédiaire.

Les méthodes rapides fournissent un facteur de sécurité, relatif au rapport entre la sollicitation cyclique et la résistance cyclique, ramené à un séisme de projet ([Eq. 3-8]). Lorsque F est inférieur à 1, il y a liquéfaction du sol ($D = 100\%$). En revanche, pour des valeurs de F supérieures à 1, nous ne connaissons pas le niveau d'endommagement du matériau. C'est pourquoi nous faisons une hypothèse (forte) en supposant qu'il existe une valeur de F à partir de laquelle la sollicitation cyclique ne provoque plus d'endommagement au sol ; nous appelons cette valeur F_{ld} (F limite de dommage). Nous supposons également que l'évolution du dommage entre $F = 1$ et $F = F_{ld}$ est linéaire (voir figure 3-27).

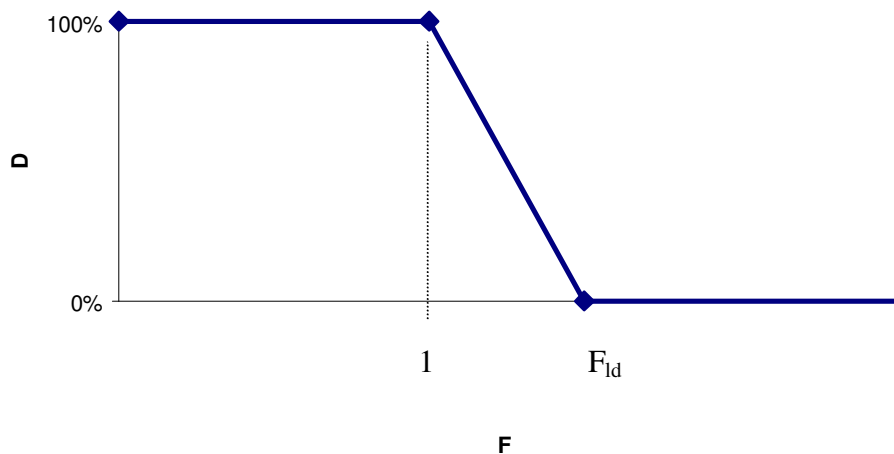


figure 3-27, évolution de l'endommagement en fonction de la valeur du facteur de sécurité relatif au potentiel de liquéfaction des sols

Pour le limon 'A', on utilise la courbe de liquéfaction (voir figure 3-25) pour estimer la valeur du facteur F_{ld} . Cette courbe montre qu'un CSR inférieur à 0,17 n'a pas d'effet sur l'état du matériau. Pour cet exemple, le séisme de référence est pris égal à 6,2, ce qui induit une valeur pour F_{ld} équivalente à 1,9. Prenant une marge de sécurité par rapport à ce résultat, nous considérons F_{ld} égal à 2.

Ainsi, par rapport aux sols ayant liquéfié, l'état limite intermédiaire est équivalent à l'état avant sollicitation monotone, c'est-à-dire : $p' = 0$. Le premier critère (que l'on note C_1) correspond donc à une résistance au cisaillement nulle pour les sols ayant liquéfié. On exprime la résistance au cisaillement en terme de cohésion non drainée résiduelle, notée c_{u-C1} :

$$\begin{aligned} c_{u-C1} &= c_{uo-QSS} && \text{pour } F > 2 \\ c_{u-C1} &= (F-1) \cdot c_{uo-QSS} && \text{pour } F \leq 2 \\ c_{u-C1} &= 0 && \text{pour } F < 1 \end{aligned}$$

Pour ce critère, un essai de chargement monotone (voir en annexe) sur une éprouvette de limon 'A', saturée à teneur en eau de consolidation égale à 18,3 %, ainsi que le premier cycle de chargement des essais triaxiaux sollicités à $\pm 3\%$ (voir en annexe) permet d'établir la relation suivante entre q_{o-QSS} et w_f :

[Eq. 3-28]
$$q_{o-QSS} = -926 + 191 / w_f$$

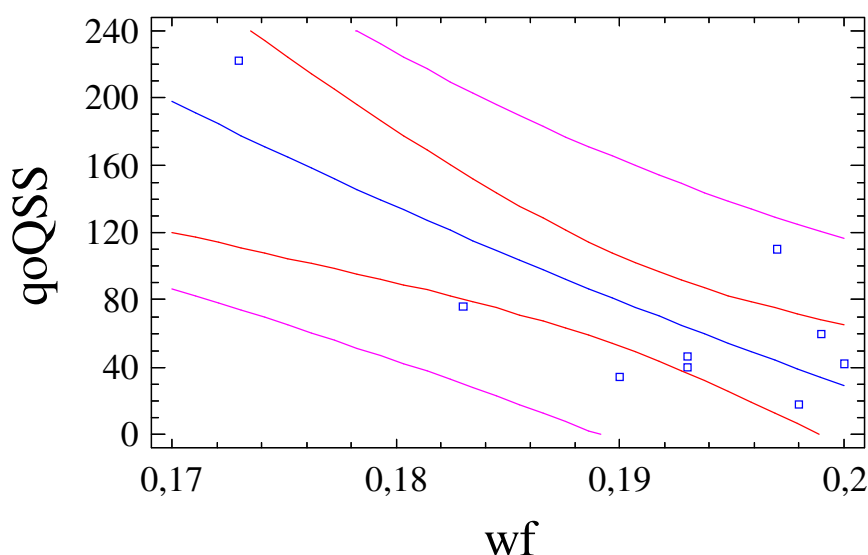


figure 3-28, déviateur limite en fonction de la teneur en eau de consolidation et intervalle de confiance à 90 % – limon 'A'

Le coefficient de détermination de ce modèle est : $\rho^2 = 0,60$; l'écart-type résiduel est égal à 42 kPa. Pour un échantillon de $n = 9$ individus et en supposant que la variable aléatoire relative à q_{o-QSS} suit une loi de Student à 7 degrés de liberté (cité par Karaman, 1996), le fractile à 5 % de la résistance maximale pour une déformation en tonneau est donné par :

[Eq. 3-29]
$$q_{o-QSS} = -926 + \frac{191}{w_f} - 59,3 \cdot \sqrt{\frac{1}{9} + \frac{(\frac{1}{w_f} - 5,22)^2}{0,514}}$$

Les points expérimentaux au triaxial sont comparés aux mesures de résistance de pointe. A partir de la formule donnée en annexe H, avec $\gamma_s = 26,62 \text{ kN / m}^3$, on exprime la teneur en eau à saturation en fonction de la résistance de pointe :

$$[Eq. 3-30] \quad w_{sat} = \frac{11,87}{21,08 + \text{Ln}(q_d)} - 0,376$$

Intégrée dans les formules [Eq. 3-29] et [Eq. 3-33], la teneur en eau à saturation permet d'effectuer le lien entre résistance de pointe au pénétromètre léger et déviateur à l'état limite intermédiaire obtenue à partir d'un sol non endommagé (les unités sont homogènes à des MPa, tant pour les déviateurs que pour les résistances de pointe) :

$$[Eq. 3-31] \quad q_{o-QSS} = -0,926 + \frac{4,028 + 0,191 \cdot \text{Ln}(q_d)}{3,944 - 0,376 \cdot \text{Ln}(q_d)}$$

$$[Eq. 3-32] \quad q_{o-QSS;0,90} = q_{o-QSS} \pm 0,0593 \cdot \sqrt{\frac{1}{9} + \left(\frac{0,660 + 4,135 \cdot \text{Ln}(q_d)}{3,944 - 0,376 \cdot \text{Ln}(q_d)}\right)^2}$$

Ces relations sont valables pour q_d variant de 0,5 à 6,6 MPa. On trace sur le graphique suivant (figure 3-29) l'évolution du déviateur pour la tendance et la limite basse de l'intervalle de confiance à 90 %.

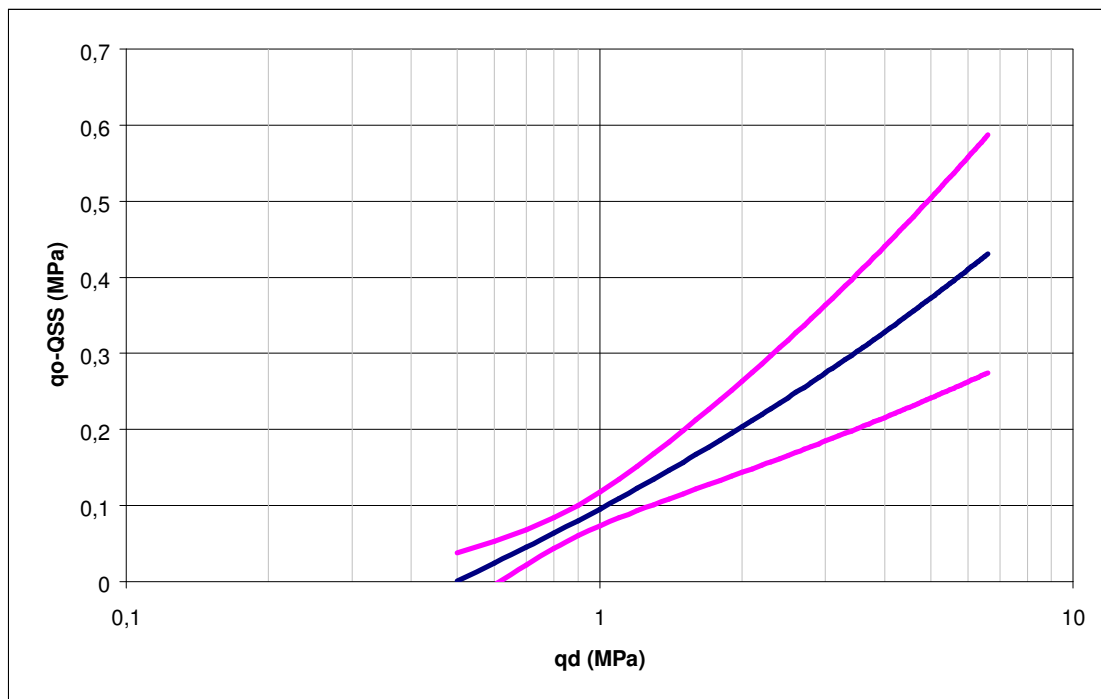


figure 3-29, estimation de l'évolution du déviateur limite intermédiaire initial en fonction de la résistance de pointe – intervalle de confiance à 90 %

En définissant la cohésion non drainée résiduelle comme un demi du déviateur, on établit graphiquement (voir figure 3-33) l'évolution du rapport entre q_d et la cohésion non drainée limite intermédiaire c_{uo-QSS} . Ce rapport est noté α_{o-QSS} .

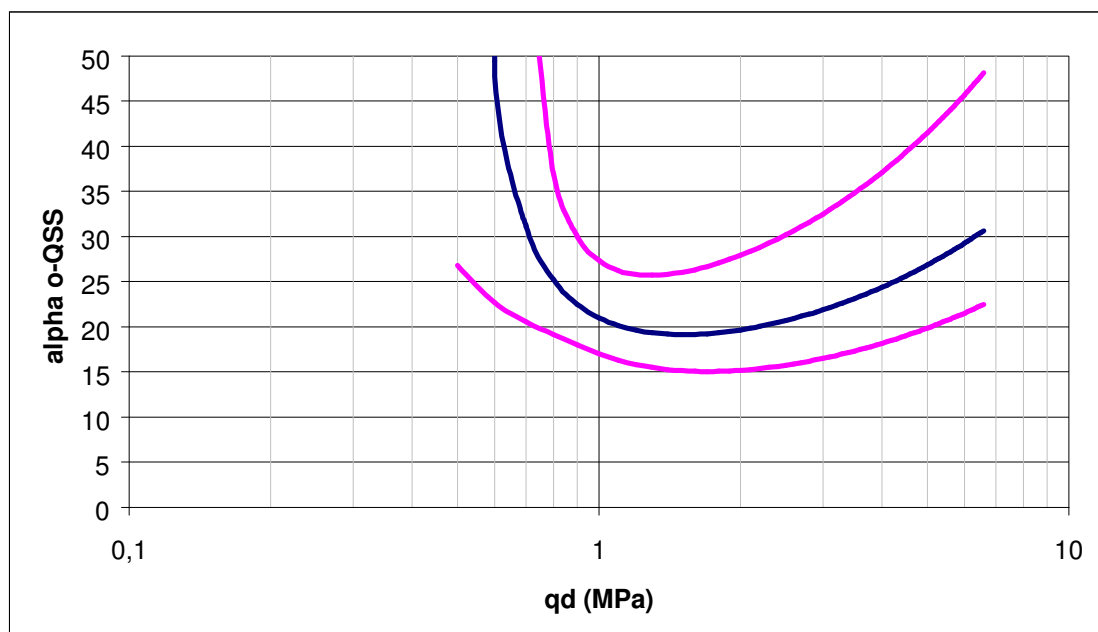


figure 3-30, évolution du coefficient noté α_{o-QSS} en fonction de la résistance de pointe – intervalle de confiance à 90 %

L'évolution moyenne de α_{o-QSS} est d'abord décroissante jusqu'à 1,5 MPa environ, puis devient croissante. L'obtention d'un minimum autour de 1,5 MPa ne s'explique pas physiquement ; on peut penser que la décroissance observée jusqu'à 1 MPa est un biais provenant du modèle. On note toutefois que ce rapport est compris entre 15 et 50, ce qui paraît un peu fort par rapport aux valeurs trouvées dans la littérature pour des sols vierges (entre 10 et 30, voir paragraphe 1.3.4.1) mais non aberrant, d'autant que la dispersion sur les résistances est plutôt forte. Cela se ressent particulièrement lorsque l'on suit l'évolution de α_{o-QSS} en fonction de q_d , à partir du fractile à 95 %. Ces valeurs tendent vers l'infini en deçà de 0,8 MPa, mais au-delà, sont comprises entre 24 et 50.

En se plaçant du côté de la sécurité, on recommande de choisir α égal à 50 pour des résistances de pointe supérieures à 0,8 MPa dans les sols saturés. Pour des résistances inférieures, on peut estimer la cohésion non drainée limite intermédiaire initiale nulle :

$$\begin{array}{ll}
 \text{Critère } C_1 : & \underline{c_{u-C1}} = q_d / 50 \quad \text{pour } F > 2 \text{ et } q_d \geq 0,8 \text{ MPa} \\
 & \underline{c_{u-C1}} = (F-1) \cdot q_d / 50 \quad \text{pour } F \leq 2 \text{ et } q_d \geq 0,8 \text{ MPa} \\
 & \underline{c_{u-C1}} = 0 \quad \text{pour } F < 1 \text{ ou } q_d < 0,8 \text{ MPa}
 \end{array}$$

Ces relations sont valables uniquement pour des résistances de pointe inférieures à 7 MPa, relatives à des sols compactés à 107 % de l' optimum Proctor normal

➤ **Critère C_2 : Résistance post-cyclique relative à l'état limite ultime USS**

Le second critère (C_2) correspond à un état ultime qui, comme cela est présenté ci-après, peut ne pas être atteint avant un niveau de déformation conséquent (supérieur à 20 %).

Dans le cas du limon considéré, on effectue un rapprochement entre les résistances maximales post-liquéfaction et les résistances de pointe observées en laboratoire sur des moules de calibration. La comparaison est faite par le biais d'une relation entre résistance de pointe et teneur en eau à saturation (voir annexe H) et d'une relation entre déviateur maximal obtenu au triaxial (essai monotone post-liquéfaction) et teneur en eau de consolidation.

Nous considérons cette approche valable uniquement pour les sols ayant été menés à liquéfaction. En théorie, l'état limite ultime ne dépend que de l'état initial, avant application du chargement cyclique.

On trace sur un graphique l'évolution des déviateurs maximaux q_{tm} en fonction de la teneur en eau finale (voir figure 3-31). Ce modèle se met sous la forme suivante :

$$[Eq. 3-33] \quad q_{tm} = -1967 + (431,6 / w_f)$$

Le coefficient de détermination de ce modèle est : $\rho^2 = 0,55$; l'écart-type résiduel est égal à 136 kPa. Pour un échantillon de $n = 11$ individus et en supposant que la variable aléatoire relative à q_{tm} suit une loi de Student à 9 degrés de liberté (cité par Karaman, 1996), le fractile à 5 % de la résistance maximale pour une déformation en tonneau est donné par :

$$[Eq. 3-34] \quad q_{tm} = -1962 + \frac{430,7}{w_f} - 188 \cdot \sqrt{\frac{1}{11} + \frac{(\frac{1}{w_f} - 5,22)^2}{1,082}}$$

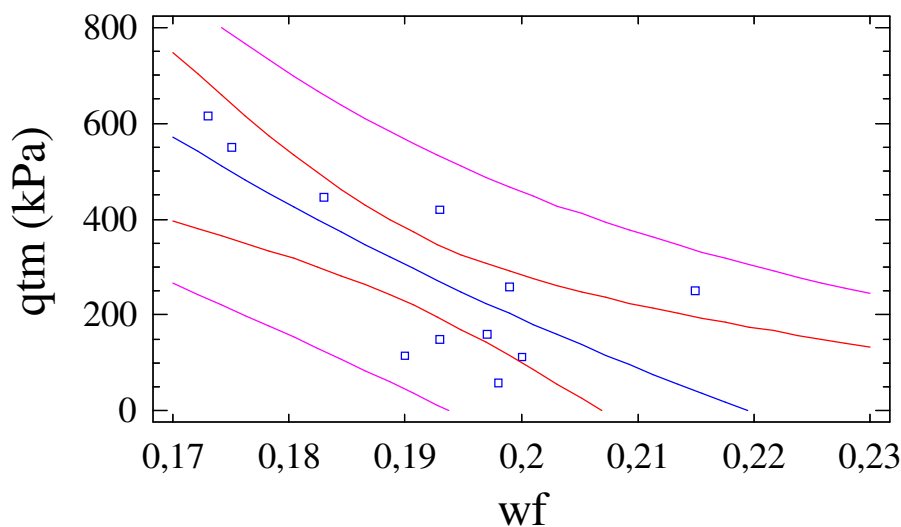


figure 3-31, déviateur maximal pour une déformation de type tonneau en fonction de la teneur en eau de consolidation et intervalle de confiance à 90 % – limon 'A'

Intégrée dans les formules [Eq. 3-33] et [Eq. 3-34], la teneur en eau à saturation permet d'effectuer le lien entre résistance de pointe au pénétromètre léger et déviateur maximal résiduel (les unités sont homogènes à des MPa, tant pour les déviateurs que pour les résistances de pointe) :

$$[Eq. 3-35] \quad q_{tm} = -1,962 + \frac{9,079+0,431.Ln(q_d)}{3,944-0,376.Ln(q_d)}$$

$$[Eq. 3-36] \quad q_{tm;0,90} = q_{tm} \pm 0,188 \cdot \sqrt{\frac{1}{11} + \left(\frac{0,504+2,962.Ln(q_d)}{4,103-0,391.Ln(q_d)}\right)^2}$$

Ces relations sont valables pour q_d variant de 0,5 à 6,6 MPa. On trace sur le graphique suivant (figure 3-32) l'évolution du déviateur pour la tendance et la limite basse de l'intervalle de confiance à 90 %.

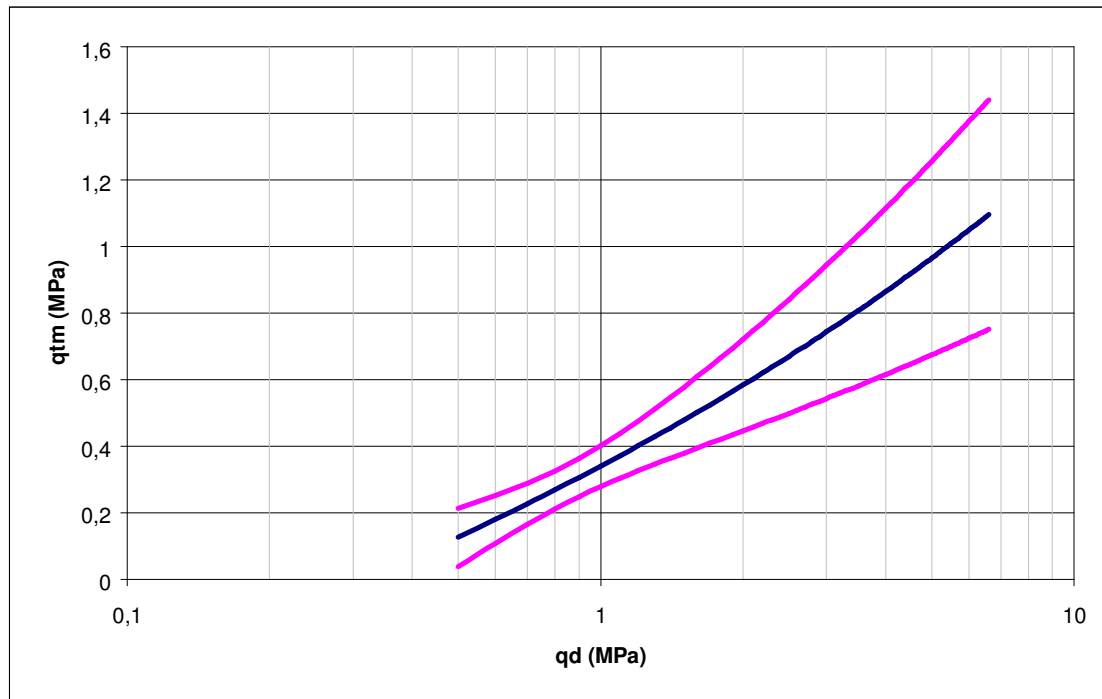


figure 3-32, estimation de l'évolution du déviateur en fonction de la résistance de pointe – intervalle de confiance à 90 %

En définissant la cohésion non drainée résiduelle comme un demi du déviateur, on établit graphiquement (voir figure 3-33) l'évolution du rapport entre q_d et la cohésion non drainée résiduelle. Ce rapport est noté α .

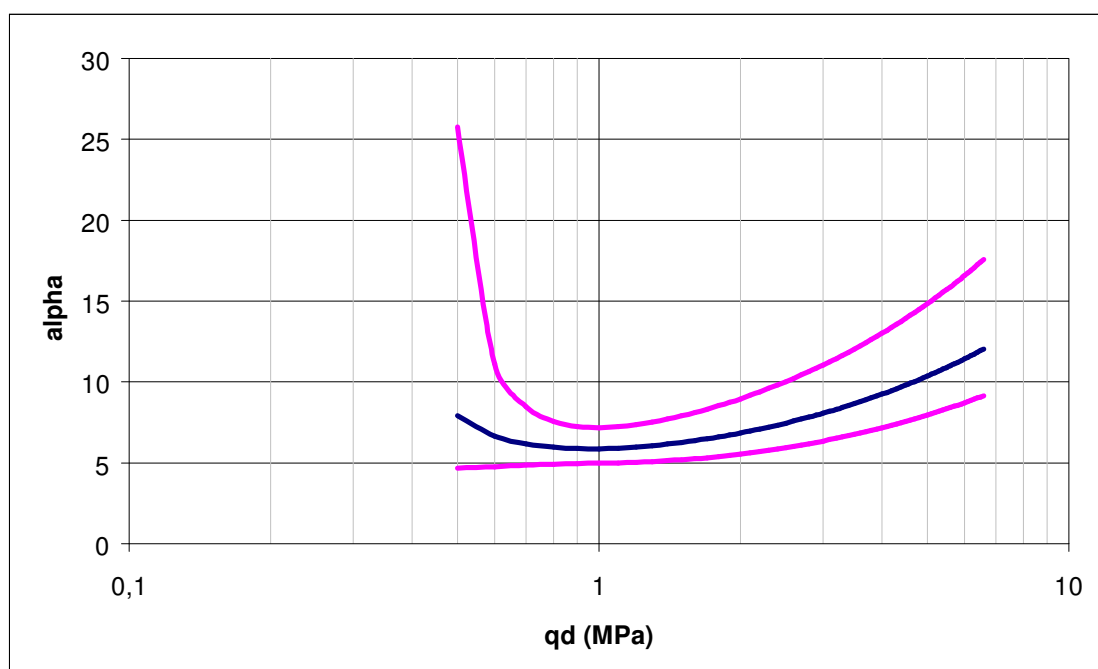


figure 3-33, évolution du coefficient α en fonction de la résistance de pointe – intervalle de confiance à 90 %

L'évolution moyenne de α est d'abord décroissante jusqu'à 1 MPa environ, puis devient croissante. Tout comme pour α_{o-QSS} , l'obtention d'un minimum autour de 1 MPa ne s'explique pas physiquement ; on peut penser que la décroissance observée jusqu'à 1 MPa est un biais provenant du modèle. On note toutefois que ce rapport est compris entre 6 et 13, ce qui paraît un peu faible par rapport aux valeurs trouvées dans la littérature pour des sols vierges (entre 10 et 30, voir paragraphe 1.3.4.1) mais non aberrant, d'autant que la dispersion sur les résistances est plutôt forte. Cela se ressent particulièrement lorsque l'on suit l'évolution de α en fonction de q_d , à partir des valeurs de déviateurs moyens au fractile de 95%. Ces valeurs tendent vers l'infini en deçà de 0,5 MPa, mais au-delà, sont comprises entre 7 et 25.

En se plaçant du côté de la sécurité, on recommande de choisir α égal à 25 pour des résistances de pointe supérieures à 0,5 MPa dans les sols saturés. Pour des résistances inférieures, on peut estimer la cohésion non drainée résiduelle considérée comme un demi du déviateur à 20% (déformation en cylindre) ou du déviateur maximal (déformation en tonneau) comme nulle :

$$\text{Critère } C_2 : \quad \begin{array}{ll} \underline{c_{ul-C2}} = q_d / 25 & \text{pour } q_d \geq 0,5 \text{ MPa} \\ \underline{c_{u-C2}} = 0 & \text{pour } q_d < 0,5 \text{ MPa} \end{array}$$

3.3.3. Evaluation de la stabilité de l'ouvrage après séisme

Comme le montre le comportement du limon en laboratoire, les résistances obtenues en choisissant le critère C_2 ne peuvent être mobilisées qu'à 20 % de déformation des zones liquéfiées. La question est donc de savoir si une telle somme de déformations locales est, à l'échelle du tronçon concerné, acceptable ou non.

Dans le cas des digues étudiées, nous supposons que les déformations sont acceptables ; on cherche donc à évaluer la stabilité de l'ouvrage sous la condition C_1 et C_2 , avec un séisme de magnitude 6.

Que l'on opte pour l'une ou l'autre des conditions, C_1 ou C_2 , la modélisation d'une section caractéristique ne peut pas être effectuée par un champ aléatoire puisque les conditions d'application de ces techniques ne sont plus respectées : les champs ne sont plus homogènes puisque le signal (initialement log-normal) est filtré par une fonction à seuil, caractéristique des comportements relatifs à de la liquéfaction. Il ne reste donc plus à notre disposition que les modélisations par techniques d'interpolation (voir paragraphe 2.3.3) ; dans le cas d'une interpolation par Krigeage, il faudra utiliser un Krigeage disjonctif. Et compte tenu des remarques formulées précédemment (portées longitudinales observées correspondant à une distance séparant deux pénétrogrammes consécutifs : apport limité d'une approche géostatistique par rapport à une technique d'interpolation simple), nous ne retenons que la technique d'interpolation inverse pour l'obtention d'une carte des résistances post-sismiques (voir figure 3-34 et figure 3-35).

Rappelons de plus que les résistances sur lesquelles on opère sont issues de corrélations pour lesquelles nous avons retenus le fractile à 5 % des valeurs.

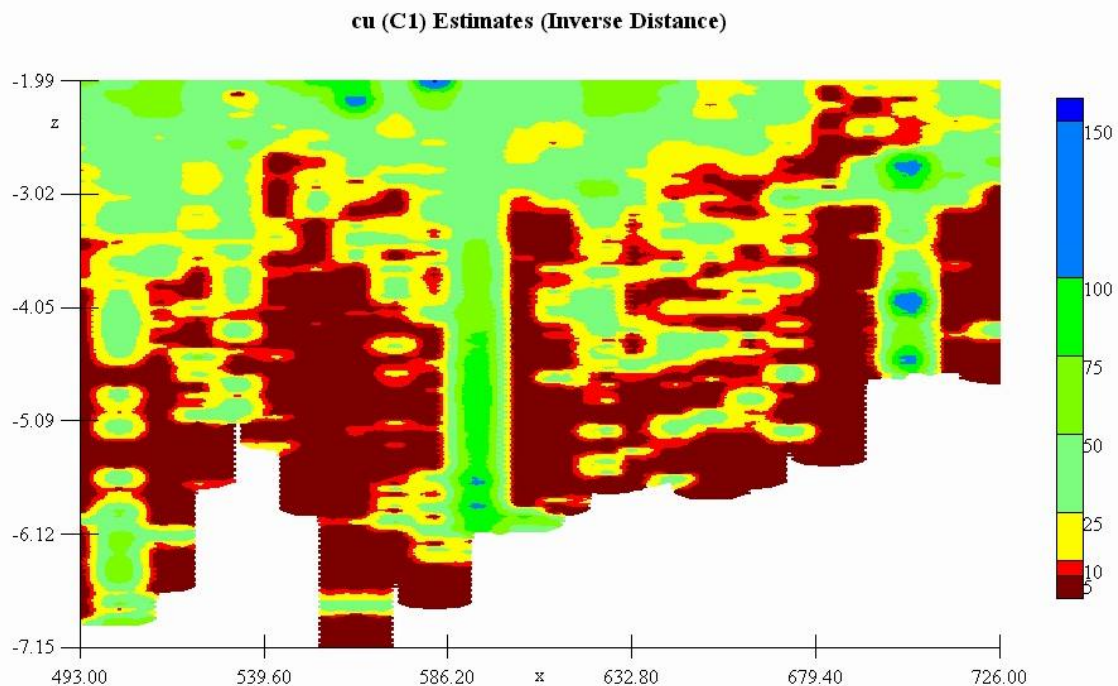


figure 3-34, carte des résistances post-sismiques (critère C_1 – fractile à 5 % -) dans la couche de limon de fondation

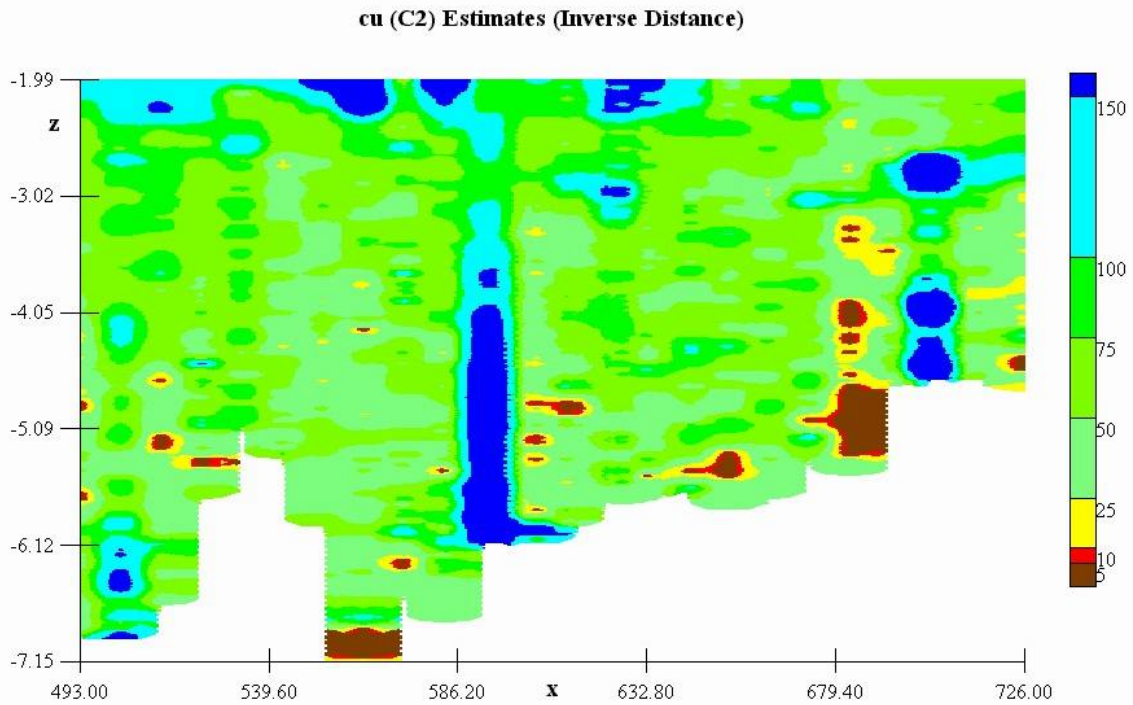


figure 3-35, carte des résistances post-sismiques (critère C_2 – fractile à 5 % -) dans la couche de limon de fondation

De la même façon que pour l'étude de stabilité statique, le profil vertical considéré comme étant le plus faible est utilisé pour la génération d'un modèle de section caractéristique (voir figure 3-36 et figure 3-37).

