

**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL,
GÉOLOGIQUE ET MINES**

**Étude de l'effet des remblais
sur la résistance des ponts
de type dalle épaisse**

par :

B. Massicotte, E. Yildiz, D. Conciatori

Soumis à :

Direction des Structures
Ministère des Transports du Québec

N/R : SR12-08 et P4273
Février 2012
Révision – Janvier 2015

Étude de l'effet des remblais sur la résistance des ponts de type dalle épaisse

RAPPORT DE RECHERCHE



Mars 2012
Révision – Janvier 2015
N/R: SR12-08 / P4273
V/R: R713.1

Étude de l'effet des remblais sur la résistance des ponts de type dalle épaisse

Rapport de recherche

par :

Groupe de recherche en génie des structures (GRS)

Département des génies civil, géologique et des mines
École Polytechnique de Montréal

- **Bruno Massicotte, ing., Ph.D.**
Professeur titulaire
- **Emre Yildiz, ing., M.Ing.**
Expert
- **David Conciatori, ing., Ph.D.**
Ingénieur de recherche

Soumis à

Direction des Structures

Ministère des Transports du Québec

Février 2012

Révision – Janvier 2015

N/R: SR12-08

V/R: R713.1

SOMMAIRE

Suite aux essais à l'ultime et analyses non linéaires subséquentes réalisés sur trois ponts de type dalle épaisse, il avait été conclu que l'interaction sol-structure jouait un rôle notable dans le comportement et la résistance de ces types d'ouvrage. La présente étude visait à mieux comprendre la pertinence de cette conclusion et à évaluer son impact sur l'évaluation et la conception des ouvrages en béton de petit gabarit.

Une revue des différentes lois et hypothèses associées au comportement des remblais et à leur représentation pour reproduire l'interaction sol-structure a été réalisée. La revue couvre les principes de base de la mécanique des sols granulaires utilisés pour la construction des remblais, les lois classiques utilisées pour la détermination des efforts sur les ouvrages de soutènement, ainsi que les lois constitutives non linéaires permettant de modéliser par éléments finis le comportement réel des remblais.

Les analyses réalisées ont démontré que les remblais et les culées jouent un rôle important pour le comportement en service et la résistance ultime des ponts de petit gabarit. Toutefois il a été démontré que leur rôle n'explique pas le comportement ductile observé lors des essais. L'étude a ainsi permis d'identifier que la grande ductilité observée lors des essais était en bonne partie attribuable à l'effet de goujon qui s'est développé dans les armatures de flexion en fibre inférieure des dalles ancrées dans la fondation.

La présence des remblais et les conditions de retenue des semelles sur la rigidité de cadres rigides ont également été étudiées. Ceci a permis de conclure que la présence du sol est peu importante dans le calcul des efforts dans la dalle lorsque les conditions de retenue au niveau de la semelle s'approchent de la fixité.

La conclusion générale de l'étude indique que pour l'évaluation des ponts en béton de type dalle épaisse de petit gabarit similaires à ceux testés dans les études antérieures, la retenue horizontale offerte par la culée et le remblai peut être considérée dans le calcul de la résistance de la dalle, et ce, sans nécessiter la caractérisation des remblais. De plus, pour les ponts de type cadre rigide, la supposition d'une condition de retenue amenée par le sol pourrait être appliquée lors de leur conception. Cependant la généralisation de cette conclusion requiert des analyses additionnelles similaires à celles réalisées dans cette étude avec des géométries types d'ouvrages courants.

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE	I
1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte	1
1.2 Comportement des ponts de type dalle épaisse	2
1.3 Portée du projet de recherche	4
1.4 Portée du présent document	5
1.5 Organisation du rapport	5
1.6 Limitations du rapport	6
2 LES SOLS ET LEURS PROPRIÉTÉS	7
2.1 Introduction.....	7
2.2 Roches et sols	7
2.3 Propriétés physiques des sols.....	7
2.4 Compaction du sol	10
2.5 Propriétés pour la modélisation	11
3 L'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	12
3.1 État de la question.....	12
3.2 Ouvrages de soutènement	12
3.3 Méthodes de calcul.....	13
4 LOIS CONSTITUTIVES POUR LES SOLS	17
4.1 Introduction.....	17
4.2 Approche classique et approche aux éléments finis.....	17
4.3 Utilisation des lois constitutives	20
4.4 Caractérisation expérimentale des propriétés	21
4.5 Lois constitutives.....	26
5 EXEMPLE D'APPLICATION À UNE DALLE APPUYÉE SUR LES CULÉES	35
5.1 Contexte	35
5.2 Introduction.....	35
5.3 Modèle éléments finis	35
5.4 Matériaux.....	37
5.5 Résultats de l'analyse	38
5.6 Discussion sur les résultats	41
5.7 Conclusions	42

6	APPLICATION À UN CADRE RIGIDE	43
6.1	Introduction.....	43
6.2	Modèle éléments finis.....	43
6.3	Matériaux.....	45
6.4	Résultats de l'analyse	45
6.5	Conclusions	47
7	CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE	48
7.1	Sommaire.....	48
7.2	Recommandations.....	49
	RÉFÉRENCES.....	50

1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

Des études visant à déterminer la résistance ultime des ponts de type dalle épaisse réalisées par le ministère des Transports en collaboration avec l'École Polytechnique [1, 2, 3] ont conclu de l'influence des remblais sur le comportement de ces ouvrages. Au niveau des charges pondérées, les remblais restreignent les mouvements des culées et génèrent une force axiale de compression dans la dalle qui contribue à augmenter la résistance de celle-ci, tant en flexion qu'à l'effort tranchant. Toutefois, à l'approche des charges qui ont conduit à la rupture des trois dalles testées, des ruptures locales ont été observées dans les remblais. Dans les trois essais in situ, les ruptures se sont produites à des niveaux de charge excédant très largement les charges routières de service. Les observations in situ et les résultats des analyses ont montré l'importance de mieux comprendre la contribution du sol sur le comportement de ce type d'ouvrage. La considération de ces effets peut avoir des conséquences importantes sur le calcul des ouvrages trapus comme les dalles épaisses de courte portée coulées directement sur les culées ou encore les cadres rigides construits de manière monolithique, et mérite ainsi une attention particulière.

Ce rapport présente les résultats d'un projet de recherche visant à améliorer la compréhension de cette interaction et la modélisation appropriée de ces effets dans les analyses linéaires et non linéaires des structures. Le rapport porte sur la modélisation du sol, l'étude des lois de matériau disponibles dans le logiciel ABAQUS [4] et les méthodes de calibration nécessaires pour l'usage de ces dernières. Ce projet de recherche s'inscrit dans les actions entreprises par le ministère des Transports pour la révision de la méthodologie préconisée pour l'évaluation de la capacité portante des dalles épaisses sans armature de cisaillement. Il a également été établi que le projet pourrait servir d'amorce à l'établissement des méthodes de calcul des ponts de type cadre rigides en béton et des ponts à culées intégrales. Les objectifs initiaux du projet de recherche étaient :

- de déterminer les propriétés mécaniques des remblais pour des fins d'analyses non linéaires;
- d'analyser les ponts de géométrie similaires à ceux des ponts d'Irlande et de Grantham en incluant la présence des culées et du sol;
- d'analyser un pont de type cadre rigide existant d'environ 10 m de portée afin d'évaluer la capacité portante, avec et sans l'effet du remblai.

Deux étapes avaient été identifiées : 1) la détermination des propriétés des remblais et l'analyse de ponts sur culées; et 2) l'analyse de ponts de type cadre rigides.

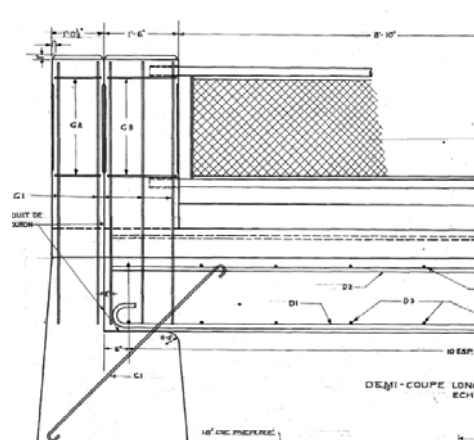
1.2 COMPORTEMENT DES PONTS DE TYPE DALLE ÉPAISSE

1.2.1 RETOUR SUR LES RÉSULTATS ET CONCLUSIONS DES ÉTUDES ANTÉRIEURES

Dans les trois essais à la rupture réalisés lors des études précédentes [2, 3], il avait été conclu que pour les ponts considérés, les conditions d'appui offraient une restrainte horizontale de la dalle, amenant des capacités en flexion mais surtout à l'effort tranchant supérieures à celles obtenues en considérant des conditions d'appui idéalisées. Les détails de ces ponts sont illustrés sur la Figure 1.1 et la Figure 1.2.



a) Vue du pont

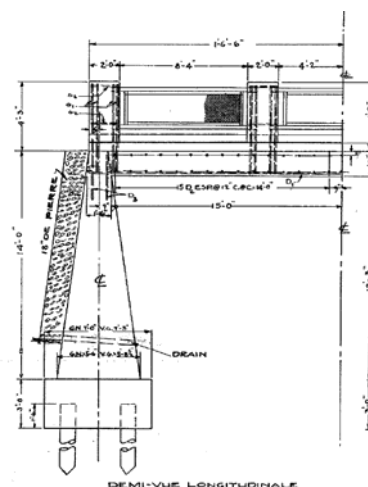


b) Détails de l'appui

Figure 1.1 : Pont de la municipalité d'Irlande



a) Vue du pont



b) Détails de l'appui

Figure 1.2 : Pont de la municipalité de Grantham

Les analyses non linéaires réalisées dans le cadre de ces études ont permis d'expliquer le comportement de ces ouvrages. Dans le cas du pont d'Irlande, la première travée testée comportait un point de faiblesse connu qui a amené, tel qu'anticipé, une rupture localisée à l'effort tranchant alors que la rupture finale a été ductile en flexion, comme illustré sur la Figure 1.3a (test 1). La capacité de la seconde travée a été telle que le système de chargement n'avait pas la capacité d'amener la dalle à la rupture dans des conditions sécuritaires pour les équipements. Les analyses tendaient toutefois à démontrer que l'atteinte de la capacité maximale était imminente (Figure 1.3a, test 2). L'étude du pont de Grantham a été plus problématique. Il s'est avéré que les hypothèses quant à retenue horizontale adoptées pour les analyses parvenaient à reproduire soit la rigidité initiale du pont (condition de retenue horizontale rigide), soit la ductilité mesurée in situ (condition de retenue horizontale souple), mais pas les deux à la fois (Figure 1.3b).

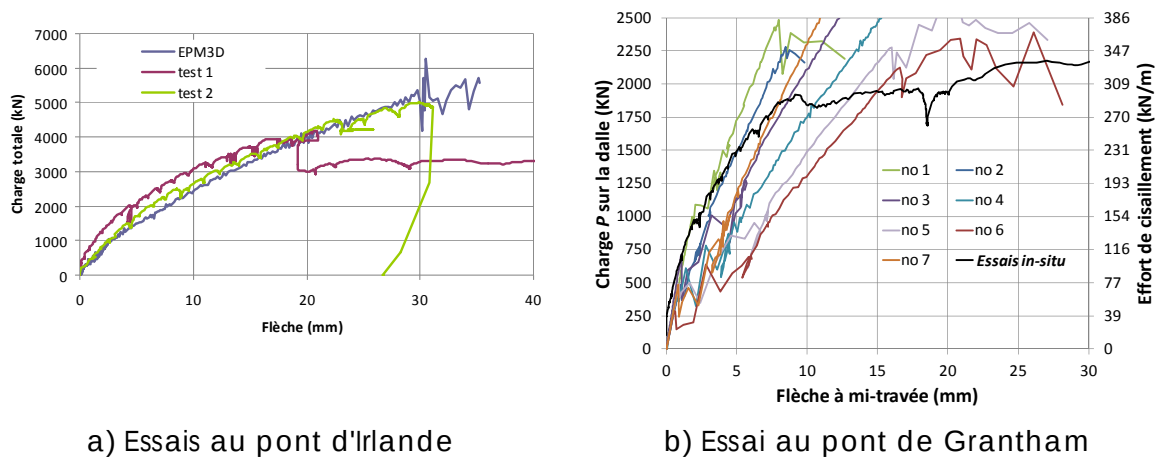


Figure 1.3 : Comparaison des résultats d'essais et des analyses non linéaires

Il a alors été conclu qu'il n'avait pas été possible de reproduire dans une seule analyse toutes les phases du comportement de la dalle, compte tenu de la grande incertitude sur plusieurs paramètres dû à la connaissance limitée sur l'état réel de l'ouvrage. En particulier, lors de cette étude il n'avait pas été possible de reproduire la rupture progressive de la dalle avec de grandes flèches. Néanmoins, les analyses par éléments finis avaient permis de tirer les conclusions suivantes quant à l'effet des appuis :

- la retenue offerte par la culée et le remblai permet de compter sur la présence d'un effort axial qui s'apparente à un effet d'arc qui augmente de façon appréciable la résistance de la dalle, particulièrement à l'effort tranchant;

- la retenue horizontale était très importante jusqu'à une charge appliquée de plus de 1500 kN (environ 80% de la charge ultime, soit plus de deux fois la charge pondérée) et s'est dissipée progressivement avec l'application de charges additionnelles.

Les conclusions générales de l'étude du pont de Grantham indiquaient que le surcroît de résistance des trois travées testées était directement associé à la contribution des culées et du remblai dans le comportement de l'ouvrage. Il était suggéré d'étudier de plus près l'interaction sol-structure pour ce type d'ouvrage dans le but de déterminer quels paramètres pourraient être considérés dans les évaluations conventionnelles.

1.2.2 ÉTUDES DE L'EFFET DU REMBLAI

Un grand nombre d'analyses a été réalisées dans le cadre du présent projet afin d'étudier le comportement des ouvrages visés par les études précédentes [2, 3] et d'identifier comment la retenue amenée par les remblais pouvait à la fois offrir une retenue horizontale aux dalles et culées mais aussi conférer aux ouvrages une ductilité hors du commun. Ces analyses n'ont pas permis d'amener une réponse satisfaisante. Plusieurs autres pistes ont été explorées. Cet effort a permis de démontrer que la ductilité observée lors des essais était fort probablement due à l'effet de goujon des armatures de flexion.

