Les fondations au rocher de grands viaducs : l'apport de la méthode des éléments distincts

Xavier Rachez

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

THÈSE DE DOCTORAT

Spécialité : Géotechnique

présentée par

Xavier RACHEZ

pour obtenir le titre de Docteur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

sur le sujet

LES FONDATIONS AU ROCHER DE GRANDS VIADUCS : L'APPORT DE LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS DISTINCTS

soutenue le 10 janvier 1997 devant le jury composé de Messieurs :

Roger COJEAN	**Président du Jury**
Peter EGGER	**Rapporteur**
Jack-Pierre PIGUET	**Rapporteur**
Roger FRANK	**Directeur de Thèse**
Jean-Louis DURVILLE	**Examinateur**
Marc PANET	**Examinateur**

X

Avant-propos

Je tiens à remercier sincèrement tous ceux qui ont contribué, de près ou loin, à l'élaboration de cette thèse.

13

Résumé

A l'opposé du dimensionnement de fondations d'ouvrages sur les sols, régi par des règles de calcul validées, le dimensionnement de fondations au rocher est mal maîtrisé. Jusqu'à présent, ceci n'a pas posé de problème majeur, car le dimensionnement de fondations se trouvait plutôt limité par la résistance du béton que par celle du massif rocheux. Mais la construction d'ouvrages d'art de plus en plus majestueux nécessite aujourd'hui une meilleure connaissance de ce domaine de la mécanique des roches.

La première partie recense les méthodes les mieux adaptées pour déterminer la déformabilité et la résistance d'un massif rocheux. Elle présente les différentes méthodes de dimensionnement de fondations superficielle et semi-profonde au rocher. Enfin, elle analyse les textes réglementaires français et étrangers. Il existe peu de méthodes de dimensionnement de fondations qui tiennent compte du caractère discontinu des massifs rocheux ; le cas de fondations soumises à des efforts latéraux et à des moments renversants n'est quasiment pas traité.

La deuxième partie consiste en l'analyse numérique du comportement de fondations superficielle et semi-profonde sur massif rocheux à l'aide du code de calcul par éléments distincts UDEC. Les résultats montrent que les discontinuités du massif rocheux ont un rôle primordial sur le comportement sous effort incliné de fondations semi-profondes. Selon leur pendage, les discontinuités peuvent diminuer considérablement la charge limite admissible. Quelques modèles analytiques simples à peu de blocs sont ensuite proposés, afin d'estimer - pour un dimensionnement préliminaire - la charge limite de rupture d'un puits marocain sous effort latéral. Les résultats numériques obtenus sont bidimensionnels; les résultats tridimensionnels peuvent être estimés à l'aide de coefficients de transfert 2D/3D, qu'il serait intéressant de vérifier à l'aide d'un code de calcul par éléments distincts tridimensionnel. Enfin, il serait nécessaire de valider les résultats de modélisation numérique sur un site réel.

Mots - clés : mécanique des roches - fondation - effort latéral - discontinuités - éléments distincts - UDEC - modélisation - mode de rupture

Abstract

Rock Foundations of Heavy Bridges
Contribution of the Distinct Element Method

The rock foundation design is not as well known as the soil foundation design. It has not been such a problem until today, as the foundation design was limited by the strength of concrete more than rock mass. But larger and larger structures are being built, that appoint for more investigations in this field of rock mechanics.

The first part of this work includes a catalogue of the different methods adapted to determine the deformability and resistance of a rock mass. It also presents the methods to design rock foundations. It eventually analyses the French designing norms and standards and the ones of the English-speaking countries. It turns out that few rock foundation design methods exist, which take into account the rock mass joints. The case of foundations submitted to lateral loads and to overturning moments is not thoroughly studied.

The second part consists of the numerical analysis of rock foundations with the distinct element code UDEC on a flat surface or on a slope. The results show that the rock joints influence greatly the behaviour of deep foundations under inclined loads. According to their dip, the joints may diminish considerably the limit lateral load. Some analytical models with few blocks are then proposed, in order to estimate - for a preliminary design - the limit lateral failure load of a pier foundation. The numerical results obtained are two dimensional, the three dimensional results can be estimated by 2D/3D transposition factors. It would be interesting to verify these factors with a three dimensional distinct element code. The results of the numerical modelization should be checked on a real test site.