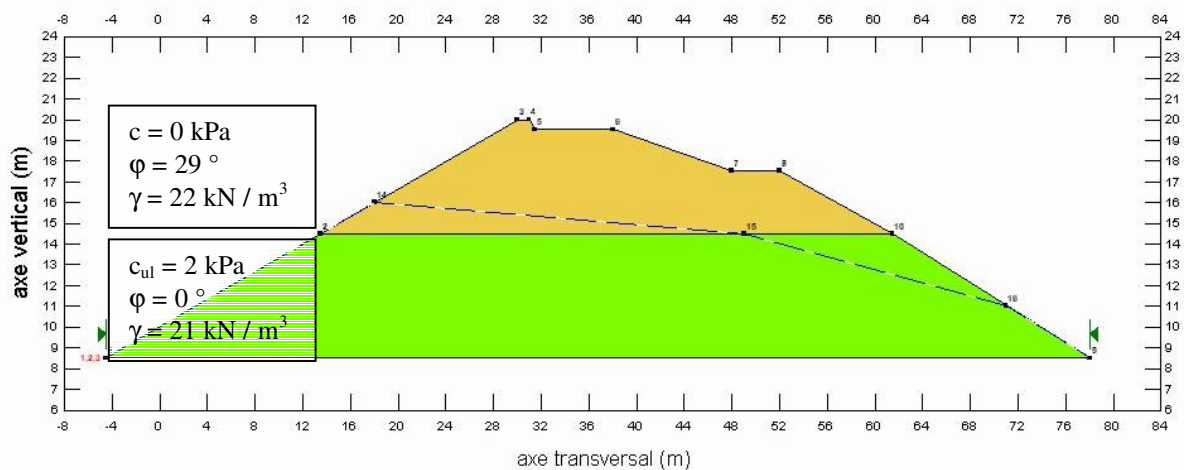


figure 3-36, modèle de section caractéristique post-sismique (critère C_1)

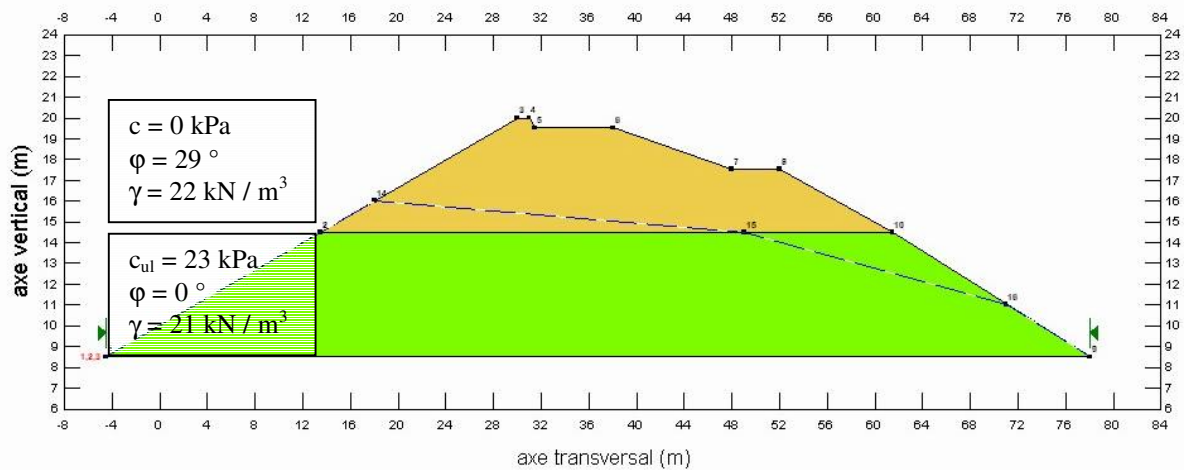


figure 3-37, modèle de section caractéristique post-sismique (critère C_2)

Le calcul de stabilité montre un facteur de sécurité caractéristique égal à 0,9 dans le cas du critère C_1 et 0,94 pour le critère C_2 . Dans ces conditions, il n'est pas nécessaire d'évaluer le tassement global de l'ouvrage après liquéfaction ; ce calcul est théoriquement possible en intégrant, à partir du sondage le plus faible, la somme des déformations correspondant à l'obtention de la résistance assurant la stabilité de l'ouvrage puisque le matériau adopte un comportement raidissant sous déformation. En adoptant un point de vue sécuritaire, on peut mener un tel calcul en considérant les déformations correspondant aux résistances maximales ; dans le cas présent, il s'agit d'une déformation relative de 20 %. On considère ce niveau de déformation atteint en tout point où de la liquéfaction est prévue.

Conclusion générale

L'auscultation des ouvrages hydrauliques en remblai est une action nécessaire pour protéger ou rassurer les personnes pour lesquelles une rupture de l'ouvrage ou une surverse représente un risque. Or, nous avons constaté le réel manque d'une méthodologie diversifiée pour le diagnostic des ouvrages ; en effet, entre des visites de routine mensuelles ou bimensuelles qui ne permettent de déceler des symptômes que tardivement et des études ponctuelles qui font appel à des moyens d'investigation lourds (campagnes d'essais in situ au pénétromètre lourd, prélèvements d'échantillons et analyses en laboratoire...), il y a place pour des solutions alternatives. Nous avons proposé donc une méthode qui permet de répondre à des problèmes de rupture d'ouvrages hydrauliques, sous des effets mécaniques, hydromécaniques et dynamiques.

Notre méthode a pour objectif de répondre au problème de surveillance des ouvrages linéaires de façon graduée et qui tienne compte des scénarii de défaillance ultime les plus critiques (érosion interne, érosion externe, instabilité statique et instabilité par liquéfaction sous sollicitation dynamique). Ces quatre scénarii sont décrits à partir d'une approche type AMDE (Analyse des Modes de Défaillance) produit.

D'un point de vue méthodologique, nous avons décomposé la problématique d'inspection en niveaux, étant l'association d'une échelle (digue, tronçon, section...) et d'un ensemble de techniques (fibre optique à l'échelle globale, pénétromètre à l'échelle d'un tronçon et perméamètre à une échelle plus réduite qui est celle d'un profil pénétrométrique). A l'issue de ce travail, nous avons présenté une organisation de ces différents niveaux permettant de concentrer le diagnostic à des échelles de plus en plus réduites. Cette démarche (y compris l'approche type AMDE) peut être appliquée à d'autres ouvrages linéaires (réseaux,...).

Les différents niveaux de la méthodes n'ont pas tous été présentés en détail. En particulier, l'aspect temporel (procédure de suivi de l'ouvrage après une première intervention) n'a pas été traité.

A l'échelle d'un tronçon, nous proposons que la stabilité statique soit vérifiée par une technique pénétrométrique (pénétromètre léger type Panda ou CPT, supposant que les deux appareils donnent des résistances de pointe équivalentes).

Nous avons montré les difficultés d'une application de ces techniques sur les digues :

- accès au site pour le CPT,
- couche de surface pour le CPT et le Panda
- et frottement latéral pour le Panda.

Des solutions ont été proposées et testées sur site pour résoudre les deux derniers problèmes : réalisation d'un avant-trou pour passer à travers la couche de surface et utilisation de bentonite si du frottement latéral est observé lors d'un essai au pénétromètre léger :

- nous avons vu que la réalisation d'un avant-trou ne permet pas toujours d'effectuer une reconnaissance du site, en particulier lorsque l'ouvrage ou sa fondation sont constitués de matériaux comportant des éléments de forte dimension (éléments de taille supérieure à 50 mm pour le Panda et 100 mm pour le CPT)
- et pour limiter le frottement latéral, nous avons mis en place une technique qui consiste à injecter de la bentonite dans le trou de forage en cours d'essai ; pour le moment, les résultats ne sont pas probants. En tout état de cause, les difficultés

pratiques qui ont été étudiées dans ce travail peuvent être étendues à d'autres applications que la reconnaissance de digues.

La stabilité de l'ouvrage est calculée pour les sols fins saturés, sous l'hypothèse d'une relation empirique entre résistance de pointe et cohésion non drainée. Cette relation ($q_d = \alpha \cdot c_u$, avec α compris entre 10 et 25 et ayant 18 pour valeur pivot), issue de la littérature, est confortée par une série d'essais réalisés sur site au pénétromètre léger et au scissomètre.

Pour la technique au pénétromètre léger, nous avons retenu la caractérisation des couches de sols traversés par des mesures de perméabilité à l'eau ou à l'air à charge constante ou variable selon le cas. Pour cela, nous avons développé un appareil spécifique permettant d'effectuer rapidement cette opération. Une étude en laboratoire et in situ a été réalisée pour quelques matériaux typiques (sable, limons et argiles) mais reste à compléter de façon à mieux connaître la précision de l'appareil. Pour le moment, nous avons testé cet appareil pour des sols présentant une perméabilité comprise entre 10^{-9} m/s et 10^{-4} m/s pour un essai à l'eau et 10^{-9} m/s à 10^{-7} m/s pour un essai à l'air à charge variable. La précision sur la mesure est de l'ordre de la puissance de 10. Elle est tout à fait compatible avec le niveau de précision souhaité. Ce perméamètre pourra également être utilisé dans d'autres domaines d'applications que les digues.

A partir de profils verticaux de résistance de pointe et de la caractérisation des couches rencontrées à partir du pénétromètre, nous proposons une spatialisation des données, reposant soit sur une caractérisation globale du champ de résistances, soit sur une technique d'interpolation classique à partir d'une série de pénétrogrammes alignés, soit encore sur une approche géostatistique qui permet en outre de mettre en évidence la structure horizontale de l'ouvrage (information pouvant être considérée comme une aide à la décision quant au choix du pas à utiliser lors de futures campagnes de reconnaissance). A partir de cette spatialisation, on peut alors construire un modèle de section, à partir duquel on effectue un calcul de stabilité simple.

Si l'ouvrage se situe en zone sismique, nous nous intéressons au potentiel de liquéfaction puis à la résistance post-sismique éventuelle des couches d'un tronçon.

Notre étude bibliographique a montré que le potentiel de liquéfaction peut être caractérisé directement à partir de données issues du CPT par différentes méthodes, dont celle de Robertson qui nous semble être la plus complète à l'heure actuelle.

Dans le contexte de notre méthodologie, nous proposons une nouvelle méthode, dérivée de celle de Robertson, pour les données issues du pénétromètre Panda et du perméamètre léger. Pour ceci, à la suite de Robertson, nous avons proposé une relation entre la perméabilité et l'indice de comportement de sol avancée par Lunne et Robertson, relatif à une caractérisation au CPT des sols.

Nous avons vérifié le positionnement de notre méthode par rapport à la méthode de Robertson pour deux limons. Les résultats montrent une bonne correspondance entre ces deux approches.

Nous avons également comparé le positionnement de notre méthode par rapport à des méthodes en laboratoire sur deux matériaux : le sable de Fontainebleau et un limon. Il apparaît en particulier un écart important sur les résultats (rapport systématique de 7 à 1), que nous attribuons à la base même de la méthode Robertson. Celle-ci repose en effet sur une banque de données établies sur des sites ayant déjà subi une histoire de chargement de type sismique.

Appliquée au même exemple que celui traité pour la vérification de la stabilité statique, la méthode met en évidence des zones de liquéfaction ponctuelle sur les pénétrogrammes.

En ces zones, la résistance post-sismique est mal déterminée. Une série de mesures en laboratoire au triaxial met en avant deux possibilités pour la détermination de la résistance post-liquéfaction : soit elle est considérée nulle, soit, elle correspondrait à une résistance maximale, que l'on observerait uniquement avec un niveau de déformation axiale relative très élevé (de l'ordre de 20 %), le matériau liquéfié adoptant un comportement dit raidissant sous charge.

La spatialisation des résistances post-sismiques montre alors, sur l'exemple traité, et ce sous les deux hypothèses (résistance nulle ou résistance résiduelle en grandes déformations), la ruine de l'ouvrage pour le séisme envisagé ($M = 6$).

La méthode basée sur le couple pénétromètre – perméamètre, permet d'évaluer le potentiel de liquéfaction. Elle donne des résultats comparables à ceux de la méthode Robertson et apporte des réponses pratiques au diagnostic des digues. Elle peut être étendue à d'autres domaines d'application.

Les perspectives de ce travail, concernent en premier lieu la méthodologie même. Si deux points (stabilité statique et comportement sous séismes) ont été abordés ici, il reste à mettre en place la méthodologie complète, incluant la géophysique, sur un ouvrage. Il en va de même pour la procédure de suivi.

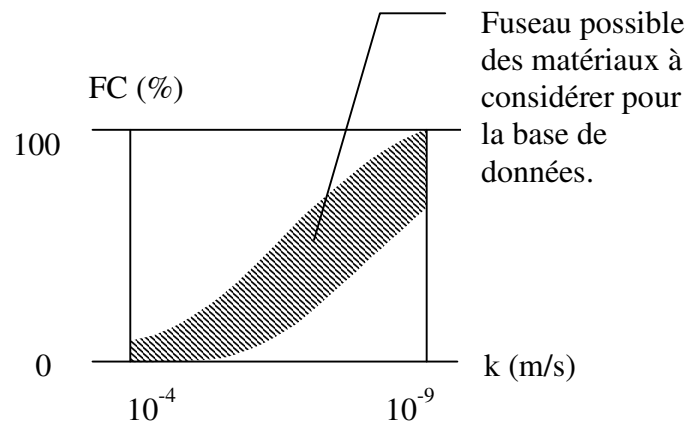
Les points importants à développer concernant la procédure de suivi seraient : nombre, position, fréquence de mesures complémentaires, actions à mener en cas d'évolution des résultats au cours du temps.

Concernant l'approche géophysique globale associée à des mesures thermométriques par fibre optique, nous apportons une synthèse bibliographique. La technique n'a pas été mise en œuvre directement dans ce travail mais elle est actuellement appliquée sur un certain nombre d'ouvrages en Allemagne, en Chine...

Pour l'étude de la stabilité mécanique ainsi que la caractérisation du potentiel de liquéfaction des sols pouvant constituer des ouvrages, nous avons abordé ces points, illustrés par des exemples d'application (en particulier par l'étude complète d'un site expérimental).

En ce qui concerne l'évaluation du potentiel de liquéfaction, il serait préférable de construire une méthode à partir d'éléments nouveaux ; en effet, on observe une légère divergence entre l'évaluation en laboratoire et celle donnée par notre méthode. Cet écart peut être attribué, soit à des erreurs d'estimation de certains paramètres dont le poids volumique sec, soit au caractère sécuritaire de la méthode de Robertson. Nous avons vu que, dans cette dernière hypothèse, un coefficient de l'ordre de 1,5 aurait pu être introduit par Robertson. Pour passer outre ces biais, il serait préférable de construire une base de données pour une série de sols vierges de toute histoire, comme cela a été fait pour le limon 'A' dans ce travail : calibration au pénétromètre léger en laboratoire au grand moule couplée à des mesures de perméabilité au perméamètre léger, essais triaxiaux cycliques (détermination du potentiel de liquéfaction et observation du comportement post-liquéfaction) et mesures de perméabilité au perméamètre de laboratoire. On peut estimer qu'une vingtaine de matériaux seraient suffisants pour établir des corrélations entre perméabilité, résistance de pointe et potentiel de liquéfaction. Ces points pourraient concerner tout type de sols de perméabilité comprise entre 10^{-4} m/s et 10^{-9} m/s, correspondant à des sols comportant entre 0 % et 100 % de fines (voir figure en page suivante). Il serait ainsi possible, non seulement de vérifier l'hypothèse selon laquelle perméabilité et résistance de pointe suffisent à caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol, mais également d'étendre le domaine d'application des méthodes actuelles (telle la méthode de Seed ou la méthode de Robertson) à des sols comportant plus de 35 % de fines et qui sont liquéfiables (tel le limon 'A' étudié dans ce présent travail).

Toujours pour la caractérisation du potentiel de liquéfaction, d'autres outils de reconnaissances peuvent être imaginés : essai de vibration pour le pénétromètre léger (Sanchez, 2000), reconnaissance géoendoscopique (Breul, 1999) ou mesures par sonde de résistivité pour l'obtention d'un second paramètre couplé à la résistance de pointe...



Bibliographie

[A]

- Abelli T. *Calcul de stabilité des barrages en terre. Méthodes et logiciels*
Mémoire d'ingénieur du CUST, Institut des Sciences de l'Ingénieur.
Clermont-Ferrand, Juin 1993, 65 pages.
- AFNOR *Géotechnique – tomes 1 et 2 – Essais de reconnaissance des sols*
AFNOR, 1995, 446 pages (tome 1) et 502 pages (tome 2).
- Albalat C., Garnero E.
*Mesure de fuites sur le canal de Jonage avec un capteur de température a fibre
optique continûment sensible.*
Rapport interne EDF
Octobre 1995, 26 pages.
- Armbruster H., Dornstädter J., Kapplemeyer O.
Detection of seepage and flow phenomena by temperature measurements
Tracer Hydrology, Balkema
Höltz & Werner (eds.), Rotterdam, 1992, pp. 93-95.
- Aufleger M., Dornstädter J., Strobl Th.
Innovative dam monitoring system
ICOLD International Symposium on the new Trends and Guidelines on Dam
Safety
Barcelona, 17th – 19th June 1998.
- Auvinet G., González J.L.
Three-dimensional reliability analysis of earth slopes
Computers and Geotechnics
Elsevier, 2000, V.26, pp.247-261.

[B]

- Bacconnet C. *Géostatistique et géotechnique. Application à la reconnaissance des sols*
Thèse de doctorat, spécialité génie civil.
Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, Février 1991, 121 pages.
- Bardet J.P. *Experimental soil mechanics*
Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 1997, 583 pages.
- Bekkouche A. *Sécurité des grands barrages en terre. Approche probabiliste des problèmes
d'écoulement liés aux reconnaissances et contrôles*
Thèse de doctorat, spécialité génie civil.
Ecole Centrale de Paris, Juin 1987, 321 pages.

-
- Biarez J., Hicher P.Y.
Lois de comportement des sols remaniés et des matériaux granulaires, tome 1 : approche expérimentale, modélisation mécanique
Notes de cours pour le DEA mécanique des sols et structures
Ecole Centrale de Paris, Août 1989, 76 pages.
- Bigot G. *Les essais et sondages de pénétration*
Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées
LCPC, Paris, Janvier-Février 1997, N.207, Réf. IT 4105, pp. 112-115.
- Bouferra R. *Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols*
Thèse de doctorat, spécialité génie civil.
Laboratoire de mécanique de Lille.
Université des sciences et technologies de Lille, Novembre 2000, 122 pages.
- Boulangier R.W., Meyers M.W., Mejia L.H., Idriss I.
Behaviour of a fine-grained soil during the Loma Prieta earthquake
Canadian Geotechnical journal, 1998, n35, pp. 146-158.
- Breul P. *Caractérisation endoscopique des milieux granulaires couplée à l'essai de pénétration*
Thèse de doctorat, spécialité génie civil
Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, Octobre 1999, 257 pages.
- Brun P. *Le vieillissement des digues du Rhône. contrôle, surveillance et remèdes appliqués*
Petits barrages. Journées nationales d'étude.
CEMAGREF, Bordeaux, Février 1993, pp.165-181.
- [C]
- Cassan M. *Aide-mémoire d'hydraulique souterraine*
Editions Eyrolles, Paris, 1986, 193 pages.
- Cassan M. *Les essais in situ en mécanique des sols*
1. Réalisation et interprétation
Editions Eyrolles, Paris, 1988, 587 pages.
- Chaigneau L. *Caractérisation des milieux granulaires de surface à l'aide d'un pénétromètre*
Thèse de Doctorat, LERMES - CUST,
Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, 2001, 154 pages
- Chauveau J. *Soil investigation and control of compaction using a light dynamic penetrometer – development of the Panda in Yi-Chang and over the three gorges dam project*
Mémoire d'Ingénieur CUST, Yi-chang (Chine), Juillet 1998, 99 pages.

Ching S.C. *Discrete elements method for slope stability analysis*
Journal of geotechnical engineering.
ASCE, V.118, N.12, 1992, pp. 1889-1899.

Cordary D. *Mécanique des sols*
Editions Lavoisier, Paris, 1994, 380 pages.

[D]

Dagorne A., Dars R.
Les risques naturels – la cindynique
Presses Universitaires de France, Paris, Décembre 1999, 127 pages.

De Beer E.E., Goelen E., Heynen W.J. et Joustra K.
Cone Penetration test (CPT): International reference test procedure
Penetration testing, Balkema, Rotterdam, 1988, pp. 27-51.

Degoutte G. et al.
Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi
CEMAGREF éditions, Paris, 1997, 173 pages.

Deplagne F. *Simulation de la cohésion pour une digue en argile*
12^{ème} rencontres universitaires de génie civil, Toulouse, 1994, 8 pages.

Dhouib A., Shahrour I., Lafahj Z., Delfaut A.
Essai Lefranc pour la mesure de la perméabilité in situ : étude théorique et interprétation pratique
Revue française de géotechnique, N.84, pp. 27-36.

Djerbib D. *Pénétrromètre statique à double sonde: influence du mode opératoire*
Tome 1
Thèse de Doctorat, INSA, Lyon, décembre 1994, 177 pages.

Dornstädter J. *Detection of internal erosion in embankment dams*
Commission Internationale des Grands Barrages, 19^{ème} congrès
Florence, 1997, pp.87-101.

[F]

Faure R.M. *Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations*
Revue Française de géotechnique, N.33, 1985, pp. 32-59.

Ferrito J.M. *Seismic design criteria for soil liquefaction*
Technical report TR-2077-SHR
Naval facilities engineering service centre
Californie, Juin 1997, 58 pages.

Finn W.D.L. *State-of-the-art of geotechnical earthquake engineering practice*
Soil dynamics and earthquake engineering
Elsevier, N.20, pp. 1-15.

Fry J.J., Rossa O.
Approche probabiliste de la sécurité des barrages en remblais homogènes
Rapport EDF, 30 pages.

Fry J.J., Vezole P.
Stabilité des talus. Cas des sols à critère de résistance parabolique. Approche cinématique du calcul à la rupture
Annales de l'ITBTP, n503, série sols et fondations, Mai 1992, pp.31 -48.

[G]

Gaouar E.M., Fogli M., Bacconnet C.
Reliability of earth dams : an approach based on random fields models
International Conference on the Application of Statistics and Probability,
Sydney
Balkema, Rotterdam, 1999, pp. 355-361.

Garnero E., Borragini A., Albalat
Etude de faisabilité de la détection des fuites d'eau dans des digues
Rapport interne EDF
1995, 11 pages.

Glaser S.D., Chung R.M.
Estimation of liquefaction potential by in situ methods
Earthquake Spectra, Août 1998, V.11, N.3, pp. 431-455.

Goubet A. et al.
Erosion interne: typologie, détection et réparation
Barrages et réservoirs, bulletin du Comité Français des Grands Barrages
Le Bourget-du-lac, n6, spécial congrès CIGB Florence (Mai 1997), Mai 1997,
126 pages.

Gourvès R. *Contribution à l'étude de l'influence de la vibration sur les propriétés rhéologiques du mortier frais*
Thèse de Doctorat, Université Paul Sabatier,
Toulouse, 1973

Gourvès R. *Le PANDA – pénétromètre dynamique léger à énergie variable*
LERMES CUST, Université Blaise Pascal
Clermont-Ferrand, 1991, 12 pages.

[I]

- Ishihara K. *Liquefaction and flow failure during earthquake*
Géotechnique
The Institution of Civil Engineers, Londres, V.43, N.3, pp. 351-415.

[K]

- Kaplemeyer O.
The use of near surface temperature measurements for discovering anomalies due to cause at depth
Geophysical prospecting
La Hague, 1957, V.3, pp. 239-258.
- Karaman Z. *Cours de statistique et probabilités*
CUST, Clermont-Ferrand, 1996, 128 pages.
- Kramer S.L. *Geotechnical earthquake engineering*
Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 1996, 653 pages.
- Kurtz J.P. *Dictionnaire de Génie Civil*
Editions du conseil International de la Langue Française
Paris, 1997, pp. 398-399.

[L]

- Langton DD. *The PANDA lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction*
Ground Engineering, Septembre 1999, pp.33-37.
- Lair J. *Evaluation de la durabilité des systèmes constructifs du bâtiment*
Thèse de Doctorat, LERMES - CUST, Université Blaise Pascal,
Clermont-Ferrand, 2001, 208 pages.
- Lino M., Mériaux P., Royet P.
Méthodologie de diagnostic des digues appliquée aux levées de la Loire moyenne
Cemagref éditions, 2000, 224 pages.
- Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M.
Cone Penetration Testing in Geotechnical practice
E & F Spon, Londres, 1997, 312 pages.

Luong M.P. *Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents*
Revue Française de Géotechnique
Paris, Février 1980, N.10, pp. 39-54.

[M]

Magnan J.P. *Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols*
Presse de l'école nationale des ponts et chaussées,
Paris, Décembre 1982, 203 pages.

Manassero M. *Hydraulic conductivity assessment of slurry wall using piezocone test*
Journal of Geotechnical engineering, ASCE, 1994, N.32(5), pp. 1725-1746.

Mathieu C., Pieltain F.
Analyse physique des sols
Editions Lavoisier, 1998, 275 pages.

[O]

Olivier C. *Analyse des frottements latéraux des pénétromètres dynamiques*
Mémoire d'Ingénieur CUST, Clermont -Ferrand, Juin 1996, 108 pages.

OMM *Déclaration de l'OMM sur l'état du climat mondial en 2000*
Rapport de l'Organisation Météorologique Mondiale
Genève, 2000, N.920, 12 pages.

[P]

Perlow J.R. *Influence of shear velocity on vane shear strength*
Proceedings of the American society of civil engineers
ASCE, 1977, V.103, N.GT1, pp. 19-32.

Peyras L., Royet P., Boissier D., Vergne A.
Diagnostic des dégradations des barrages : développement d'une méthodologie basée sur la modélisation fonctionnelle
Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, février 2002, N°1, ed. ESKA, pp. 59-64

Powell J.M. et Quaterman R.S.T.
The interpretation of cone penetration test in clays, with particular reference to rate effect
Penetration testing
Balkema, Rotterdam, 1988, pp. 903-909.

[R]

de Ragueneil A.

Essai Lugeon & discussion

Compte-rendu des journées d'hydraulique des sols (27 -29 Novembre 1968)

Bulletin de liaison des laboratoires routiers

LCPC, Paris, Avril 1970, pp. 67-75.

Reynolds W.D., Elrick D.E.

Measurement of field-saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the conductivity-pressure head relationship using the « Guelph perméamètre »

Proceedings, National Water Well Association Conference on Characterization and Monitoring of the Vadose (Unsaturated) Zone

Denver, Colorado, Novembre, 1985, pp. 9-33.

Robertson P.K., (Fear) Wride C.E.

Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test

Canadian Geotechnical engineering, 1998, n35, pp. 442-459.

Robertson P.K., (Fear) Wride C.E.

Soil liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT

Proceedings of the 1996 NCEER workshop evaluation of liquefaction resistance of soils

Youd T.L. and Idriss I.M. (éditeurs), 1996.

Robertson P.K.

Soil classification using the CPT

Canadian Geotechnical journal, 1990, N.27, pp. 151-158.

Rolley et al. *Technique des barrages en aménagement rural*

Ministère de l'agriculture, groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural.

Editions Louis-Jean, Paris, Janvier 1989, pp. 121-226.

Rowse J.

New light on leak detection

International Water Power & Dam Construction

October, 1998, pp. 35-37.

[S]

Sanchez H.

Approche du potentiel de liquéfaction par les essais in situ

Mémoire d'Ingénieur CUST, Clermont -Ferrand, Juin 2001, 92 pages.

Schneebeli G. *Hydraulique souterraine*

Collection de la direction des études et recherches d'Electricité de France

Editions Eyrolles, Paris, 1987, 362 pages.

-
- Schlosser F. *Eléments de Mécanique des sols*
Presse Nationale des ponts et Chaussées
Paris, Février 1988, 276 pages.
- Seed H.B. *Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands*
ASCE, Geotechnical special publications, 1986, N.6, pp. 281-302.
- Senneset K., Sandven R., Lunne T., By T., Amundsen T.
Piezocone tests in silty soils
Penetration testing
Balkema, Rotterdam, 1988, pp. 955-966.
- Skempton A.K.
Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and over consolidation.
Géotechnique
The Institution of Civil Engineers, Londres, 1986, V.36, N.3, pp. 425-447.
- Sladen J.A. *Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction : discussion*
Canadian Geotechnical journal, 2001, N.38, pp. 652-653.
- Soga K. *Soil liquefaction effects observed in the Kobe earthquake of 1995*
Proceedings of the institution of civil engineers – Geotechnical engineering
Telford, Londres, 1998, V.131, N.1, pp. 34-51.
- Sowers G.F. *Earth dam failures*
Proceedings of the institution of civil engineers – Geotechnical engineering
Telford, Londres, 1998, V.131, N.1, pp. 43-51.
- Stark T.D. et Olson S.M.
Liquefaction resistance using CPT and field case histories
Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1995, V.121 , N.12, pp. 856-869.
- Stark T.D., Olson S.M., Kramer S.L. et Youd T.L.
Shear strength of liquefied soils
Final proceedings of the workshop (17 – 18 Avril 1997)
National Science foundation, Urbana, Illinois, 1998, 80 pages.

[T]

- Tinland T.M. *La politique de surveillance des barrages de faible hauteur à Electricité de France*
Petits barrages. Journées nationales d'étude.
CEMAGREF, Bordeaux, Février 1993, pp.153-164.

[V]

- Vachon C. *The development and use of the PANDA in the United States Calibration for soil control and correlation for soil investigation applied to liquefaction analysis*
Mémoire d'Ingénieur CUST, Los Angeles, Septembre 1998, 102 pages.
- Vanmarcke E.H.
Probabilistic modelling of soil profiles
Journal of the geotechnical engineering division
ASCE, Novembre 1977a, V.103, GT11, pp.1227-1246.
- Vanmarcke E.H.
Reliability of earth slopes
Journal of the geotechnical engineering division
ASCE, Novembre 1977b, V.103, GT11, pp.1247-1265.
- Vermeer P.A., Van den Berg P.
Analysis of CPT for undrained clays
Penetration testing
Balkema, Rotterdam, 1988, pp. 1035-1041.
- Villemeur A. *Sûreté de fonctionnement des systèmes industriels : fiabilité, facteurs humains, informatisation*
Collection de la direction des études et recherches d'Electricité de France
Editions Eyrolles, 1997, pp. 121-141.

[Y]

- Yan T., Tang H.
Global environmental changes and engineering geology – dedicated to the 30th international geological congress
China University of Geosciences press, 1997, 126 pages.
- Yoshimine M., Robertson P.K., (Fear) Wride C.R.
Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction
Canadian Geotechnical journal, 1999, N.36, pp. 891-906.
- Yoshimine M., Robertson P.K., (Fear) Wride C.R.
Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction : reply
Canadian Geotechnical journal, 2001, N.38, pp. 654-657.
- Youd T.L. et Idriss I.M.
Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils
Temple Square, Salt Lake City, 5 et 6 Janvier 1996.

[Z]

- Zhou S. *Caractérisation des sols de surface à l'aide du pénétromètre dynamique léger de type 'PANDA'*
Thèse de Doctorat, LERMES - CUST, Université Blaise Pascal,
Clermont-Ferrand, 1997, 178 pages.
- Zwingelstein G.
La maintenance basée sur la fiabilité – guide pratique d'application de la RCM
Editions Hermès, Paris, 1995, 666 pages.

Table des matières

A. Etude de prix de quatre techniques de pré-forage pour les essais pénétrométriques	III
B. Etude du frottement le long du train de tiges	V
C. Mesures comparatives au scissomètre de chantier et au Panda	IX
D. Perméamètre.....	XI
E. Eléments pour le calcul à rupture	XXVII
F. Notions de géostatistique	XXXV
G. Programme PandaLiq	XLIII
H. Fiche d'identification du limon 'A'	LIII
I. Courbes de référence Panda pour le sable de Fontainebleau et le limon 'A'	LVII
J. Essais triaxiaux cycliques pour le sable de Fontainebleau et le limon 'A'	LXI
K. Essais triaxiaux post-liquéfaction pour le limon 'A'	LXIX
L. Essai triaxial monotone en compression pour le limon 'A'	LXXXI

A. Etude de prix de quatre techniques de pré-forage pour les essais pénétrométriques

Technique	Détail des opérations	Temps (')	Main d' Œuvre	
			Pers.	Coût / U
A - Moto tarière (avec chèvre)	Mise en station (avec chèvre) + retrait	40'	2	26,7 €
	Forage (sans refus)	10' / ml	2	6,7 € / ml
	Extraction des tiges	10' / ml	2	6,7 € / ml
	Nettoyage des tiges	5' / ml	2	3,3 € / ml
	Rebouchage du forage	5'	2	3,3 €
	Total temps / U : 45' + 25' / ml		Total MO : (30 € + 16,7 € / ml) / U	
B - Pointe spéciale (avec batteuse)	Mise en station + retrait	30'	1	10 €
	Forage	10' / ml	1	3,3 € / ml
	Extraction des tiges	5' / ml	1	1,7 € / ml
	Nettoyage	5' / ml	1	1,7 € / ml
	Total temps / U : 30' + 20' / ml		Total MO : (10 € + 6,7 € / ml) / U	
C - Excavation au tracto pelle	Mise en station + retrait	10'	1	3,3 €
	Forage (1 m. x 2 m.)	15' / ml	1	5 € / ml
	Balisage	10'	1	3,3 €
	Rebouchage + compactage	45' / ml	1	15 € / ml
	Total temps / U : 20' + 60' / ml		Total MO : (6,6 € + 20 € / ml) / U	
D - Excavation à la main sur la pente	Mise en station + retrait	10'	2	6,7 €
	Forage	1,5 h / ml	2	60 € / ml
	Rebouchage	1,5 h / ml	2	60 € / ml
	Total temps / U : 10' + 180' / ml		Total MO : (6,7 € + 120 € / ml) / U	

Tableau A-1, bilan MO

Pour chacune des techniques, on retient deux formules : la calcul du temps total pour effectuer un essai et le calcul du coût absolu de réalisation d'un essai.

De même, on inspecte le détail des différents matériels employés pour chaque technique :

Technique	Détail du matériel	Unité	CU
A - Moto tarière (avec chèvre)	Location d' une moto tarière	j	90 € / j
	Location d' une chèvre	j	60 € / j
	Carburant pour moto tarière	ml	0,6 € / ml
			Total Matériel : 150 € / j + 0,6 € / ml
B - Pointe spéciale (avec batteuse)	Utilisation de tête et pointe spéciales*	ml	22,5 € / ml
	Utilisation de tiges + extracteur	j	15 € / j
	Location d' une batteuse + compresseur	j	90 € / j
	Carburant pour compresseur	ml	0,6 € / ml
			Total Matériel : 105 € / j + 23,1 € / ml
	<i>* note: on estime le prix de la pointe à 225 € et sa durée de vie à 10 ml</i>		
C - Excavation au tracto pelle	Location d' un tracto+ chauffeur	j	390 € / j
	Location d' un compacteur	U	90 € / j
			Total Matériel : 480 € / j
D - Excavation à la main sur la pente	Pelle + pioche		<i>négligeable</i>
			Total Matériel : 0

Tableau A-2, bilan matériel

Technique	Détail des matériaux	Unité	CU
A - Moto tarière (avec chèvre)	-		
B - Pointe spéciale (avec batteuse)	-		
C - Excavation au tracto pelle	Enrobé à froid (si nécessaire), mis en œuvre		325 € / U
D - Excavation à la main sur la pente	-		
Total Matériaux :			325 € / U

Tableau A-3, bilan matériaux

B. Etude du frottement le long du train de tiges

Pour les couples de rotation C_m et C_{bm} présentés dans les tableaux ci-dessous, les valeurs mesurées sur site sont inscrites en gras ; les autres valeurs sont calculées par interpolation linéaire entre deux mesures consécutives.