L'effet de goujon, qui est la déformation transversale des armatures, est un phénomène généralement négligé ou indirectement inclus dans les méthodes de calcul empiriques. Or il s'est avéré que l'effet de goujon et non le remblai permet d'expliquer le comportement ductile observé dans le cas des dalles épaisses considérés dans les études précédentes [2, 3].

L'identification de ce phénomène permet d'amener un éclairage nouveau sur les résultats et conclusions des études sur les ponts d'Irlande et de Grantham, mais aussi pour l'évaluation et la conception des ouvrages de petit gabarit en béton pour lesquels l'interaction avec le sol peut être significative. Cette conclusion, applicable uniquement aux ouvrages ayant des appuis du type de ceux des trois ponts testés, a modifié la portée de l'étude réalisée dans le cadre de ce projet de recherche.

1.3 PORTÉE DU PROJET DE RECHERCHE

Les recherches et analyses réalisées dans le cadre de ce projet ont amené à étendre la portée du travail réalisé par rapport à ce qui était initialement anticipé. La

recherche de la contribution des remblais, cause initialement considérée, a permis de faire une recherche détaillée de la modélisation des remblais. Ce projet, dont la portée excède les objectifs initiaux fixés en début de mandat, vise à :

- décrire les propriétés des sols nécessaires pour modéliser leur comportement;
- documenter les lois constitutives applicables pour la modélisation des sols disponibles dans le logiciel ABAQUS;
- discuter des méthodes de calibration des lois constitutives;
- déterminer les propriétés mécaniques des remblais pour des fins d'analyses non linéaires;
- statuer sur la contribution des remblais dans la résistance ultime des ponts de type dalle épaisse appuyées sur culées;
- déterminer la contribution du remblai dans le comportement et la résistance des ponts de type cadre rigide.

1.4 PORTÉE DU PRÉSENT DOCUMENT

Le présent rapport porte sur la modélisation du sol pour les fins de l'étude de l'interaction sol-structure des culées des ponts trapus de courte portée similaires aux études réalisées récemment [1, 2, 3]. Ce rapport pourrait également servir d'amorce à l'étude de cas spécifiques, notamment pour les ponts sous remblais (ponceaux rigides ou flexibles), pour les ouvrages problématiques dû à des conditions de sol particulières, pour l'étude sismique des remblais, etc.

1.5 ORGANISATION DU RAPPORT

Les trois chapitres suivants présentent les aspects théoriques requis pour l'analyse des fondations alors que les chapitres subséquents visent spécifiquement l'analyse d'ouvrages. Ainsi, le chapitre 2 présente une introduction des propriétés des sols sous l'angle de la mécanique des sols alors que le troisième chapitre porte sur les méthodes de calcul des unités de fondation. Le quatrième chapitre décrit les lois constitutives fréquemment utilisées pour la modélisation par éléments finis des sols. Enfin les chapitres 5 et 6 portent sur des ouvrages spécifiques : les ponts de type dalle épaisse simplement supportées et les ponts de type cadres rigides. Le septième chapitre présente les conclusions et recommandations de cette étude.

1.6 LIMITATIONS DU RAPPORT

Ce rapport est destiné aux analyses des structures en présence du sol. Réalisé dans le cadre d'un projet de recherche, le rapport se veut une amorce à une démarche qui pourrait aller beaucoup plus loin. Il trace donc les grandes lignes des études sur l'interaction sol-structures sans prétendre aller en profondeur dans l'étude de ce sujet. La considération adéquate de l'interaction sol-structure dans le contexte d'analyses non linéaires est un sujet complexe qui doit faire intervenir des experts spécialistes du domaine de la géotechnique, ce à quoi aucun des auteurs ne peut prétendre. Tout comme pour toutes les analyses non linéaires, les considérations des propriétés non linéaires des sols impliquant des modes de rupture associés à la sécurité exigent une expertise appropriée. À cet égard, le processus de vérification et de validation proposé pour les analyses non linéaires des ouvrages en béton [5, 6] doit également être appliqué dans le cas de la modélisation des sols.

2 LES SOLS ET LEURS PROPRIÉTÉS

2.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente une revue des types sols, leurs origines et leurs propriétés. Les descriptions sont sommaires et visent uniquement à étayer les choix des modèles constitutifs destinés aux analyses structurales qui considèrent l'effet du sol et qui sont présentés dans les chapitres subséquents. Le recours à des ouvrages spécialisés sur la géotechnique et les fondations [7, 8] est recommandé pour comprendre plus en détail le comportement des sols et leur modélisation.

2.2 ROCHES ET SOLS

La croûte de la terre est constituée principalement de roches qui peuvent être classées dans trois catégories selon leur origine : les roches magmatiques, formées par la solidification de magma, les roches sédimentaires, formées par l'accumulation des matériaux à la surface de la terre, et les roches métamorphiques, formées par déformation et des roches magmatiques ou sédimentaires.

Les sols proviennent principalement de la désagrégation des roches sous des effets mécaniques ou chimiques. Les sols présentent ainsi une composition chimique identique aux roches à leur origine. Les sols sont formés de trois composants : des particules solides qui proviennent des roches, des vides entre les particules solides, et de l'eau qui parfois remplit les vides qui autrement contiennent du gaz, le plus souvent de l'air. La taille des composants solides varie selon le degré de désagrégation subi.

Les roches et les sols ne se comportent pas de manière similaire. Malgré qu'ils soient reliés, ces deux éléments de la croûte terrestre ne se ressemblent pas. Ainsi, des lois de comportement distinctes devront être choisies pour les sols et les roches. Il est donc nécessaire d'étudier ces deux matériaux indépendamment.

Ce rapport vise à servir de guide pour la modélisation de certains types de ponts où l'interaction du remblai et la structure est important. Comme les remblais sont composés de sols, ce rapport se limite à l'étude de ceux-ci, excluant tout ce qui touche aux roches et leur modélisation.

2.3 PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DES SOLS

Les propriétés des sols et leur comportement sont affectés par le degré de compaction et de porosité. Quand un sol est chargé, la pression des liquides dans les

pores est modifiée. Dans un milieu non homogène ou ayant des gradients de pression, le liquide des pores se déplace vers les zones de faible pression ce qui se traduit par des déformations du sol dans le temps. La déformation du sol est donc gouvernée par les propriétés mécaniques, les propriétés de perméabilité, la pression dans les pores et les conditions frontières du sol.

L'étude plus approfondie des composants des sols permet d'identifier certains paramètres physiques de la mécanique des sols. La Figure 2.1 présente la composition du sol. On y observe les composantes solides de différentes tailles, la présence d'eau, d'air et de vide.

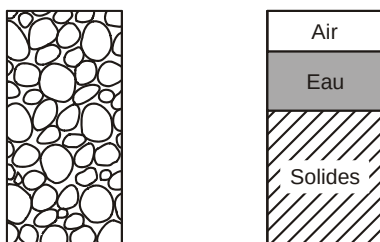


Figure 2.1 : Représentation de la composition des sols

À partir de la Figure 2.1, on peut dériver les paramètres physiques. Le premier est l'indice de vide (e) qui identifie le ratio entre le volume du vide (V_v) et celui du solide (V_s) :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.1)$$

La porosité (n) est calculée similairement à l'indice de vide mais le volume des vides est cette fois-ci comparé au volume total (V_t) :

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad (2.2)$$

Ces deux paramètres sont reliés par les deux relations suivantes :

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (2.3)$$

$$n = \frac{e}{e+1} \quad (2.4)$$

Le degré de saturation (S_r), qui représente le ratio de l'eau (V_w) par rapport au volume des vides, est défini par la relation suivante :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (2.5)$$

Dans le cas où l'eau remplit tout le vide dans le sol, le degré de saturation est égal à 100%. Similairement, si aucune quantité d'eau n'est présente dans les vides, on dit que la saturation est de 0%.

La teneur en eau, qui est le ratio entre la masse de l'eau (M_w) et celle des solides (M_s), est obtenue par la relation suivante :

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad (2.6)$$

Le paramètre suivant, appelé densité spécifique (G_s), compare la densité des solides à la densité de l'eau :

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (2.7)$$

où γ_s et γ_w sont respectivement les masses volumiques du sol et de l'eau. À partir des équations précédentes, on peut obtenir la relation suivante qui donne la masse volumique du sol sec :

$$\gamma_d = \frac{M_s}{V_t} = \frac{\gamma_s}{1+e} \quad (2.8)$$

La masse volumique saturée (où $S_r = 100\%$), où tous les vides sont comblés par l'eau ($V_a = 0$), est donnée par la relation suivante :

$$\gamma_{sat} = \frac{M_s + M_w}{V_t} = \frac{V_s \gamma_s + V_w \gamma_w}{V_t} = (1-n) \gamma_s + n \gamma_w \quad (2.9)$$

$$\gamma_{sat} / \gamma_w = (1-n) G_s + n \quad (2.10)$$

On peut également définir les courbes théoriques de la masse volumique du sol sec en fonction de la teneur en eau w et du degré de saturation S_r :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w S_r}{w + S_r / G_s} \quad (2.11)$$

La densité relative du sol granulaire est un paramètre important. Il permet d'avoir une idée sur la compressibilité et la résistance de ce dernier. Une densité relative élevée signifie une faible quantité de vides entre les particules solides, c'est-à-dire plus de résistance. L'indice de densité relative I_D est habituellement utilisé pour définir cette propriété :

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (2.12)$$

On observe que cet indice est fonction de e_{max} , l'indice de vide maximal du sol, de e_{min} , l'indice de vide minimal du sol et de e , l'indice de vide du sol in-situ.

La compacité relative (C_R) est une mesure différente des caractéristiques de compacité du sol in situ, définie comme suit :

$$C_R = \frac{\gamma_{d \text{ in situ}}}{\gamma_{d \text{ max}}} \quad (2.13)$$

2.4 COMPACTION DU SOL

La compaction du sol augmente sa densité en appliquant une force sur le matériau. Cette force resserre les particules solides et minimise la quantité de vides dans le sol. Un sol compacté à 100% ne contient aucun vide. La diminution du volume des vides et l'augmentation de la densité se traduisent en une augmentation de la résistance et en une diminution de la compressibilité et de la porosité du sol.

L'essai normalisé Proctor permet d'identifier la relation entre la teneur en eau et la densité du sol. Suite à cet essai, on obtient une courbe de compaction dont un exemple est présenté sur la Figure 2.2. Les courbes pour les différentes valeurs de S_r sont obtenues de la relation théorique donnée par l'équation 2.11 alors que la courbe pleine est celle obtenue pour un matériau donné avec une énergie de compaction donnée [7].

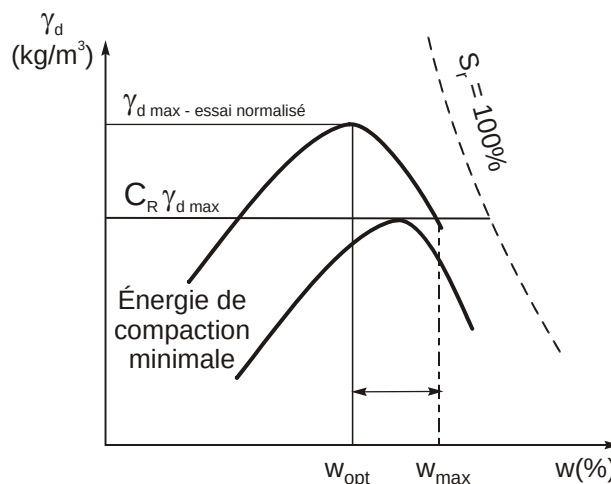


Figure 2.2 : Exemple de courbe de compaction

Pour une fondation donnée, la compacité relative spécifiée (C_R) permet de déterminer la teneur en eau nécessaire pour rencontrer le niveau de compaction requis par rapport à l'essai normalisé.

2.5 PROPRIÉTÉS POUR LA MODÉLISATION

Bien que les propriétés décrites dans ce chapitre ne soient pas utilisées directement dans les modèles numériques adoptés pour faire la modélisation des sols, les propriétés des sols in situ jouent un rôle important dans le choix des modèles et la détermination des paramètres de ceux-ci. Leur connaissance est donc essentielle.

3 L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

3.1 ÉTAT DE LA QUESTION

L'interaction sol-structure est un sujet vaste qui fait l'objet d'un intérêt grandissant dû à la fois aux problèmes auxquels les ingénieurs sont confrontés mais aussi par la disponibilité d'outils d'analyse puissants. Les informations données dans ce chapitre sont essentiellement tirées d'une étude récente réalisée à l'EPFL [9].

Le terme "interaction sol-structure" est utilisé aujourd'hui pour caractériser les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer également le comportement du sol en contact et leur interface. Du point de vue de la structure, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure est de déterminer l'effet de l'action du sol sur la structure, c'est-à-dire principalement les pressions de contact, en fonction de la déformation de la structure, afin de pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement ou son évaluation. Il s'agit donc d'assurer que les hypothèses faites sur le comportement du sol soient compatibles avec la réponse de la structure, principalement avec sa déformation, ceci aussi bien à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime.

Une analyse structurale couplée sol-structure permet d'assurer cette compatibilité si les hypothèses admises sur le comportement de chaque matériau sont représentatives. Les outils nécessaires à de telles analyses sont néanmoins assez récents comparativement à l'intérêt porté au XVIII^e siècle par les premiers mathématiciens modernes aux structures liées au sol. Les connaissances théoriques sur ces structures se sont donc développées d'abord à l'aide d'outils mathématiques plus rudimentaires, généralement en découplant le comportement du sol et de la structure.

Parallèlement, les domaines d'application concernés par l'interaction sol-structure sont nombreux et chaque domaine a adapté ses méthodes et son niveau d'analyse à ses exigences et à ses particularités. Ceci explique que les méthodes actuelles diffèrent d'un domaine à l'autre et qu'elles intègrent la notion d'interaction sol-structure de façon différente.

3.2 OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

Les premières réflexions sur l'interaction sol-structure remontent à l'étude des poussées latérales exercées par le sol contre un mur de soutènement. Les bases de la théorie classique pour évaluer les poussées des terres contre ce type d'ouvrage sont

attribuées à Coulomb vers 1776. Coulomb suppose que les sols sont isotropes, homogènes et qu'ils présentent un frottement et une cohésion internes [8].