Key Words : rock mechanics - foundation - lateral load - rock joints - distinct element method - UDEC - failure mode

Zusammenfassung

Im Gegensatz zur Dimensionierung von Mauerwerken im Boden, stellt die Dimensionierung im Fels ein unbeherrschtetes Gebiet der Gebirgsmechanic dar. Bis heute war es kein Problem, da die Modellierung mehr auf die Festigkeit des Betons stieß als auf die des Felsenblockes. Heute werden immer größere Bauwerke gebaut, die eine bessere Kenntnis dieses Gebiet der Gebirgsmechanic erforden.

Im ersten Teil werden die geeignetsten Verfahren zur Bestimmung der Steifigkeit und Deformierbarkeit eines Felsengesteines dargestellt. Die unterschiedlichen Verfahren zur Dimensionierung von Mauerwerken werden vorgestellt. Schließlich werden die französischen und ausländischen Vorschriften in diesem Bereich analysiert. In nur wenigen dieser Verfahren werden die Diskontinuitäten der Blockstruktur in Anspruch genommen. Der Fall von Mauerwerken, die seitliche Beanspruchungen ausgesetzt werden, sowie gestüzte Momenten, wird nicht behandelt.

Der zweite Teil besteht in einer numerischen Analyse des Bauwerkes im Felsengestein durch den Verfahren der Distinkten Elemente UDEC. Die Ergebnisse zeigen, daß die Diskontinuitäten einen erheblichen Einfluß haben auf das Verhalten von schräg gestellten Felsenblöcken. Je nach Richtung der Diskontinuitäten, können diese die erlaubte Höchstbelastung herabsetzen. Einige einfache analytische Modelle mit wenigen Blöcken werden dann vorgeschlagen, um die Höchstbelastung zu bestimmen. Die numerischen Ergebnisse sind bidimensional. Die dreidimensionalen Ergenisse können durch die Nutzung von 2D-3D Umschriftungsfaktoren bestimmt werden. Es wäre sinnvoll diese Faktoren zu überprüfen mit einem dreidimensionalen Verfahren. Schließlich wäre es nötig die Ergebnisse der numerische Modellierung durch Versuche bestätigen zu können.

Sommaire

Introduction

Les fondations d'ouvrages sur les sols, qu'elles soient superficielles ou profondes, font l'objet d'études depuis très longtemps et sont maintenant régies par des règles de calcul validées sur de nombreux sites. Dans le domaine rocheux a prévalu jusqu'à ces dernières années, l'idée qu'il n'y avait guère de problème de tassement ou de stabilité, sauf pour des appuis sur versant pouvant glisser sur un plan à pendage aval. La majorité des roches saines ayant une résistance suffisamment élevée, le dimensionnement des fondations d'ouvrage était limité par la résistance du béton plutôt que par celle de la roche. Mais l'augmentation des charges apportées par les fondations de centrales nucléaires, ou de viaducs à grande portée, a conduit à accorder une plus grande attention aux fondations sur massifs rocheux, et à vérifier notamment que les critères de stabilité, de tassements différentiels et de charges limites admissibles étaient satisfaits.

Tout ingénieur confronté à un tel problème de fondation se heurte à la carence de livres de référence et donc, par là même, de méthodes de dimensionnement acceptées par tous. Les cinq tomes d'un des derniers recueils de Mécanique des Roches, le "Comprehensive Rock Engineering" de John A. Hudson (1993), écrit par de grands spécialistes (E.T. Brown, C. Fairhurst, E. Hoek, etc.), ne comporte même pas de chapitre spécifique aux fondations sur rocher.