Couples de rotation du train de tiges au point 1

Profondeur (m)	C1 (N.m)	Point 1				C-C _b (N.m)
		Panda 1		Panda avec bentonite 1		
		C _m (N.m)	C (N.m)	C _{bm} (N.m)	C _b (N.m)	
1,78	0,3	0,2	0	0,0	0	0
2,04	0,3	0,3	0	0,0	0	0
2,28	0,3	0,4	0	0,0	0	0
2,55	0,4	0,4	0	0,0	0	0
2,99	0,4	0,4	0	0,0	0	0
3,53	0,5	0,4	0	0,5	0	0
3,78	0,5	0,4	0	0,4	0	0
4,03	0,5	0,4	0	0,3	0	0
4,28	0,6	0,4	0	0,3	0	0
4,55	0,6	0,5	0	0,4	0	0
4,78	0,6	0,5	0	0,4	0	0
5,09	0,7	0,8	0,2	0,5	0	0,2
5,28	0,7	1,0	0,3	0,7	0	0,3
5,57	0,7	1,0	0,3	0,9	0,2	0,1
5,78	0,7	1,0	0,3	0,9	0,1	0,2
5,99	0,8	1,1	0,3	0,8	0	0,3
6,04	0,8	1,1	0,3	0,8	0	0,3
6,26	0,8	1,2	0,4			

Couples de rotation du train de tiges au point 2

Profondeur (m)	C1 (N.m)	Point 2				C-C _b (N.m)
		Panda 2		Panda avec bentonite 2		
		C _m (N.m)	C (N.m)	C _{bm} (N.m)	C _b (N.m)	
1,50	0,3	0,0	0	0,0	0	0
2,43	0,4	0,0	0	0,7	0,3	-0,3
2,46	0,4	0,0	0	0,7	0,3	-0,3
2,87	0,4	0,5	0,1	0,7	0,3	-0,2
2,98	0,4	0,6	0,2	0,7	0,3	-0,1
3,42	0,5	0,9	0,4	1,0	0,5	-0,1
3,49	0,5	0,9	0,4	1,0	0,5	-0,1
3,87	0,5	0,9	0,4	1,2	0,7	-0,3
3,99	0,5	1,0	0,5	1,3	0,8	-0,3
4,40	0,6	1,3	0,7	2,1	1,5	-0,8
4,47	0,6	1,3	0,7	2,2	1,6	-0,9
4,90	0,6	1,4	0,7	2,2	1,6	-0,9
4,99	0,6	1,4	0,7	2,2	1,6	-0,8
5,34	0,7	1,4	0,7	2,2	1,5	-0,8
5,45	0,7	1,5	0,7	2,2	1,5	-0,7
5,76	0,7	1,6	0,9	2,6	1,8	-1,0
5,97	0,8	1,8	1,0	2,8	2,0	-1,0
6	0,8	1,8	1,0			

Couples de rotation du train de tiges au point 3

Profondeur (m)	C1 (N.m)	Point 3				C-C _b (N.m)
		Panda 3		Panda avec bentonite 3		
		C _m (N.m)	C (N.m)	C _{bm} (N.m)	C _b (N.m)	
1,91	0,3	0,0	0	0,1	0	0
2,46	0,4	0,0	0	0,1	0	0
2,47	0,4	0,0	0	0,2	0	0
2,97	0,4	0,0	0	0,2	0	0
3,06	0,4	0,0	0	0,2	0	0
3,49	0,5	0,1	0	0,2	0	0
3,60	0,5	0,2	0	0,2	0	0
3,98	0,5	0,5	0	0,2	0	0
4,11	0,5	0,8	0,2	0,3	0	0,2
4,46	0,6	1,5	0,9	0,2	0	0,9
4,57	0,6	1,7	1,1	0,2	0	1,1
5,00	0,6	2,4	1,8	0,4	0	1,8
5,11	0,7	2,6	1,9	0,5	0	1,9
5,49	0,7	3,2	2,5	0,9	0,1	2,3
5,64	0,7	3,2	2,5	1,0	0,3	2,2
5,96	0,8	3,2	2,4	0,8	0	2,4
6,03	0,8			0,7	0	
6,61	0,9			1,0	0,1	

C. Mesures comparatives au scissomètre de chantier et au Panda

La démarche directe consiste à vérifier in situ la relation entre q_d et c_u . Des essais au PANDA sont donc effectués parallèlement à des mesures au scissomètre de chantier (norme NF-P 94-112).

On propose tout d'abord de regarder en détail une telle campagne de reconnaissance, puis de l'associer à des résultats trouvés par d'autres auteurs afin d'en extraire une relation en q_d et c_u (scissomètre).

$$c_u = \tau_{\max} = T_{\max} / K,$$

avec T_{\max} le moment de torsion maximum lu au scissomètre
et K le coefficient de forme du moulinet.

Le scissomètre de chantier utilisé est commercialisé par Geonor (référence H-703) ; le coefficient de forme du moulinet est $K = 420 \text{ cm}^3$. On obtient ainsi :

$$c_u = \tau_{\max} = T_{\max} / 420,$$

avec c_u en MPa
et T_{\max} en N.m.

Les essais au scissomètre ont eu lieu en deux points. Pour chaque essai, deux à trois valeurs de c_u ont été obtenues à différentes profondeurs. Nous avons veillé à conserver un minimum de 70 centimètres entre deux profondeurs consécutives d'un même forage afin de nous affranchir de toute influence d'une mesure sur la suivante, due notamment au remaniement du sol engendré par la rotation du moulinet dans le sol.

Les résultats de ces essais sont reportés dans le tableau suivant. Les résultats PANDA obtenus à des profondeurs équivalentes et intéressant des zones de terrain équivalentes figurent également dans ce tableau. Pour y parvenir, des **courbes PANDA lissées avec une fenêtre de 11,4 cm** (correspondant à la hauteur de pales du moulinet) ont été construites ; les fenêtres sont glissées avec un **pas d'avancement de 1 cm** (afin d'obtenir une grande précision sur les positions des points comparés). De plus, il est fait l'hypothèse que les couches sont parfaitement horizontales et se retrouvent d'un essai sur l'autre, la distances séparant S1¹ de P1 et S3² de P3 étant respectivement de 1,80 m et 1,31m.

¹ Les essais scissométriques sont notés Sn, avec n le numéro du point sondé ; il en va de même pour les essais PANDA notés Pn.

² Les essais sont issus d'une campagne de reconnaissance pour laquelle seuls les points 1 et 3 ont fait l'objet de mesures au scissomètre ; c'est pourquoi il n'est pas ici fait mention du point 2.

POINT 1			POINT 3		
Profondeur	S1	α	Profondeur	S3	α
z (m)	c_u (kPa)		z (m)	c_u (kPa)	
3,22	31	26	3,38	71	16
4,34	86	17	4,03	83	18
			4,88	123	20

Valeurs du coefficient α .

La profondeur exprimée pour le point 1 se réfère à la cote du CPT 1. Il en va de même avec le point 3, où les profondeurs sont données par rapport au CPT 3.

Le coefficient α est ici compris entre 16 et 26, ce qui correspond à la plage évoquée précédemment. En moyenne, ce coefficient est égal à 19 mais l'écart-type issue de l'ensemble de ces valeurs est important (4) et conduit à un coefficient de variation très élevé (22%). De plus, on note que sur les cinq valeurs de α , une seule est supérieure à 20 et se démarque nettement des autres. Si l'on suppose que cette valeur peut être entachée d'une erreur importante et que l'on décide de ne pas en tenir compte, on obtient les résultats suivants :

MOYENNE	ECART-TYPE	COEFFICIENT DE VARIATION
18	1,7	10 %

Etude du coefficient α

Il apparaît que α est proche de 20, ce qui est en accord avec la procédure de calcul à laquelle nous faisons précédemment référence. Par ailleurs, le coefficient de variation de 10 % est satisfaisant et justifie la mise à l'écart de la valeur extrême pouvant provenir d'un défaut local du sol ou encore d'une erreur de manipulation.

D. Perméamètre

Plans du perméamètre

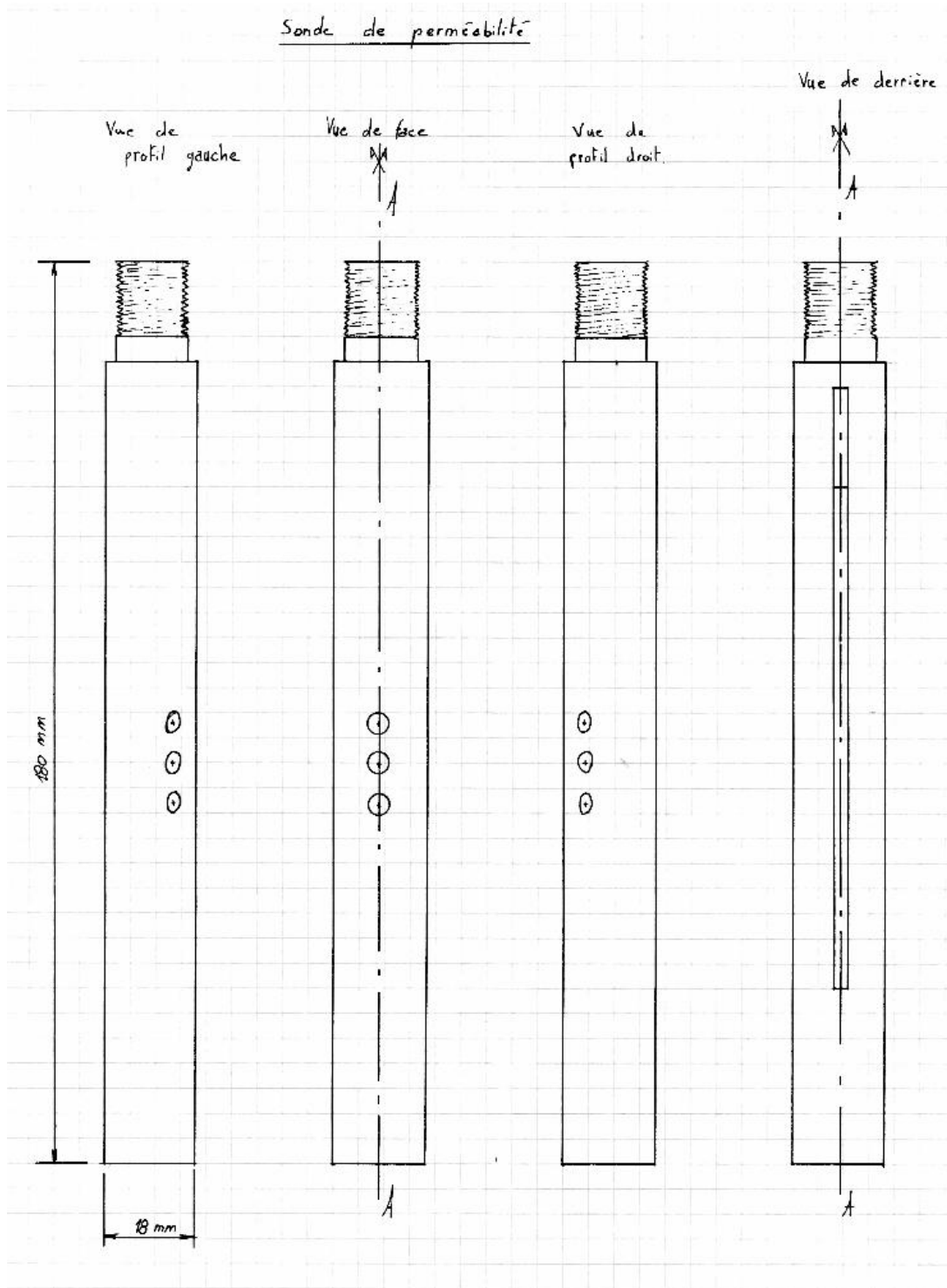


figure D-1, plan de la sonde – vue générale

Sonde de perméabilité.

Coupe longitudinale A-A.

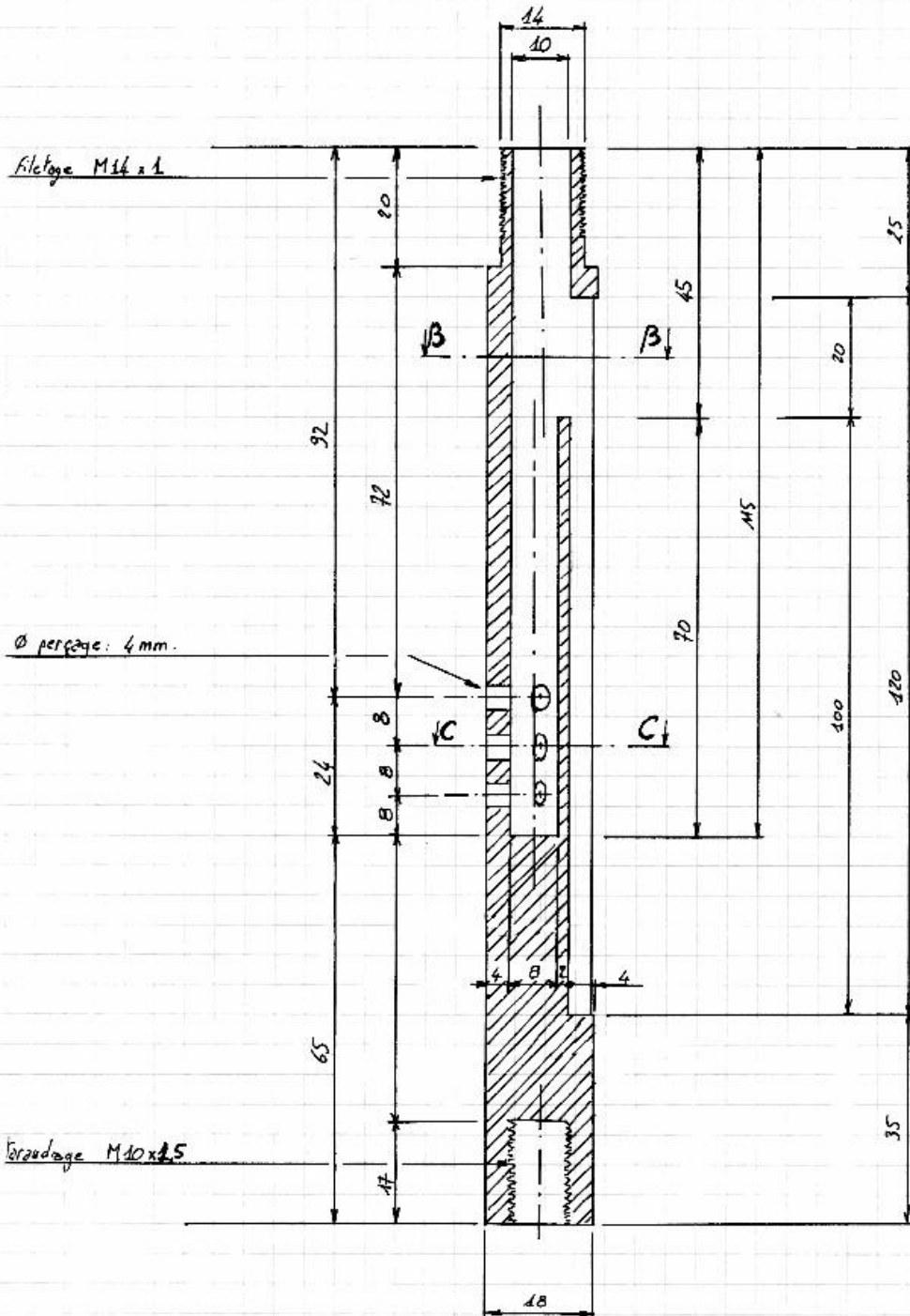
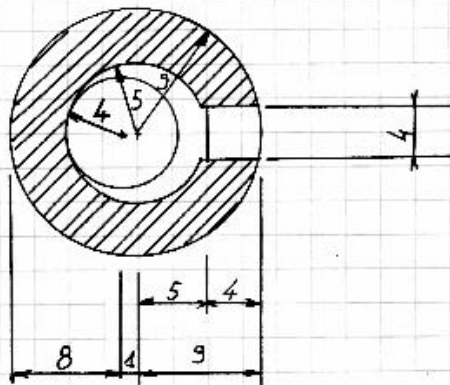


figure D-2, plan de la sonde – coupe longitudinale

Sonde de perméabilité.

Coupe transversale $\beta\beta$



Coupe transversale c-c

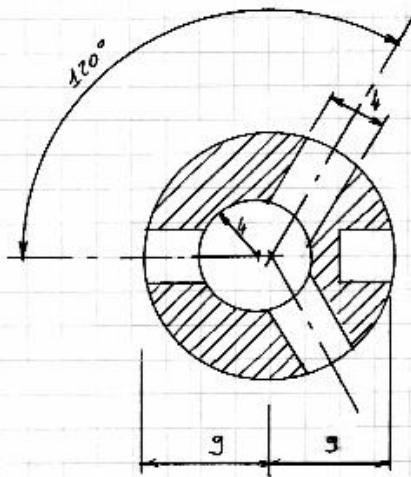


figure D-3, plan de la sonde – coupe transversale

Sonde de perméabilité, boîtier de séparation des fluides.

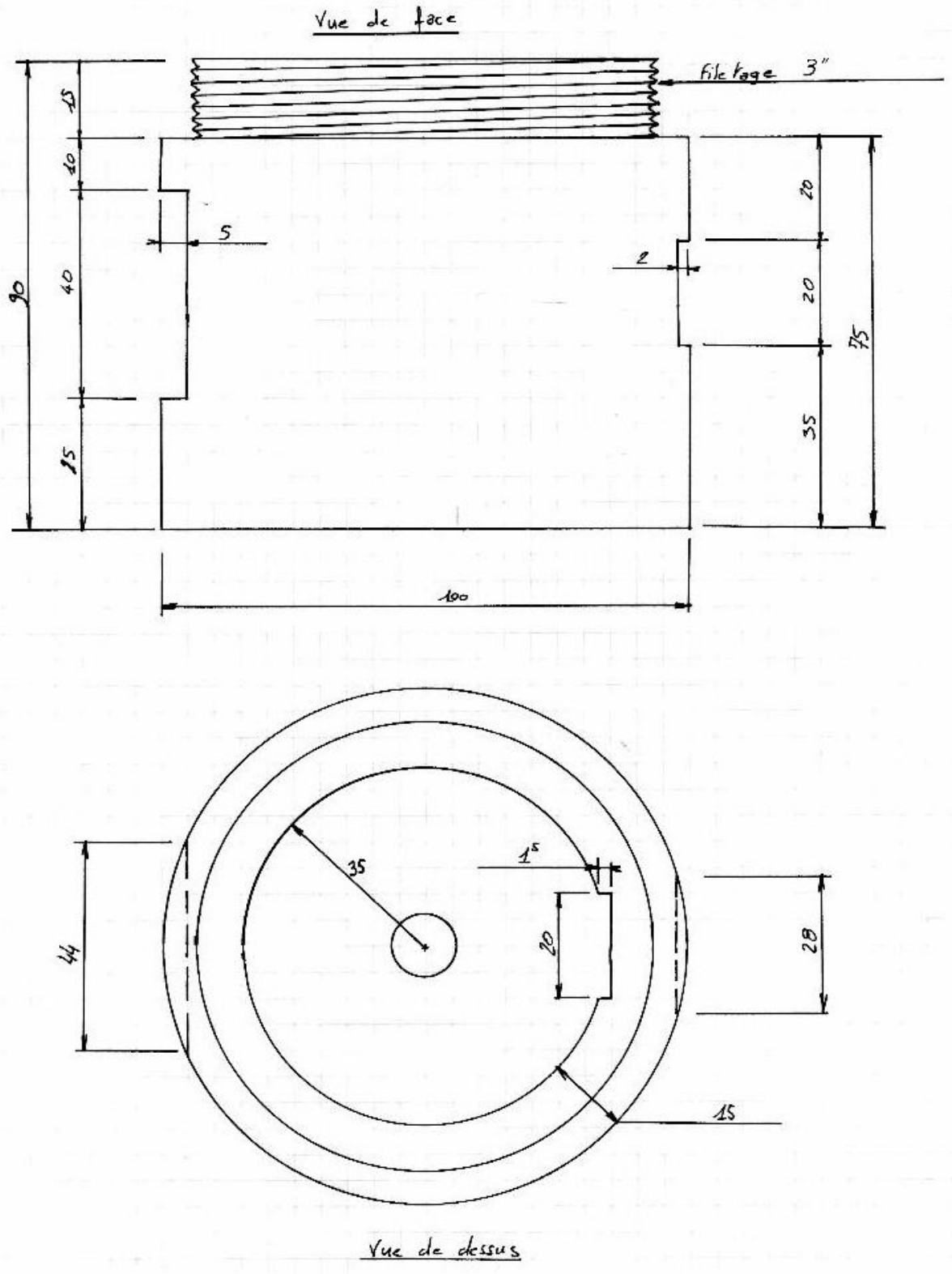


figure D-4, plan du boîtier de dérivation – vues générales

Sonde de perméabilité - boîtier de séparation des fluides

Coupe longitudinale.

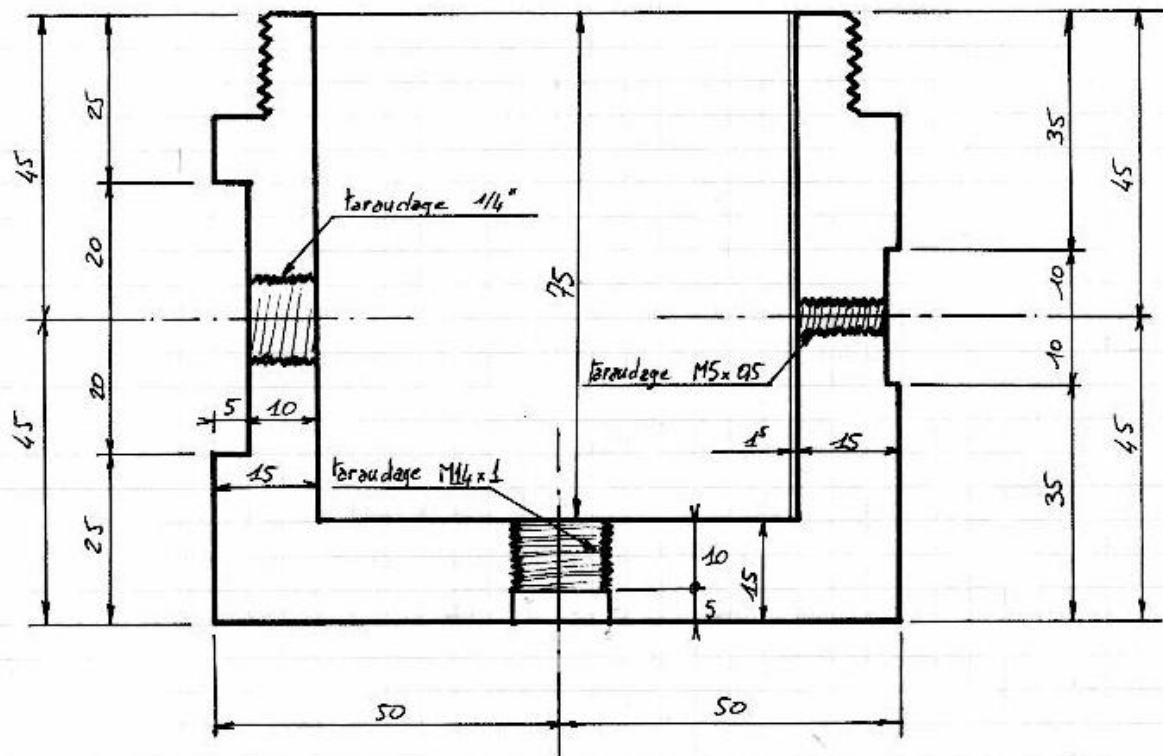


figure D-5, plan du boîtier de dérivation - coupe

Sonde de perméabilité - train de tiges

Vues détaillées d'une tige.

Coupe longitudinale

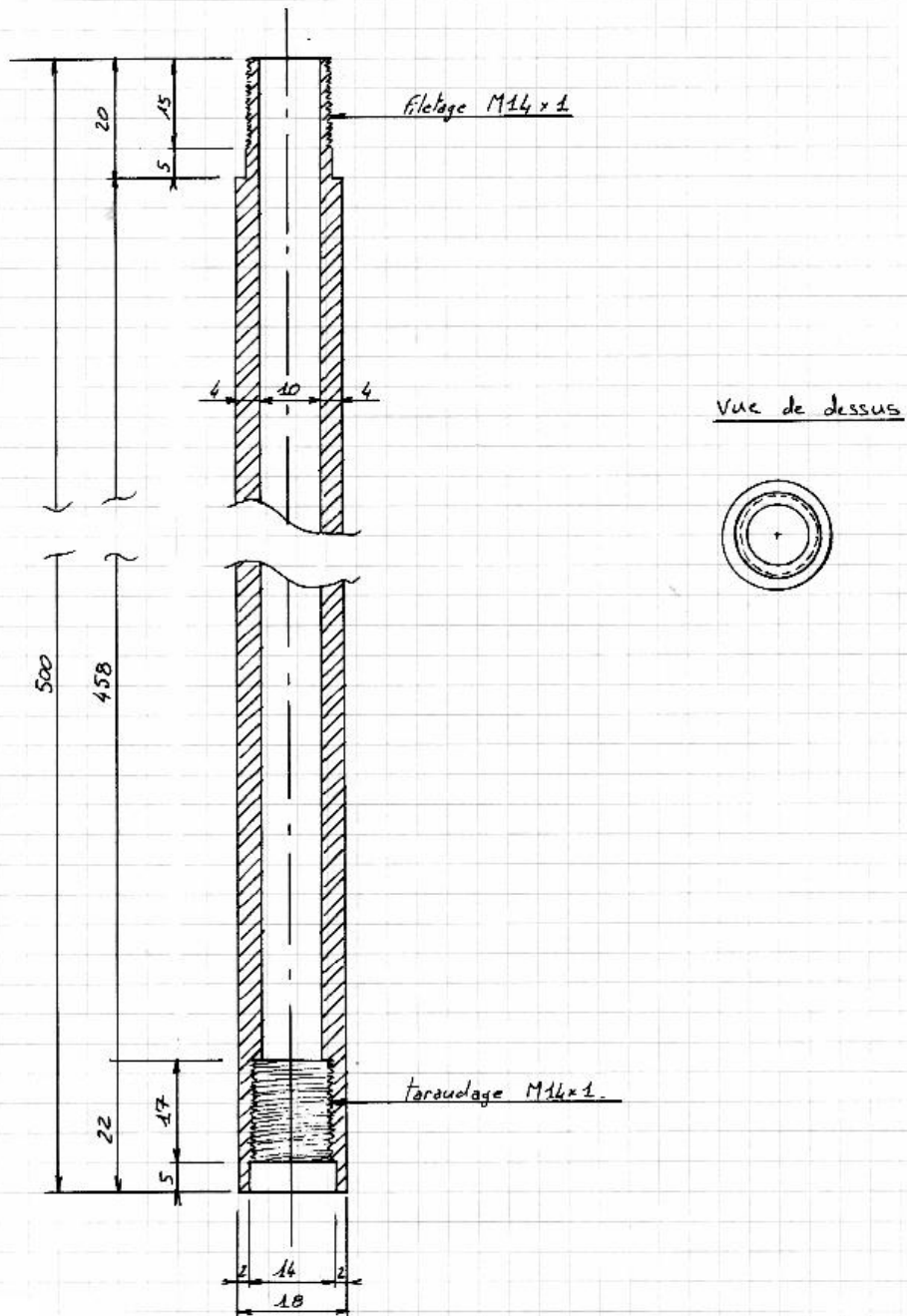


figure D-6, plan d'un tige

Prédimensionnement

Le calcul de prédimensionnement se fait pour une injection d'eau à partir du schéma de fonctionnement suivant (voir figure D-7).

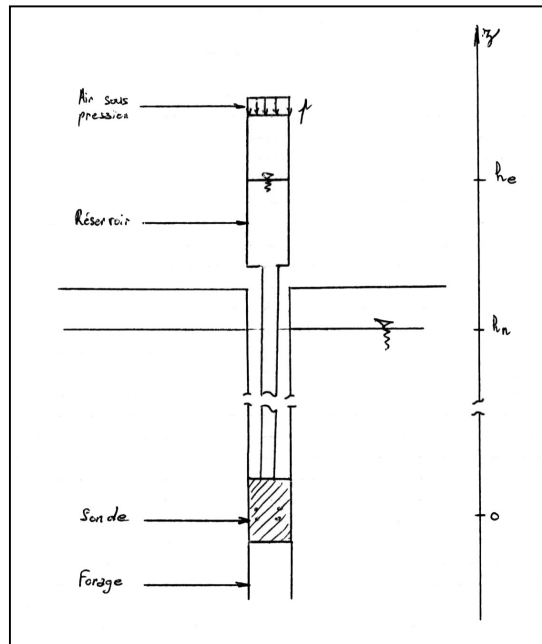


figure D-7, Position des différents éléments sur un axe vertical

La charge h effectivement appliquée au sol est égale à la charge totale h_0 au niveau du réservoir par rapport au point de mesure à laquelle on retranche successivement les pertes de charge dans le tube Δh_t , les pertes de charge dans la sonde Δh_s et la charge hydraulique due à la nappe h_n :

$$[Eq. D-1] \quad h = h_0 - \Delta h_t - \Delta h_s - h_n,$$

avec $h_0 = h_e + p$ inférieur à 25 m
et h_n inférieur à 6 m.

On étudie successivement les pertes de charge mises en évidence dans la formule ([Eq. D-1]) relatives à différents éléments.

➤ **Pertes de charge dans le flexible**

L'équation générale des pertes de charge dans un tube circulaire est :

$$[Eq. D-2] \quad \Delta h_t = \frac{\lambda \cdot L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g},$$

où Δh_t est la perte de charge dans le flexible en [m],
 λ le coefficient de perte de charge,
L la longueur de la conduite en [m],
V la vitesse moyenne d'écoulement du fluide en [m/s],
D le diamètre de la conduite en [m]
et g l'accélération de la pesanteur [m/s⁻²]

Certains de ces paramètres sont connus :

L = N . 0,5 m (avec N le nombre de tiges de 50 cm),
D = 11,6.10⁻³ m,
g = 9,81 m/s⁻².

De plus, si l'on exprime la relation [Eq. D-2] en fonction du débit Q, on a :

$$[Eq. D-3] \quad \Delta h_t = 1,97 \cdot 10^8 \cdot \lambda \cdot N \cdot Q^2,$$

où λ dépend du nombre de Reynolds Re. On détermine λ en fonction du nombre de Reynolds Re :

$$[Eq. D-4] \quad \lambda = 64 / Re \quad \text{en régime laminaire (Re < 2000)}$$

et

$$\lambda = 0,3164 / Re^{0,25} \quad \text{en régime turbulent lisse (Re < 10⁵).$$

Dans ce cas précis Re s'écrit sous la forme suivante :

$$[Eq. D-5] \quad Re = 1,10 \cdot 10^8 \cdot Q,$$

Les pertes de charge dans le tube sont donc :

$$[Eq. D-6] \quad \Delta h_t = 1,15 \cdot 10^2 \cdot N \cdot Q \quad \text{pour Re < 2000}$$

et

$$\Delta h_t = 6,09 \cdot 10^5 \cdot N \cdot Q^{1,75} \quad \text{pour Re < 10⁵.$$

Le tableau ci-après donne les différents régimes envisageables associés aux pertes de charge correspondantes.

Q (m^3/s)	Re	Régime	λ	Δh_t (m)
0	0		∞	0
		Laminaire		
$1,8 \cdot 10^{-5}$	2000		0,032	$2,1 \cdot 10^{-3} \cdot N$
		Turbulent lisse	0,047	$3,0 \cdot 10^{-3} \cdot N$
$9,1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^5$		0,018	$2,9 \cdot N$

Tableau D-1, pertes de charge dans le flexible en fonction du débit d'injection et du nombre N de tiges de 0,5 m.

➤ Pertes de charge dans la sonde

La sonde a une géométrie très particulière, source de pertes de charge singulières. Dans un but de simplification, on assimile la sonde à un coude. Les sources de pertes de charge sont donc :

- ✓ un rétrécissement brusque (passage de $D = 11,6$ mm à $D = 6$ mm) : $k = 0,31$,
- ✓ un linéaire à $D = 6$ mm (de longueur 60 mm) : négligeable devant les autres pertes
- ✓ et un coude à 90° : $k = 1,13$.

En négligeant l'élargissement au niveau du coude (passage d'un diamètre de 6 mm à un diamètre équivalent de 9 mm), on obtient la relation suivante :

$$[Eq. D-7] \quad \Delta h_s = 4,65 \cdot 10^8 \cdot Q^2 .$$

➤ Charge appliquée au sol

En ce qui concerne la charge appliquée au sol, elle est, comme l'explique la relation [Eq. D-1], la différence entre la charge effective et les pertes de charge dans le tube [Eq. D-6] et la sonde [Eq. D-7].

Notons $h_1 = h_0 - h_n$; dans les conditions les plus défavorables, h_1 variera de 7 à 54 m : il s'agit là de la plage minimale sur laquelle l'opérateur pourra intervenir.

En distinguant régimes laminaire et turbulent lisse, on obtient les relations suivantes pour h :

$$[Eq. D-8] \quad h = h_1 - (1,15 \cdot 10^2 \cdot N + 4,65 \cdot 10^8 \cdot Q) \cdot Q \quad \text{pour } Q \in [0 ; 1,8 \cdot 10^{-5}] \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{et} \quad h = h_1 - (6,09 \cdot 10^5 \cdot N \cdot Q^{-0,25} + 4,65 \cdot 10^8) \cdot Q^2 \text{ pour } Q \in [1,8 \cdot 10^{-5} ; 9,1 \cdot 10^{-4}] \text{ m}^3/\text{s}.$$

Le domaine d'utilisation du perméamètre peut ainsi être prévu en assimilant pour le moment cet essai à un essai de type Lefranc (Cassan, 1986). En régime permanent, on a :

$$[Eq. D-9] \quad k = \frac{Q}{m \cdot h \cdot B},$$

avec k la perméabilité du sol en [m/s],
 Q le débit en [m³/s],
 m un facteur de forme,
 h la charge hydraulique [m]
 et B le diamètre de la cavité [m].

m dépend de la géométrie du forage au niveau de la sonde. Dhouib (1998) a regroupé quatre méthodes (Randolph et Booker 1982, Tavenas et al. 1986, Hvorslev 1951 et Raymond et Azz 1969) pour le calcul du facteur de forme en fonction des dimensions relatives L/D de la cavité. Dans ce cas, $L = 50$ mm et $D = 22,6$ mm. Le rapport L/D est donc égal à 2,2. Pour ce rapport, trois (Tavenas 1986, Hvorslev 1951 et Raymond et Azz 1969) des quatre méthodes fournissent des résultats équivalents, à savoir : $m = 12$.

Cependant, l'essai réalisé ici n'est pas totalement similaire à un essai Lefranc puisque la cavité d'injection est obstruée en partie inférieure. Le coefficient de forme est donc calculé comme la différence entre le coefficient valable pour la géométrie décrite ci-dessus ($m=12$) et le coefficient pour une géométrie de hauteur nulle ($m=2$), soit : $m = 10$.