En 1857 Rankine estime que la démarche suivie par Coulomb n'est pas satisfaisante du point de vue scientifique. Il exprime les conditions de rupture d'une masse de sol sur la base d'un état de contraintes plastiques en admettant le critère de rupture proposé par Coulomb. Il obtient ainsi une relation définissant la contrainte principale minimale que peut supporter une masse granulaire sans cohésion en fonction de la contrainte principale maximale appliquée. Ce résultat est ensuite appliqué au cas d'un mur de soutènement pour déterminer la poussée latérale minimale nécessaire pour assurer la stabilité de la masse de terre retenue par le mur. Dans le cas où la surface du sol est horizontale, la contrainte maximale en un point correspond au poids de la colonne de terre située au-dessus de ce point. La contrainte horizontale minimale nécessaire pour assurer la stabilité d'un sol sans cohésion est définie comme la contrainte verticale multipliée par le coefficient de poussée active donné par l'équation 3.1 où ϕ est l'angle de frottement interne du sol :

$$K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) \quad (3.1)$$

Rankine applique ce résultat pour exprimer la résistance du sol qui s'oppose à une poussée provoquée par un mur de soutènement. La contrainte principale maximale peut être définie de façon similaire au cas précédent par le coefficient donné par l'équation 3.2 qui s'applique à la contrainte en un point correspondant au poids de la colonne de terre située au-dessus de ce point :

$$K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) \quad (3.2)$$

Les deux états de rupture ainsi obtenus sont connus aujourd'hui sous les appellations respectivement d'état "actif" et d'état "passif" de Rankine qui admettent que l'ensemble du terrain situé derrière le mur atteint un état limite.

L'utilisation des équations de Rankine pour le calcul des murs ou ouvrages de retenue des sols requière une certaine prudence vue les hypothèses adoptées pour obtenir ces relations. Plus d'indications sont données dans des ouvrages spécialisés [8].

3.3 MÉTHODES DE CALCUL

Il existe deux méthodes de calcul principales pour analyser les ouvrages sous-remblais considérés dans cette étude : la méthode des modules de réaction et la méthode des éléments finis. Ces méthodes se basent sur une représentation très différente de l'interaction sol-structure et nécessitent des règles d'application différentes.

3.3.1 MÉTHODE DES MODULES DE RÉACTION

La méthode des modules de réaction consiste à modéliser le sol par des ressorts unidirectionnels, généralement élastiques linéaires, sur lesquels s'appuie la structure représentée par des barres ou des éléments de poutres pour un modèle 2D, ou encore des éléments de plaque, de coque ou de solides pour un modèle 3D. L'action du sol sur la structure est composée d'une part par des charges imposées (surcharges et poussées) et d'autre part par la présence d'appuis élastiques qui simulent la réaction du sol lorsqu'il s'oppose au déplacement de la structure. L'interaction sol-structure est alors reproduite par les ressorts de rigidité k_s , exprimée en rigidité par unité de surface. La valeur de la rigidité k_s est obtenue d'essais de chargement tel qu'illustré sur la figure 3.1. Or la détermination de ce type de propriété n'est pas simple vu la non linéarité des propriétés des sols et l'hétérogénéité de ceux-ci. Ainsi la valeur de k_s dépend de paramètres comme l'intensité du chargement, la forme de la plaque, etc. Le Tableau 3.1 présente des valeurs arrondies de propriétés indiquées à titre de guide dans la référence [8].

$$k_s = \frac{q}{\delta} \quad (3.3)$$

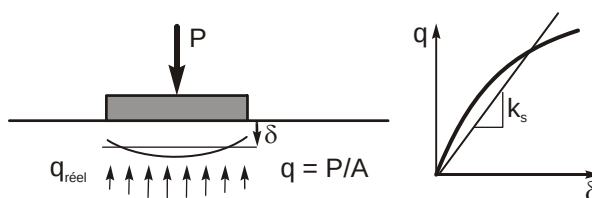


Figure 3.1 : Exemple d'essai de chargement visant à déterminer k_s

Le principal avantage de la méthode des modules de réaction est sa similarité avec le calcul traditionnel des ouvrages de génie civil. La détermination de charges imposées pour reproduire une grande partie de l'effet du sol sur la structure permet une définition claire des états limites de service et ultime. Cette approche est transparente et permet de comprendre rapidement le fonctionnement de la structure. Cet avantage est par contre obtenu au prix d'une simplification considérable du comportement du sol et de son interaction avec la structure.

Tableau 3.1 – Rigidité élastique par unité de surface de certains sols [8]

Type de sol	k_s (kN/m ³ ou kN/m/m ²)
Sable lâche	4 800 – 16 000
Sable moyennement dense	9 600 – 80 000
Sable dense	64 000 – 128 000
Sable argileux moyennement dense	32 000 – 80 000
Sable silteux moyennement dense	24 000 – 48 000
Sol argileux : $q_a \leq 200 \text{ kPa}$	12 000 – 24 000
Sol argileux : $200 < q_a \leq 800 \text{ kPa}$	24 000 – 48 000
Sol argileux : $q_a > 800 \text{ kPa}$	> 48 000

q_a est la pression admissible maximale

La poussée des terres est déterminée sur la base de l'état passif ou de l'état actif de Rankine peu importe la géométrie de la structure. Ces états de contrainte se basent cependant sur des hypothèses qui ne se sont pas remplies dans le cas des tranchées couvertes par exemple pour un ponceau sous remblai.

- L'état passif est défini pour un massif de sol sans structure. La présence de la structure avec une interface aux propriétés limitées constitue une perturbation qui modifie considérablement l'état de contrainte. Le processus de remblayage et de compactage influence également cet état.
- L'état actif de Rankine est atteint derrière un mur de soutènement après un déplacement relativement faible, lorsque la paroi s'éloigne du sol par rotation autour de sa base, une cinématique qui ne correspond pas du tout à la cinématique de rupture probable pour les tranchées couvertes, notamment lors de rupture par flexion.

La modélisation de la résistance que le sol oppose au déplacement de la structure par une série de ressorts élastiques (ou élastiques-plastiques en tenant compte d'une limitation) est une représentation très grossière de l'interaction sol-structure. Chaque ressort constitue un appui unidirectionnel indépendant des autres ressorts. Le caractère continu du sol avec sa capacité à diffuser latéralement les contraintes n'est pas considéré par la méthode.

Le choix du module de réaction k_s pose également un problème puisque ce paramètre n'est pas une propriété intrinsèque du sol. L'hypothèse d'une relation linéaire entre la réaction et le déplacement avec une limitation de la résistance

maximale constitue également une simplification importante du comportement. La plastification du sol est en effet un processus complexe qui dépend de la loi de comportement du matériau et de la géométrie du cas traité et qui ne peut que difficilement être reproduit par une série de ressorts élasto-plastiques. L'utilisation de cette méthode est donc acceptable à l'état limite de service du sol, mais est très discutable à l'état limite ultime, qui est atteint habituellement pour des déplacements importants de la structure auxquels correspond généralement une plastification partielle du sol.

Le manque de correspondance théorique rigoureuse entre le comportement réel du sol et le modèle constitue alors la faiblesse principale de la méthode. L'utilisation de facteurs de charge permet néanmoins d'encadrer le comportement réel de la structure à l'état limite ultime et de pallier à ces lacunes phénoménologiques. La méthode a permis de dimensionner de nombreuses structures dans le passé qui se comportent pour la plupart de façon satisfaisante. La marge de sécurité effective sur ces structures n'est par contre pas estimable sur la base du dimensionnement effectué.

3.3.2 MÉTHODES DES ÉLÉMENTS FINIS

La modélisation par la méthode des éléments finis se base sur la discrétisation du milieu étudié selon les relations constitutives qui régissent le comportement du sol. La méthode des éléments finis permet de reproduire l'interaction entre le sol et la structure de façon réaliste. La compatibilité cinématique et statique entre le sol et la structure est implicitement vérifiée si la structure et le sol sont considérés dans l'analyse et si leur interface est modélisée par des éléments de contact adaptés.

La représentativité de la modélisation de l'interaction sol-structure dépend néanmoins des lois de comportement choisies pour le sol et pour la structure. Il convient donc de choisir un niveau de précision comparable pour la structure et pour le sol qui permette de reproduire les phénomènes et les mécanismes principaux. La modélisation du sol par une loi détaillée alors que la structure est admise linéaire élastique (ou l'inverse) peut conduire à des résultats erronés.

Une difficulté supplémentaire réside dans son application au dimensionnement de la structure à l'état ultime. Le rôle du sol, qui fait partie intégrante du modèle, doit être précisé. Une compréhension du comportement effectif de ces systèmes paraît dans tous les cas indispensable pour évaluer la pertinence de cette approche et la comparer avec d'autres concepts envisageables.

4 LOIS CONSTITUTIVES POUR LES SOLS

4.1 INTRODUCTION

Le chapitre 2 a présenté les propriétés des sols qui sont souvent utilisées afin de les classer. Ces paramètres sont importants pour connaître l'état du sol. Le chapitre 3 a souligné les avantages des éléments finis. Cependant, la modélisation éléments finis de ces matériaux nécessite plus d'information. Ce chapitre vise à réviser les bases théoriques des lois constitutives utilisées pour la modélisation des sols.

4.2 APPROCHE CLASSIQUE ET APPROCHE AUX ÉLÉMENTS FINIS

L'approche classique de l'étude géotechnique vise à obtenir deux informations importantes : la résistance et la déformation du sol. Cependant la géotechnique classique étudie ces paramètres séparément, en supposant des hypothèses différentes dans chacun des cas.

L'étude de la résistance selon l'approche classique est effectuée en se basant sur un comportement élasto-plastique dont la rigidité avant plastification est supposée infinie, c'est-à-dire, qu'il n'existe aucune déformation du sol avant la plastification de celui-ci. La Figure 4.1 présente une courbe typique contrainte-déformation du sol selon l'approche classique.

Cette hypothèse du comportement rigide est à la base des calculs de résistances des fondations, des calculs de stabilité des pentes et plusieurs autres calculs géotechniques.

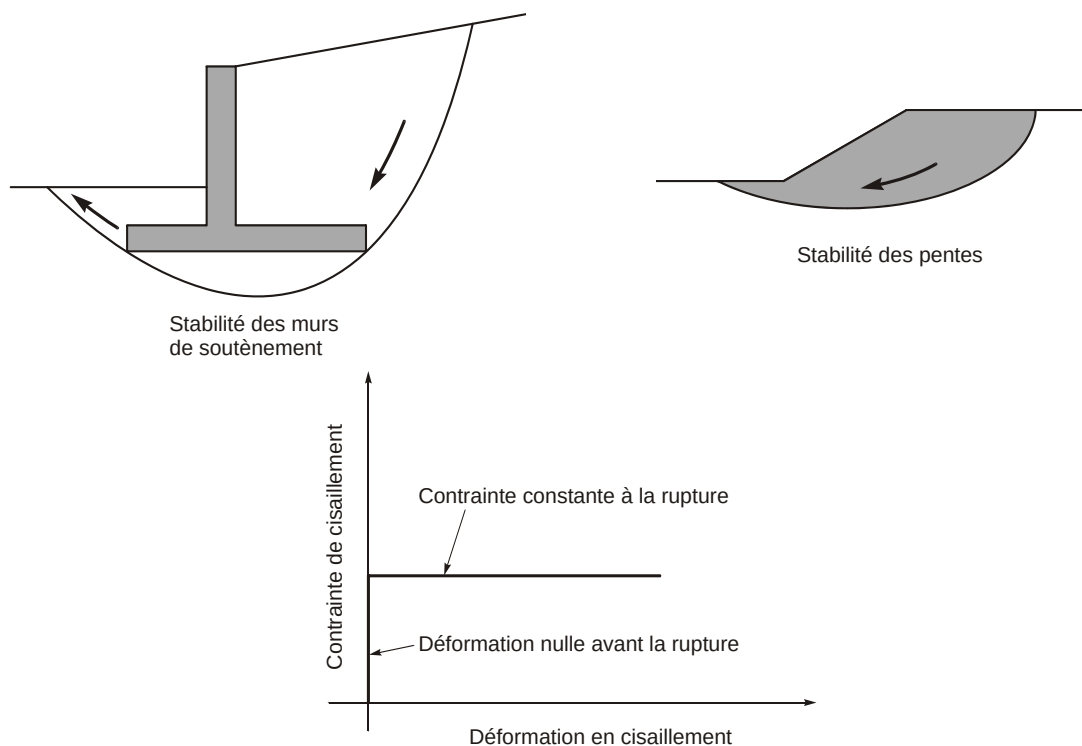


Figure 4.1 : Exemple de courbe contrainte-déformation en condition de rupture selon l'approche classique

De plus, le calcul des déformations selon l'approche classique suppose un comportement linéaire élastique du sol, qui est une approximation du comportement réel. Ces calculs permettent d'obtenir la déformation approximative des sols sous une condition donnée. Ils sont fréquemment utilisés pour les calculs de tassement des unités de fondation. La Figure 4.2 présente l'approximation du module d'élasticité E pour une courbe typique de contrainte-déformation du sol. Ainsi, selon l'approche classique, deux approches découplées sont utilisées pour calculer les déformations en conditions de service et la résistance pour l'état limite ultime.

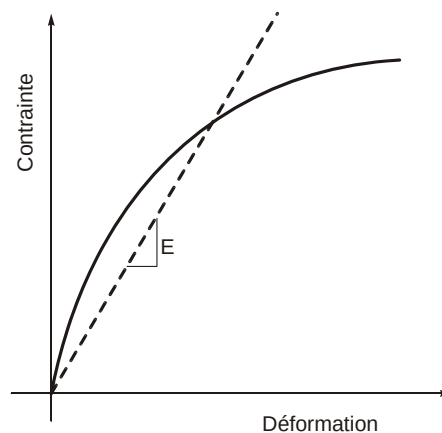


Figure 4.2 : Exemple de module d'élasticité en condition de service selon l'approche classique

Dans l'approche par éléments finis, on obtient le comportement en déformation et la résistance à partir d'une analyse couplée. On étudie le comportement du sol à l'aide d'une loi constitutive (Figure 4.3). Il est donc possible d'obtenir l'état du sol, en termes de résistance et de déformation, pour la condition donnée.