Dans son livre "La Mécanique des Roches" (1967), J.A. Talobre s'est penché sur la capacité portante des fondations et a évoqué les différents types de fondations conçues à l'époque. Les ouvrages "Rock Mechanics and Engineering" de Charles Jaeger (1972), "Rock Mechanics" de Walter Wittke (1990) traitent du cas des fondations de barrages poids.

Rares sont les auteurs qui approfondissent l'étude des fondations sur massif rocheux. Nous citerons quatre ouvrages :

- "Rock Engineering and Applications" de John Franklin & Maurice Dusseault (1991),

- "Introduction to Rock Mechanics" de Richard Goodman (1989),
- "La Mécanique des Roches Appliquées aux Ouvrages du Génie Civil" de Marc Panet (1976),

qui traitent le problème en un chapitre et :

- "Foundations on Rock" de Duncan Wyllie (1992),

qui, comme son nom l'indique, est totalement consacré à l'étude des fondations au rocher.

Enfin, dans le domaine normatif, les règles de calcul telles que le Fascicule 62-Titre V du Cahier des Clauses Techniques Générales (1993) ou l'Eurocode 7 (1994) ne traitent que très partiellement le cas des fondations au rocher. De plus, les analyses qui y sont menées sont principalement issues de la Mécanique des Sols, et elles ne mettent guère en garde, par exemple, contre une éventuelle rupture le long d'une famille de discontinuités.

La travail présenté dans ce mémoire se rapporte à l'étude des déformations et des modes de rupture de fondations de viaducs sur massifs rocheux fracturés, soumises aux poids des piles et des tabliers, aux efforts latéraux dus au vent, ou encore aux efforts pendant la phase de construction. C'est un travail de type numérique que nous avons principalement effectué à l'aide d'un code de calcul par éléments distincts, afin de prendre en compte le rôle essentiel des discontinuités. C'est en effet l'influence des caractéristiques géométriques et mécaniques des discontinuités qu'il nous a paru très utile d'étudier, les errements habituels négligeant bien souvent ces paramètres. Les modèles que nous avons utilisés, formés de blocs souvent rigides limités par des familles de discontinuités géométriquement idéalisées, permettent d'analyser le comportement discontinu de ces massifs rocheux fracturés. Dans ce cadre, nous n'avons pas étudié certains aspects délicats des fondations au rocher liés notamment aux terrains karstiques ou à l'altération variable du rocher.

Cette recherche est divisée en deux parties.

La partie A est consacrée à une synthèse bibliographique. Dans le chapitre I sont rappelées succinctement les différentes propriétés mécaniques des massifs rocheux. Le chapitre II s'articule autour des différentes méthodes de dimensionnement de fondations au rocher. Le chapitre III expose la réglementation française et étrangère, et donne un aperçu de la pratique de la construction actuelle en France.

La partie B présente l'apport de la méthode des éléments distincts sur le dimensionnement de fondations au rocher. Le chapitre IV décrit le logiciel UDEC utilisé et explique la démarche suivie dans les différents modèles numériques. Nous avons voulu traiter les types de fondations les plus classiques, réalisées sur des terrains horizontaux ou légèrement en pente, et sur versants. Il s'ensuit donc quatre chapitres où sont traités successivement des problèmes de :

- fondations superficielles sur terrains horizontaux (chapitre V),
- fondations semi-profondes sur terrains horizontaux (chapitre VI),
- fondations semi-profondes sur versants (chapitre VII),
- fondations superficielles sur versants (chapitre VIII).

Dans ces quatre chapitres, nous étudions principalement le comportement de fondations soumises à une charge normale, un effort latéral et un moment renversant. Nous nous sommes placés dans le cas défavorable, où le rapport entre la dimension caractéristique de la fondation et l'espacement des discontinuités varie de un à cinq environ, donc dans un cas où une méthode par homogénéisation n'aurait pas été adaptée. Nous n'avons pas abordé le renforcement du massif rocheux sous la fondation par ancrages passifs ou actifs.

Dans le chapitre IX, après avoir introduit le délicat problème du passage "tridimensionnel / bidimensionnel", nous comparons les comportements d'une fondation superficielle et d'un puits marocain.