B est égal au diamètre de la pointe Panda, soit 22,6 mm.

k se met donc sous la forme :

$$[Eq. D-10] \quad k = 4,42 \cdot \left[\frac{h_i}{Q} - (1,15 \cdot 10^2 \cdot N + 4,65 \cdot 10^8 \cdot Q) \right]^{-1} \text{ pour } Q \in [0 ; 1,8 \cdot 10^{-5}] \text{ m}^3/\text{s},$$

$$\text{et} \quad k = 4,42 \cdot \left[\frac{h_i}{Q} - (6,09 \cdot 10^{-5} \cdot N \cdot Q^{-0,25} + 4,65 \cdot 10^8) \cdot Q \right]^{-1} \text{ pour } Q \in [1,8 \cdot 10^{-5} ; 9,1 \cdot 10^{-4}] \text{ m}^3/\text{s}.$$

En choisissant dix tiges (ce qui correspond à une profondeur d'investigation entre 4,5 et 5 mètres), on trace la surface de fonctionnement de la sonde correspondant à cette profondeur (voir figure D-8).

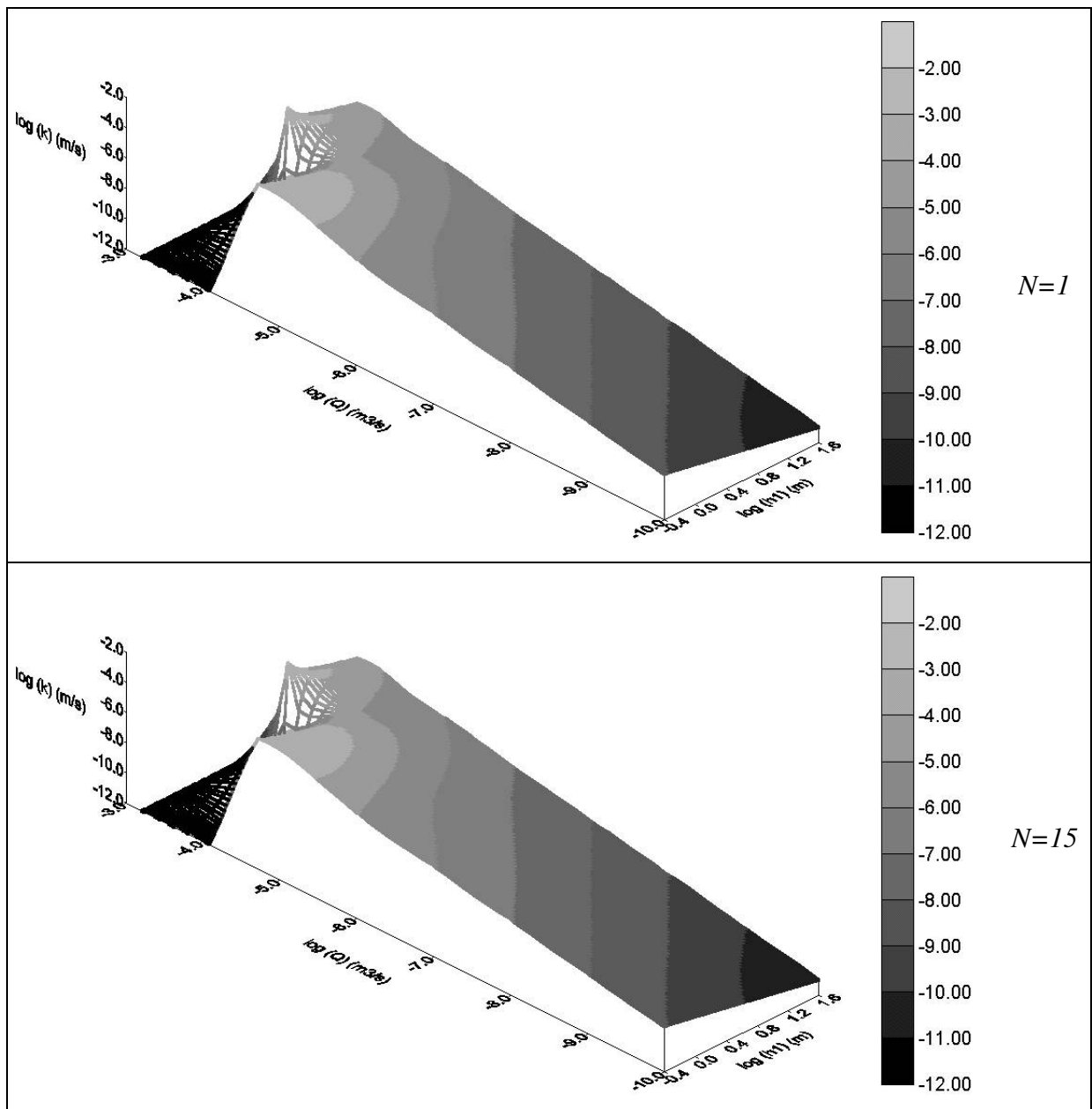


figure D-8, courbe de fonctionnement théorique de l'appareil dans deux configurations extrêmes ($N=1$ et $N=15$).

Sur la courbe ci-dessus, quelques points de fort débit et de faible charge ne sont pas définis ; ils sortent de la zone de fonctionnement de l'appareil (les pertes de charge sont, en ces points, supérieures à la charge effective).

Cette courbe ne montre aucune différence entre les configurations « $N=1$ » et « $N=15$ ». L'effet du nombre de tiges sur les pertes de charges induites par la circulation du fluide à travers celles-ci est donc négligeable devant les pertes singulières, au plan théorique

Détermination de la pression dans les cellules

On admettra également qu'il existe une relation entre résistance de pointe q_d et pression limite p_l au pressiomètre (AFNOR, 1995). Cette relation n'est pas bien établie. Cependant Schlosser (Schlosser, 1983) présente p_l en fonction de c_u (en kPa):

$$[Eq. D-11] \quad p_l - p_o = 5,5 \cdot c_u$$

où p_l est la pression limite de fluage (en kPa)
et p_o est la pression due au poids des terres (en kPa).

En utilisant la relation entre q_d (en kPa) et c_u ($q_d = 18 \cdot c_u$, voir paragraphe 1.3.4.1), on peut proposer une relation entre q_d et p_l :

$$[Eq. D-12] \quad p_l - p_o = 0,31 \cdot q_d$$

On a donc :

$$[Eq. D-13] \quad p_l \leq 0,3 \cdot q_d$$

On admet que la pression de fluage p_f est supérieure à $0,5 \cdot p_l$; la formule [Eq. D-13] devient donc :

$$[Eq. D-14] \quad p_f \leq q_d / 6$$

Feuilles de résultat

Essai de perméabilité in situ à l'eau à charge constante

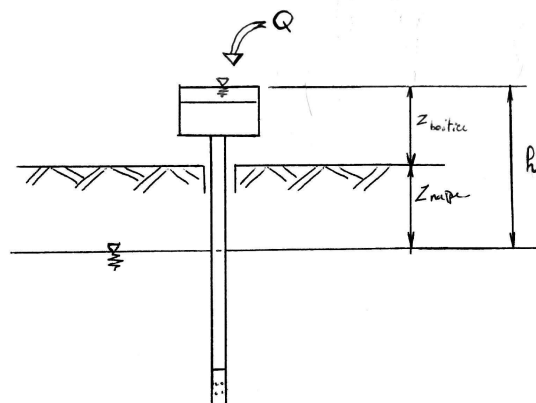
Feuille de résultats

Localisation / réf.			
Opérateur(s)			
Date			
Profondeur (m)		h (m)	
q_d (MPa)		P_{cellules max.} = q_d/6 (bars)	
Remarques			

dt	V_{injecté} (l)	Q (m³ / s)	k (m/s)
			-

$h = Z_{\text{boîtier}} + Z_{\text{nappe}}$

$k = 4,42 \cdot Q / h$



Essai de perméabilité in situ à l'eau à charge variable

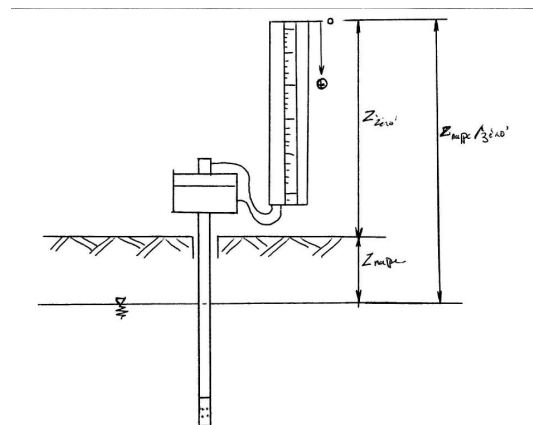
Feuille de résultats

Localisation / réf.					
Opérateur(s)		S_{tube} (mm²)	2,54	12,6	78,5
Date		coeff. ϖ (m)	$1,12 \cdot 10^{-5}$	$5,58 \cdot 10^{-5}$	$3,47 \cdot 10^{-4}$
Profondeur (m)		Z_{nappe} / 'zéro' (m)			
q_d (MPa)		P_{cellules max.} = q_d/6 (bars)			
Remarques					

t	h_{lu}	h (m)	k (m/s)
			-

$$h = Z_{\text{nappe}} - h_{lu}$$

$$k = \varpi \cdot \text{Ln} (h_1 / h_2) / (t_2 - t_1)^3$$



³ Les pertes de charge sont négligées dans la plupart des cas ; attention toutefois à vérifier que $(2,2 - 0,24 \cdot N) \cdot 10^7 \cdot Q^2 + (0,84 + 5,5 \cdot N) \cdot 10^3 \cdot Q$ reste inférieur au cm, $Q = S \cdot dh / dt$.

Essai de perméabilité in situ à l'air à charge variable

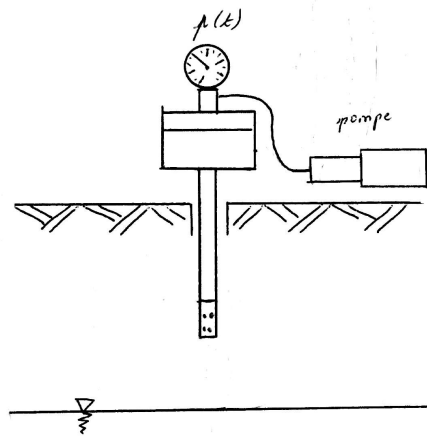
Feuille de résultats

Localisation / réf.			
Opérateur(s)			
Date		Longueur des tubes L (m)	
Profondeur (m)		Z_{nappe} / 'zéro' (m)	
q_d (MPa)		P_{cellules max.} = q_d/6 (bars)	
Remarques			

t	p (Pa)	k (m/s)

$$k = \frac{6,5 \cdot 10^{-9} \cdot (467 + 18 \cdot L)}{(t_2 - t_1)} \cdot \text{Ln} \left(\frac{p_1 \cdot (2 \cdot p_0 - p_2)}{p_2 \cdot (2 \cdot p_0 - p_1)} \right),$$

p₁ et p₂ sont les pressions relatives lues au manomètre aux instants t₁ et t₂ ;
 p₀ est la pression atmosphérique, prise égale à 100 kPa (ou 1 bar).



E. Eléments pour le calcul à rupture

Principes généraux

Le calcul à la rupture d'un talus consiste à considérer l'ensemble des forces qui assurent l'équilibre du volume de sol situé au-dessus de la surface de rupture. Tant que la force de cisaillement le long de la surface reste inférieure à la résistance maximale que peut mobiliser le sol, le talus est stable ; il est instable dans le cas contraire. Le critère de rupture retenu est celui de Mohr-Coulomb qui se traduit par la relation d'équilibre limite :

$$\tau_{max} = c + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi,$$

avec : τ_{max} la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol,
 σ la contrainte normale,
 u la pression interstitielle,
 c la cohésion
et φ l'angle de frottement interne du sol.

Le coefficient de sécurité F , supposé constant le long de la surface de rupture, est défini comme le rapport de résistance au cisaillement maximale τ_{max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant le long de la surface de rupture :

$$F = \tau_{max} / \tau,$$

Le problème de la stabilité est considéré comme un problème à deux dimensions avec une largeur de talus prise égale à l'unité. Les méthodes de calcul à l'équilibre limite considèrent des coefficients de sécurité basés sur l'expression explicite des équilibres des moments ou des forces de volume instable.

L'application d'un code de calcul aux éléments finis nécessite la connaissance d'une loi de comportement pour le sol considéré, moyennant quoi le volume étudié est divisé en éléments géométriques simples. Chaque élément est soumis à l'action des éléments voisins. Le calcul consiste à déterminer des champs de forces et de déplacements compatibles avec les équations de la mécanique et la loi de comportement adoptée. La méthode des éléments finis permet un calcul de la stabilité en trois dimensions avec une épaisseur de talus quelconque. Les limites actuelles de cette méthode résident dans la difficulté de définir les paramètres des lois utilisées.

Le tableau suivant (tableau 1) présente les différentes méthodes de calcul.

METHODE	TYPE DE RUPTURE	TYPE DE METHODE	HYPOTHESES SUR LES FORCES INTER-TRANCHES	EQUATIONS D'EQUILIBRE STATIQUE VERIFIEES
Fellenius – 1936	circulaire	calcul à rupture (tranches)	négligées	moments
Janbu – 1954	non circulaire	calcul à rupture (tranches)	positions imposées	forces
Bishop – 1955	circulaire	calcul à rupture (tranches)	composantes horizontales négligées	moments
Morgenstern Price – 1965	non circulaire	calcul à rupture (tranches)	relation entre composante verticale Z et composante horizontale X $\lambda.f(x) = Z/X$	forces et moments
Spencer – 1967	circulaire étendue à non circulaire	calcul à rupture (tranches)	-	forces et moments
Perturbations – 1972	non circulaire	calcul à rupture (globale)	aucune	forces et moments
Leshchinsky – 1990	non circulaire	calcul à rupture (tranches)	-	forces et moments
Critère parabolique – 1992	non circulaire	calcul à rupture (globale)	-	forces et moments
Éléments discrets – 1992	non circulaire	éléments discrets (tranches)	-	forces et moments

Tableau E-1, récapitulatif des principales méthodes de calcul (d'après Abelli, 1993).

Méthode des tranches

Le principe des méthodes des tranches (Fellenius, Janbu, Bishop, Morgenstern - Price, Spencer, Leshchinsky) est de considérer une surface cylindrique à axe horizontal, qui apparaît comme une courbe appelée ligne de glissement dans la coupe verticale de la digue.

On suppose que la rupture se produit instantanément et simultanément tout le long de la surface de glissement. On considère d'autre part qu'il n'y a aucune interaction dans la dimension longitudinale de l'ouvrage (approximation valable puisque la longueur de la digue représente bien plus de 2 à 3 fois la longueur de l'arc de rupture). Cette hypothèse étant faite, on trace sur une coupe transversale du barrage la ligne de glissement et on cherche à déterminer le coefficient de sécurité F relatif à la ligne considérée.

A partir de cette hypothèse on découpe le terrain en tranches verticales de faibles épaisseurs juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble (voir figure 1.7). Le calcul, valable dans le cadre d'une loi de comportement de type Mohr-Coulomb, nécessite d'être renseigné par les paramètres suivants :

- résistance au cisaillement τ maximale (τ_{\max}),
- contrainte normale σ ,
- pression interstitielle u ,

- cohésion c
- et angle de frottement interne φ .

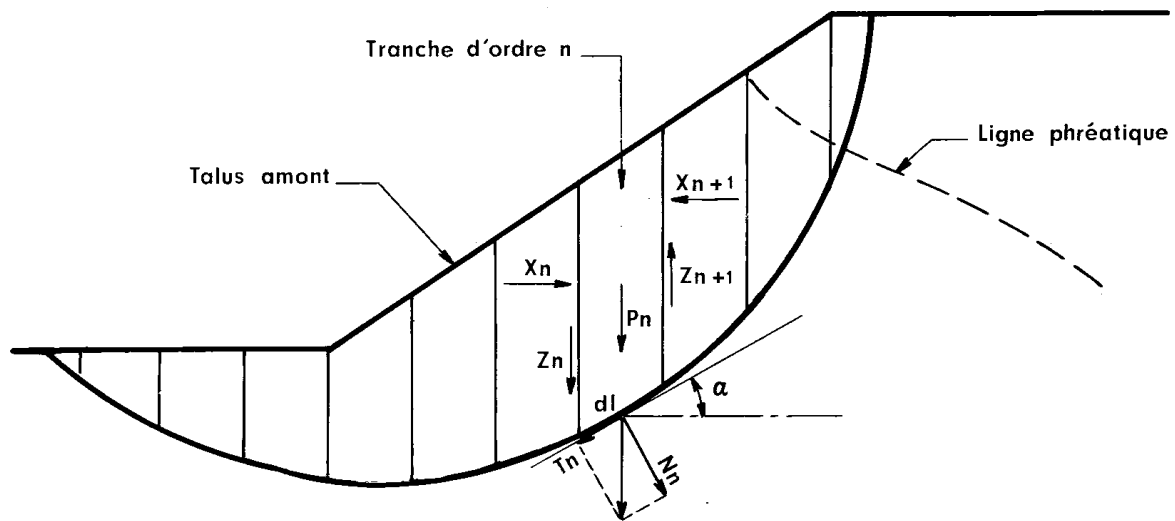


figure E-1, calcul de stabilité : méthode des tranches – cas d'une ligne de rupture circulaire (Rolley et al., 1989),

où :

dl représente la portion de cercle de glissement interceptée par la tranche d'ordre n que nous considérons ici,

N_n la composante normale et T_n la composante tangentielle du poids P_n de la tranche ramené au niveau du cercle de glissement,

X_n et Z_n les composantes de l'action de la tranche d'ordre $n - 1$ sur la tranche n .

Le coefficient de sécurité F est ainsi défini pour chacune des lignes par :

$$F = \tau_{max} / \tau,$$

avec τ la contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la ligne de rupture et τ_{max} la contrainte de cisaillement que peut mobiliser le sol.

A chaque ligne L_i correspond donc un coefficient de sécurité F_i ; le coefficient de sécurité F de la pente est donc le coefficient déterminé pour la ligne la plus critique. Autrement dit, pour n lignes :

$$F = \min (F_i), i \text{ allant de } 1 \text{ à } n.$$

Cette dernière relation est principalement utilisée avec les calculs à rupture circulaire (telles les méthodes de Fellenius et de Bishop). En effet, dans l'hypothèse d'une ligne de rupture

circulaire, les codes peuvent calculer un certain nombre de cercles. Ils procèdent ainsi à des calculs de stabilité de chaque cercle (fournissant chacun un coefficient de stabilité F).

Dans le cas de ruptures non circulaires, les polygones de rupture potentielle sont entrées par l'opérateur.

Les méthodes de Fellenius, Janbu, Bishop, Morgenstern Price, Leshchinsky et la méthode des perturbations vont chacune fournir un coefficient de sécurité différent pour une même ligne de rupture ; cela est dû aux hypothèses que l'on formule pour chacune d'elles.

Le tableau suivant synthétise les hypothèses et remarques émises pour chaque méthode et donne l'expression du coefficient de sécurité dans chacun des cas :

METHODE	HYPOTHESES ET REMARQUES	EXPRESSION DE F
Fellenius	ligne de rupture circulaire, pas d'interaction entre les tranches, la force tangentielle est motrice et la force normale est stabilisatrice.	$\frac{\sum [c \cdot l + \gamma \cdot h \cdot b \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi]}{\sum [P_n \cdot \sin \alpha]}$
Janbu	ligne de rupture quelconque, forces inter-tranches existantes mais de point d'application imposé, expression de F basée sur l'équilibre des forces horizontales et calcul itératif.	$\frac{\sum [c \cdot l \cdot \cos \alpha + (N - u \cdot l) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi^*]}{\sum [N \cdot \sin \alpha]}$ avec N : $\frac{P_n + (Z_{n+1} - Z_n) \cdot c \cdot \sin \alpha / F + u \cdot l \cdot \tan \varphi \cdot \sin \alpha}{\cos \alpha (1 + \tan \varphi \cdot \tan \alpha / F)}$
Bishop	ligne de rupture circulaire, par d'interaction en composantes verticales entre les tranches et calcul itératif.	$\frac{\sum [(c \cdot dl + \tan \varphi (N - P \cdot dl)) / mx]}{\sum T}$ avec mx : $\cos \alpha \cdot (1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi / F)$
Morgenstern Price	ligne de rupture quelconque, et forces inter-tranches liées.	
Spencer	ligne de rupture circulaire, forces inter-tranches supposées parallèles entre elles, et deux expressions du coefficient de sécurité (forces et moments).	

Tableau E-2, les méthodes des tranches.

Parmi toutes les méthodes présentées ci-dessus, la méthode de Bishop est certainement la plus utilisée. Elle est une amélioration de la méthode de Fellenius, également très présente dans les codes de calcul. Son principal intérêt réside dans la prise en compte d'interactions entre les composantes horizontales des tranches. Ceci tend à augmenter légèrement le coefficient de sécurité et à le rapprocher ainsi de ce que l'on peut observer sur le terrain.

Autres méthodes

Les autres méthodes permettant de calculer le coefficient de sécurité d'un talus sont au nombre de quatre. On y retrouve la méthode des perturbations, la méthode de Leshchinsky, la méthode à critère parabolique et la méthode des éléments discrets.

La méthode des perturbations est une méthode globale dont le principe a été posé par Raulin en 1972. La méthode consiste en la résolution de trois équations de la statique faisant intervenir l'équation de la ligne de rupture. Les inconnues de ces équations sont le coefficient de sécurité F et deux paramètres (λ et μ) introduits par Faure (Faure, 1985) en définissant la contrainte normale σ par :

$$\sigma = \sigma_0 [\lambda + \mu \cdot v],$$

avec v un paramètre géométrique pris égal à la pente de la ligne de rupture au point considéré et σ_0 la contrainte dite de Fellenius définie par :

$$\sigma_0 = \Sigma \gamma_i \cdot h_i \cdot \cos^2 \alpha_i$$

Cette méthode permet de considérer une ligne quelconque.

La méthode de Leshchinsky repose sur la résolution de trois équations de l'équilibre statique et postule qu'il n'y a pas d'interaction entre les tranches. C'est une généralisation de l'approche de Baker et Garber (1977) qui utilise une technique variationnelle pour minimiser le coefficient de sécurité. L'analyse variationnelle résulte dans une équation différentielle qui décrit la distribution de la contrainte normale totale sur la surface de rupture. En résolvant numériquement cette équation différentielle et en intégrant la contrainte trouvée dans les trois équations d'équilibre du massif instable, on détermine le coefficient de sécurité F . Cette méthode permet de considérer une géométrie complexe, plusieurs couches de sol et la pression interstitielle en tout point du massif.

La méthode à critère parabolique, présentée par Fry et Vezole (Fry 1992) est basée sur une approche cinématique du calcul à la rupture pour des sols dont le critère de résistance est une courbe appelée critère parabolique, de la forme :

$$\tau = \beta \cdot \sigma^k.$$

k est généralement compris entre 0.75 et 0.95 et β entre 0.7 et 5.0 (σ et τ exprimés en kPa). L'approche cinématique passe par un bilan énergétique d'un mouvement virtuel suivant le mécanisme envisagé. Le long de la surface de rupture on tient compte des contraintes normales et tangentielles les plus dissipatrices d'énergie compatibles avec le critère de résistance du matériau. On s'efforce de vérifier que le bilan énergétique correspond à la stabilité, quel que soit le mécanisme observé. On obtient ainsi un minorant du coefficient de sécurité.

Le mécanisme envisagé est une rotation virtuelle d'un seul bloc et, par conséquent, l'approche cinématique est comparable à la vérification de l'équilibre en moment. Cette méthode conduit à des résultats comparables à ceux obtenus par la méthode des tranches mais elle est beaucoup plus simple et légère en calcul que la méthode des tranches.

La méthode des éléments discrets, proposée par Ching (Ching, 1992), est une simplification de la méthode aux éléments finis. Elle s'affranchit entre autres de la connaissance de l'état de contrainte initial dans le sol.

Le massif instable est décomposé en tranches. Les équations de la statique sont ensuite vérifiées. La compatibilité entre les tranches est assurée en considérant que la base et les limites inter-tranches ont un comportement élastoplastique.

Cette méthode permet la prise en compte de ruptures progressives, des caractéristiques de pic et des contraintes résiduelles de cisaillement d'un sol.

Comparativement à d'autres méthodes, les éléments discrets fournissent un coefficient de sécurité plus faible. Ching explique ces écarts par la prise en considération du mécanisme de rupture progressive dans son modèle.

Conclusion

Les méthodes de calcul les plus exposées dans la littérature sont celles basées sur un calcul à la rupture. Elles présentent cependant quelques imperfections théoriques (Abelli, 1993) :

- emploi d'hypothèses pour déterminer la distribution des contraintes normales le long de la surface de rupture en utilisant seulement les conditions d'équilibre statique sans considérer de modèle rhéologique du sol,
- le coefficient de sécurité est supposé constant le long de la surface de rupture, alors que l'hypothèse n'est vérifiée qu'au moment de la rupture ,
- certaines méthodes (Fellenius, Bishop) ne satisfont pas toutes les conditions d'équilibre
- et elles ne tiennent pas compte de la rupture progressive.

Le développement aux éléments finis a permis de modéliser le début de la rupture et a apporté des renseignements inaccessibles avec les méthodes de calcul à la rupture. Une des difficultés dans l'utilisation de telles méthodes est le choix des lois de comportement (et des paramètres du sol) à fournir au code de calcul.

On note que certains logiciels intègrent des modèles de type Mohr-Coulomb et peuvent effectuer des calculs couplés avec l'effet des pressions interstitielles. Nous verrons plus loin comment obtenir in situ des paramètres (comme le module élastique, l'angle de frottement ou encore la cohésion) permettant de renseigner de tels modèles.

Section fictive étudiée

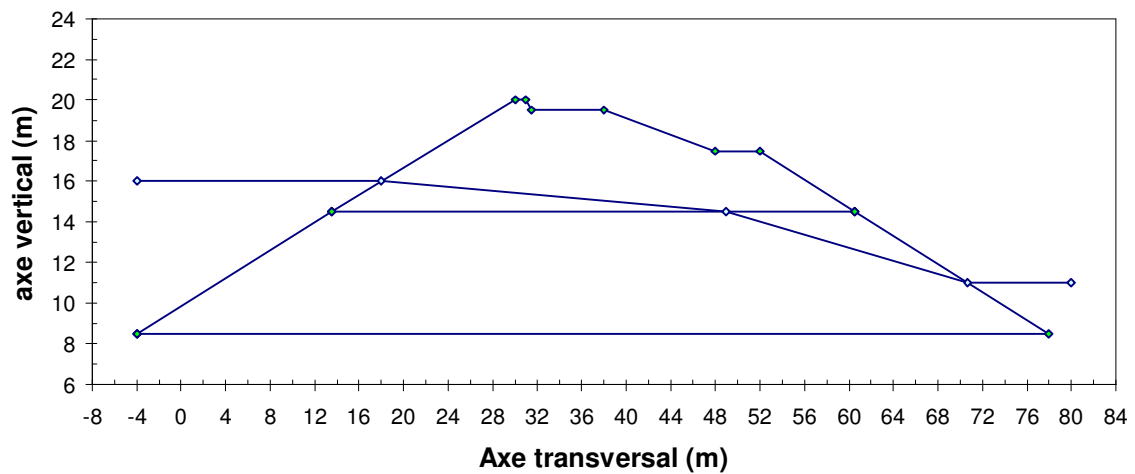
Géométrie des couches

Point	x (m)	z (m)
1	0	10
2	13,5	14,5
3	30	20
4	31	20
5	31,5	19,5
6	38	19,5
7	48	17,5
8	52	17,5
9	60,5	14,5
10	78	8,5

Nappe

Point	x (m)	z (m)
11	18	16
12	49	14,5
13	70,7	11

Section fictive



F. Notions de géostatistique

Les variogrammes

La géostatistique a tout d'abord été développée dans le domaine minier mais peut être appliquée dans bon nombre d'autres disciplines comme la mécanique des sols. Il s'agit d'une discipline reposant sur le concept de variable régionalisée, dont la paternité est attribuée à Matheron (Bacconnet, 1991). Ce concept introduit l'hypothèse intrinsèque qui est une hypothèse de stationnarité.

Appelons $Z(x_i)$ la réalisation d'une fonction aléatoire, où x_i est la position d'un point de l'espace. L'hypothèse intrinsèque suppose que l'espérance mathématique de $(Z(x_{i+h}) - Z(x_i))$ est nulle et que la variance est indépendante de la position du point et ne varie qu'en fonction de l'incrément h . Cela s'exprime par :

$$E [Z(x_{i+h}) - Z(x_i)] = 0$$

et

$$VAR [Z(x_{i+h}) - Z(x_i)] = 2 \cdot \gamma(h),$$

où $\gamma(h)$ est une fonction appelée **variogramme**.

On a donc :

$$\gamma(h) = 1/2 \cdot VAR [Z(x_{i+h}) - Z(x_i)].$$

Nous pouvons écrire :

$$\gamma(h) = 1/2 \cdot \{ E [(Z(x_{i+h}) - Z(x_i))^2] - (E [Z(x_{i+h}) - Z(x_i)])^2 \}$$

ce qui peut être approché par :

$$\gamma^*(h) = \frac{1}{2 \cdot N_c(h)} \sum_{i=1}^{N_c(h)} [Z(x_{i+h}) - Z(x_i)]^2,$$

où $N_c(h)$ représente le nombre de couples de points distants de h .

Tout l'intérêt de cet estimateur réside dans sa grande facilité à être calculé. De plus, $\gamma^*(h)$ donne une bonne approximation de $\gamma(h)$, à condition que le nombre de points expérimentaux soit supérieur à 30.

Les propriétés des variogrammes sont les suivantes :

- $\gamma(0) = 0^4$;
- $\gamma(h)$ est une fonction croissante de h ;
- et pour les grandes valeurs de h , $\gamma(h)$ tend vers un maximum (valeur de palier) égal à la demi variance de l'échantillon des points expérimentaux calculée pour l'ensemble de la population).

Les variogrammes nous renseignent sur l'évolution de la variance en fonction de la distance séparant deux points ; des structures particulières peuvent ainsi être mises en évidence à différentes échelles.

On distingue donc le comportement du variogramme à l'origine, du comportement entre l'origine et « l'infini ».

A proximité de l'origine, les variogrammes adoptent un comportement lié au caractère continu (ou non) de la variable considérée.

Les variogrammes peuvent être modélisés à proximité de l'origine par une courbe de type :

$$\gamma(h) = A \cdot h^n, \text{ avec } n \in [0 ; 2[.$$

Une grande continuité de la variable se traduit par une valeur de n tendant vers 2 ; un phénomène purement aléatoire s'exprime quant à lui par une valeur de n nulle. Dans ce dernier cas, A est égal à la variance σ^2 de l'échantillon.

Le comportement à l'infini des variogrammes révèle la présence d'une (ou plus souvent) de plusieurs structures à différentes échelles.

Un phénomène (ou structure) se manifeste par l'apparition d'un palier au niveau du variogramme. Ce palier est défini par deux paramètres qui sont : la portée 'a' (distance à partir de laquelle le phénomène apparaît) et la valeur de palier $\gamma(a)$.

Différentes formes de variogrammes peuvent se rencontrer. On observera des structures :

- 'gigognes' où différents phénomènes 'emboîtés' apparaissent,
- périodiques traduisant une évolution sinusoïdale du signal (une analyse spectrale est alors plus appropriée)
- ou à effet de trou révélant la présence de pics dans le champ.

⁴ $\gamma^*(0) \neq 0$ peut se rencontrer. ce comportement particulier est appelé **effet de pépite** ; cela traduit soit une discontinuité des données, soit des erreurs de mesures.

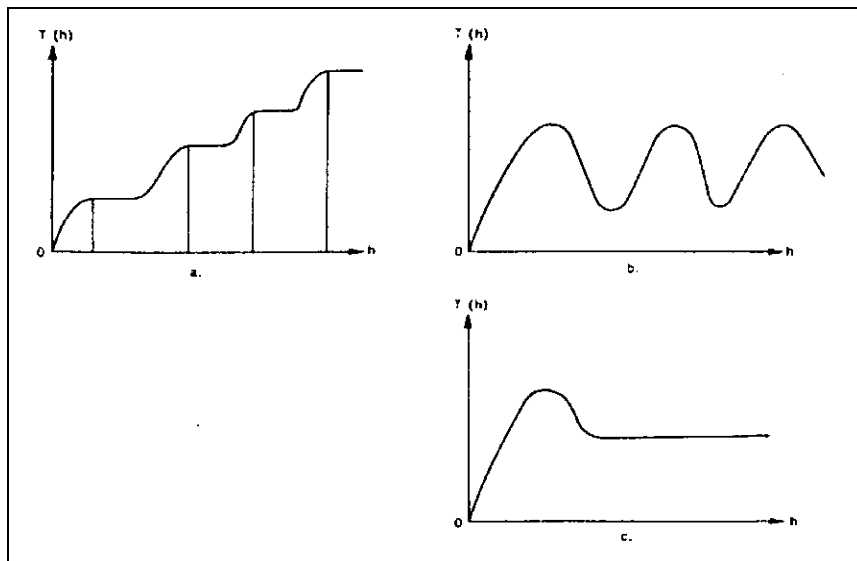
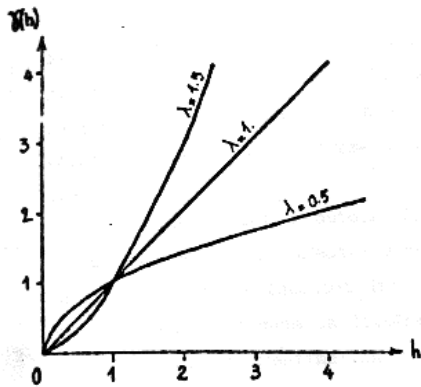


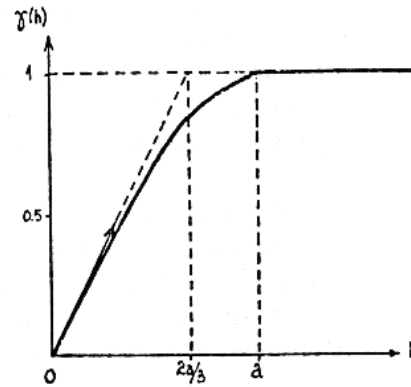
figure F-1, formes possibles pour un variogramme.