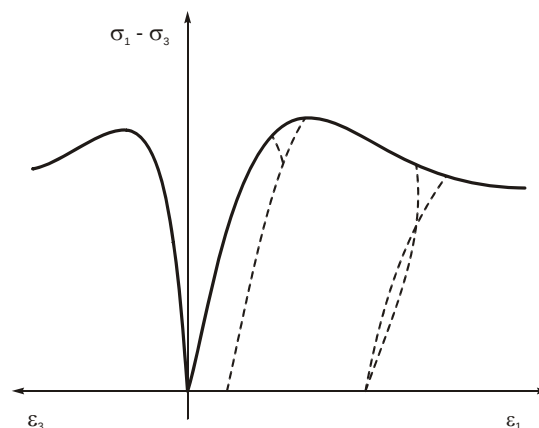


Figure 4.3 : Exemple d'une loi constitutive utilisée dans l'approche éléments finis

L'usage de la méthode des éléments finis permet d'étudier le comportement des fondations pour lesquelles l'état du sol peut varier d'une position à l'autre, tel que le présente la Figure 4.4. Il est possible d'étudier l'état des contraintes et des déformations à un point donné dans le sol, et ce, pour n'importe quelle géométrie. Il est donc évident que cette approche ouvre la porte à plusieurs études avancées où le comportement du sol est jugé important.

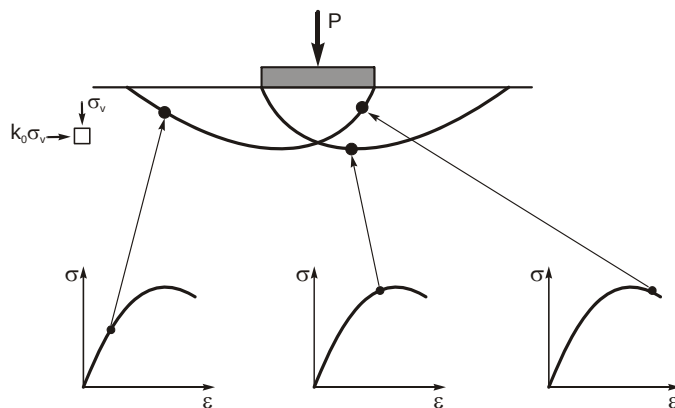


Figure 4.4 : Exemple de la variabilité du comportement qu'on peut modéliser avec l'approche éléments finis.

4.3 UTILISATION DES LOIS CONSTITUTIVES

La modélisation par éléments finis nécessite l'usage d'une ou plusieurs lois constitutives. Ces lois doivent être capables de simuler le comportement des matériaux à modéliser. Elles doivent donc être calibrées et validées selon le comportement réel des matériaux. Le comportement réel est souvent obtenu à partir des essais en laboratoire. Les notes de cours du logiciel ABAQUS [11] proposent la séquence de travail présentée sur la Figure 4.5 afin de calibrer la loi constitutive adoptée.

Il est important de noter que la modélisation par éléments finis n'est pas une représentation exacte de la réalité avec tous ses détails. Il importe de choisir les caractéristiques importantes à inclure dans les modèles et de négliger les paramètres de peu d'importance. Ceci est vrai pour les essais à réaliser pour la calibration des lois constitutives. L'essai au laboratoire doit être représentatif du problème qu'on étudie. Par exemple, rappelons que les propriétés des sols varient en fonction de la quantité de vides (voir chapitre 2). Cette dernière varie avec la pression hydrostatique subie par le sol. L'essai de caractérisation doit donc être réalisé pour les valeurs de la pression hydrostatique représentatives des valeurs réelles in-situ.

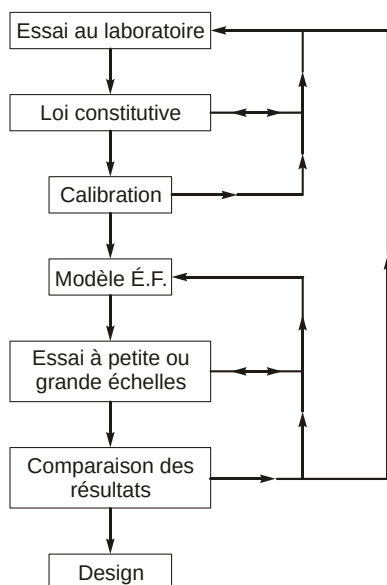


Figure 4.5 : Séquence de travail pour calibrer une loi constitutive.

4.4 CARACTÉRISATION EXPÉRIMENTALE DES PROPRIÉTÉS

4.4.1 PRINCIPES

Il existe plusieurs essais standardisés qui peuvent être utilisés pour la calibration des lois constitutives. Cependant, il n'est pas nécessaire de réaliser tous ces essais pour avoir une calibration suffisante. Le choix du type et du nombre d'essais varie selon les besoins du cas considéré. Pour certaines situations, il peut être jugé suffisant d'avoir quelques essais de base. Pour d'autres cas, on devra avoir recours à plusieurs essais complexes et coûteux. Toutefois il faut savoir sélectionner les essais justes nécessaires et éviter, lorsque non requis, les essais triaxiaux et les essais en traction, pour leur complexité et leur coût.

Le premier point important pour la planification des travaux de caractérisation expérimentale des propriétés est relié au choix des spécimens. Les spécimens doivent être représentatifs du sol in-situ. Si le sol est très variable dans la zone à modéliser, il est important d'obtenir cette variation en étudiant un nombre suffisant de spécimens. Similairement, les conditions d'essais des spécimens doivent reproduire les conditions in-situ pour l'humidité, la densité et l'état des contraintes. Il peut arriver que les sols soumis à une grande pression hydrostatique, par exemple dû à une grande profondeur, ne puissent pas être étudiés par un essai à faible pression hydrostatique.

Deuxièmement, l'essai doit viser à obtenir la courbe complète contrainte-déformation. Cette dernière est nécessaire pour une calibration appropriée de la loi constitutive.

Quelques exemples d'essais standardisés et leur usage pour les fins de calibration sont présentés dans les parties suivantes.

4.4.2 ESSAI EN COMPRESSION ISOTROPE, EN DÉFORMATION UNIAXIALE

Les essais en compression isotrope, aussi appelés essais hydrostatiques, visent à obtenir le comportement du sol sous une pression de compression hydrostatatique. La Figure 4.6 présente un exemple de courbe obtenu à partir de cet essai.

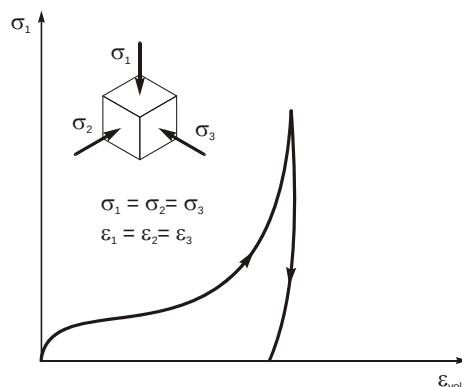


Figure 4.6 : Exemple de courbe obtenue avec un essai hydrostatique

Dans le cas d'un essai de déformation uniaxiale, on ne permet aucune déformation sauf dans l'axe de chargement. La Figure 4.7 présente une courbe typique obtenue à partir de cet essai.

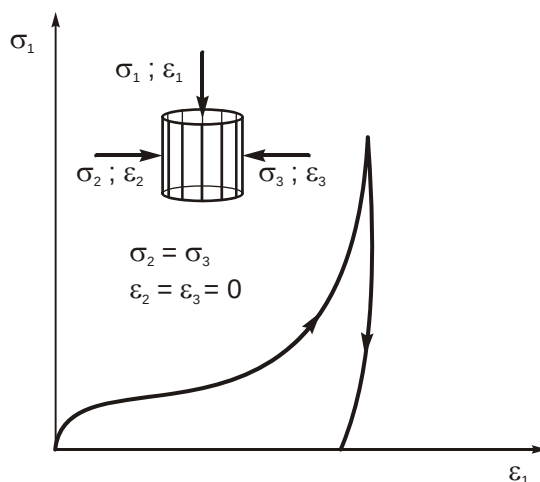


Figure 4.7 : Exemple de courbe obtenue avec un essai de déformation uniaxiale

Un minimum d'un essai de chaque type est nécessaire afin de calibrer les lois constitutives. L'essai doit comporter un chargement et un déchargement pour la calibration du module d'élasticité.

4.4.3 ESSAI TRIAXIAL EN COMPRESSION

Les essais en compression triaxiale permettent de calibrer le comportement en cisaillement en fonction de la contrainte hydrostatique. Un minimum de deux essais est recommandé avec au moins un déchargement à chaque essai. Si possible, il est recommandé d'avoir plus que deux essais. La Figure 4.8 présente un exemple de résultats obtenus à partir de ces essais.

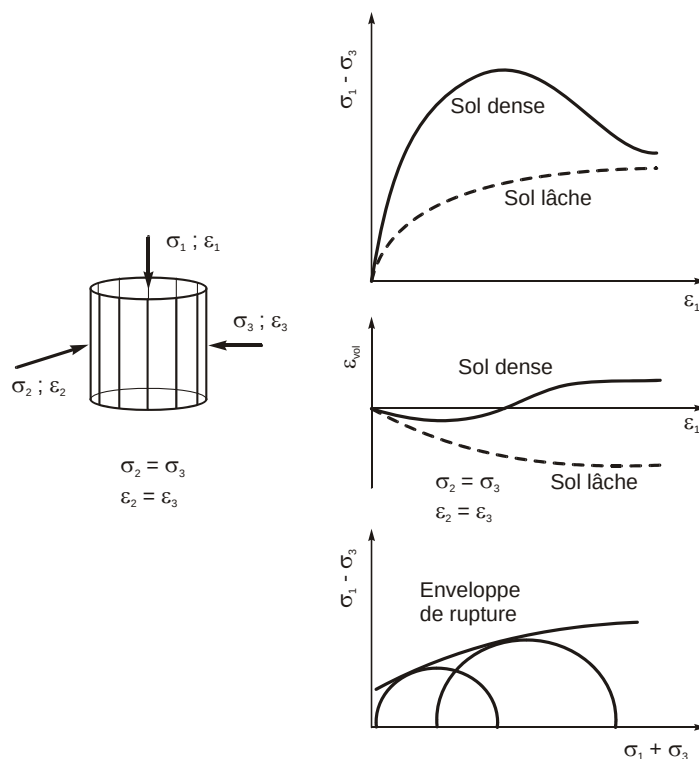


Figure 4.8 : Exemple des résultats obtenus d'un essai en compression triaxiale

4.4.4 ESSAI TRIAXIAL EN EXTENSION ET ESSAI DIRECT EN TRACTION

Les essais triaxiaux en extension sont réalisés en gardant une contrainte de confinement constante et en diminuant la contrainte dans une direction jusqu'à la rupture. Ces essais sont utiles pour calibrer la dépendance de la contrainte principale intermédiaire. Un minimum de deux essais est nécessaire pour une calibration appropriée.

L'essai en traction directe permet de calibrer la cohésion des sols cohésifs. Il s'agit d'appliquer la traction dans une direction jusqu'à la rupture. Un minimum d'un essai est nécessaire pour la calibration de la loi constitutive.

4.4.5 ESSAI CUBIQUE

Les essais cubiques étudient le comportement sous plusieurs états de contrainte. Ils permettent une calibration précise de la loi constitutive. Cependant, plusieurs essais sont nécessaires pour obtenir la plage complète des propriétés et déterminer

l'enveloppe de rupture. La Figure 4.9 présente un exemple des résultats obtenus d'une série d'essais cubiques.

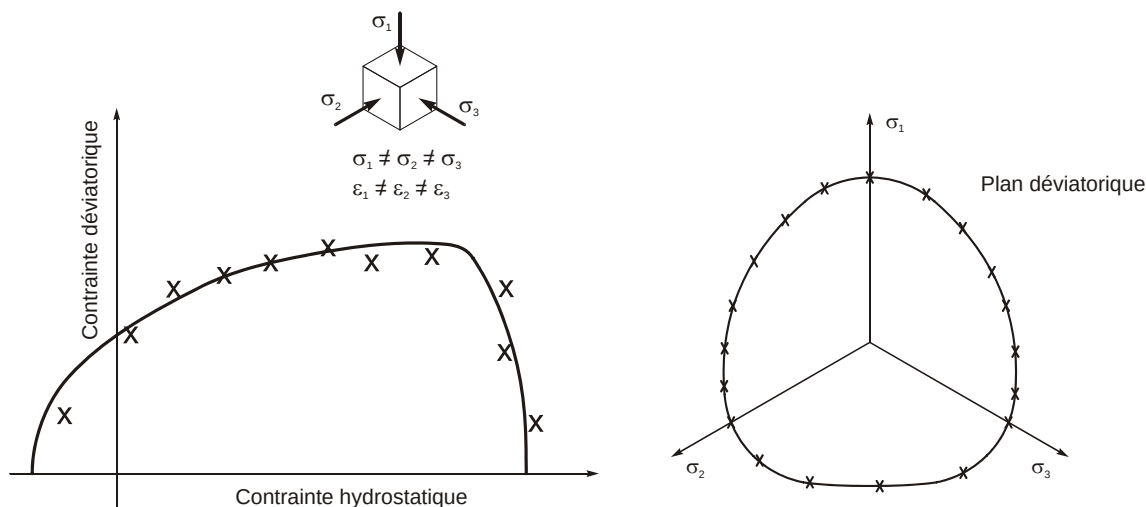


Figure 4.9 : Utilisation des essais cubiques pour calibration des lois constitutives.

4.4.6 ESSAI DE BOÎTE DE CISAILLEMENT ET ESSAI DE FENDAGE

Les essais de boîte de cisaillement et de fendage (ou brésilien) illustrés sur la Figure 4.10, sont utiles pour calibrer les propriétés de cohésion pour les sols cohésifs.

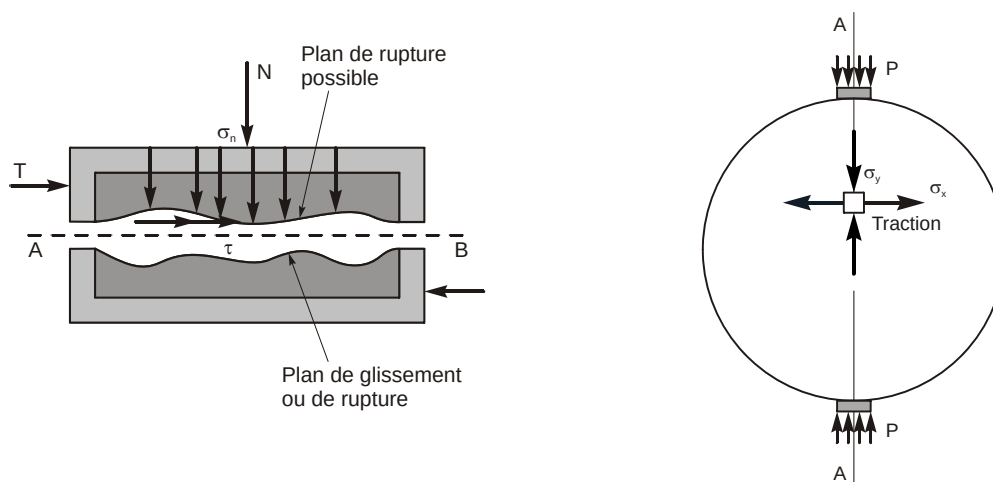


Figure 4.10 : Essais de boîte de cisaillement et de fendage

4.5 LOIS CONSTITUTIVES

Il existe plusieurs lois constitutives dans la littérature qui sont capables de modéliser le comportement du sol. Chaque loi comporte ses avantages et faiblesses. Pour les fins de ce rapport, seules les lois disponibles dans le logiciel ABAQUS et pertinentes à l'objectif de cette étude sont considérées. Ainsi deux familles de lois constitutives sont retenues : (1) Mohr-Coulomb, (2) Drucker-Prager. Toutefois, il convient de noter qu'un modèle ne peut être meilleur que la qualité des mesures qui servent à l'alimenter.