A partir des modes de rupture de puits marocains dévoilés par la méthode des éléments distincts, nous essayons d'élaborer dans le chapitre X des modèles simples, afin d'estimer les charges limites de rupture.

Enfin, nous synthétisons dans la conclusion générale les différents résultats obtenus.

Chapitre O

Description quantitative d'un massif rocheux
Les types de fondations et leurs problèmes spécifiques

Ce chapitre 0 a pour but d'expliquer les termes clefs de la recherche effectuée dans cette thèse. Dans un premier temps, nous décrirons ce qu'est un massif rocheux et quels sont les problèmes de génie civil qui y sont liés. Dans un second temps, nous présenterons les différents types de fondation, analyserons les spécifités des fondations de ponts et recenserons les problèmes que peuvent poser les fondations au rocher.

0.1. La description des massifs rocheux

Pour expliquer ce qu'est un massif rocheux, il faut le décrire selon les différentes échelles d'observation. Nous présenterons ensuite une des principales particularités des massifs rocheux : leur caractère discontinu dû aux réseaux de fractures les découpant.

0.1.a Le massif rocheux à différentes échelles

A l'état naturel, les massifs rocheux présentent des défauts de différentes origines et échelles (Houpert, 1989).

Les plus petits défauts proviennent de la structure cristalline des composants minéralogiques, leur effet se mesure à l'échelle de l'angström. Les défauts plus importants sont les microfissures, les pores dans les cristaux ; leur taille est millimétrique et leur effet se mesure sur des échantillons de quelques centimètres.

A une échelle plus importante, on parlera plus généralement de discontinuités. Le terme de discontinuités englobe de nombreux types de surfaces rocheuses, caractérisées par leur histoire géologique :

- les réseaux syngénétiques de discontinuités rocheuses, apparus lors de la formation de la roche, tels que la stratification d'une roche sédimentaire ou bien la foliation d'une roche métamorphique. Ce sont de réelles zones de faiblesse du massif ; leur effet se fait ressentir dans des blocs de quelques dm^3 à plusieurs m^3. Ces discontinuités possèdent une certaine cohésion grâce aux cristaux en contact et ce sont ces discontinuités qui déterminent principalement l'anisotropie d'une roche fracturée (Fadeev, 1990).
- les fissures et failles postgénétiques, apparues après la formation de la roche, dont la taille varie de quelques dm^3 à plusieurs centaines de m^3. Ces discontinuités sont caractérisées par leur extension, leur aspect (état de surface), leur épaisseur, la nature de leur remplissage (s'il existe), leur position, orientation et densité.

Le croquis 0.1 regroupe les différentes échelles d'un massif rocheux.