Pour chaque phénomène, on pourra caler l'un des modèles suivants (Bacconnet 1991) sur le variogramme expérimental :



$$\gamma(h) = \omega \cdot h^\lambda$$

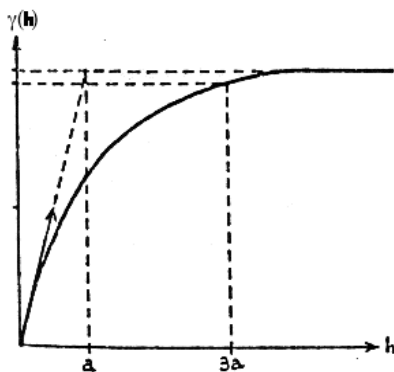
a, Modèle logarithmique de DE WIJS



$$\gamma(h) = \omega \cdot [(3/2 \cdot h/a) - (1/2 \cdot (h/a)^3)], h < a$$

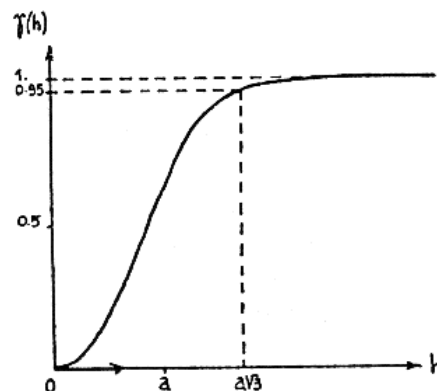
$$\gamma(h) = \omega, h \geq a.$$

b, Modèle sphérique de MATHERON



$$\gamma(h) = \omega \cdot [1 - e^{-h/a}], \forall h.$$

c, Modèle exponentiel de FORMERY



$$\gamma(h) = \omega \cdot [1 - e^{-(h/a)^2}], \forall h.$$

d, Modèle Gaussien

figure F-2, différents modèles pour les variogrammes

A partir de données expérimentales, il est donc possible d'obtenir un modèle de variogramme qui repose sur la structure. Celui-ci pourra être utilisé par la technique de krigeage afin d'interpoler ou d'extrapoler les valeurs de la variable aléatoire en tout point d'un champ.

Le krigeage

Le krigeage est une technique d'estimation non biaisée de la dérive spatiale d'une variable aléatoire. D'après Magnan (Magnan 1982), cette technique « opère par combinaison linéaire des différents échantillons disponibles en minimisant l'erreur moyenne ».

Les équations du krigeage peuvent être introduites de la façon suivante (Magnan, 1982).

L'objectif du krigeage est l'estimation y^*_0 d'une fonction linéaire y_0 de la variable $Z(x)$ étudiée, par exemple si :

$$y_0 = \frac{1}{V} \int_V Z(x).dx,$$

V représentant le domaine de définition de $Z(x)$, alors l'estimateur utilisé y^*_0 est de la forme :

$$Y_0^* = \sum_{i=1}^n \lambda_i . Z(x_i),$$

n désignant le nombre de points de mesure et les coefficients λ_i étant choisis tels que $E [Y_0^* - Y_0] = 0$ (estimateur sans biais) et $E [Y_0^* - Y_0]^2$ soit minimal (cette erreur moyenne est égale à la variance de l'erreur).

Dans le cas dit stationnaire, on a $E [Z(x_i)] = m = \text{constante}$ et $E [Y_0] = m$ et l'on peut montrer que :

la condition $E [Y_0^* - Y_0] = 0$ entraîne $\sum_{i=1}^n \lambda_i = 1$

et la variance de l'erreur peut être exprimée en fonction du variogramme.

On obtient les coefficients λ_i en résolvant le système linéaire :

$$\begin{bmatrix} 0 & \gamma_{12} & \gamma_{13} & \Lambda & \gamma_{1n} & 1 \\ \gamma_{21} & 0 & \gamma_{23} & \Lambda & \gamma_{2n} & 1 \\ \gamma_{31} & \gamma_{32} & 0 & \Lambda & \gamma_{3n} & 1 \\ M & M & M & O & M & 1 \\ \gamma_{n1} & \gamma_{n2} & \gamma_{n3} & \Lambda & 0 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 0 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \lambda_1 \\ \lambda_2 \\ \lambda_3 \\ M \\ \lambda_n \\ \mu \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\gamma}(x_1, V) \\ \bar{\gamma}(x_2, V) \\ \bar{\gamma}(x_3, V) \\ M \\ \bar{\gamma}(x_n, V) \\ 1 \end{bmatrix},$$

dans lesquels on a utilisé les notations suivantes : $\gamma_{ij} = \gamma(x_i - x_j)$, μ est un multiplicateur de

Lagrange et $\bar{\gamma}(x_i, V) = \frac{1}{V} \int_V \gamma(x_i - x).dx$.

La variance de l'erreur de l'estimation est égale à :

$$\sigma_k^2 = X^T \cdot B - \bar{\gamma}(V, V),$$

avec :

$$\bar{\gamma}(V, V) = \frac{1}{V^2} \int_V \int_V \gamma(x - x') \cdot dx \cdot dx' = F(V).$$

Dans le cas non stationnaire, où il existe une dérive, on utilise une technique de krigeage plus complexe dans laquelle on représente la dérive par une fonction polynomiale de forme générale :

$$m(x) = \sum_{l=1}^k a_l \cdot f^l(x),$$

dans laquelle les $f^l(x)$ sont des monômes des coordonnées des points de l'espace. Par exemple, dans un espace à 3 dimensions, la dérive aura pour expression explicite :

$$m(x, y, z) = a_0 + a_1 \cdot x + a_2 \cdot y + a_3 \cdot z$$

pour une dérive linéaire et

$$m(x, y, z) = a_0 + a_1 \cdot x + a_2 \cdot y + a_3 \cdot z + a_4 \cdot x \cdot y + a_5 \cdot x \cdot z + a_6 \cdot y \cdot z + a_7 \cdot x^2 + a_8 \cdot y^2 + a_9 \cdot z^2$$

pour une dérive quadratique.

Il se trouve que les valeurs inconnues des coefficients a_l n'ont pas besoin d'être estimés. On aboutit à la résolution du système matriciel suivant dans le cas de l'estimation de $y_0 = Z(x_0)$:

$$\begin{bmatrix} 0 & \gamma_{12} & \Lambda & \gamma_{1n} & f^1(x_1) & \Lambda & f^k(x_1) \\ \gamma_{21} & 0 & \Lambda & \gamma_{2n} & f^1(x_2) & \Lambda & f^k(x_2) \\ M & M & O & M & M & & M \\ \gamma_{n1} & \gamma_{n2} & \Lambda & 0 & f^1(x_n) & \Lambda & f^k(x_n) \\ \hline f^1(x_1) & f^1(x_2) & \Lambda & f^1(x_n) & 0 & \Lambda & 0 \\ M & M & & M & M & O & M \\ f^k(x_1) & f^k(x_2) & \Lambda & f^k(x_n) & 0 & \Lambda & 0 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \lambda_1 \\ \lambda_2 \\ M \\ \lambda_n \\ \mu_1 \\ M \\ \mu_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \gamma(x_1 - x_0) \\ \gamma(x_1 - x_0) \\ M \\ \gamma(x_1 - x_0) \\ \hline f^1(x_0) \\ M \\ f^k(x_0) \end{bmatrix},$$

les μ_l représentant k multiplicateurs de Lagrange.

La variance de l'estimation est égale à :

$$\sigma_k^2 = \sum_{j=1}^n \lambda_j \cdot \gamma(x_j, x_0) + \sum_{l=1}^k \mu_l \cdot f^l(x_0).$$

Il faut choisir la fonction polynomiale qui minimise σ_k^2 parmi tous les polynômes possibles.

G. Programme PandaLiq

Programme principal pour le calcul par le Panda et le perméamètre léger

Sub LiqPda()

```
Call controleinit(sortie)
If sortie = 1 Then Exit Sub
Call calculCRRpda
Call calculCSR
Call calculF
Call grapheF

Range("G2").Formula = "Calcul terminé"
```

End Sub

Programme principal pour le calcul au CPT

Sub LiqCPT()

```
Call controleinit(sortie)
If sortie = 1 Then Exit Sub
Call calculCRR
Call calculCSR
Call calculF
Call grapheF

Range("G2").Formula = "Calcul terminé"
```

End Sub

Routines appelées par les programmes principaux

Sub controleinit(sortie)

```
'
' Contrôle initial des valeurs introduites par l' utilisateur
'
```

sortie = 0

```
If Range("A6").Value = "" Then
```

```

Range("G2").Formula = "Vous devez introduire un profil pénétrométrique avant de
lancer le calcul!"
sortie = 1
End If
If Range("I7").Value = "" Then
Range("G2").Formula = "Vous devez introduire une valeur pour gamma h"
sortie = 1
End If
If Range("K7").Value = "" Then
Range("G2").Formula = "Vous devez introduire une valeur pour gamma sat"
sortie = 1
End If
If Range("I10").Value = "" Then
Range("G2").Formula = "Vous devez définir une nappe!"
sortie = 1
End If
If Range("I13").Value = "" Then
Range("G2").Formula = "Vous devez introduire une accélération horizontale"
sortie = 1
End If
If Range("K13").Value = "" Then
Range("G2").Formula = "Vous devez introduire une magnitude de référence!"
sortie = 1
End If
If ((Range("K13").Value < 0) Or (Range("K13").Value > 10)) Then
Range("G2").Formula = "Magnitude non valide! Entrez une valeur comprise entre 0 et
10"
sortie = 1
End If

If sortie = 0 Then
Range("G2").Formula = "Calcul en cours"
End If

End Sub

```

Sub calculCRRpda()

```

'
' Création de la colonne CRR7.5 avec calcul des valeurs
'

```

```

gh = Range("I7").Value
gsat = Range("K7").Value
gprim = gsat - 10
zn = Range("I10").Value

Range("E6").Formula = "CRR7.5"
i = 7

```

```

Do
  ' initialisation
  z = Range("A" & i).Value
  qd = Range("B" & i).Value
  k = Range("C" & i).Value

  ' calcul de svo et spmvo
  If z >= zn Then
    svo = (gh * zn + gsat * (z - zn)) / 1000
    sprimvo = (gh * zn + gprim * (z - zn)) / 1000
  End If

  ' cœur du calcul du CRR
  If ((qd <> "") And (k <> "") And (z >= zn)) Then

    ' call contrôle compatibilité qc / fs + détermination de l' unité (kPa / MPa)
    If k > 0.000000074 Then
      q1n = 10 * qd * (0.1 / sprimvo) ^ 0.5
    End If

    ' calcul de Kc (fixé arbitrairement à 50isle sol est non liquéfiable)
    If (k > 0.00014) Then
      Kc = 1
    Else
      If k <= 0.000000074 Then
        Range("E" & i).Formula = "non liquéfiable"
        Kc = 50
      Else: Kc = 0.23 * (Log(k) / Log(10)) ^ 2 + 1.46 * (Log(k) / Log(10)) + 3.54
    End If
  End If

  ' CRR7.5
  If Kc < 50 Then
    q1ncs = Kc * q1n
    If q1ncs < 50 Then
      CRR75 = 0.05 + 0.00083 * q1ncs
      Range("E" & i).Formula = CRR75
    Else
      If q1ncs < 160 Then
        CRR75 = 0.08 + 93 * (q1ncs / 1000) ^ 3
        Range("E" & i).Formula = CRR75
      Else: Range("E" & i).Formula = "non liquéfiable"
    End If
  End If
End If
Else
  If (z < zn) Then
    Range("E" & i).Formula = "hors nappe"
  Else: If (qd = "" Or k = "") Then Range("E" & i).Formula = "données !"
End If

```

End If

i = i + 1

Loop Until Range("A" & i).Value = ""

End Sub

Sub calculCRR()

' Création de la colonne CRR7.5 avec calcul des valeurs

gh = Range("I7").Value
gsat = Range("K7").Value
gprim = gsat - 10
zn = Range("I10").Value

Range("E6").Formula = "CRR7.5"

i = 7

Do

' initialisation

z = Range("A" & i).Value
qc = Range("B" & i).Value
fs = Range("C" & i).Value

' calcul de svo et sprimvo

If z >= zn Then

svo = (gh * zn + gsat * (z - zn)) / 1000
sprimvo = (gh * zn + gprim * (z - zn)) / 1000

End If

' calcul du CRR

If ((qc <> "") And (fs > 0) And (z >= zn)) Then

' calculs initiaux

Q = (qc - svo) / sprimvo
F = fs / (qc - svo)

' calcul de Ic

Ic = ((3.47 - (Log(Q) / Log(10))) ^ 2 + (1.22 + (Log(F) / Log(10))) ^ 2) ^ 0.5

If Ic > 2.6 Then

qc1n = Q

Else

qc1n = 10 * qc * (0.1 / sprimvo) ^ 0.5

Ic = ((3.47 - (Log(qc1n) / Log(10))) ^ 2 + (1.22 + (Log(f) / Log(10))) ^ 2) ^ 0.5

If Ic > 2.6 Then

qc1n = 10 * qc * (0.1 / sprimvo) ^ 0.75

Ic = ((3.47 - (Log(qc1n) / Log(10))) ^ 2 + (1.22 + (Log(f) / Log(10))) ^ 2) ^ 0.5

```

    End If
End If

' condition sur Ic; calcul de Kc (fixé arbitrairement à 50 si le sol est non liquéfiable)
If (Ic <= 1.64) Then
    Kc = 1
Else
    If Ic >= 2.6 Then
        Range("E" & i).Formula = "non liquéfiable"
        Kc = 50
    Else: Kc = -0.403 * Ic ^ 4 + 5.581 * Ic ^ 3 - 21.63 * Ic ^ 2 + 33.75 * Ic - 17.88
    End If
End If

' CRR7.5
If Kc < 50 Then
    qc1ncs = Kc * qc1n
    If qc1ncs < 50 Then
        CRR75 = 0.05 + 0.833 * (qc1ncs / 1000)
        Range("E" & i).Formula = CRR75
    Else
        If qc1ncs < 160 Then
            CRR75 = 0.08 + 93 * (qc1ncs / 1000) ^ 3
            Range("E" & i).Formula = CRR75
        Else: Range("E" & i).Formula = "non liquéfiable"
        End If
    End If
End If
Else
    If (z < zn) Then
        Range("E" & i).Formula = "hors nappe"
    Else: Range("E" & i).Formula = "données !"
    End If
End If

    i = i + 1

Loop Until Range("A" & i).Value = ""

```

End Sub

Sub calculCSR()

```

' Création de la colonne CSR7.5 avec calcul des valeurs
'

```

```

    gh = Range("I7").Value
    gsat = Range("K7").Value
    gprim = gsat - 10
    zn = Range("I10").Value

```

```
amax = Range("I13").Value
```

```
Range("F6").Formula = "CSR7.5"
```

```
i = 7
```

```
Do
```

```
    ' initialisation
```

```
    z = Range("A" & i).Value
```

```
    ' calcul de svo et sprimvo
```

```
    If z >= zn Then
```

```
        svo = (gh * zn + gsat * (z - zn)) / 1000
```

```
        sprimvo = (gh * zn + gprim * (z - zn)) / 1000
```

```
    End If
```

```
    ' cœur du calcul du CSR
```

```
    If ((Range("B" & i).Value <> "") And z >= zn) Then
```

```
        CSR75 = 0.65 * amax * svo * (1 - 0.015 * z) / sprimvo
```

```
        Range("F" & i).Formula = CSR75
```

```
    End If
```

```
    i = i + 1
```

```
Loop Until Range("A" & i).Value = ""
```

```
End Sub
```

```
Sub calculF()
```

```
'
```

```
' Création de la colonne F(M) avec calcul des valeurs
```

```
'
```

```
M = Range("K13").Value
```

```
Range("G6").Formula = "F(M)"
```

```
i = 7
```

```
Fmini = 100
```

```
Do
```

```
    CRR75 = Range("E" & i).Value
```

```
    CSR75 = Range("F" & i).Value
```

```
    If ((CRR75 <> "") And (CRR75 <> "non liquéfiable") And (CRR75 <> "hors nappe")
```

```
        And (CSR75 <> "") And (CSR75 >= 0) And (CRR75 <> "données !")) Then
```

```
        F75 = CRR75 / CSR75
```

```
        FM = F75 * (10 ^ 2.24) / (M ^ 2.56)
```

```
        If FM < Fmini Then Fmini = FM
```

```
        If FM < 1 Then
```

```
            Range("G" & i).Select
```

```
            Selection.Font.ColorIndex = 3
```

```
        Else
```

```

        Range("G" & i).Select
        Selection.Font.ColorIndex = 1
    End If
    Range("G" & i).Formula = FM
End If
i = i + 1
Loop Until Range("A" & i).Value = ""
Range("A3").Select
Range("K28").Formula = Fmini
End Sub

```

Sub grapheF()

```

'
' Création du graphique d' évolution de F en fonction de z
'
' mise en forme des valeurs
Range("P5").Formula = "Graphique"
Range("P6").Formula = "F(M)"
Range("Q6").Formula = "z"

i = 7
j = 7
z2 = 0

Do
    If (Range("G" & i).Value <> "") Then
        If (Range("A" & i).Value = 0) Then
            z1 = 0
        Else
            z1 = 0.5 * (Range("A" & (i - 1)).Value + Range("A" & i).Value)
            If z1 = z2 Then j = j - 1
        End If

        If (Range("A" & (i + 1)).Value = "") Then
            z2 = Range("A" & i).Value
        Else
            z2 = 0.5 * (Range("A" & (i + 1)).Value + Range("A" & i).Value)
        End If

        Range("P" & j).Formula = Range("G" & i).Value
        Range("Q" & j).Formula = z1
        Range("P" & (j + 1)).Formula = Range("G" & i).Value
        Range("Q" & (j + 1)).Formula = z2

        j = j + 3
    End If

```


i = i + 1

Loop Until Range("A" & i).Value = ""

End Sub

Routine de nettoyage

Sub Nettoitout()

'

' *Routine de nettoyage par le vide*

'

Range("E6:G2000").Select
Selection.ClearContents

Range("P5:Q2000").Select
Selection.ClearContents

Range("A3").Select
End Sub

Routine pour la recherche du facteur de magnitude minimal provoquant la liquéfaction

Sub optimiseM()

'

' *Recherche la magnitude minimale provoquant un coefficient de sécurité inférieur à 1*

'

Call controleinit(sortie)
If sortie = 1 Then Exit Sub

liq = False

Mi = 0.1

Do

Range("K13").Formula = Mi

Call Nettoitout

Call calculCRR

Call calculCSR

Call calculF

Mi = Mi + 0.1

Loop Until ((Range("K28").Value < 1) Or (Mi > 9))

Range("A3").Select

Mi = Mi - 0.1

If Mi < 8.9 Then

Range("G2").Formula = "Calcul terminé. La magnitude critique est M =" & Mi

```

    Else: Range("G2").Formula = "Calcul terminé. Matériau non sensible pour des
magnitudes inférieures à 9."
    End If
    Call grapheF
End Sub

```

Sub optimiseMpda()

```

'
' Recherche la magnitude minimale provoquant un coefficient de sécurité inférieur à 1
'
Call controleinit(sortie)
If sortie = 1 Then Exit Sub

liq = False
Mi = 0.1
Do
    Range("K13").Formula = Mi
    Call Nettoitout
    Call calculCRRpda
    Call calculCSR
    Call calculF
    Mi = Mi + 0.1
Loop Until ((Range("K28").Value < 1) Or (Mi > 9))
    Range("A3").Select
    Mi = Mi - 0.1
    If Mi < 8.9 Then
        Range("G2").Formula = "Calcul terminé. La magnitude critique est M =" & Mi
        Else: Range("G2").Formula = "Calcul terminé. Matériau non sensible pour des
magnitudes inférieures à 9."
    End If
    Call grapheF
End Sub

```

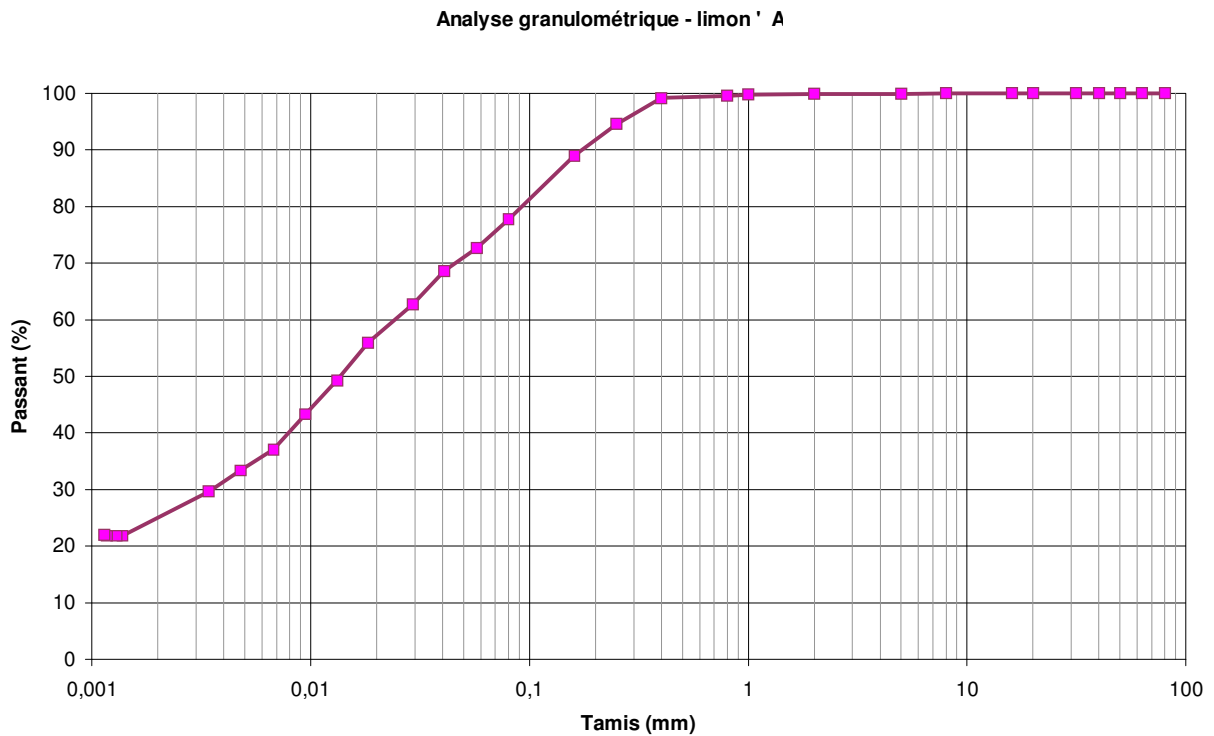

H. Fiche d'identification du limon 'A'

Les essais mis en œuvre pour le limon 'A' sont les suivants : granulométrie par tamisage et sédimentométrie, mesure du poids volumiques de la phase solide au pycnomètre, limites d'Atterberg, valeur au bleu, essai Proctor normal, œdomètre, essai de cisaillement direct. Les principaux résultats sont reportés dans le tableau suivant.

γ_s (kN/m ³)	w _L (%)	w _P (%)	I _P	VBS	γ_{dOPN} (kN/m ³)	w _{OPN} (%)
26,62	25,8	22,5	3,3	1,17	18,10	14,25

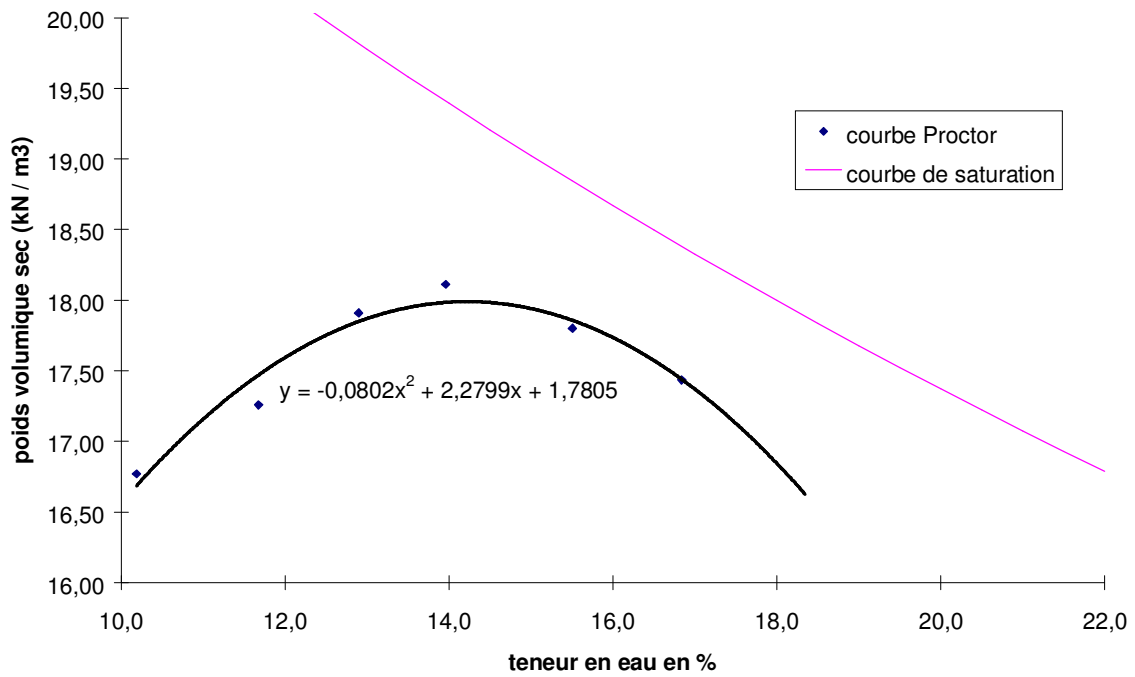
Tableau H-1, Principales caractéristiques du limon 'A'

Courbe granulométrique

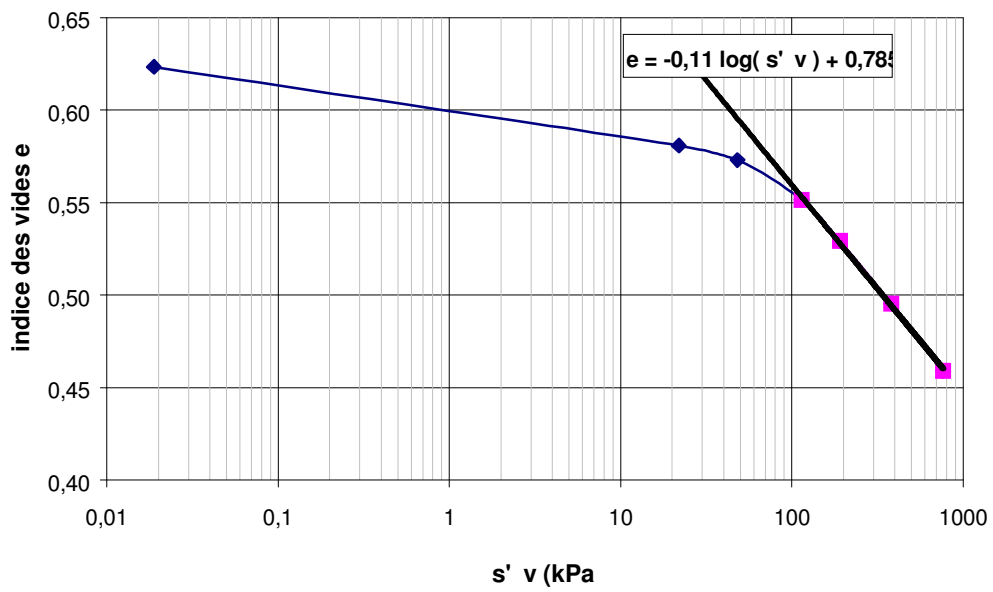


Granulométrie par tamisage et sédimentométrie

Essai Proctor normal



Essai à l'œdomètre



Courbe de calibration au pénétromètre léger, pour les sols de surface

Les essais de calibration ont été réalisés pour le limon 'A' pour 27 moules, en faisant varier le poids volumique sec et la teneur en eau :

	γ_d (kN/m ³)	w (%)	q_d (MPa)
minimum	12,22	7,2	< 0,1 (non mesurable)
maximum	19,75	26,0	23,1

Domaines de variation des principaux paramètres des moules pour le limon 'A'

Sur les 27 moules réalisés, 9 ont montré des résistances de pointes inférieures à la capacité de mesure de l'appareil (0,3 MPa avec une pointe de 4 cm² et 0,1 MPa avec une pointe de 10 cm², la pointe de 4 cm² étant utilisée par défaut).

18 points ont donc été utilisés pour établir la surface d'évolution de la résistance de pointe en fonction du poids volumique sec et de la teneur en eau. Le modèle pour le calcul de la tendance a été choisi de façon à conserver les modèles de variation déjà existants : à teneur en eau fixée, le poids volumique sec suit une évolution linéaire par rapport au logarithme de la résistance de pointe et par ailleurs, le poids volumique sec est proportionnel à l'inverse de la teneur en eau, multipliée par le poids volumique sec des grains, divisée par le degré de saturation et augmentée du poids volumique de l'eau ; nous avons conservé ce dernier terme en prenant un degré de saturation égal à 1 (ce qui est équivalent à : $1 / (26,62.w + 10)$).

Un tel modèle se cale avec un coefficient de détermination égal à 0,89 par rapport aux 18 points expérimentaux.

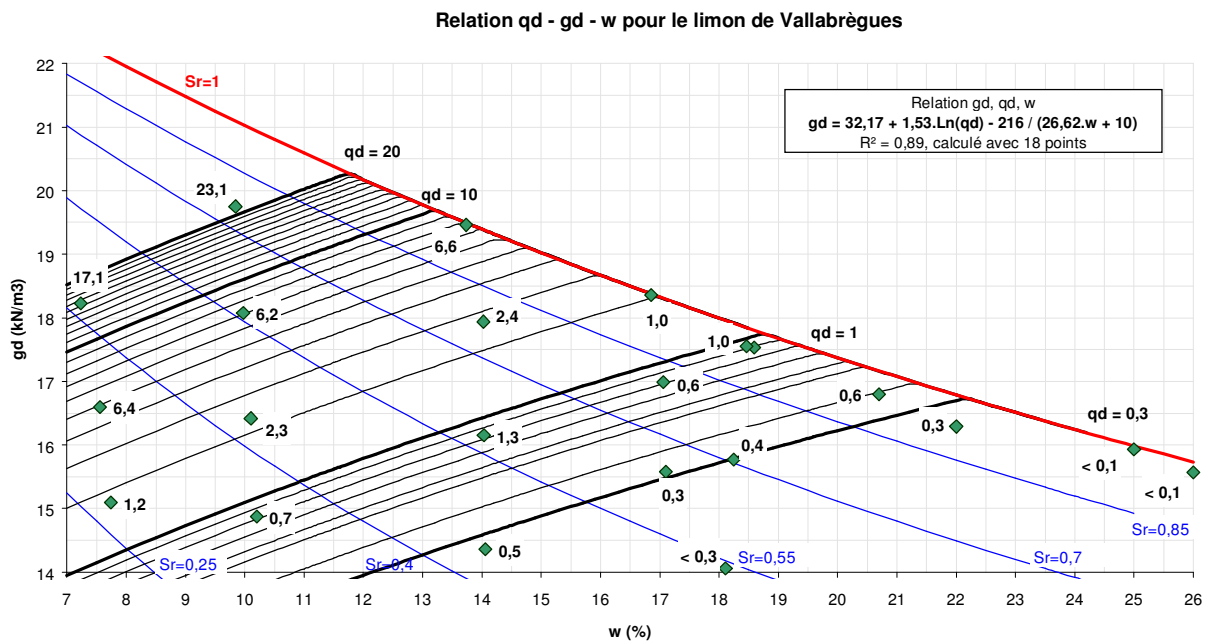


figure H-1, relation moyenne q_d - γ_d -w pour le limon 'A'

A partir de ce modèle, il est possible de suivre l'évolution de la résistance de pointe en tout point du plan Proctor et en particulier sur la courbe de saturation ; on peut donc , par exemple, exprimer la résistance de pointe en fonction du poids volumique sec :

$$q_d = e^{(1,184 \cdot \gamma_d - 21,03)} , S_r = 1$$

Cette relation n'est valable que pour les sols de surface, pour des valeurs moyennes mesurées sur les quatre-vingts premiers centimètres de profondeur.

I. Courbes de référence Panda pour le sable de Fontainebleau et le limon 'A'

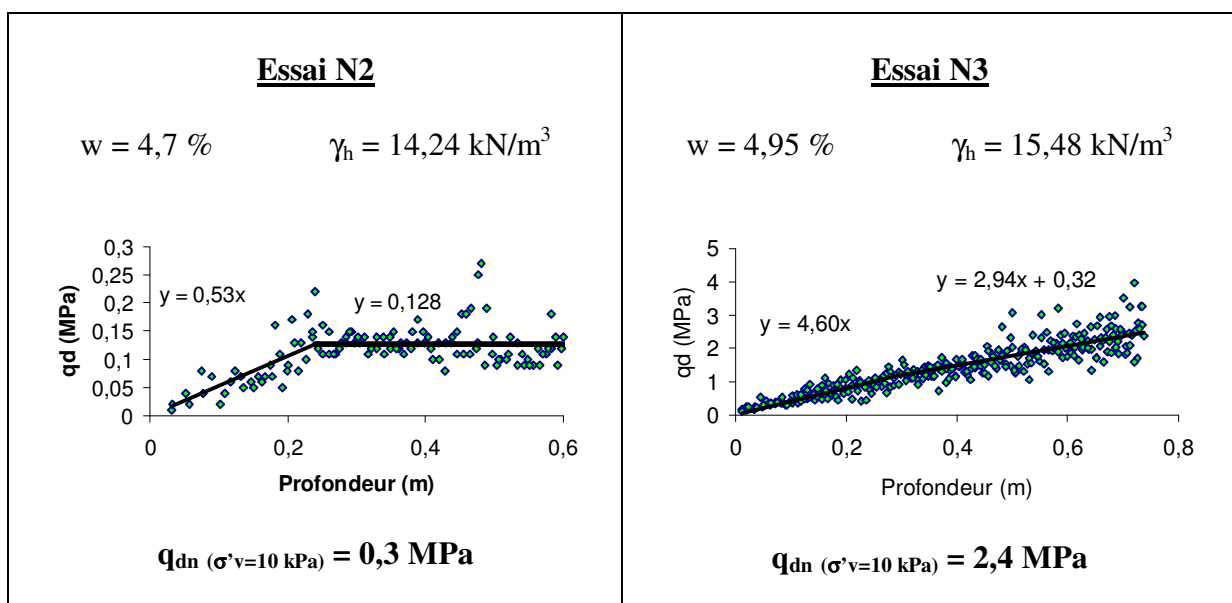
Les courbes de référence sont relatives à des essais Panda réalisés sur des matériaux mis en œuvre dans un moule de 80 cm de hauteur et de 40 cm de diamètre. Les matériaux, mis en œuvre à différentes teneurs en eau, sont reconstitués dans le moule. Leur poids volumique est ainsi contrôlé.