4.5.1 NOTIONS DE BASE

Il est important de rappeler certaines notions de base de la modélisation plastique des matériaux avant de présenter les lois constitutives qui utilisent ces dernières. Une loi élasto-plastique parfaite présente un comportement linéaire élastique jusqu'à la rupture. La rupture est obtenue quand la contrainte atteint la valeur limite identifiée par une ligne ou courbe de rupture, dans le cas d'une loi bidimensionnelle, ou la surface (ou enveloppe) de rupture dans le cas d'une loi tridimensionnelle. Des courbes et enveloppes typiques associées au béton sont illustrées sur la Figure 4.11.

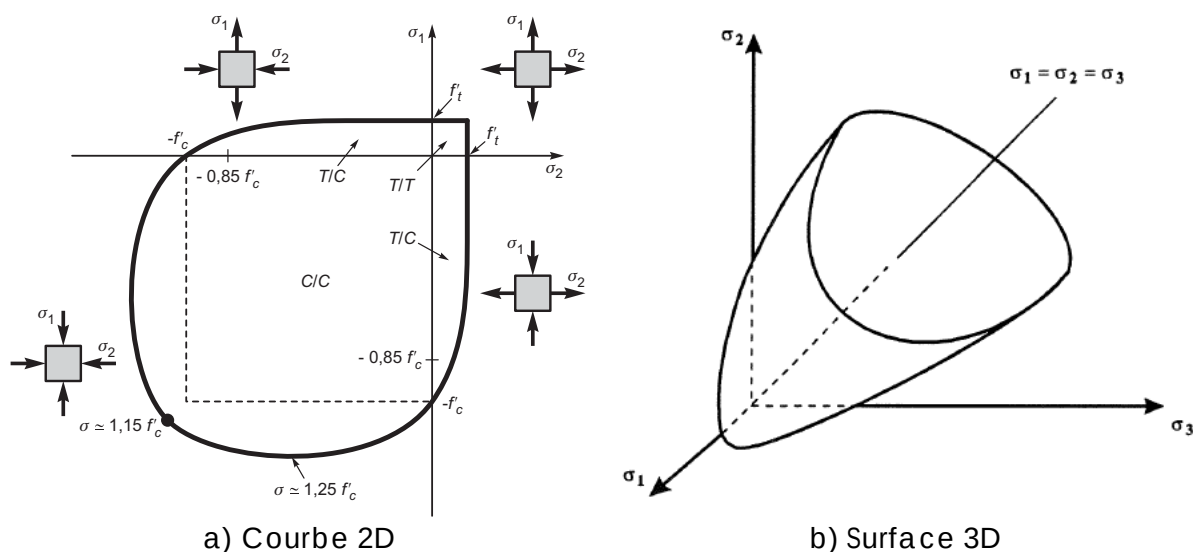


Figure 4.11 : Courbe et surface de rupture types du béton

Une fois que le domaine de la plastification est atteint, le comportement est défini par la loi d'écoulement. Cette dernière peut être associée, ce qui implique que la déformation plastique progresse dans la direction de la plastification, ou non associée,

ce qui signifie que la déformation plastique peut ne pas être dans la même direction que la plastification.

Le choix d'une loi d'écoulement dépend des propriétés de dilatation du sol. Un matériau qui dilate durant la plastification subit un changement de volume. C'est le cas du béton par exemple dont le volume augmente au-delà d'une certaine contrainte de compression, tel qu'illustré sur la Figure 4.12. Dans ce cas, l'augmentation de volume se produit dans les directions opposées à la contrainte principale de compression. On aurait donc dans ce cas, une loi d'écoulement non associée.

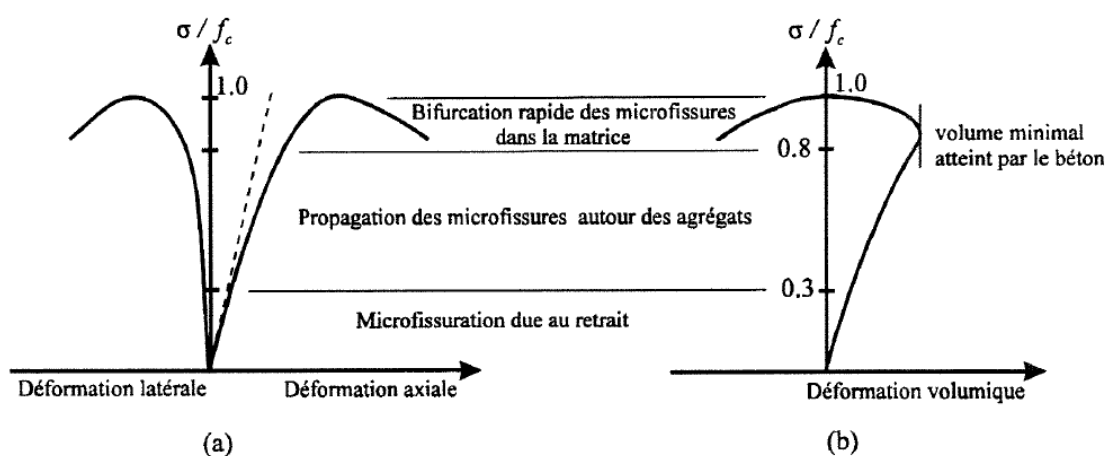


Figure 4.12 : Changements volumétriques du béton comprimé.

La

Figure 4.13 présente un exemple de dilatation d'un sol durant la plastification qui se produit dans une direction différente de la contrainte appliquée qui pourrait être défini par une loi d'écoulement non associée.

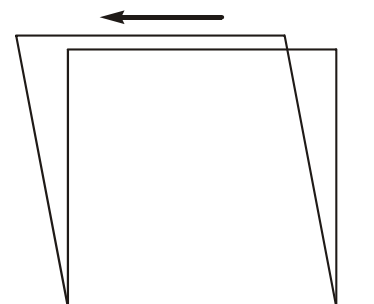


Figure 4.13 : Le changement de volume d'un matériau avec dilatation.

Les sols font parties des matériaux qui se dilatent. La dilatation est causée par la friction entre les grains. La Figure 4.14 présente le comportement de dilatation des sols. Il convient de noter que l'angle de friction interne ϕ et l'angle de dilatation ψ sont deux paramètres différents.

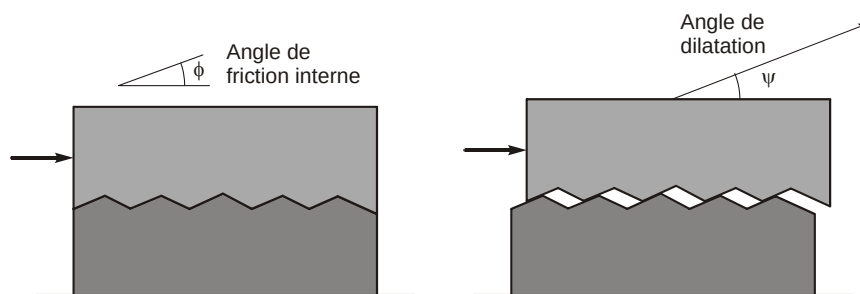


Figure 4.14 : La dilatation du sol.

4.5.2 LOI DE MOHR-COULOMB

La loi de Mohr-Coulomb est à la base des méthodes de conception fréquemment utilisées pour les sols. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb suppose que la rupture dépend de la contrainte de cisaillement maximale et que cette dernière dépend de la contrainte normale. La ligne de rupture est donc obtenue par l'équation suivante :

$$\tau = c - \sigma \tan \phi \quad (4.1)$$

Dans l'équation 4.1, la contrainte de cisaillement, τ , est calculée en fonction de la cohésion, c , de la contrainte normale, σ (en valeur algébrique) et de l'angle de friction

interne du matériau, ϕ . La Figure 4.15 présente la ligne de rupture obtenue par l'équation 4.1.

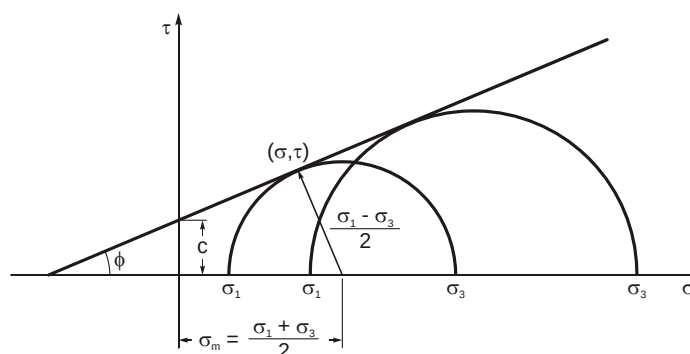


Figure 4.15 : La ligne de rupture de Mohr-Coulomb [4, 8]

On note, à partir de la Figure 4.15, que la rupture selon cette loi est indépendante de la contrainte principale intermédiaire (σ_2). Elle dépend uniquement des contraintes principales maximales et minimales. Le comportement des sols, cependant, est affecté par la contrainte principale intermédiaire. Néanmoins, l'usage de la loi de Mohr-Coulomb est suffisant pour la majorité des applications de génie civil. L'erreur introduite est souvent négligeable. En effet, la loi de Mohr-Coulomb est idéale pour modéliser les matériaux granulaires sous charges monotoniques. Il importe toutefois de souligner qu'avec le logiciel ABAQUS [4] :

- la loi est indépendante du niveau de déformation;
- le comportement linéaire est suivi par un comportement plastique non recouvrable;
- la plastification dépend de la pression hydrostatique;
- la résistance augmente avec l'augmentation de la pression;
- le modèle inclut le raidissement/adoucissement isotrope;
- le comportement inélastique est accompagné par un changement de volume;
- les propriétés peuvent être dépendantes de la température;
- la résistance en traction peut être limitée à une valeur maximale à l'aide de l'outil "*Tension cut-off*".

Les détails sur les surfaces de rupture et la loi d'écoulement utilisées par le logiciel ABAQUS peuvent être retrouvés dans le manuel de ce dernier [4].

4.5.3 CALIBRATION DE LA LOI MOHR-COULOMB

La calibration de la loi de Mohr-Coulomb nécessite l'obtention des paramètres de cohésion, c et l'angle de friction interne, ϕ . Ces derniers sont obtenus à partir de plusieurs essais triaxiaux. Ensuite, l'angle de dilatation, ψ , doit être calibré selon les observations durant les essais. Les paramètres d'écoulement doivent être obtenus d'un essai.

4.5.4 LOI DE DRUCKER-PRAGER

La loi de Drucker-Prager est utilisée pour la modélisation des matériaux dont le comportement est dépendant des contraintes qu'il subit. Avec cette loi, le matériau a une résistance plus élevée lorsque la contrainte de confinement augmente. Comme pour la loi de Mohr-Coulomb, elle permet de modéliser principalement le comportement sous charge monotonique des sols. Finalement, elle prend en considération la dilatation du matériau, un comportement typique des sols.

Contrairement à la loi de Mohr-Coulomb, cette loi dans ABAQUS offre trois choix de plusieurs lignes de rupture : linéaire, hyperbolique et exponentielle. Trois courbes types de chaque choix sont présentées sur la Figure 4.16.

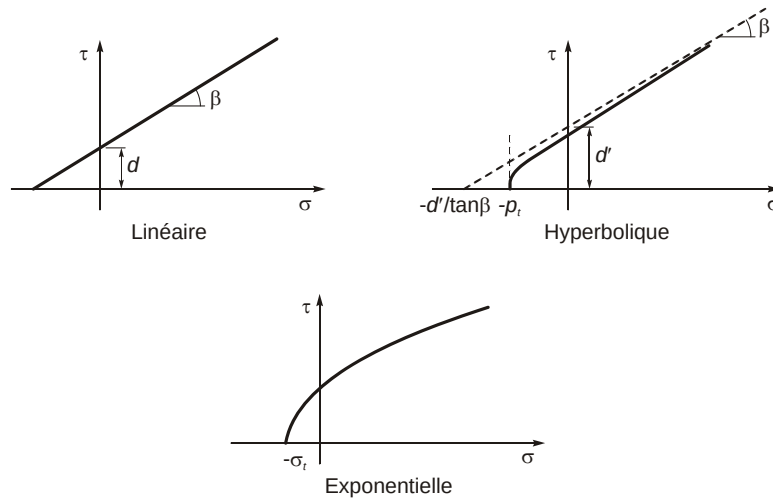


Figure 4.16 : Les choix de ligne de rupture de la loi « Extended Drucker-Prager » [10]

Chacun des trois choix disponibles dans cette loi a ses forces et ses faiblesses et la sélection du modèle doit être faite en fonction des besoins de l'étude. La surface de rupture exponentielle n'est pas discutée ici, puisque celle-ci est souvent utilisée pour les matériaux fragiles, comme des roches. Lorsque la contrainte de confinement est élevée, les surfaces de rupture linéaire et hyperbolique donnent des résultats similaires. Cependant, lorsque la contrainte de confinement est faible, la formulation hyperbolique peut fournir une meilleure représentation de la réalité. Toutefois l'utilisation de la ligne de rupture linéaire est appropriée lorsque seulement la cohésion et l'angle de friction interne sont disponibles. Si ces paramètres ont été fournis pour une calibration de la loi de Mohr-Coulomb, il est nécessaire de les modifier pour la loi de Drucker-Prager.