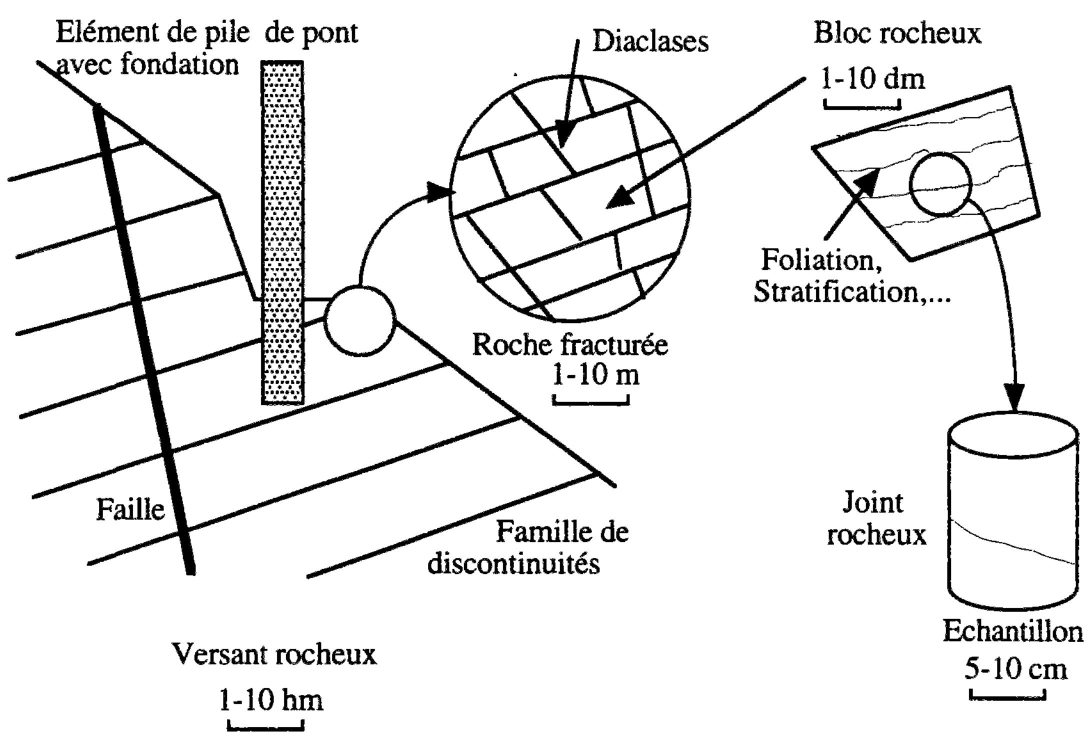


Fig. 0.1: Le massif rocheux à différentes échelles

Selon l'échelle d'observation de la roche, et donc du type de défaut présent, on parlera de :

- la matrice rocheuse (échelle décimétrique), ou roche intacte, provenant de l'anglais "intact rock", terme souvent employé à l'échelle de l'échantillon de laboratoire,
- le bloc rocheux (échelle décimétrique à métrique),

- la roche fracturée (échelle métrique),
- le massif rocheux (échelle supérieure).

0.1.b Le caractère discontinu d'un massif rocheux et sa modélisation

Les discontinuités constituent les zones de faiblesse du massif, ce sont elles qui déterminent essentiellement le comportement du massif rocheux : la rupture d'une roche se produit presque toujours suivant une discontinuité préexistante. Elles sont le chemin privilégié de l'écoulement de l'eau (Panet, 1976). Elles sont d'autant plus faibles que leur contrainte de confinement est petite (Rochet, 1990).

Les caractéristiques mécaniques (résistance, frottement, cohésion, ...) de la matrice rocheuse (par exemple un gneiss granitique : E_r = 60 GPa, cohésion = 2 MPa, ϕ = 40 °) sont souvent très supérieures à celles du massif fracturé. La matrice peut être assimilée à un milieu indéformable ; le massif rocheux est alors représenté par un assemblage de blocs indéformables, dont le comportement est régi par les contacts entre blocs.

La description du massif rocheux est menée à partir de la géologie structurale. Il est sûr que la prise en compte de toutes les discontinuités est impossible, et qu'il faut extraire de l'observation les familles des discontinuités qui jouent un rôle important dans le comportement du massif et de l'ouvrage. La modélisation du massif doit donc être réalisée en fonction de la nature du projet et de son échelle.

Si la densité de discontinuités est très grande en regard de la taille de l'ouvrage et que celles-ci ne privilégient pas un axe de rupture du massif sous les sollicitations de l'ouvrage, il est alors possible de modéliser le massif rocheux par un milieu continu équivalent, tenant compte des caractéristiques mécaniques de la matrice rocheuse et des discontinuités.

Si, par contre, il apparaît des plans de rupture possible le long des discontinuités, il est dangereux de modéliser le massif rocheux par un milieu continu équivalent, car l'existence de ces plans de rupture serait effacée et une information capitale du massif rocheux serait perdue. Il faut donc, dans ce cas, modéliser le massif rocheux par un ensemble de blocs dont l'assemblage tient compte des plans de rupture.