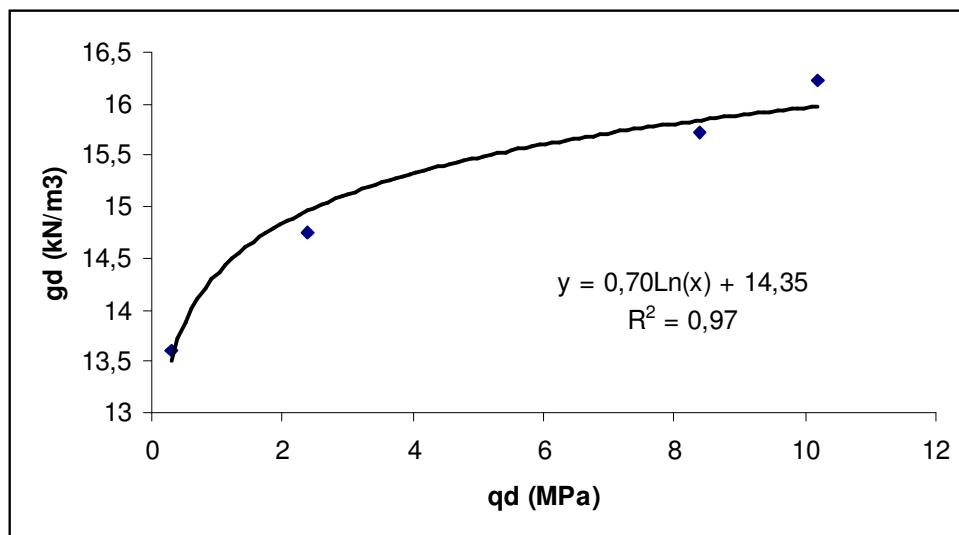
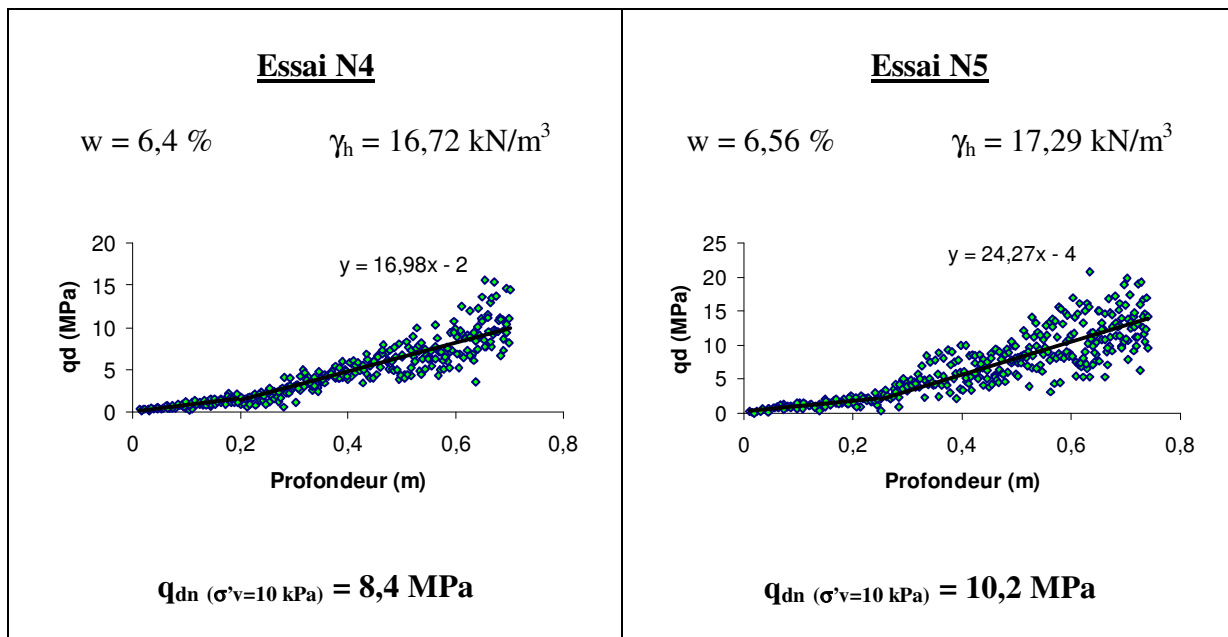
Le protocole de préparation, mise en œuvre des matériaux et réalisation des essais a été étudié par Chaigneau (2001). Les résultats présentés dans ce paragraphe sont issus de ses études. L'exploitation de ces résultats consiste à proposer un modèle linéaire pour chacun des pénétrogrammes, dès lors que l'on se situe en-deçà de la profondeur critique. Ce modèle, couplé à la connaissance du poids volumique, permet d'exprimer la résistance de pointe brute Panda correspondant à une contrainte verticale effective de 10 kPa.

Etant donné les faibles valeurs de résistance rencontrées ici, nous proposons d'augmenter les résistances brutes de la contrainte statique induite par l'appareillage (ce qui équivaut à une résistance de l'ordre de 0,2 MPa : environ 3,5 à 4 kg pour la tête et le train de tiges reposant sur une pointe de 2 cm²). Cette résistance est notée : q_{dn} .

Sable de Fontainebleau

Nous supposons le sable de Fontainebleau insensible à l'eau. Les résultats présentés ci-dessous sont donc considérés également valables pour un état à saturation.

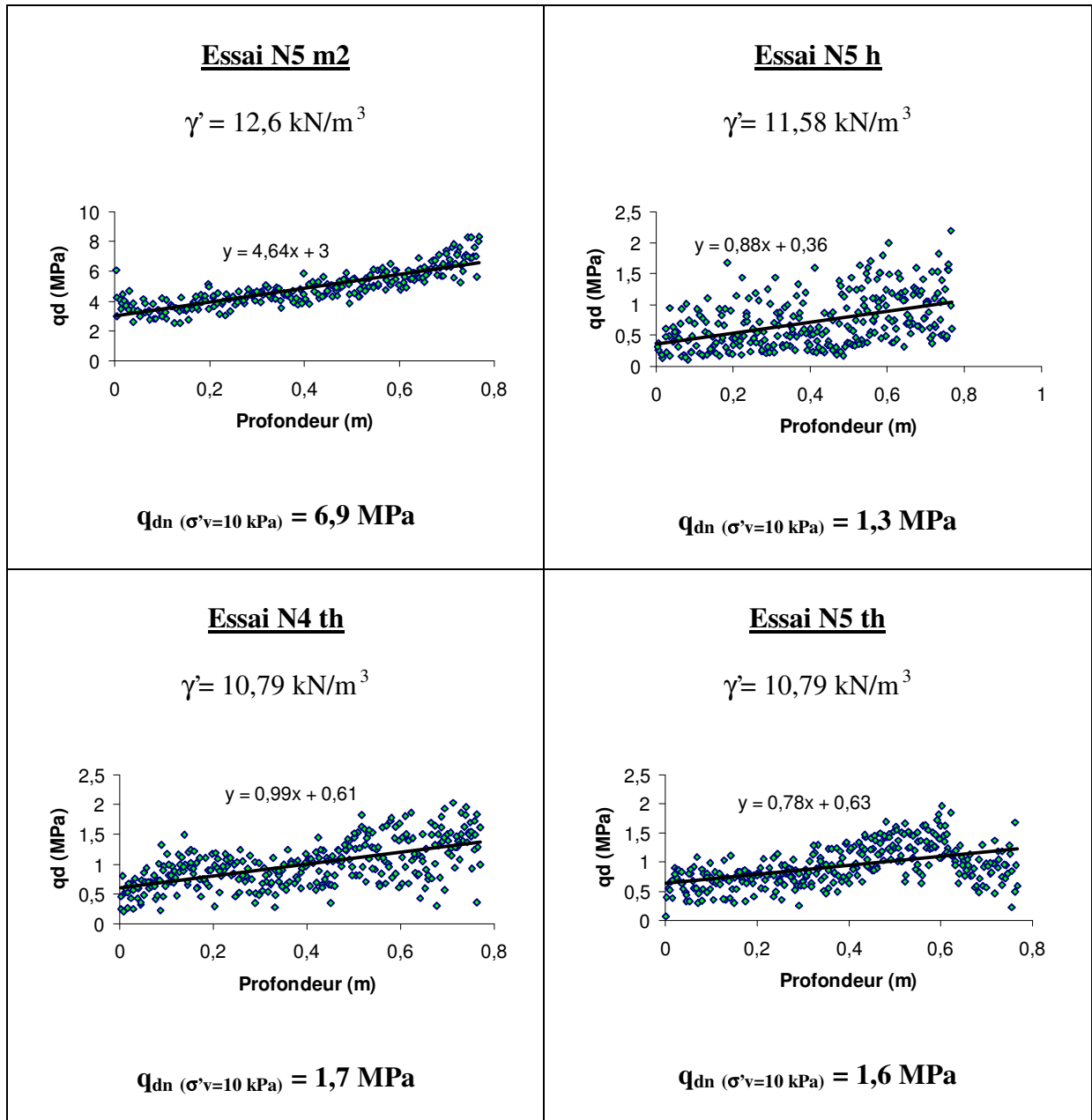


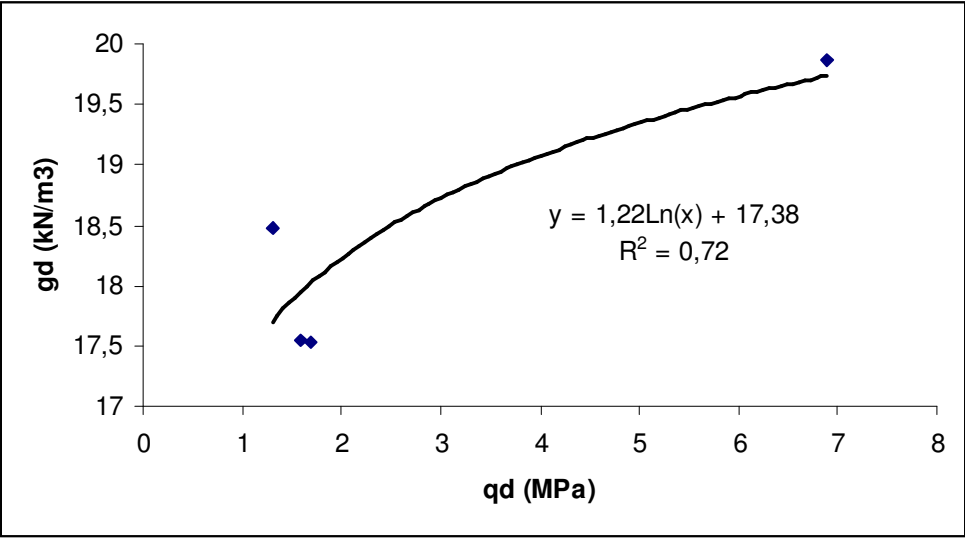


Courbe de référence du sable de Fontainebleau pour $\sigma'_v = 10 \text{ kPa}$

Limons 'A'

Les résultats présentés ci-dessous sont relatifs à un degré de saturation proche de 100 %.

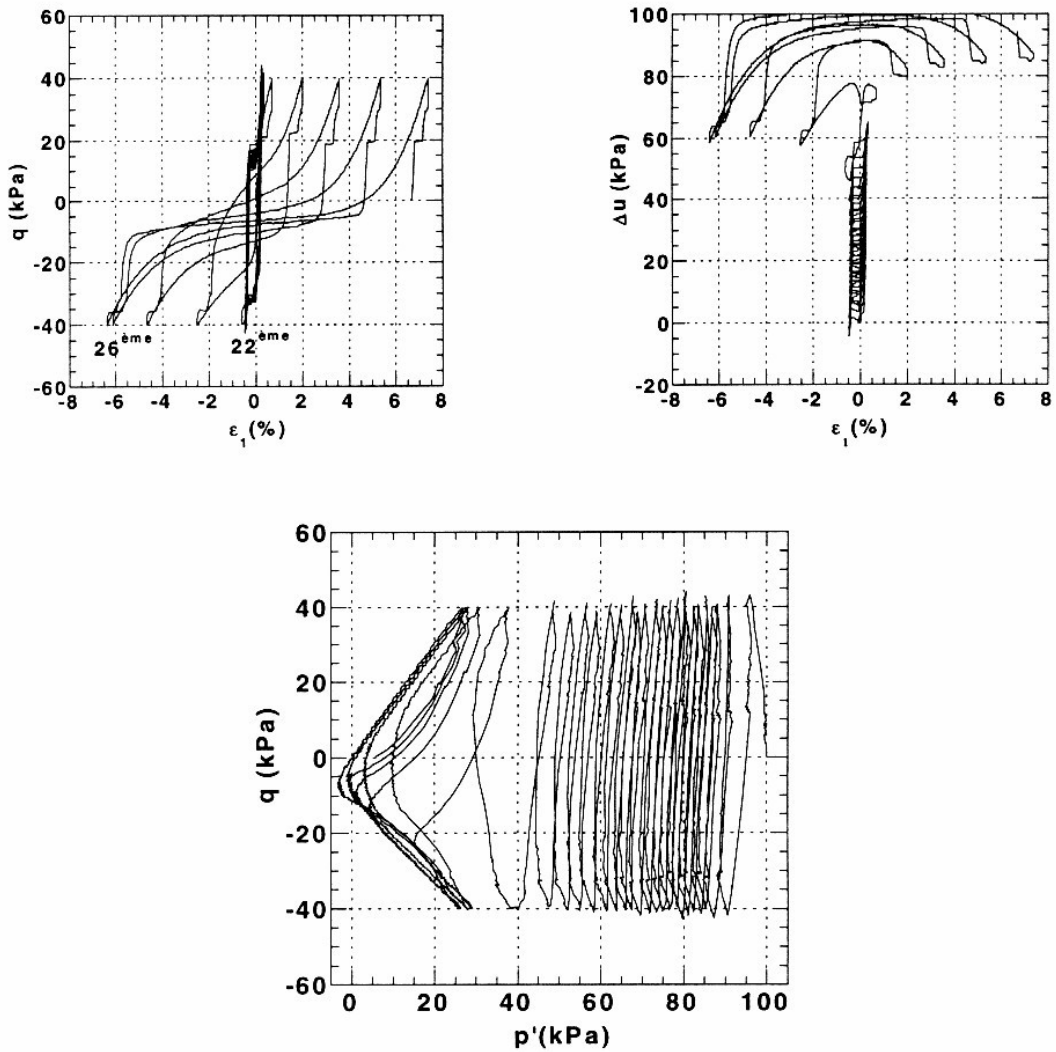




Courbe de référence du limon 'A' pour $\sigma'_v = 10$ kPa

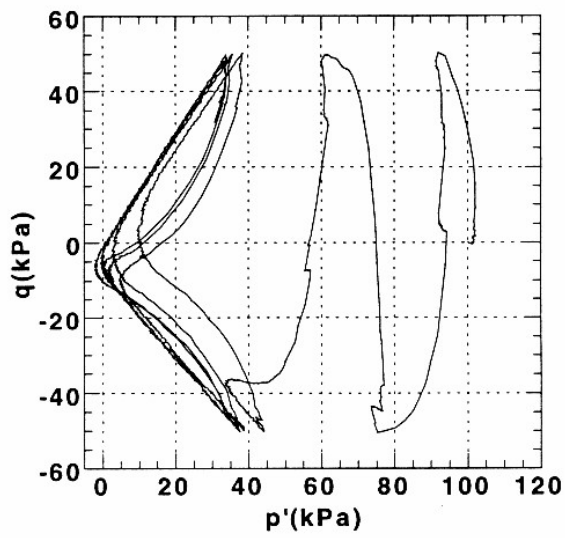
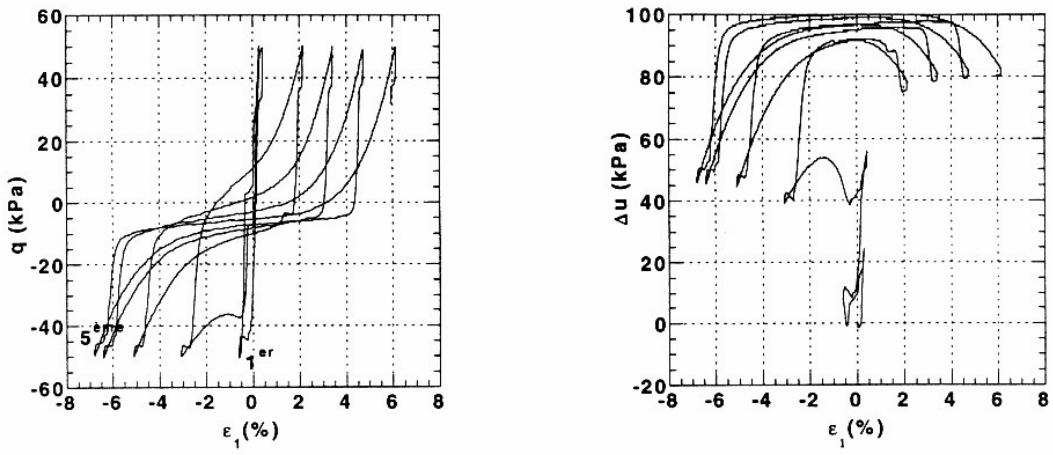
J. Essais triaxiaux cycliques pour le sable de fontainebleau et le limon 'A'

Sable de Fontainebleau



Essai cyclique non drainé sur le sable de Fontainebleau
($I_D = 0,53$, $p'_c = 100$ kPa, $q_{am} = 40$ kPa).

figure J-1, essai de liquéfaction sur le sable de Fontainebleau (CSR = 0,2)
(Bouferra, 2000)

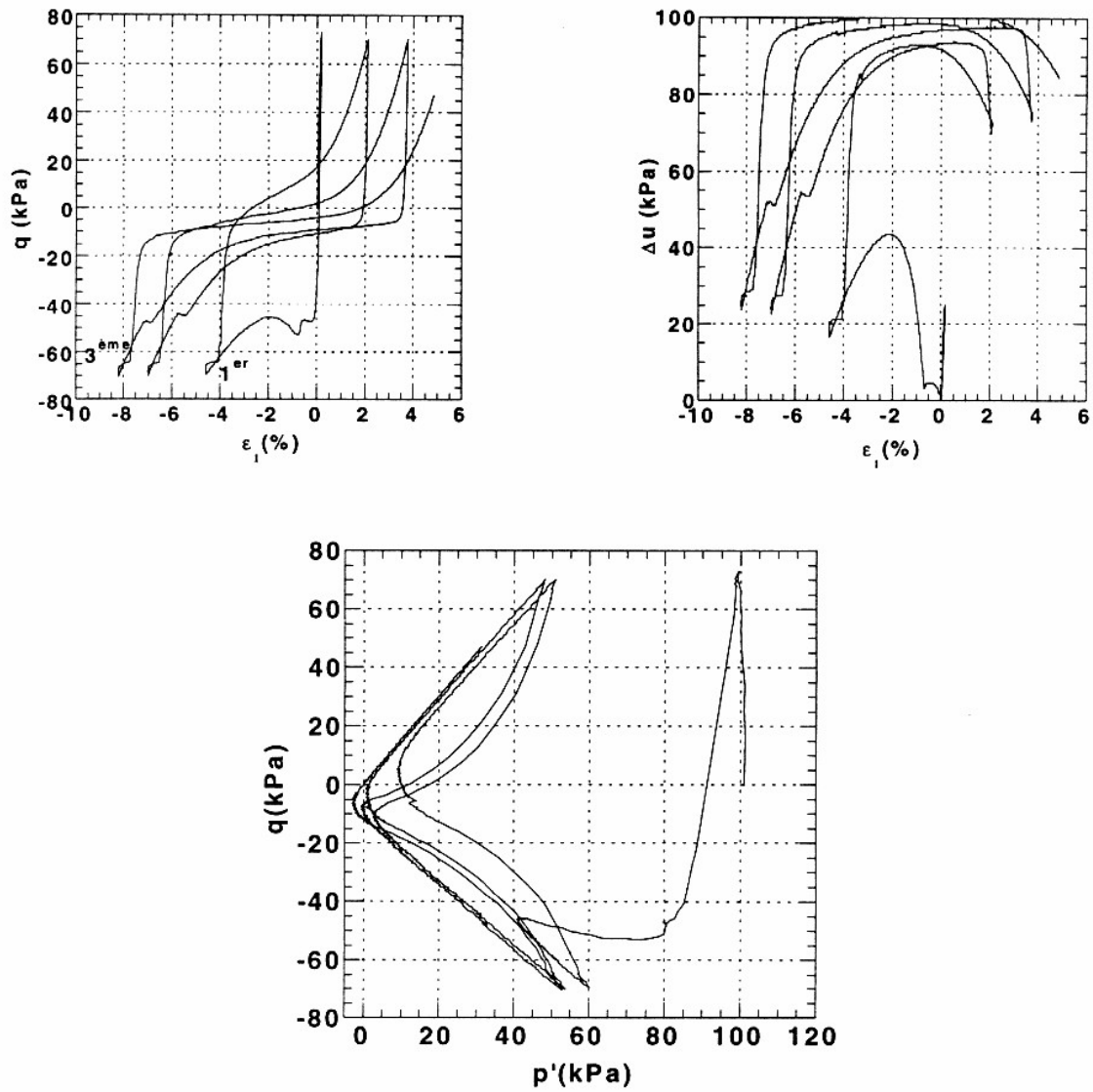


Essai cyclique non drainé sur le sable de Fontainebleau

($I_D = 0,53$, $p'_c = 100$ kPa, $q_{am} = 50$ kPa)

figure J-2, essai de liquéfaction sur le sable de Fontainebleau (CSR = 0,25)

(Bouferra, 2000)

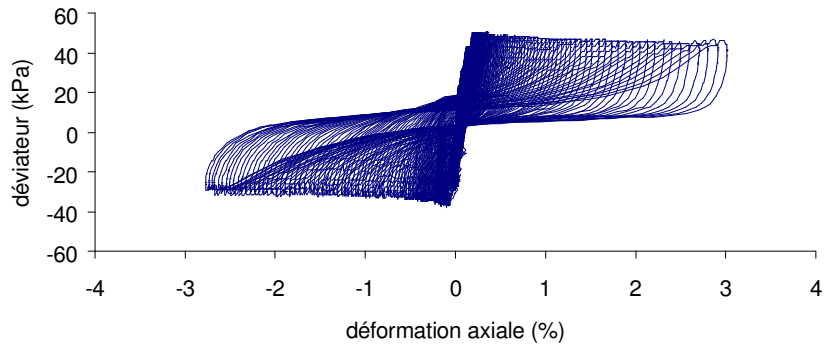


Essai cyclique non drainé sur le sable de Fontainebleau :
 ($I_D = 0,53$, $p'_c = 100$ kPa, $q_{am} = 70$ kPa)

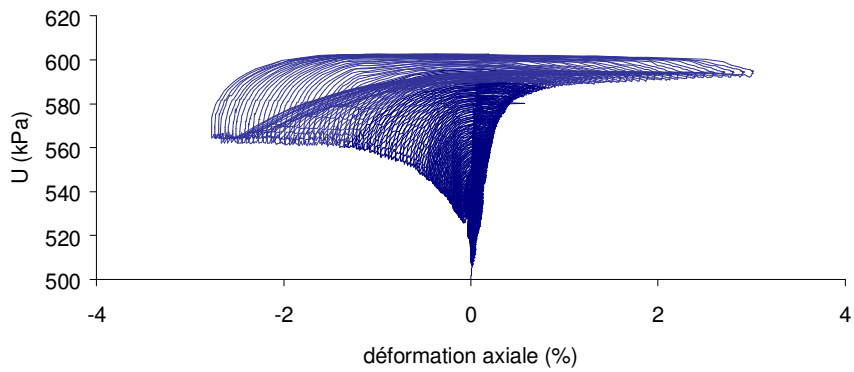
figure J-3, essai de liquéfaction sur le sable de Fontainebleau ($CSR = 0,35$)
 (Bouferra, 2000)

Limons 'A'

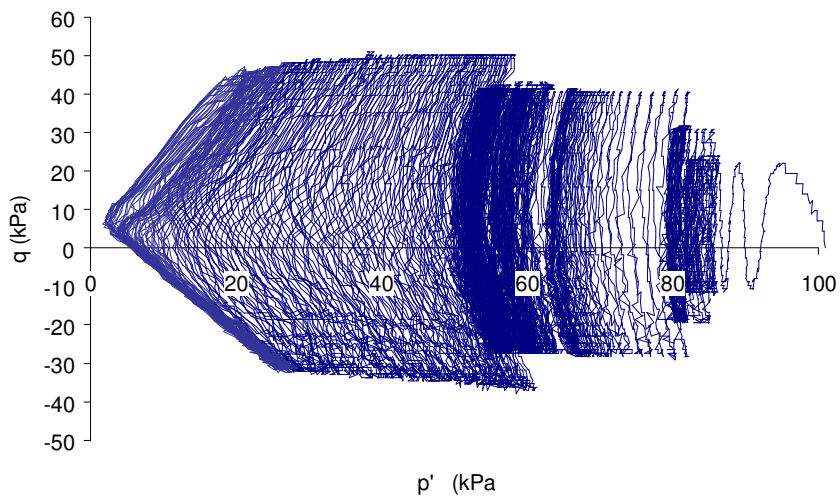
Courbe de chargement - Limon 'A' liCSR 2c
wc = 17,9%, s' vo = 100kPa - Cycles à CSR = 0,12 , 0,17 et 0,21



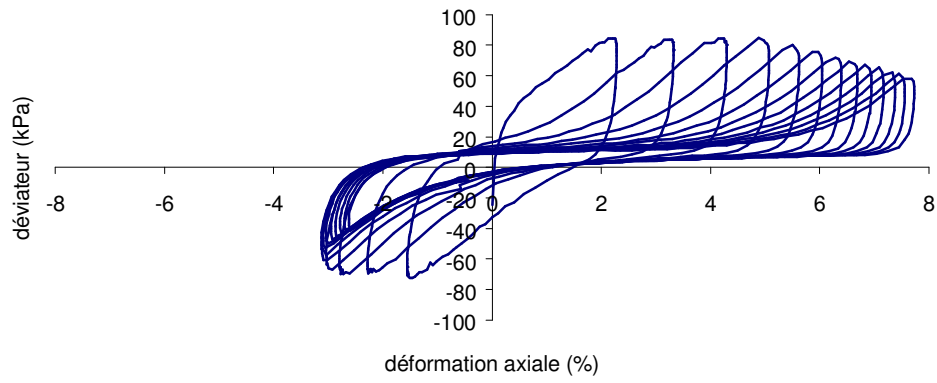
Evolution de la pression interstitielle- Limon 'A' liCSR 2c
wc = 17,9%, s' vo = 100kPa - Cycles à CSR = 0,12 , 0,17 et 0,21



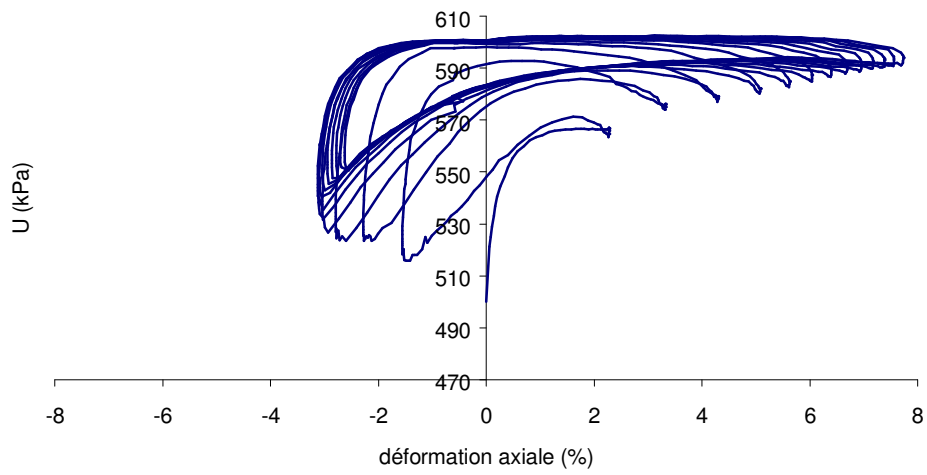
Chemin de contraintes - Limon 'A' liCSR 2c
wc = 17,9%, s' vo = 100kPa - Cycles à CSR = 0,12 , 0,17 et 0,21



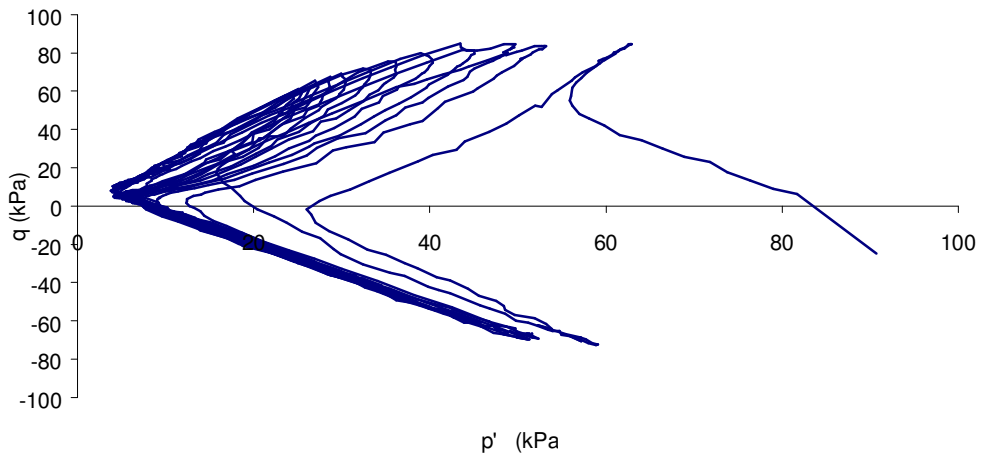
Courbe de chargement - Limon ' A' Li CSR3
wc = 17,2 %, s' vo = 100 kPa - Cycles à CSR = 0,4



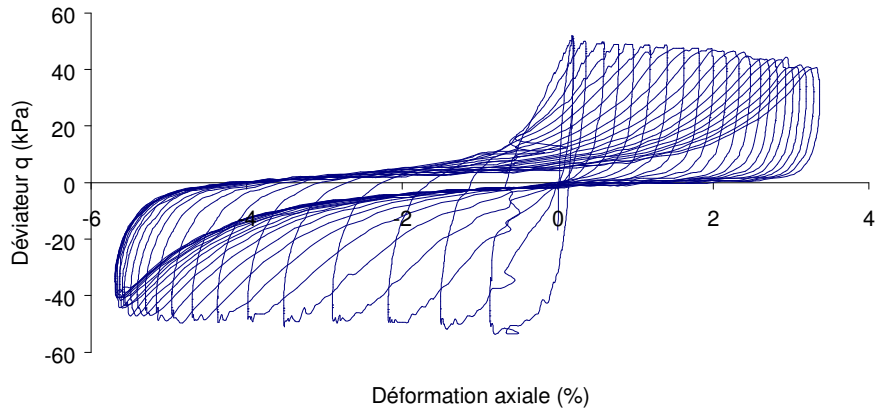
Evolution de la pression intersticielle - Limon ' A' Li CSF
wc = 17,2 %, s' vo = 100 kPa - Cycles à CSR = 0,4



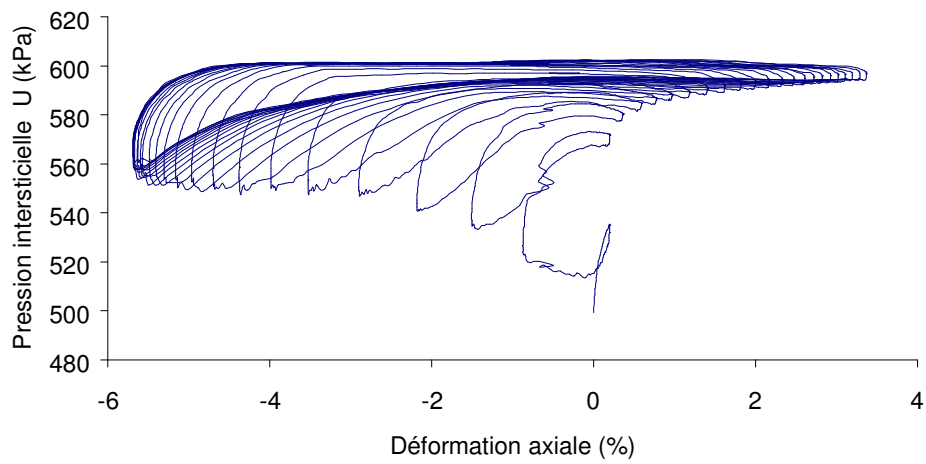
Chemin de contraintes - Limon ' A' Li CSR3
wc = 17,2 %, s' vo = 100 kPa - Cycles à CSR = 0,4



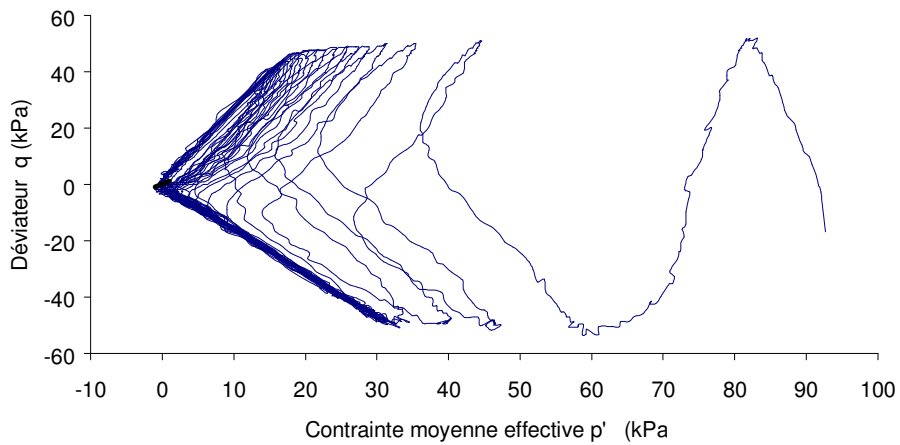
Courbe de chargement - Limon ' A' Li CSR4
wc = 17,8 %, s' vo = 100 kPa - Cycles à CSR = 0,2!