Pour la ligne de rupture linéaire, la rupture est obtenue par l'équation suivante :

$$\tau = d - \sigma \tan \beta \quad (4.2)$$

Sans entrer dans les détails qui dépassent le but de ce rapport, on note que la variable τ est obtenue à l'aide de l'équation 4.3

$$\tau = \frac{\sigma}{2} \left[1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K} \right) \left(\frac{r}{\sigma} \right)^3 \right] \quad (4.3)$$

La variable K dans cette équation crée la dépendance de la contrainte principale intermédiaire, un grand avantage par rapport à la loi de Mohr-Coulomb. Typiquement la variable K varie entre 0.8 et 1.0.

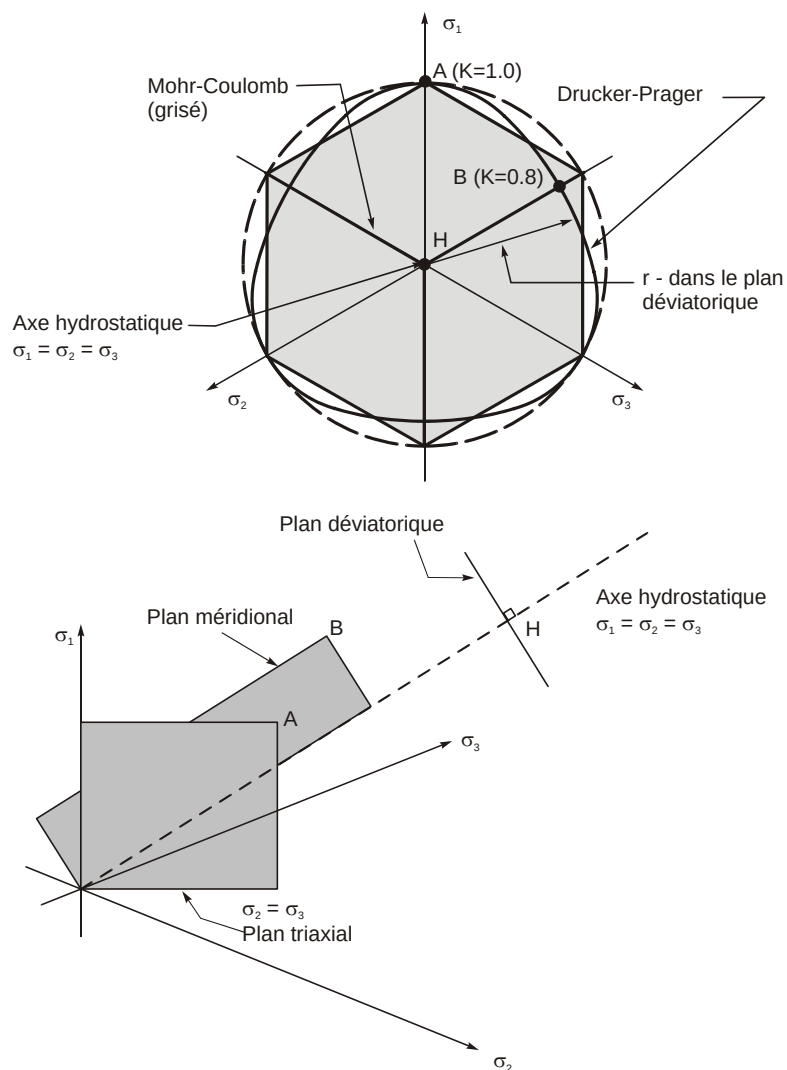


Figure 4.17 : Axes dans le repère triaxial

4.5.5 CALIBRATION DE LA LOI DE DRUCKER-PRAGER

La calibration de cette loi requiert la réalisation de plusieurs essais triaxiaux. Suite à l'application d'une contrainte hydrostatique, une des composantes des contraintes est modifiée, soit en augmentant ou en réduisant sa valeur, jusqu'à la rupture. Cette

série d'essais fournit plusieurs courbes contrainte-déformation, dont des exemples sont présentés sur la Figure 4.18.

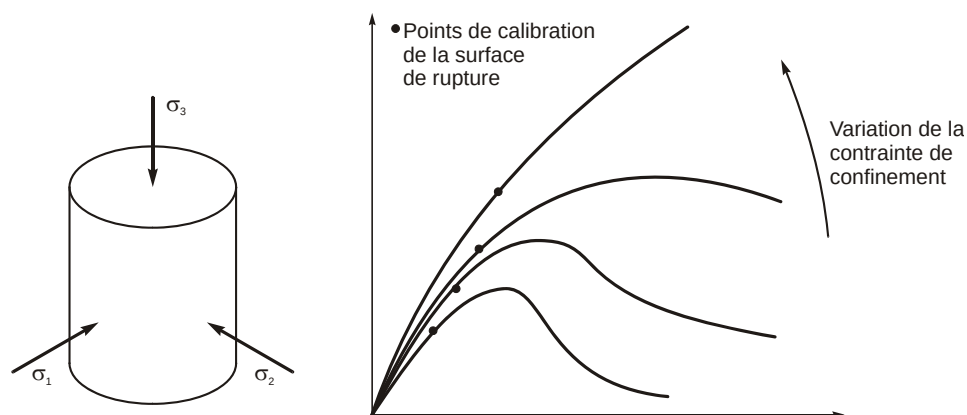


Figure 4.18 : Exemples des courbes contrainte-déformation pour calibration de la loi de Drucker-Prager [4, 10]

La prochaine étape est de choisir le point de référence pour transformer ces courbes en plan de contrainte méridionale. Le point choisi doit être consistant entre les courbes. On peut choisir la première plastification ou la contrainte au pic. Peu importe le choix, la nécessité d'être consistant demeure cruciale pour une calibration juste.

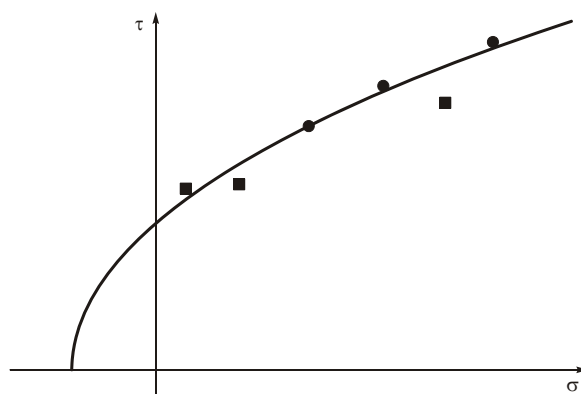


Figure 4.19 : Exemples des résultats transformés dans le plan de contrainte méridionale.

Dans la plupart des cas, uniquement les valeurs de la cohésion et de l'angle de friction interne sont disponibles. Comme mentionné plus tôt, il est approprié d'utiliser, dans ces cas, la ligne de rupture linéaire. Rappelons que ces paramètres sont souvent fournis pour l'usage de la loi Mohr-Coulomb, puisque cette dernière est fréquemment utilisée en conception géotechnique. Il faut donc adapter ces valeurs pour l'usage avec la loi de Drucker-Prager.

L'adaptation des valeurs se fait de plusieurs façons. Les détails peuvent être retrouvés dans le manuel du logiciel ABAQUS. Cependant, deux adaptations majeures sont requises pour le comportement en déformations planes et pour le comportement tridimensionnel. Le Tableau 4.1, tiré de la même référence, donne une idée sur les valeurs calibrées pour les analyses en déformation planes.

Tableau 4.1 : Paramètres considérés dans l'étude paramétrique

Angle de friction selon la loi de Mohr-Coulomb – ϕ	Valeurs correspondantes pour la loi de Drucker-Prager	
	Angle de friction – β	d/c
10	16.7	1.70
20	30.2	1.60
30	39.8	1.44
40	46.2	1.24
50	50.5	1.02

L'adaptation des paramètres pour la modélisation tridimensionnelle est plus problématique. Le manuel d'ABAQUS fournit des équations de calibration pour les sols dont l'angle de friction interne est inférieur à 22 degrés. Il est évident que cette limite est faible pour les applications de génie civil. Cependant, une calibration peut quand-même être réalisée en utilisant un modèle à un seul élément. Ce dernier doit être soumis à des conditions variables et la rupture doit être obtenue pour différentes valeurs de contrainte de confinement. La calibration de la ligne de rupture peut ensuite être effectuée par rapport à la ligne de rupture de la loi de Mohr-Coulomb. Cette procédure peut être longue et itérative. Dans certains cas il est donc préférable d'utiliser la loi de Mohr-Coulomb.

5 EXEMPLE D'APPLICATION À UNE DALLE APPUYÉE SUR LES CULÉES

5.1 CONTEXTE

Ce chapitre permet de répondre aux interrogations soulevées dans les études précédentes réalisées par l'École Polytechnique [2, 3], et décrites au chapitre 1. Tel qu'indiqué au début de ce rapport et comme illustré dans ce chapitre, ce ne sont pas les propriétés du sol qui confèrent aux dalles la ductilité à l'ultime observée, mais bien la déformabilité en cisaillement des armatures de flexion. Ceci sera illustré dans ce chapitre. Malgré que de très nombreuses analyses aient été réalisées afin d'identifier les causes du comportement observé lors des essais in situ, seul le modèle final est présenté.

5.2 INTRODUCTION

Cet exemple s'applique à l'évaluation des ponts de type dalle épaisse pour lesquels la dalle est appuyée directement sur le dessus des culées sans continuité des armatures en moment négatifs. La structure analysée dans cet exemple est semblable à celle qui a fait l'objet d'une étude expérimentale réalisée sur le pont de type dalle épaisse situé à St-Germain-de Grantham [3]. Ce pont comporte une seule travée appuyée sur des culées d'épaisseur variable. Ces culées sont plus larges à la base qu'à la crête et sont appuyées sur des pieux.

La géométrie de la structure étudiée dans ce rapport diffère quelque peu de celle du pont Grantham. En effet, les culées sont considérées d'épaisseur constante sur la hauteur et le biais de la structure a été négligé afin de simplifier l'étude qui vise surtout à établir la modélisation de l'effet des remblais.

5.3 MODÈLE ÉLÉMENTS FINIS

Le modèle éléments finis représente une tranche longitudinale de l'ouvrage de 152 mm de largeur située au centre de l'ouvrage, en conditions de déformations planes. Cette largeur correspond à l'espacement des barres longitudinales de la dalle. Rappelons que le modèle correspond en tout point au pont Grantham sauf en ce qui concerne le biais et la géométrie des culées, comme le montre la Figure 5.1.



Figure 5.1 : La géométrie de la dalle et des culées

Le remblai est modélisé par deux blocs de sol de chaque côté des culées. Les blocs ont une hauteur correspondant à la celle des culées, similairement à l'essai de référence. La largeur des blocs a été choisie en fonction du comportement du sol. Sa valeur doit être suffisamment grande pour que le comportement ne soit pas influencé par les conditions aux frontières. Il est important de souligner que les propriétés des sols en place pour le pont de Grantham sont inconnues. Des propriétés théoriques sont donc utilisées en considérant un sol granulaire, bien compacté durant les années d'utilisation. Plus d'informations sur les propriétés sont présentées à la Section 5.3.

Le banc de chargement utilisé pour appliquer les charges d'essieux durant l'essai est modélisé par une poutre de chargement. L'ancrage du banc aux culées est supposé indépendant de la dalle. La Figure 5.2 présente la géométrie du modèle au complet. Le remblai est modélisé par un grand bloc de sol. La hauteur du sol correspond à celle des culées. La longueur du sol a été choisie suffisamment grande afin que les conditions limites à l'extrémité du modèle n'affectent pas le comportement de l'ouvrage.

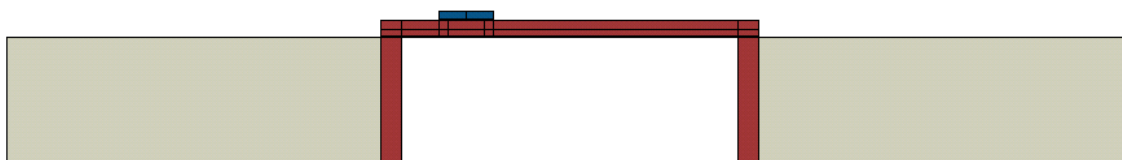


Figure 5.2 : La géométrie du modèle.

L'étude réalisée dans le cadre de ce projet, et dont les résultats sont présentés plus loin, a révélé l'importance de la modélisation de l'armature. Il a été observé que le comportement en cisaillement de l'armature de flexion joue un rôle important dans la

transmission des efforts. L'effet goujon, normalement négligé dans les analyses des ouvrages, s'avère être un paramètre important dans l'analyse de cet ouvrage. Ainsi, l'armature longitudinale est modélisée par une barre pleine, tridimensionnelle. La Figure 5.3 présente l'armature modélisée en 3D.

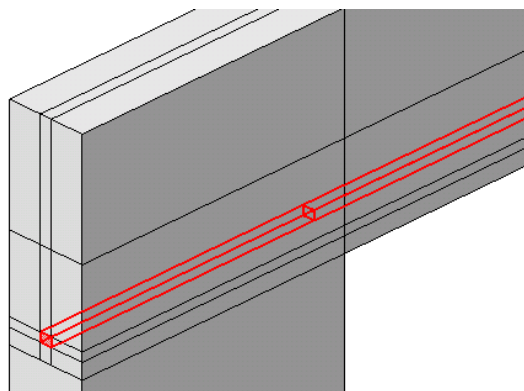


Figure 5.3 : Armature modélisée en 3D.

5.4 MATÉRIAUX

Plusieurs matériaux sont modélisés. La dalle est constituée de deux bétons non linéaires avec EPM3D : (1) le béton avec raidissement en traction dans la zone inférieure où sont situées les armatures, et (2) le béton sans raidissement en traction dans le reste de la dalle. La partie inférieure, affectée par le raidissement en traction, a une hauteur légèrement inférieure à la moitié de l'épaisseur de la dalle. La partie supérieure de la dalle ne comporte aucune armature longitudinale et est modélisée par un béton sans raidissement en traction. Plus d'information sur la modélisation du raidissement en traction peut être consultée dans le manuel d'EPM3D [12].

Les culées sont modélisées avec un matériau linéaire élastique. Une telle hypothèse est appropriée dans le cas présent car les culées subissent des efforts relativement faibles. Une modélisation avec un comportement non linéaire est nécessaire uniquement lorsque l'endommagement de ces éléments se produit, ce qui n'est pas le cas dans l'ouvrage considéré dans cet exemple. Les propriétés du matériau linéaire élastique concordent avec celles du béton de la dalle.