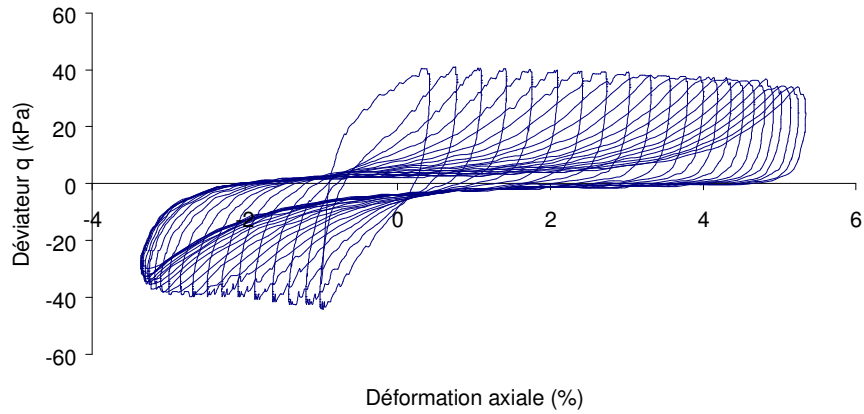
Evolution de la pression intersticielle - Limon ' A' Li CSF
wc = 17,8 %, s' vo = 100 kPa - Cycles à CSR = 0,25



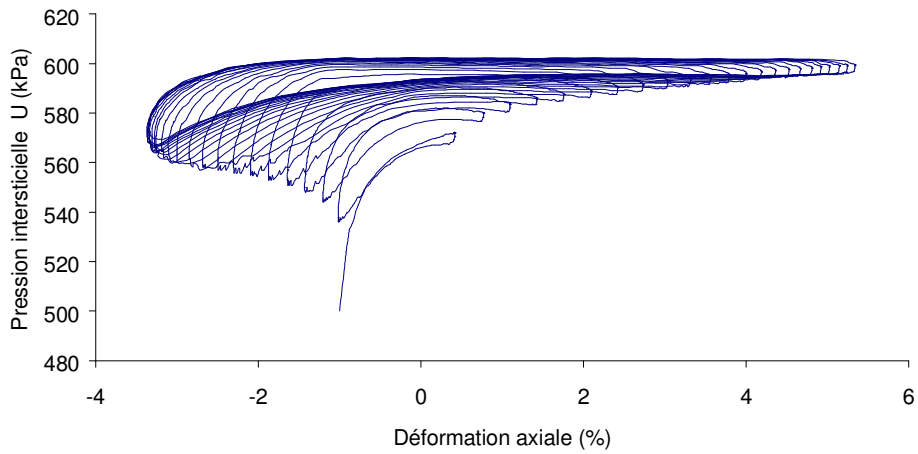
Chemin de contraintes - Limon ' A' Li CSR4
wc = 17,8 %, s' vo = 100 kPa - Cycles à CSR = 0,2!



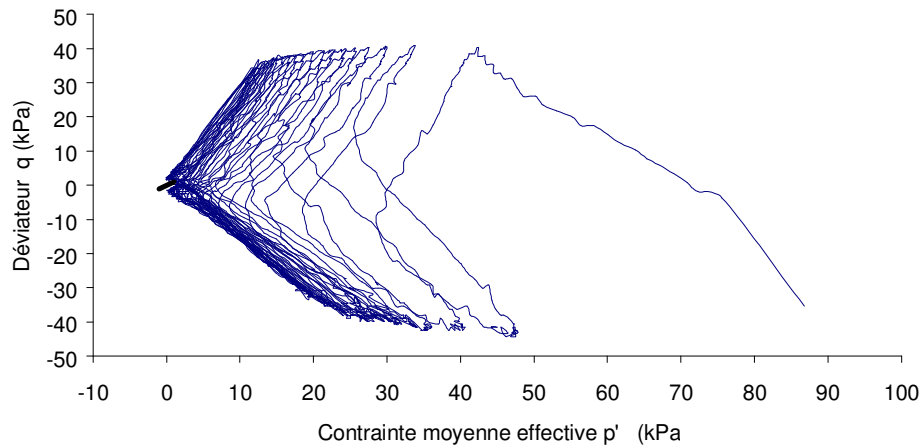
Courbe de chargement - Limon ' A' Li CSR5
wc = 18,0 %, s' vo = 100 kPa - Cycles à CSR = 0,2



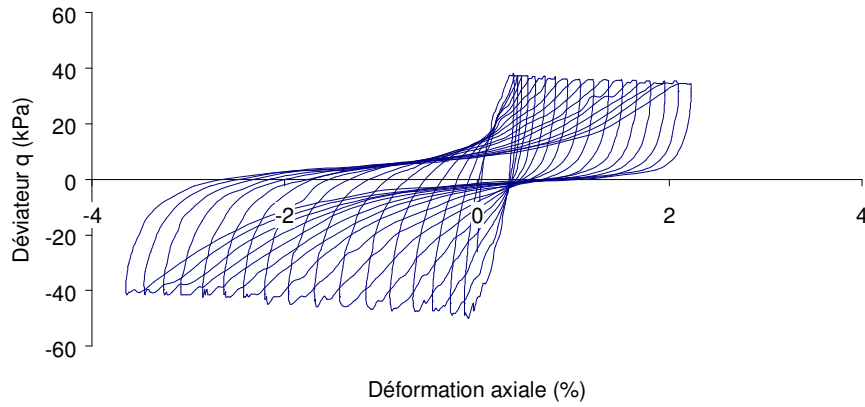
Evolution de la pression intersticielle - Limon ' A' Li CSF
wc = 18,0 %, s' vo = 100 kPa - Cycles à CSR = 0,2



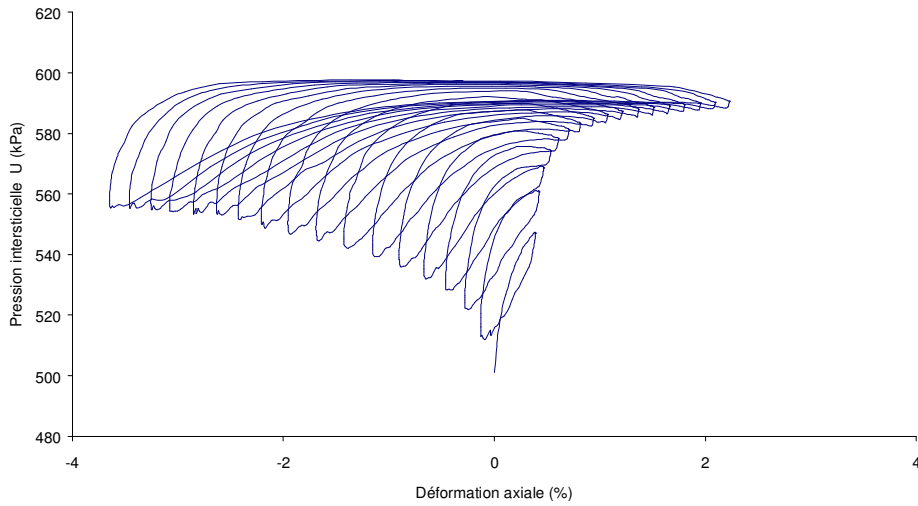
Chemin de contraintes - Limon ' A' Li CSR5
wc = 18,0 %, s' vo = 100 kPa - Cycles à CSR = 0,2



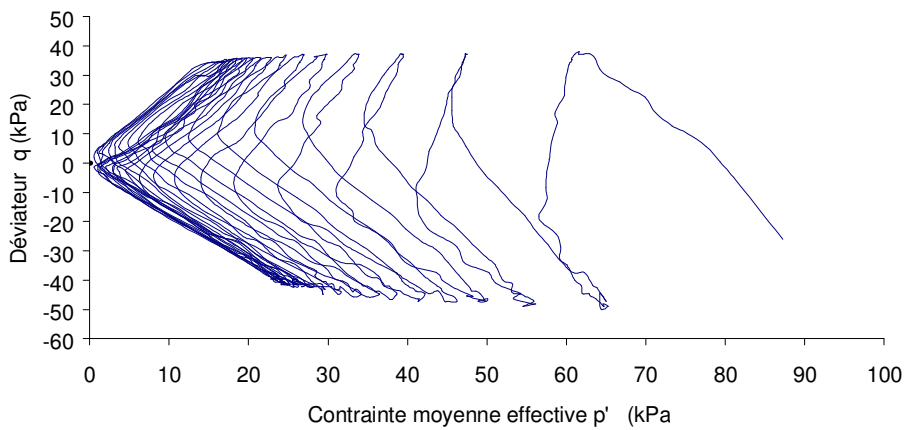
Courbe de chargement - Limon ' A' Li CSR6
wc = 18,0 %, s' vo = 100 kPa - Cycles à CSR = 0,21



Evolution de la pression interstitielle - Limon ' A' Li CSF
wc = 18,0 %, s' vo = 100 kPa - Cycles à CSR = 0,20



Chemin de contraintes - Limon ' A' Li CSR6
wc = 18,0 %, s' vo = 100 kPa - Cycles à CSR = 0,21

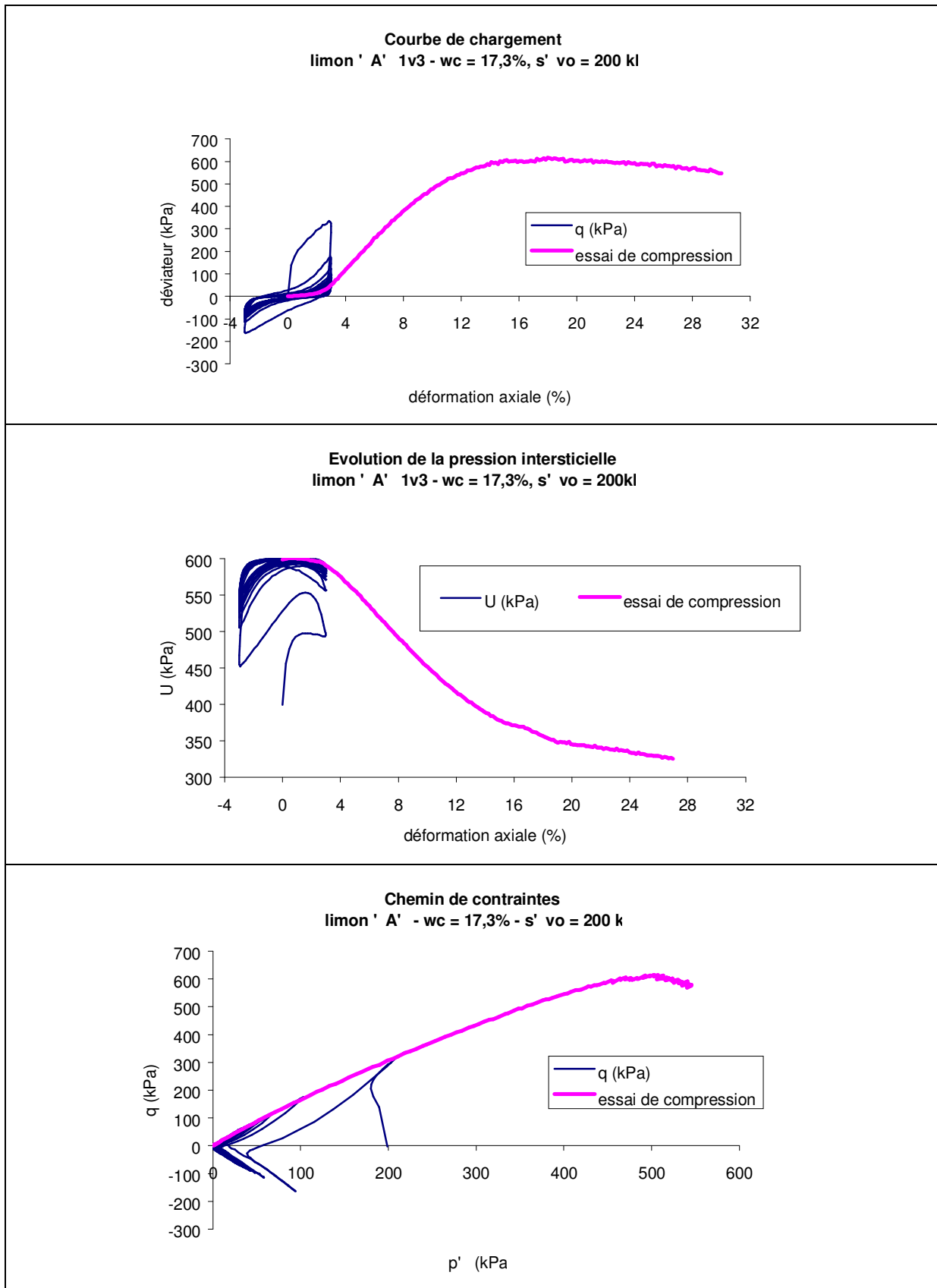


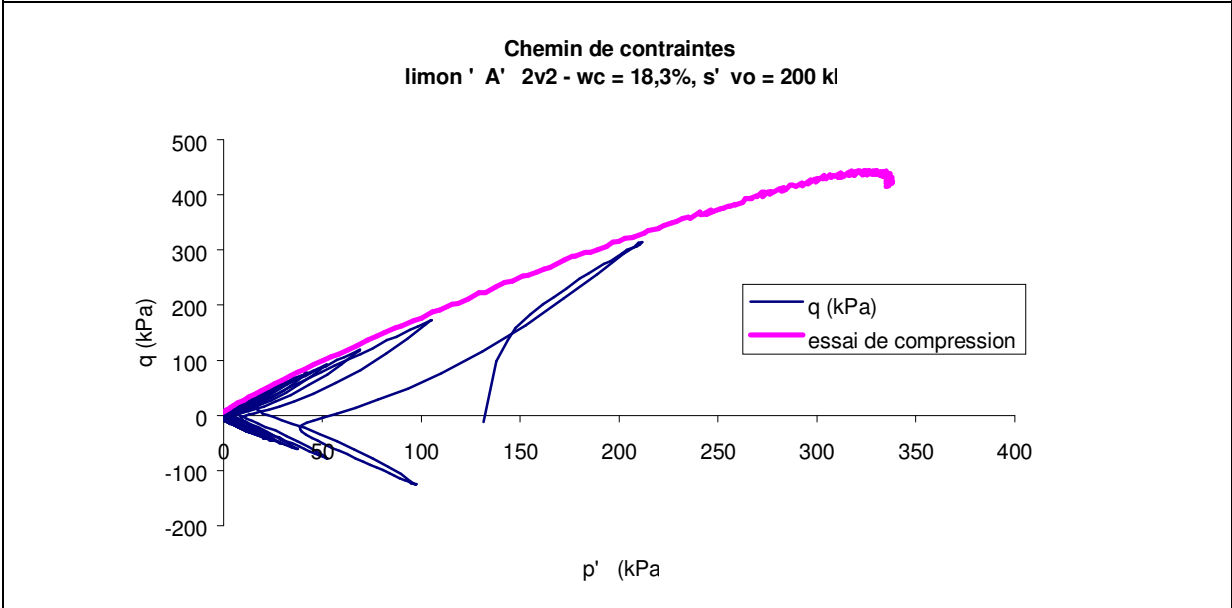
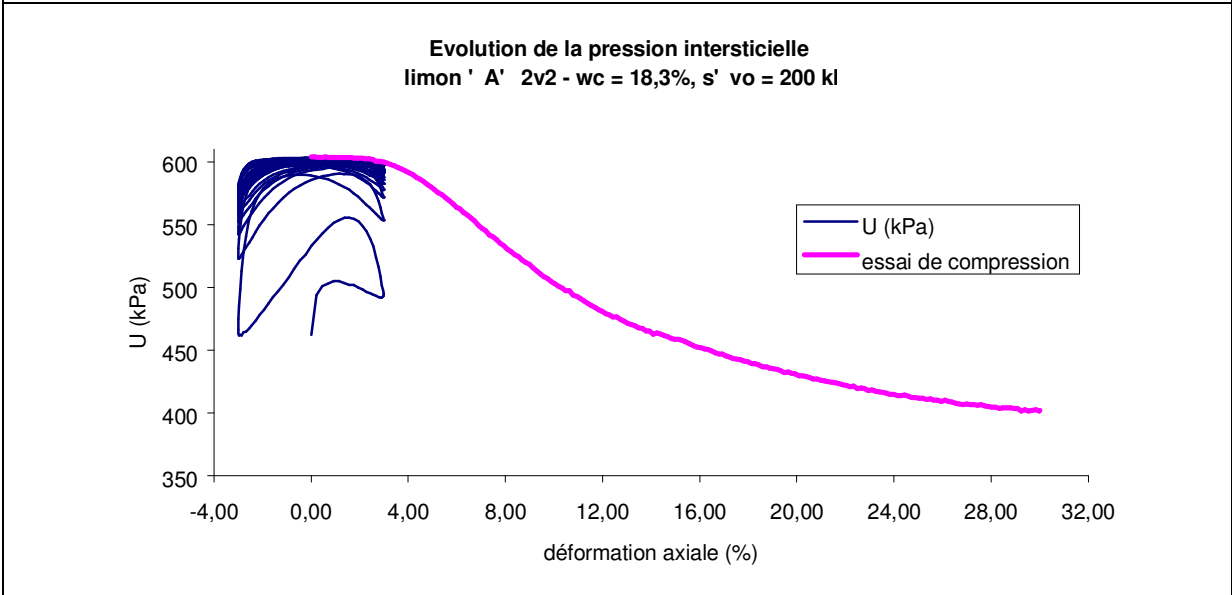
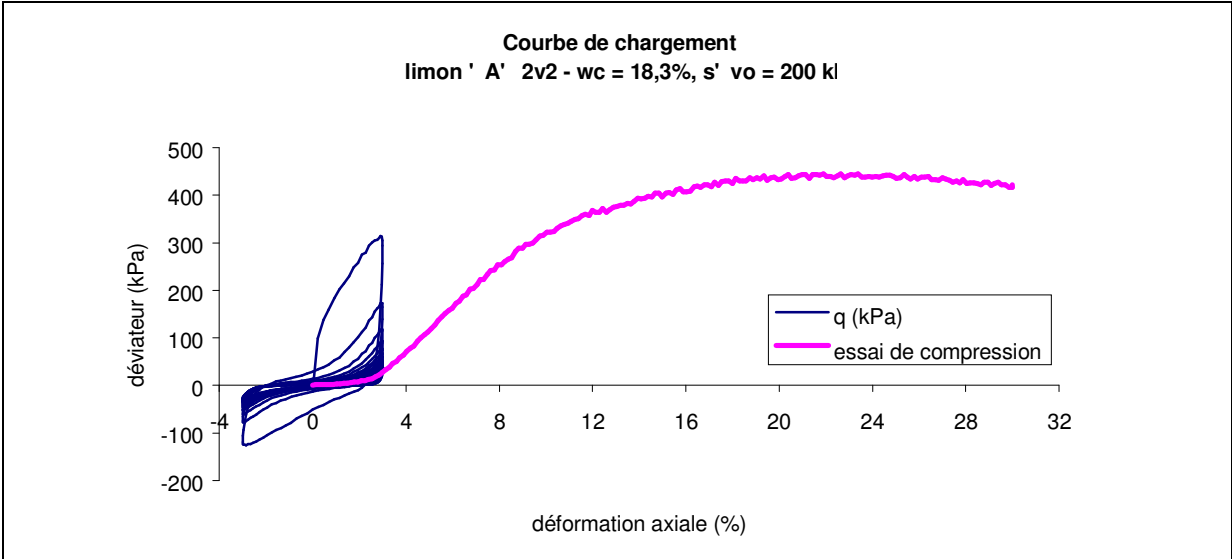
K.Essais triaxiaux post-liquéfaction pour le limon 'A'

Tableau récapitulatif

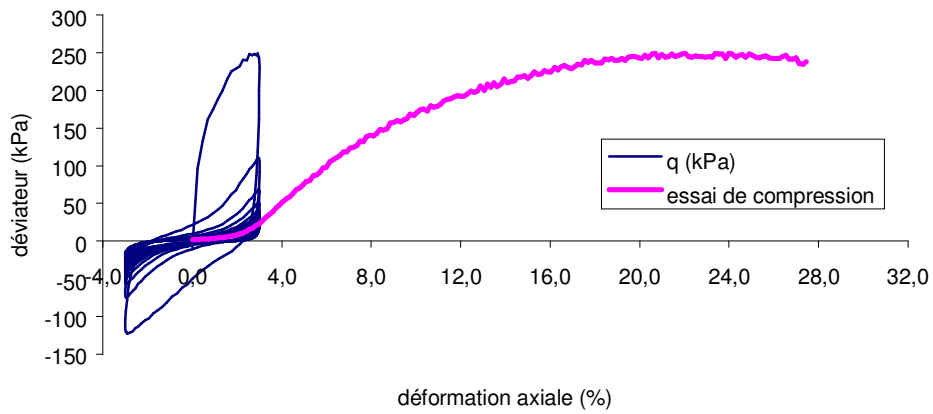
	Réf.	1v3	2v2	3v2	4v2	5v2	6v2	7v5	8v2	9v2	IIA2	IIB
état initial	w _f (%)	16,4%	16,7%	18,4%	19,8%	13,9%	22,5%	24,2%	17,4%	19,9%	23,2%	27,5%
	γ _{cl} (kN/m ³)	17,40	17,70	16,49	16,77	18,78	16,41	16,02	17,80	16,88	16,32	15,30
	γ _{cl} (%OPN)	96,1%	97,8%	91,1%	92,7%	103,8%	90,7%	88,5%	98,3%	93,3%	90,2%	84,5%
	e _i	0,530	0,504	0,614	0,587	0,417	0,622	0,662	0,496	0,577	0,631	0,740
consolidation	S _r (%)	82%	88%	80%	90%	89%	96%	97%	93%	92%	98%	99%
	σ ₃ (kPa)	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
état avant chargt	σ ₃ (kPa)	200	200	200	100	100	100	50	50	50	50	50
	U _o (kPa)	400	462	421	505	473	530	552	550	551	549	550
état consolidé	w _f (%)	17,3%	18,3%	21,5%	19,9%	17,5%	19,7%	20,0%	19,3%	19,3%	19,0%	19,8%
	γ _{cl} (kN/m ³)	18,23	17,90	16,93	17,40	18,16	17,46	17,37	17,59	17,59	17,68	17,43
	γ _{cl} (%OPN)	100,7%	98,9%	93,5%	96,1%	100,3%	96,5%	96,0%	97,2%	97,2%	97,7%	96,3%
	e _f	0,461	0,487	0,572	0,530	0,466	0,524	0,532	0,514	0,514	0,506	0,527
tonneau	U _{fm} (kPa)	355	417	497	503	387	541	555	439	535	546	571
	U _{fm} -U _o (kPa)	-45	-45	76	-2	-86	11	3	-111	-16	-3	21
	q _{fm} (kPa)	614	445	250	259	549	160	113	420	150	116	57
	e _{ftm} (%)	18,1%	23,4%	22,0%	19,2%	19,6%	22,5%	25,2%	19,7%	24,9%	24,4%	20,1%
	p _{ftm} (kPa)	600	442	250	182	397	116	82	308	152	92	47

Courbes expérimentales

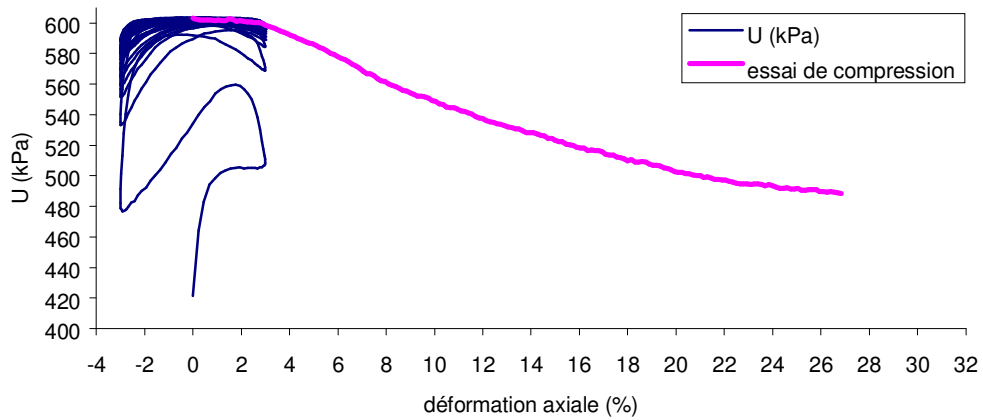




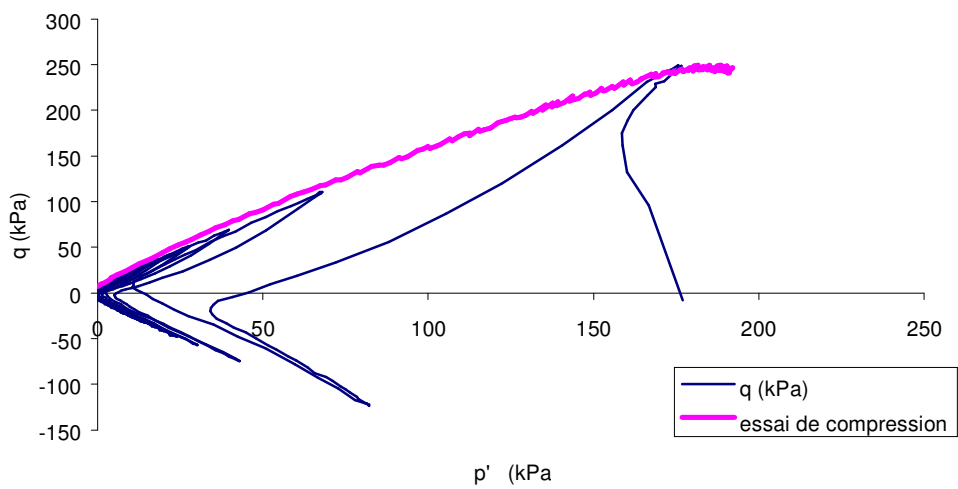
Courbe de chargement
 limon ' A' 3v2 - wc = 21,5%, s' vo = 200 kl

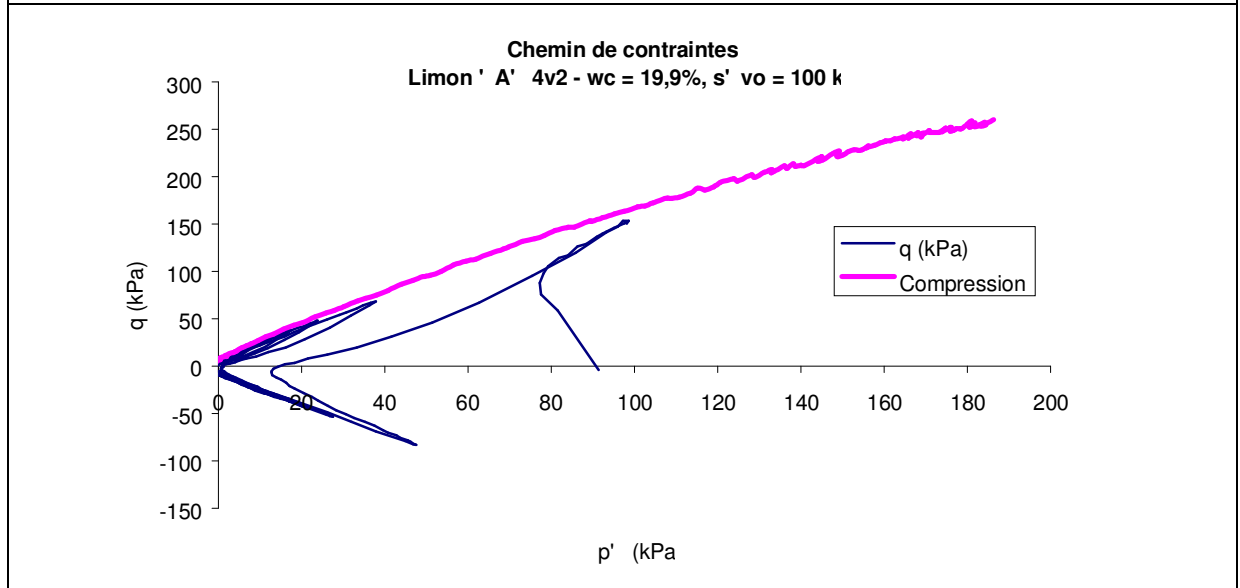
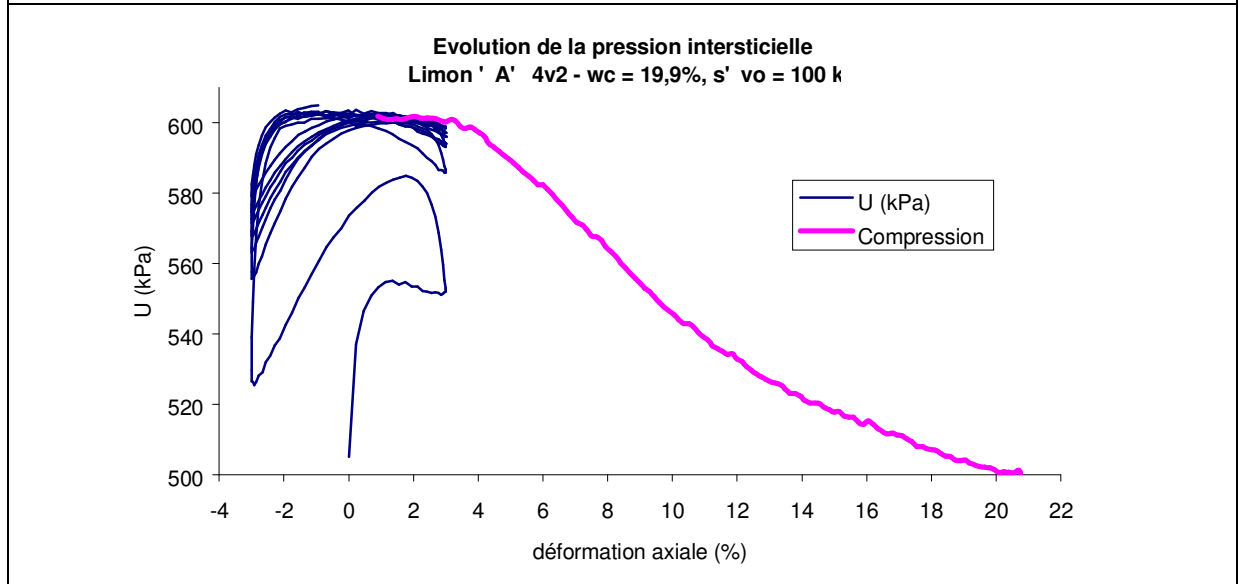
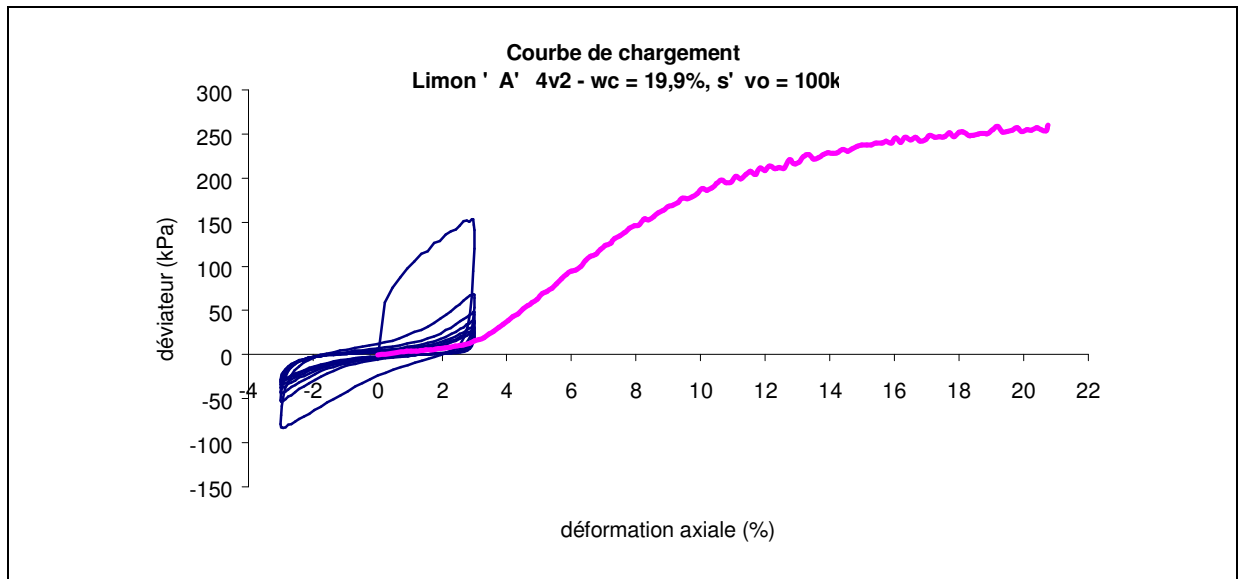


Evolution de la pression interstitielle
 limon ' A' 3v2 - wc = 21,5%, s' vo = 200 kl

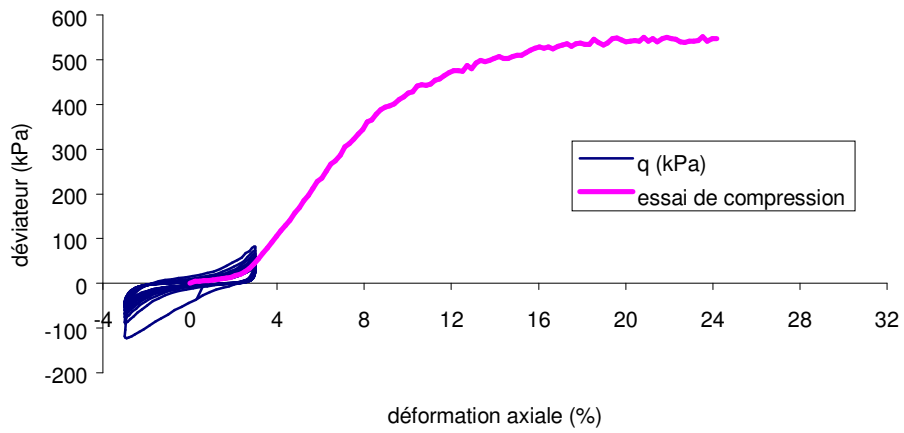


Chemin de contraintes
 limon ' A' 3v2 - wc = 21,5%, s' vo = 200 kl

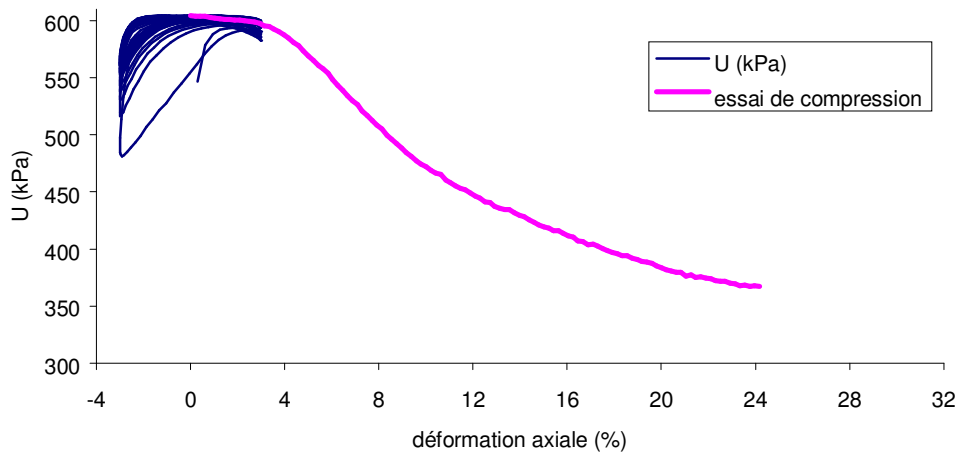




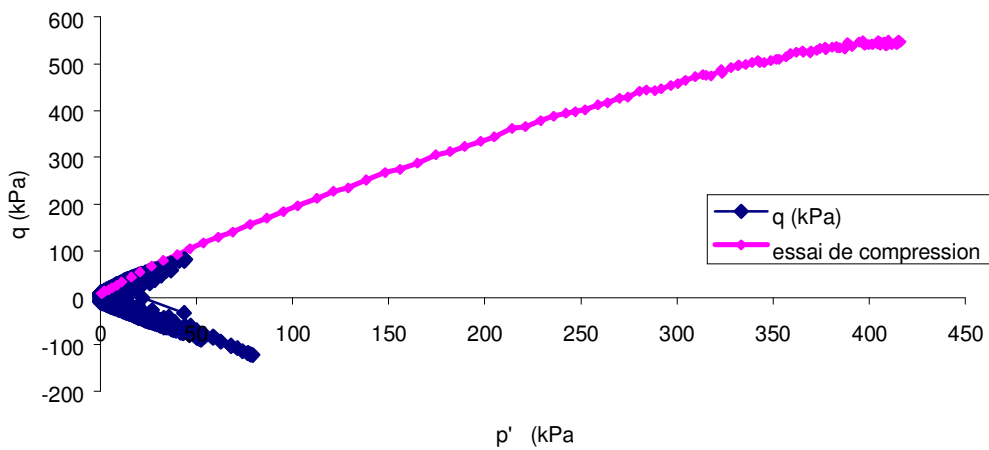
Courbe de chargement
limon ' A' 5v2 - wc = 17,5%, s' vo = 100 kl