La poutre de chargement est modélisée par un comportement linéaire élastique dont les propriétés sont celles de l'acier. L'acier d'armature cependant est modélisé par une loi parfaitement élasto-plastique avec une limite élastique f_y égale à 306 MPa alors que la résistance en compression du béton est égale à 25 MPa [3].

Le sol est modélisé par la loi de Mohr-Coulomb. Cette loi nécessite l'entrée du module d'élasticité, du coefficient de Poisson, de l'angle de friction interne et de la cohésion. En absence des valeurs expérimentales des sols in-situ, plusieurs analyses ont été réalisées avec différentes valeurs de paramètres du sol. Les propriétés choisies correspondent à celles des sols bien compactés et résistants. Le Tableau 5.1 présente les différentes propriétés utilisées dans les modèles.

Tableau 5.1 : Paramètres considérés dans l'étude paramétrique

Matériau #	Paramètres pour la loi de Mohr-Coulomb				
	Densité γ (kN/m ³)	Module d'élasticité E (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Angle de friction ϕ (deg.)	Cohésion c (kPa)
1	22	150	0.3	30	1.0
2	24	150	0.3	30	1.0
3	20	150	0.3	30	1.0
4	22	100	0.3	30	1.0
5	22	50	0.3	30	1.0
6	22	250	0.3	30	1.0
7	22	150	0.3	25	1.0
8	22	150	0.3	35	1.0

5.5 RÉSULTATS DE L'ANALYSE

Plusieurs analyses, dans lesquelles les propriétés du sol varient, ont été réalisées avec un modèle similaire à celui utilisé durant l'étude des essais [3]. Pour tous les sols étudiés, il a été impossible d'obtenir un comportement ductile comme celui observé durant l'essai. Seule la prise en compte d'armatures réelles, en éléments de solides, permet d'obtenir un comportement en charge et en ductilité se rapprochant du comportement observé, comme illustré sur la Figure 5.4. L'analyse a été arrêtée à une flèche d'environ 80 mm. La Figure 5.5 et la Figure 5.6 présentent l'état de fissuration à une charge totale de 2350 kN et à une flèche de 36 mm. Pour les analyses, les résultats obtenus sur la tranche ont été multipliés par le ratio des largeurs du pont et de la tranche considérée dans les analyses.

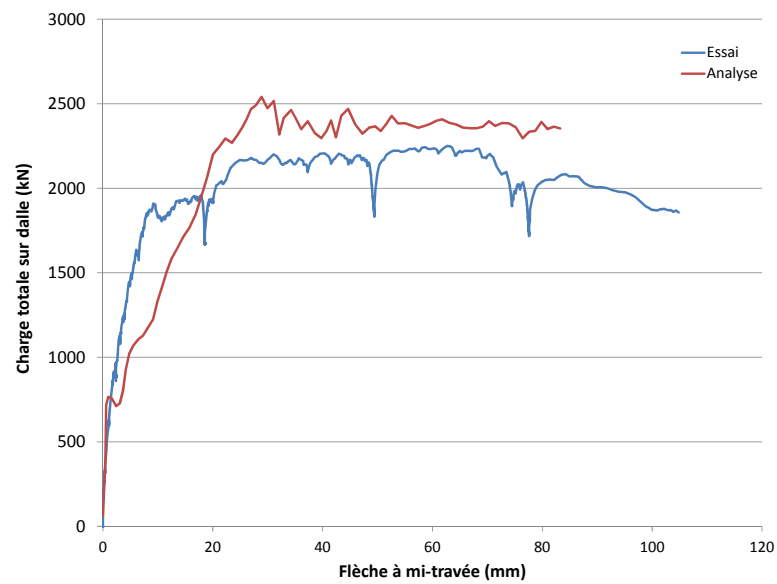


Figure 5.4 : Comportement comparé à la courbe expérimentale.

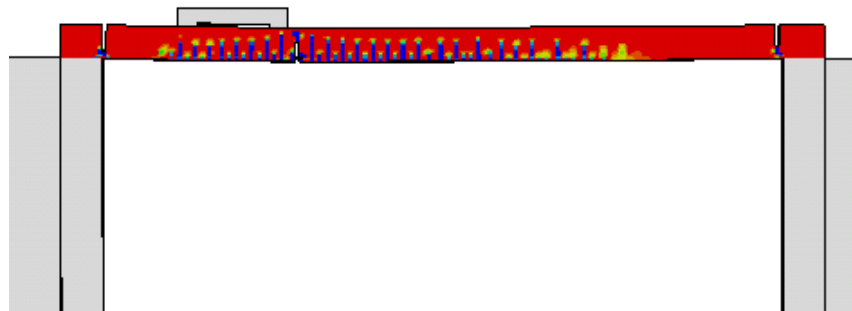


Figure 5.5 : La fissuration de la dalle

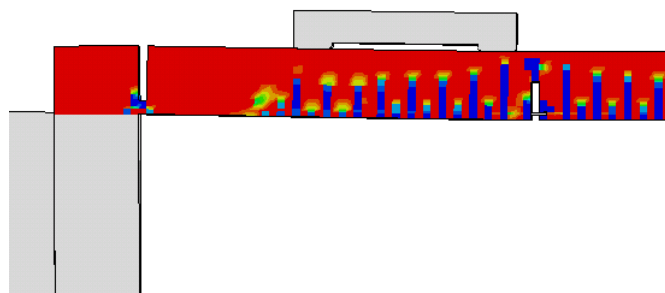


Figure 5.6 : Vue rapprochée de la fissuration de la dalle

Pour les analyses il n'a pas été jugé nécessaire de reproduire exactement la réponse réelle du pont. En effet, le pont de Grantham avait un béton dont l'état visuel, et donc la résistance, variait grandement. De plus, la composition du sol dernière était inconnue. Toutefois ce que les analyses illustrent clairement est que :

- la rigidité initiale, directement associable à la retenue apportée par le remblai, est bien représentée;
- la modélisation d'une culée d'épaisseur constante et moins massive que la culée réelle ainsi qu'un remblai probablement moins rigide dans l'analyse que les conditions in situ expliquent la perte de rigidité plus importante dans la simulation que mesurée lors des essais;
- une fois la fissuration au droit des culées en en travée bien établies, tant dans le modèle que lors des essais, le pont ne présentait plus aucune rigidité de sorte que l'effet d'arc et la force de compression associée développés dans la dalle avant la formation des rotules avaient complètement disparus;
- la charge a pu être maintenue uniquement due à la déformation plastique en cisaillement des armatures de flexion ancrées dans les extrémités de la dalle.

L'effet de goujon amené par le cisaillement des barres d'armatures, négligé en travée dans les dalles vue l'absence d'étriers, s'avère prépondérant au niveau de la culée. Ne pas le considérer est sécuritaire alors que le prendre en considération dans les analyses améliore la qualité du résultat du modèle.

La contribution du sol peut être observée plus clairement en amplifiant les déplacements par 10. La Figure 5.7 présente la déformée et la déformation plastique du sol au même niveau de charge. Les ouvertures de fissures obtenues des analyses correspondent avec les observations in situ montrées sur la Figure 5.8.

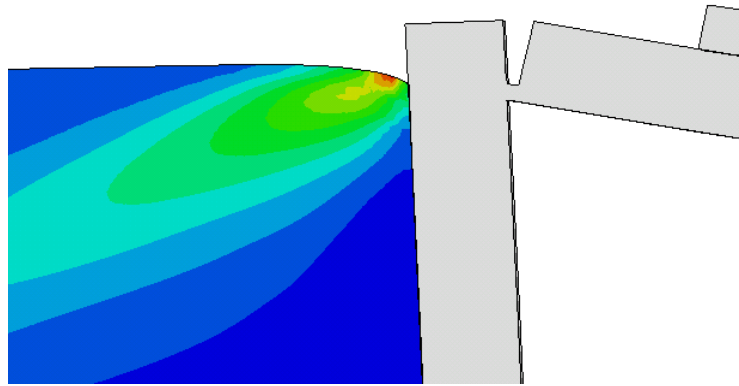


Figure 5.7 : La déformée amplifiée par 10 et la déformation plastique du sol.



a) Ouverture de la fissure à la culée

b) Ouvertures des fissures en travée

Figure 5.8 : Observations in situ.

5.6 DISCUSSION SUR LES RÉSULTATS

Les analyses numériques présentées dans ce chapitre ont permis de bien reproduire le comportement obtenu durant l'essai, tant pour la rigidité initiale que pour la ductilité présentée par la dalle malgré la présence de fissures importantes. Comme l'objectif de l'étude était de démontrer le rôle joué par le sol, seule une tranche de la dalle a été modélisée. Ceci explique que le comportement complet n'a pas été parfaitement

reproduit. Cependant, le rôle des deux paramètres importants a été mis en évidence : la rigidité du sol et la ductilité des armatures de flexion.

En absence d'informations sur les propriétés réelles du sol, les hypothèses adoptées se sont avérées suffisamment réalistes, notamment pour représenter la rigidité initiale du pont. Les analyses réalisées pour le pont de Grantham [3] reproduites sur la Figure 1.3b, ont clairement indiqué que la rigidité initiale dépendait de la retenue offerte par les fondations. Dans cette étude, ni la culée et ni le sol n'avaient été modélisés complètement alors que la présente étude, la fondation a été modélisée sur toute sa hauteur. L'utilisation de propriétés raisonnables conduit à des résultats réalistes. On peut donc conclure que la culée et le sol offrent une retenue suffisamment rigide pour développer dans la dalle un effort axial de compression comme il pourrait s'en développer pour un cadre rigide. Ainsi, pour les ponts présentant un contact béton-béton avec des armatures assurant le lien entre la dalle et les culées, il est adéquat de supposer que l'ensemble se comporte comme un cadre rigide en service ainsi qu'aux charges pondérées.

Une fois que la fissuration s'est développée dans la dalle au droit de la culée et en travée (Figure 5.8), il y a eu la formation d'un mécanisme, caractérisée par une rigidité quasi nulle. Ce comportement n'avait pu être expliqué dans l'étude précédente en faisant des hypothèses usuelles pour la dalle ou pour le remblai. Toutefois la modélisation de l'armature de manière discrète avec des éléments de solides a permis de modéliser l'effet de goujon. Ce mécanisme permet d'éviter la rupture complète de la dalle et confère la ductilité observée lors des essais.

L'analyse montre que pour ce pont, la ductilité provient de la dalle et non du sol situé derrière la culée. Cette conclusion est rassurante pour l'évaluation des ponts existants car la considération des propriétés réelles du sol ajouterait beaucoup de complexités aux calculs, non seulement au niveau des données à obtenir in situ mais également à la prise en compte de la grande variabilité des propriétés des sols des ouvrages existants.

5.7 CONCLUSIONS

Les analyses qui ont été réalisées pour l'étude du comportement des ponts de type dalle épaisse de petit gabarit pour lesquels la dalle est appuyée directement sur la culée, permettent de conclure que l'on peut considérer l'effet favorable de la culée et du sol pour l'évaluation afin de prendre en considération la retenue latérale qu'ils offrent à la dalle. Toutefois, il n'est pas nécessaire de caractériser le sol, l'utilisation de propriétés raisonnables et conservatrice pour les matériaux granulaires compactés s'est avérée suffisante dans le cas considéré.

6 APPLICATION À UN CADRE RIGIDE

6.1 INTRODUCTION

Le chapitre précédent ainsi que le rapport sur le pont de Grantham [3] ont illustré que le remblai et la culée offraient une restrainte horizontale aux dalles appuyées directement sur la culée. Les analyses réalisées jusqu'ici n'ont pas quantifié l'apport relatif de la culée et du remblai à cette retenue latérale.

Dans ce chapitre, le comportement d'un pont de type cadre rigide est étudié en considérant l'interaction sol-structure, en particulier les effets de la rigidité relative du sol et de la culée sur l'effort axial qui se développe dans la dalle.

La structure choisie est un cadre rigide dont la portée nette est de 8.5 m, avec une hauteur totale de 4.5 m. L'épaisseur de la dalle est variable, soit 350 mm au centre de la travée et 700 mm à la face intérieure des béquilles. Les béquilles ont une épaisseur de 400 mm à la base.

6.2 MODÈLE ÉLÉMENTS FINIS

Le modèle éléments finis représente une tranche en déformations planes de 100 mm de largeur. La considération de la symétrie de la structure permet de modéliser uniquement la moitié du pont à l'aide des conditions frontières.

Le remblai est modélisé par un grand bloc de sol dont la hauteur est prise égale à celle de l'ouvrage. La longueur du massif de sol est choisie suffisamment grande afin que les conditions limites à l'extrémité du modèle n'affectent pas le comportement de l'ouvrage.



Figure 6.1 : Le modèle de portique, incluant le sol.

La structure réelle, servant de référence à ce modèle, contient des fondations profondes. Trois conditions d'appui extrêmes, illustrées sur la Figure 6.2, sont étudiées

pour la semelle. Dans les trois cas, les déplacements verticaux sont parfaitement bloqués à la base de la culée.

- A. Déplacement horizontal et rotation bloqués à la base des culées. Cette condition représente une rigidité horizontale très élevée due à la présence des pieux. Selon les types de sols et des pieux, ceci peut être une hypothèse acceptable dans certaines situations. Ceci représente également une fondation sur roc.
- B. Déplacement horizontal libre et rotation bloquée. Ceci correspond à la condition où les pieux sont considérés comme très flexibles horizontalement.
- C. Déplacement horizontal et rotation libres. Dans cette condition extrême, la fondation est considérée flexible avec une possibilité de rotation. Tout l'effort horizontal doit donc être repris par le sol.

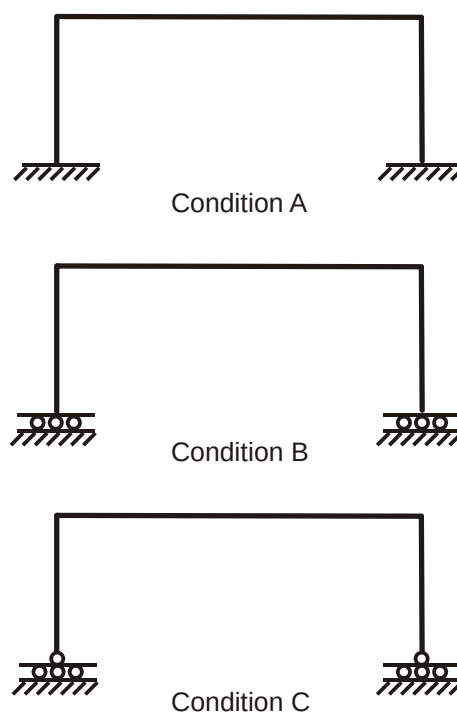


Figure 6.2 : Conditions d'appui des semelles.

6.3 MATÉRIAUX

L'ouvrage est modélisé avec un béton linéaire élastique qui permet de se comparer aux méthodes de dimensionnement classiques. Le sol est modélisé de façon identique à l'exemple du chapitre précédent tel qu'indiqué au Tableau 6.1.

Tableau 6.1 : Paramètres du sol considérés dans l'étude paramétrique

Matériau #	Paramètres pour la loi de Mohr-Coulomb				
	Densité γ (kN/m ³)	Module d'élasticité E (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Angle de friction ϕ (deg.)	Cohésion c (kPa)
8	22	150	0.3	35	1.0

6.4 RÉSULTATS DE L'ANALYSE

Le comportement du pont est étudié pour les trois conditions frontières mentionnées précédemment pour la culée. Chaque condition frontière sollicite différemment le sol et modifie ainsi les efforts dans la structure. À des fins de comparaison, le comportement est comparé pour une flèche de 50 mm imposée à mi-portée de la structure, après l'application du poids propre. Les trois cas sont comparés aux analyses avec les mêmes conditions frontières, en absence et en présence du sol. Deux effets sont étudiés pour chaque cas : (1) l'effort tranchant vertical à l'extrémité de la dalle et (2) la force axiale dans la dalle. L'imposition d'un déplacement à mi-travée et le calcul des efforts intérieurs permet de déterminer la rigidité de l'ouvrage.

Dans le cas A avec l'encastrement à la base de la paroi (Figure 6.3), très peu de variation de la rigidité de la structure (environ 2000 kN/m) est observée pour l'effort tranchant et la force axiale. Cela indique qu'avec une structure très rigide le sol a peu d'effet sur le comportement de celle-ci et que l'essentiel des efforts internes est transmis directement aux fondations.

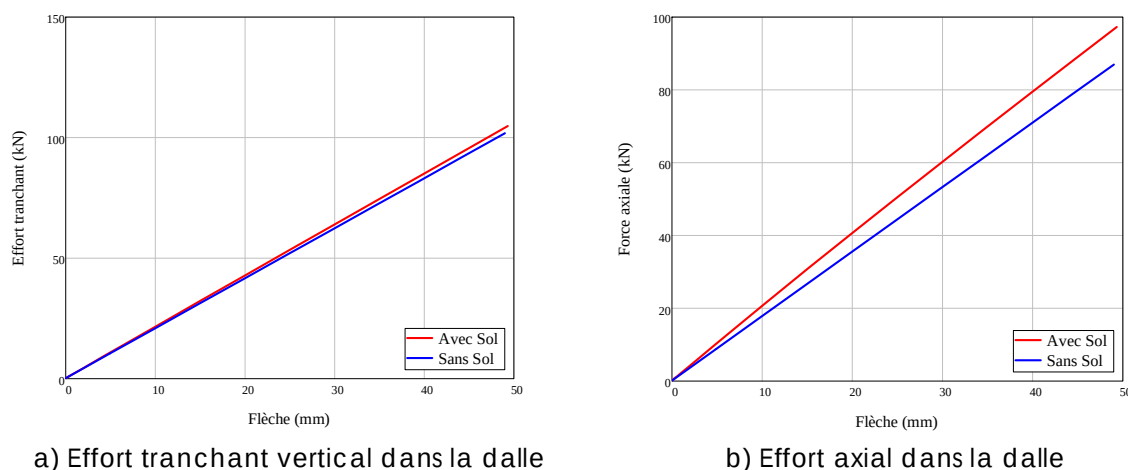


Figure 6.3 : Effet du sol dans le cas A encasturé

Dans le cas B pour lequel le mouvement latéral de la fondation est permis mais les rotations bloquées (Figure 6.4), on observe un effet important de la rigidité de la structure sous la charge verticale. La force axiale se développe d'une façon importante en présence du sol, et peu en son absence. La force axiale dans la dalle diminue de façon significative par rapport au cas A. La flexibilité des pieux a donc un effet sur la force axiale qui peut se développer dans la dalle. La rigidité verticale est également affectée dans le cas avec sol. Le cas sans restrainte horizontale et sans sol est une condition limite, le système structural devenant instable.

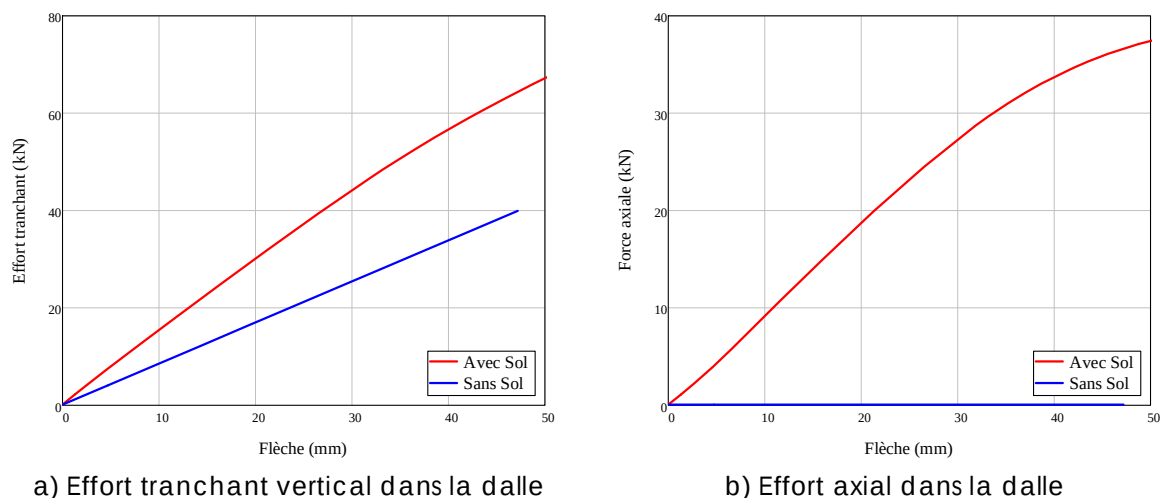


Figure 6.4 : Effet du sol dans le cas B, mouvement horizontal des semelles permis

Le cas C, pour une semelle se comportant comme une rotule sans restriction horizontale (Figure 6.5), correspond à une limite extrême s'apparentant davantage à un ouvrage souple qu'à une structure rigide. L'effet du sol devient beaucoup plus important, la déformation de la structure entraîne une réaction du sol qui améliore la résistance de la structure.

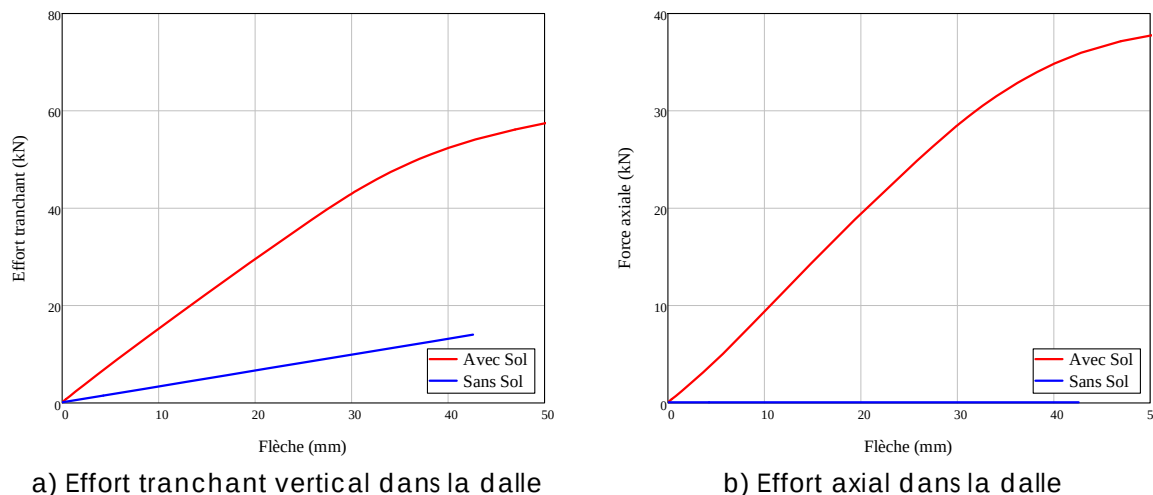


Figure 6.5 : Effet du sol dans le cas C, rotule à la base du mur

L'effort tranchant vertical, obtenu des trois cas, met en évidence une perte de rigidité verticale avec la réduction de la restriction horizontale à sa base, avec ou sans présence du sol. La rigidité horizontale diminue également d'une façon importante avec la réduction des conditions de retenue horizontale à la base du cadre rigide. Les cas sans sols et sans retenue horizontale représentent des cas limites analytiques qui deviennent des mécanismes.

6.5 CONCLUSIONS

Le fait de prendre en considération la présence du remblai derrière la culée augmente de façon importante la rigidité de la structure et introduit un effort axial dans la dalle. La contribution relative du sol devient plus importante pour des fondations flexibles.

7 CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE

7.1 SOMMAIRE

Le présent rapport avait comme objectif de revoir les propriétés des sols dans le but de considérer la présence du sol dans la modélisation par éléments finis. Les propriétés physiques ont été discutées au chapitre 2.

Le chapitre 3 a relaté le degré de raffinement du calcul numérique de l'interaction sol-structure lorsque des propriétés locales (éléments de ressorts) ou globales (éléments de solides) sont utilisées pour modéliser le sol.

Le chapitre 4 a présenté les différences entre l'approche classique de l'étude géotechnique et l'approche par éléments finis. Il a été mis en évidence que l'utilisation des éléments finis permet d'avoir une compréhension approfondie du comportement des sols. Il a été mentionné qu'il est également possible, à l'aide de cet outil, de modéliser la variabilité géométrique des sols et des structures sans restriction par les équations fournies par l'approche classique. À partir d'une révision des notions de base d'une loi plastique, les deux lois constitutives les plus couramment utilisées pour simuler le comportement des sols ont été présentées : la loi de Mohr-Coulomb et celle de Drucker-Prager. Les méthodes de calibration par rapport aux essais expérimentaux pour chacune de ces lois ont été discutées. Les forces et des faiblesses de chaque loi ont été mises en évidence alors qu'il est souligné que le choix de la loi pour la modélisation du sol doit être fait à partir des observations proposées.

Le chapitre 5 a présenté le cas d'un pont étudié dans un projet précédent et permet de modifier les conclusions de celui-ci. En effet, pour les ponts existants de petit gabarit, les analyses ont montré que le remblai et les culées massives contribuent de manière importante au le comportement de ces ouvrages en permettant de développer une charge axiale dans la dalle pour les charges pondérées. Toutefois, à l'approche de la condition ultime où les rotules plastiques se forment, l'importance relative du remblai et des culées sur la résistance s'estompe. À ce stade très avancé de chargement, la déformation plastique en cisaillement des armatures ancrées dans l'extrémité de la dalle, appelé effet de goujon, contribue à conserver la ductilité de l'ouvrage mais sans apporter de rigidité additionnelle.

Le chapitre 6 a illustré l'effet des remblais sur la rigidité des cadres rigides. Pour l'exemple choisi, la présence du sol est peu importante lorsque les conditions de retenue s'approchent de l'encastrement, ce qui est le cas de la majorité des petits cadres rigides à dalle épaisse.

Il convient enfin de souligner la contribution des éléments finis pour le calcul des ouvrages et de l'importance relative qu'on doit lui apporter. En effet, cette méthode

d'analyse est un outil d'aide à la décision et non pas d'une représentation juste et complète de la réalité. Le sol comporte une grande variabilité dans ses caractéristiques. Il est impossible de reproduire en détail l'ensemble de son comportement. Une bonne modélisation doit prendre en considération les phénomènes importants et le choix de ces critères doit être basé sur le jugement de l'ingénieur.

7.2 RECOMMANDATIONS

Pour l'évaluation des structures rigides en béton armé de petit gabarit avec des culées massives, l'effet du sol est de moindre importance que celui des culées. Il peut donc être négligé. S'il devait être considéré, les cas considérés dans cette étude indiquent qu'il n'est pas nécessaire de caractériser le sol et que l'adoption de propriétés linéaires s'avère justifié.

Pour les structures plus complexes, il est recommandé de faire une analyse par éléments finis plutôt qu'une analyse de type cadre rigide, afin de bien reproduire l'interaction sol-structure. Dans la majorité des cas, les analyses linéaires suffisent. Toutefois, la disponibilité des modèles numériques performants pour les sols et pour le béton permettent d'envisager la réalisation d'analyses plus poussées pour les cas les plus complexes.

RÉFÉRENCES

1. Massicotte, B. et Yildiz, E. 2008. Étude comparative des méthodes d'évaluation traditionnelles et non-linéaires pour les ponts à dalle épaisse. Rapport SR08-01, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
2. Massicotte, B. Conciatori, D., Cossette, G., Yildiz, E., BenFtima, M. et Rochon-Massicotte, G. 2011. Étude du comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-04662. Rapport SR09-02, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
3. Massicotte, B. et Conciatori, D. 2012. Étude du comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-02282. Rapport SR11-01, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
4. ABAQUS, 2011. *Analysis User's Manual Version 6.11-1*, Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.
5. Massicotte, B., Ben Ftima, M., Nour, A., Yildiz, E., Conciatori, D. 2012. Implementation of a validation procedure for using numerical models in concrete structure design and assessment. Invited paper. SSCS2012, Aix-en-Provence, France, May 29-June 1st.
6. Ben Ftima, M., Massicotte, B. 2014. Utilization of nonlinear finite elements for the design and assessment of large concrete structures – Part I: Calibration and validation. ASCE J. of Struc. Eng.
7. Holtz, R.D, Kovacks, W.D., Lafleur, J. Introduction à la géotechnique. 2010, École Polytechnique de Montréal, Canada
8. Bowles, J.E., 1996. Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill Companies, Inc., É.U.
9. Plumey. S. 2007. Interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes. Thèse de doctorat, EPFL, Suisse.
10. Helwany, Sam, 2007. Applied Soil Mechanics with Abaqus Applications. John Wiley & Sons Inc., Hoboken, New Jersey, USA.
11. Notes de cours, 2011. Analysis of geotechnical problems with Abaqus. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.

-
12. Massicotte, B., Nour, A., BenFtima, M. et Yildiz, E. A. 2011. EPM3D – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures – Version 3.0. Rapport SR11-05, École Polytechnique de Montréal.