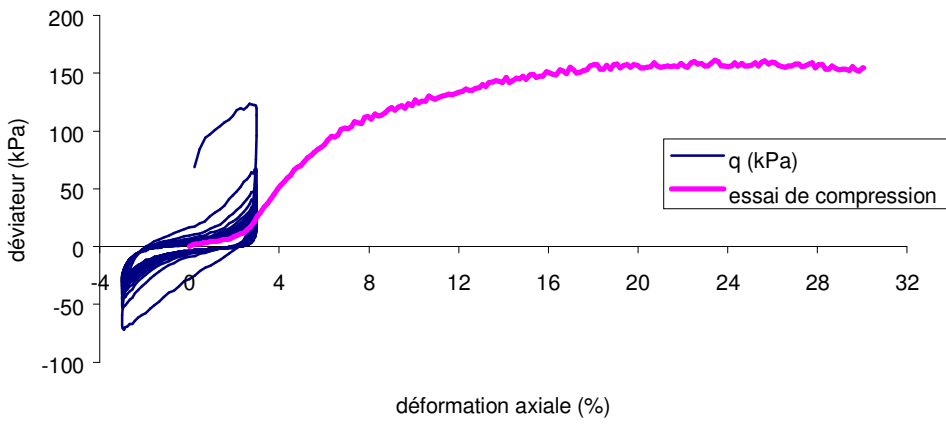
Evolution de la pression intersticielle
limon ' A' 5v2 - wc = 17,5%, s' vo = 100 kl



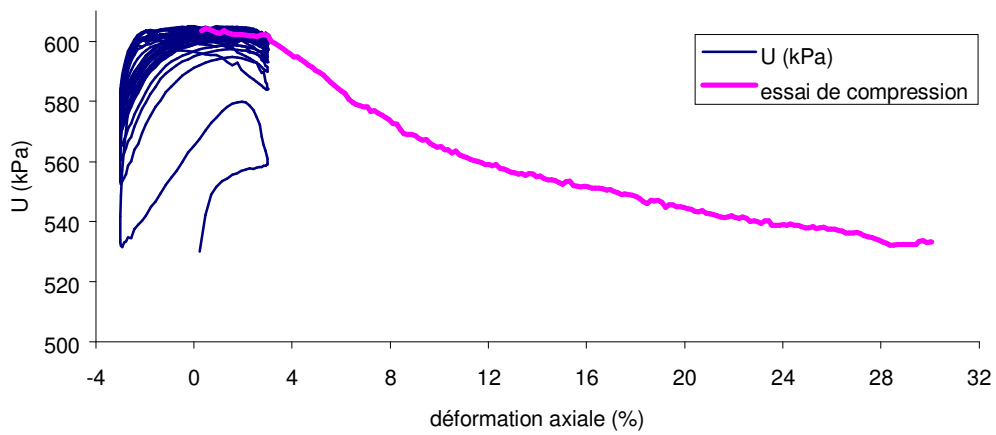
Chemin de contraintes
limon ' A' 5v2 - wc = 17,5%, s' vo = 100 kl



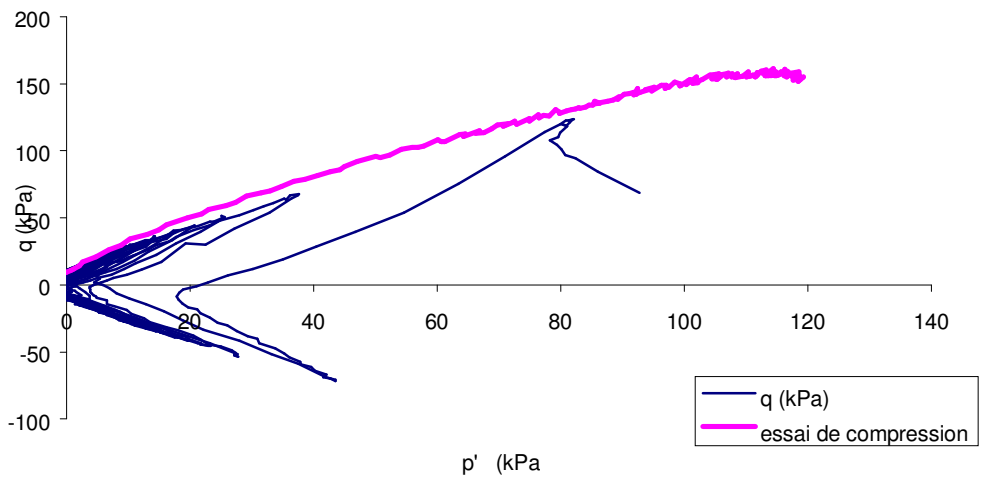
Courbe de chargement
limon CNR 6v2 - wc = 19,7%, s' vo = 100 kPa



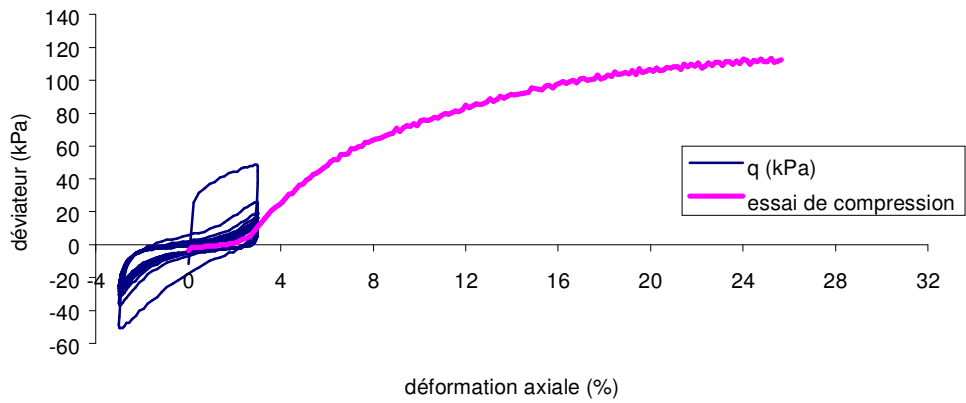
Evolution de la pression interstitielle
limon CNR 6v2 - wc = 19,7%, s' vo = 100 kPa



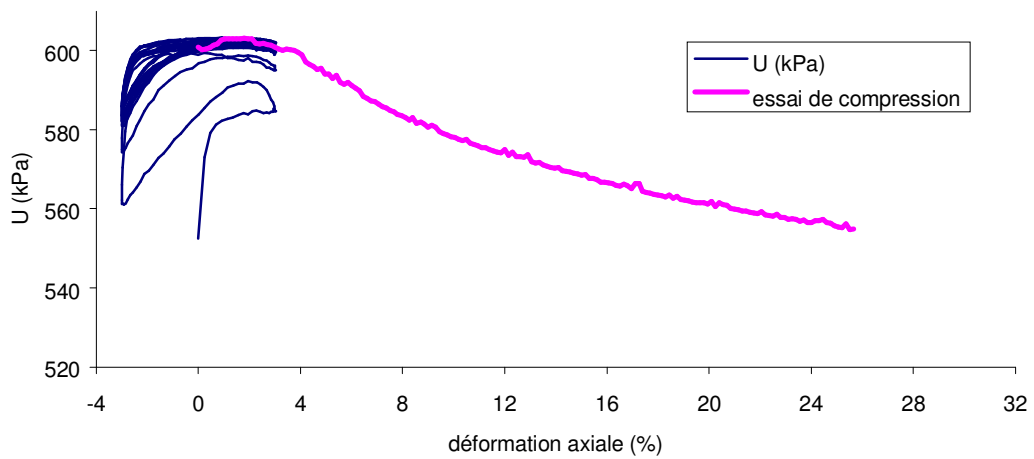
Chemin de contraintes
limon ' A' 6v2 - wc = 17,5%, s' vo = 100 kl



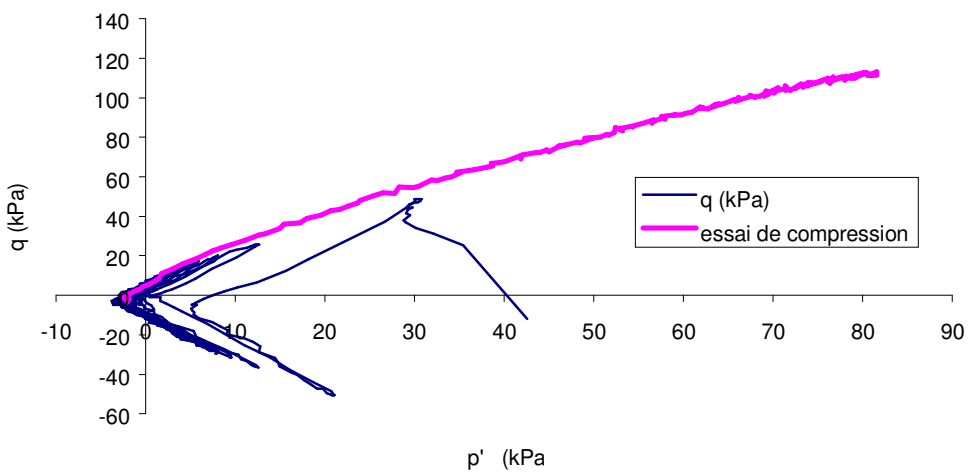
Courbe de chargement
limon ' A' 7v5 - wc = 20,0%, s' vo = 50 kl



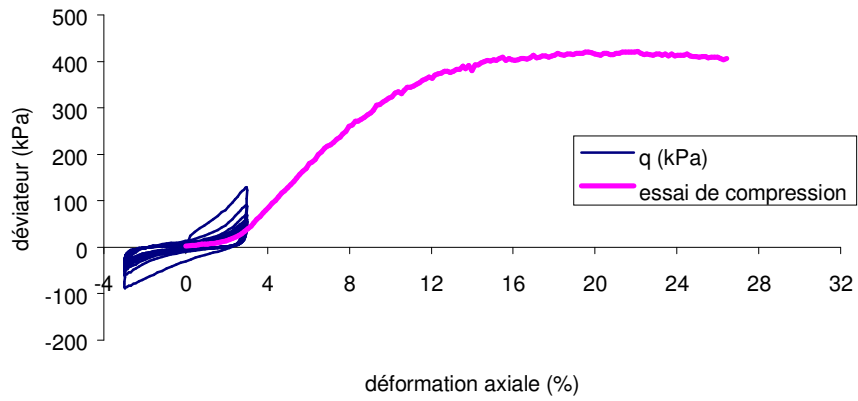
Evolution de la pression intersticielle
limon ' A' 7v5 - wc = 20,0%, s' vo = 50 kl



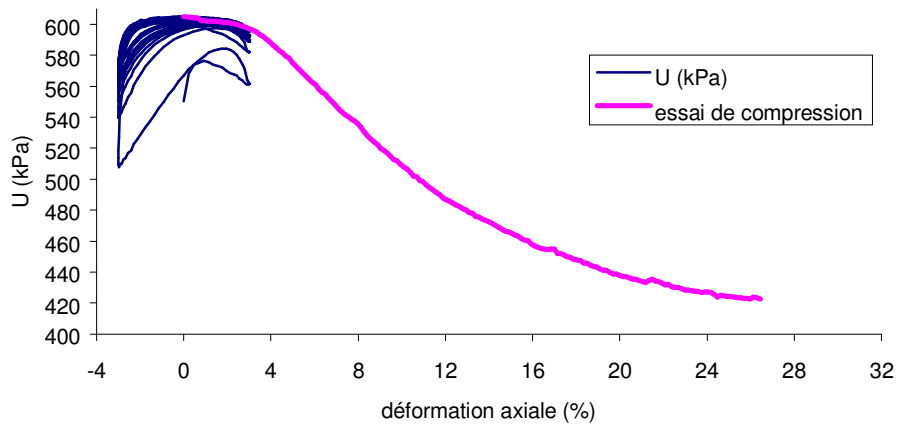
Chemin de contraintes
limon ' A' 7v5 - wc = 20,0%, s' vo = 50 kl



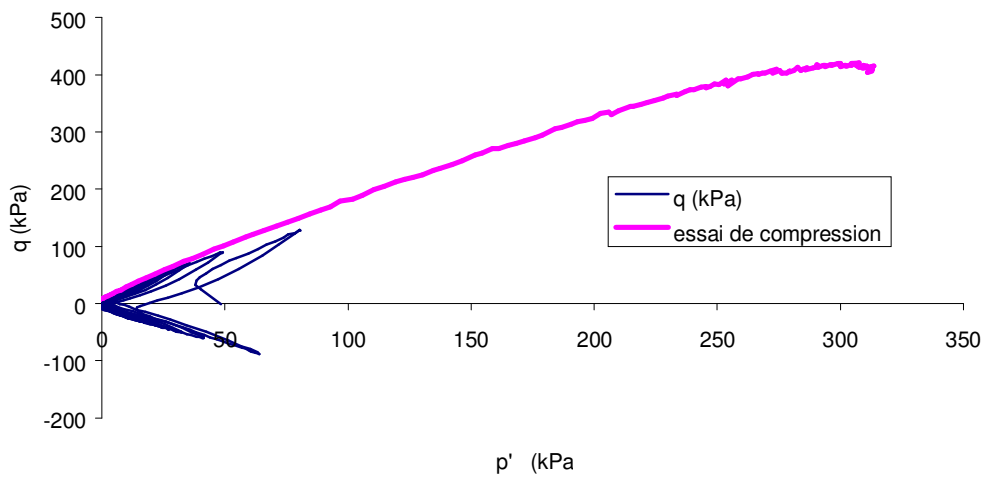
Courbe de chargement
limon ' A' 8v2 - wc = 19,3%, s' vo = 50 kl



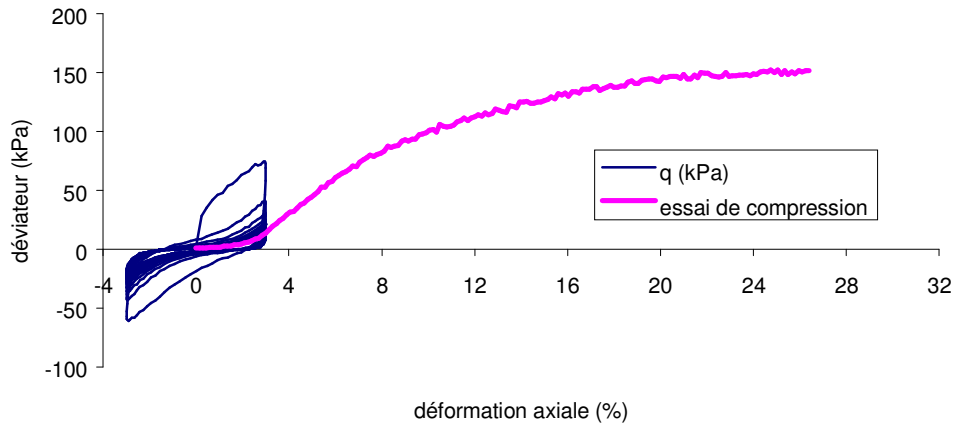
Evolution de la pression intersticielle
limon ' A' 8v2 - wc = 19,3%, s' vo = 50 kl



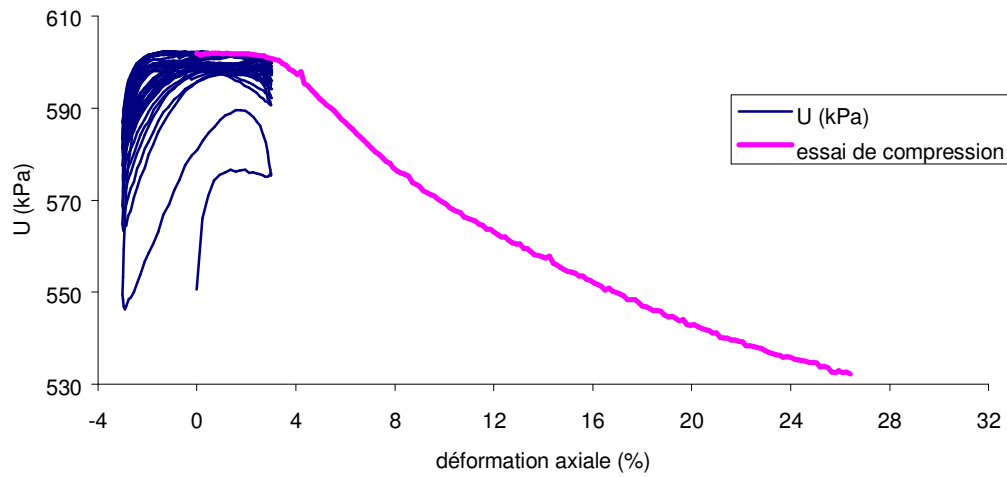
Chemin de contraintes
limon ' A' 8v2 - wc = 19,3%, s' vo = 50 kl



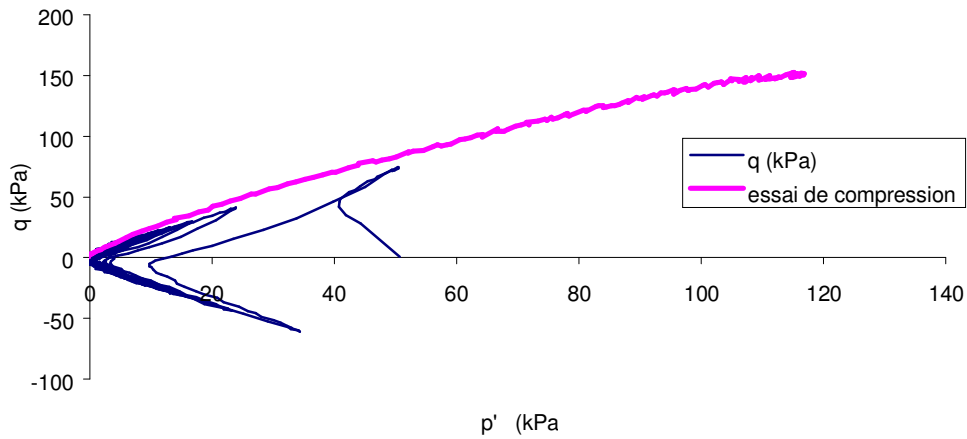
Courbe de chargement
limon ' A' 9v2 - wc = 19,3%, s' vo = 50 kl

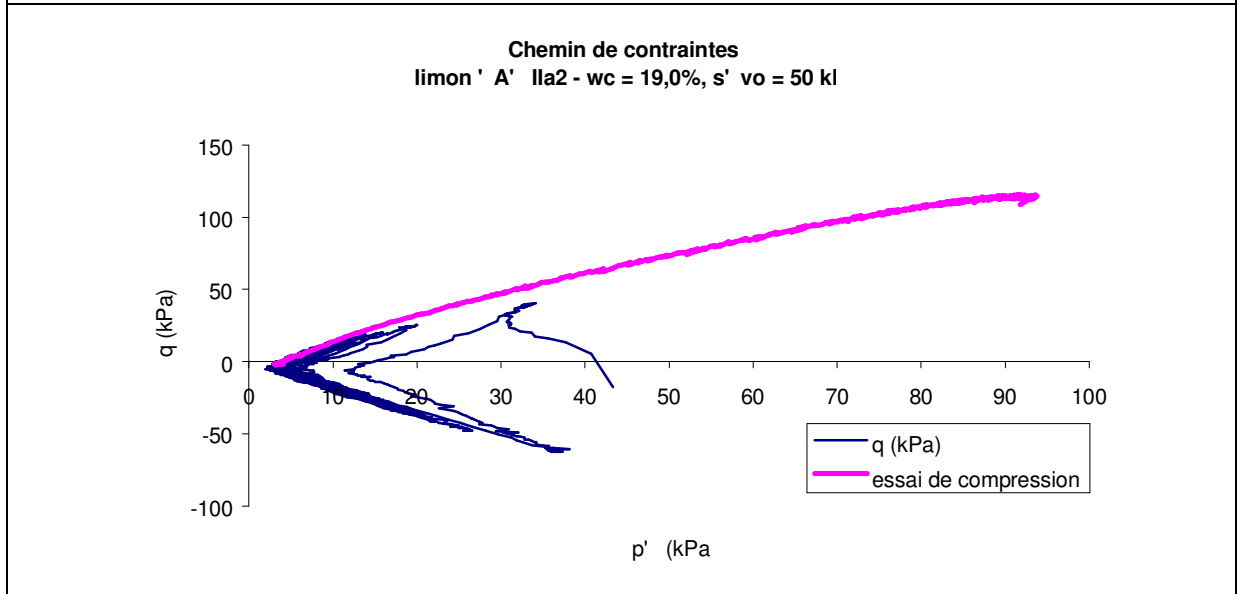
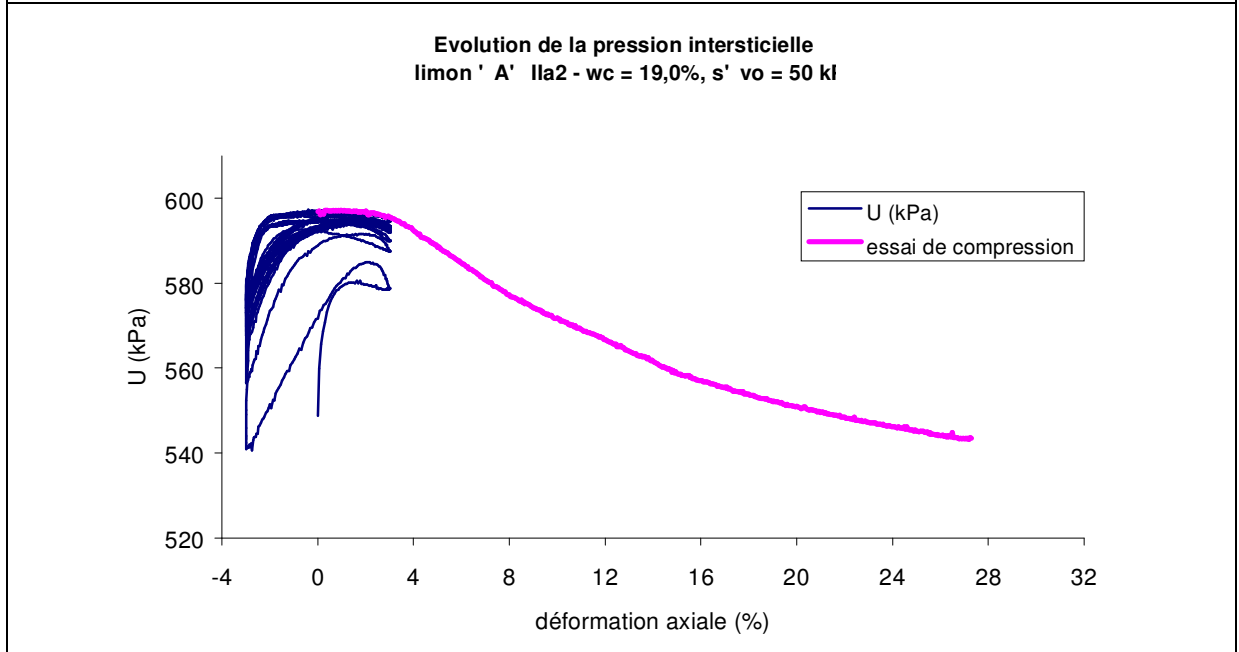
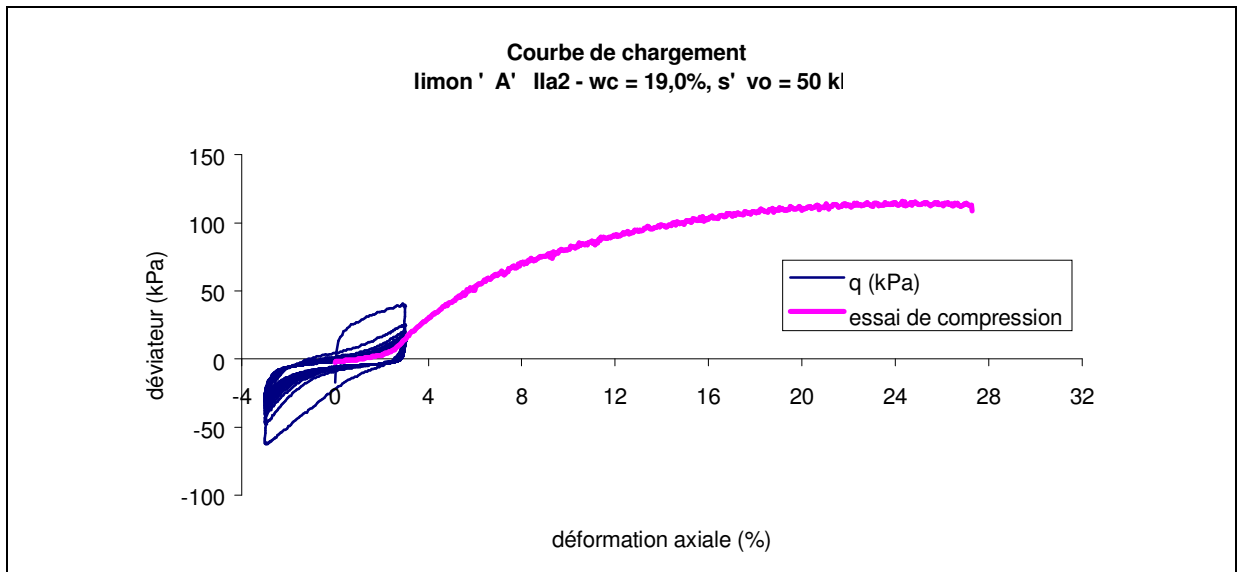


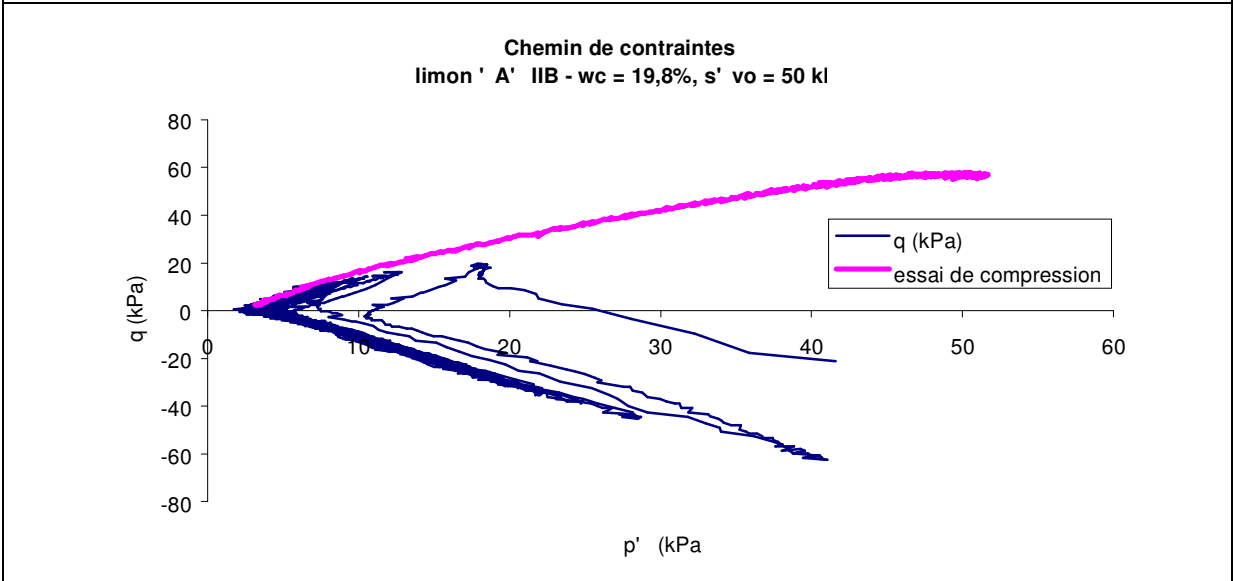
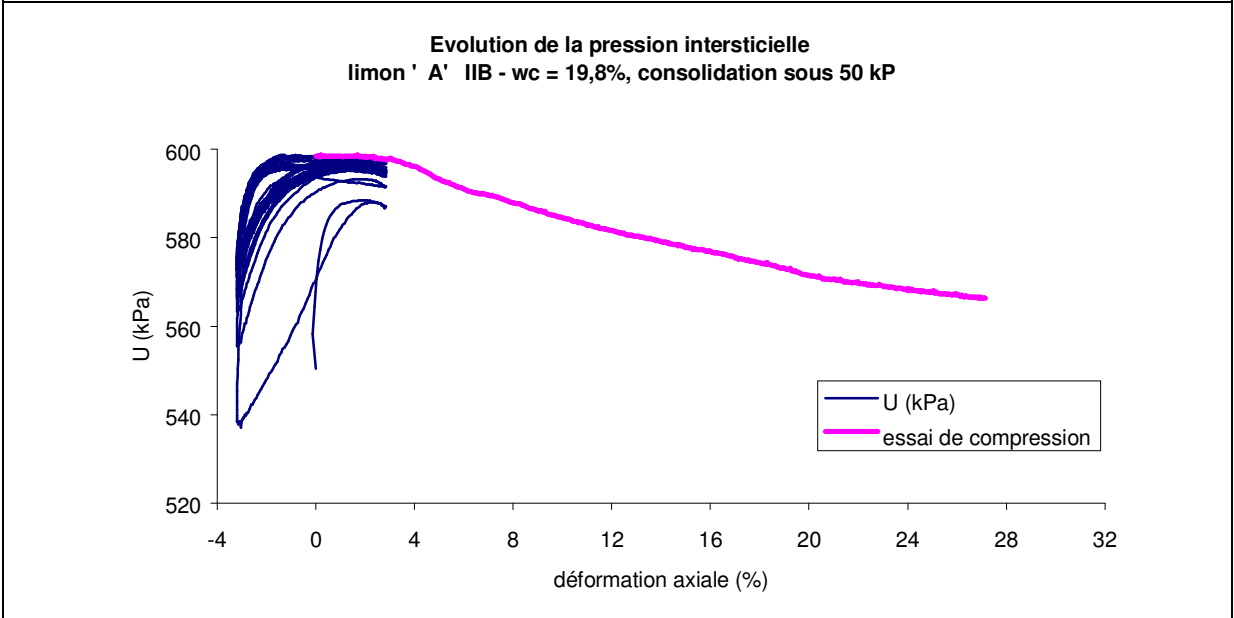
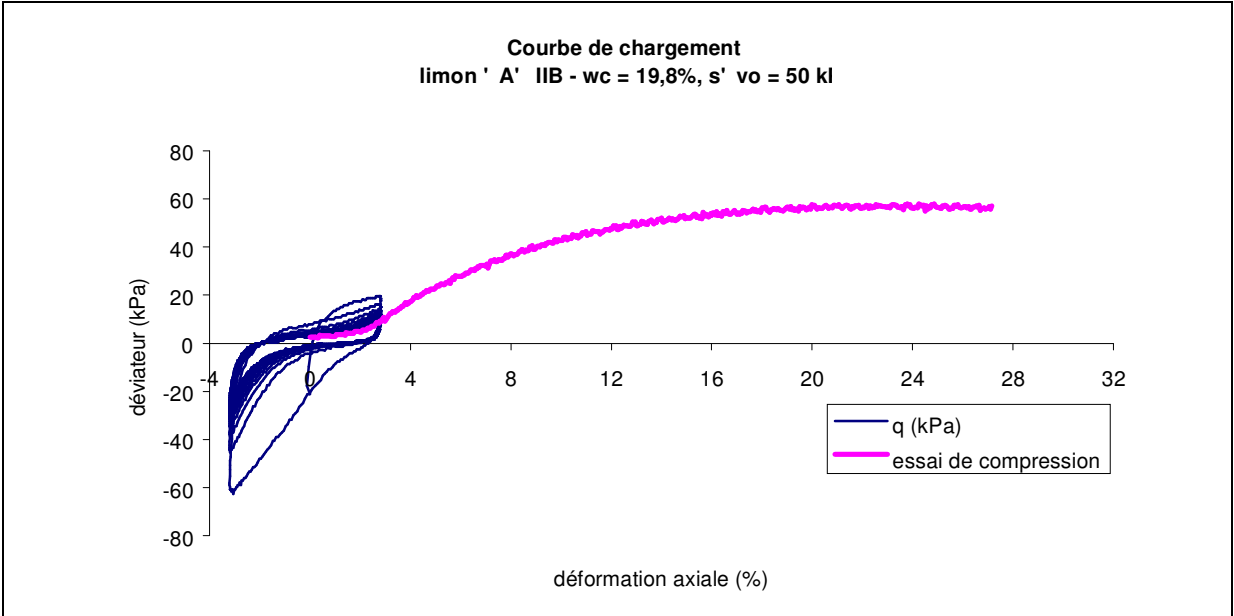
Evolution de la pression interstitielle
limon ' A' 9v2 - wc = 19,3%, s' vo = 50 kl



Chemin de contraintes
limon ' A' 9v2 - wc = 19,3%, s' vo = 50 kl







L. Essai triaxial monotone en compression pour le limon 'A'