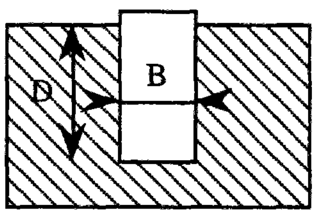
Le problème du dimensionnement d'une fondation au rocher réside dans la modélisation du massif et dans l'analyse du comportement potentiel (rupture) de cette fondation. C'est en terme de coût de construction, mais surtout de sécurité qu'il faut maîtriser cette difficulté.

0.2. Les types de fondation

Les fondations au rocher sont classées généralement en trois groupes :

- les fondations superficielles, sur semelle,
- les fondations semi-profondes, sur pieux (ou puits),
- les fondations avec ancrages.

On distingue conventionnellement (Fascicule 62, 1993) une fondation superficielle d'une fondation profonde par le rapport D/B, où D représente la profondeur d'encastrement dans la massif et B le diamètre de la fondation.



$D/B < 1{,}5$	fondation superficielle
$1{,}5 < D/B < 5$	fondation semi-profonde
$D/B > 5$	fondation profonde

0.2.a Les fondations sur semelle

Ce sont les plus répandues car les moins chères à réaliser.

Elles sont réalisées directement à la surface du massif. Une condition nécessaire est que le massif ait une capacité portante suffisante pour que les tassements de la fondation soient acceptables par l'édifice. Il arrive donc souvent que le terrain soit creusé de quelques mètres pour enlever les couches de matériaux inadaptés (rocher altéré par exemple). Si le rocher résistant est trop loin du profil topographique initial, ou si les fouilles présentent des risques d'instabilités évidentes, il faut alors recourir à une autre solution de fondation.

Pour des surfaces inclinées ou proches d'un dévers, des solutions de fondations sur semelle avec ancrage peuvent être envisagées pour satisfaire la condition de stabilité de l'ensemble.

0.2.b Les fondations avec ancrages

Elles sont utilisées par exemple dans les cas suivants :

- des forces, permanentes ou non, décollent la fondation (pression interstitielle de l'eau, effort latéral en haut d'une pile créant un moment renversant, etc.),
- la stabilité d'ensemble de la fondation doit être à assurée (construction sur ou proche d'un versant).

0.2.c Les fondations profondes et semi-profondes

Les fondations profondes (essentiellement les pieux) sont utilisées dans les cas suivants :

- les charges portant sur les fondations sont trop importantes par rapport à la résistance du terrain en surface, il faut donc aller chercher un matériau plus résistant en profondeur,
- la surface du rocher accessible à la fondation est trop réduite pour y réaliser des fondations superficielles,
- des efforts de soulèvement sont tels qu'ils interdisent la solution de fondation sur semelle.

Les fondations semi-profondes sont un intermédiaire entre les fondations superficielles et les fondations profondes. Il s'agit de pieux de faible longueur, de caissons, ou plus communément de puits marocains. Ces fondations sont largement utilisées comme fondations d'appuis de viaduc, de pylônes (électriques, remontées mécaniques, etc.), car elles offrent une grande résistance aux forces latérales. Creusées généralement à l'explosif, les fondations semi-profondes sont aussi adoptées dans le cas où les fondations profondes sont irréalisables (trépanage impossible à cause d'un rocher trop résistant, d'un site inaccessible par de gros engins, etc.). Bien qu'il n'existe pas de méthode de calcul propre aux fondations semi-profondes, celles-ci sont dimensionnées généralement comme les fondations profondes.

0.2.d Les fondations avec massifs renforcés

Dans le cas où le rocher en surface n'est pas assez résistant pour supporter la fondation, il arrive que l'on renforce le massif en y injectant du béton et/ou en posant des barres d'ancrages.

0.2.e Les spécificités des fondations de viaduc

Chaque fondation est adaptée au terrain, à l'architecture et à l'utilisation de l'édifice. Pour des bâtiments de taille moyenne, la fondation est généralement soumise à une charge normale, les efforts latéraux étant bien souvent négligeables. Pour des viaducs, le chargement est plus complexe : bien sûr, il y a la charge normale exercée par le poids propre du pont, mais il y a aussi une force latérale exercée par les pressions du tablier (dilatation thermique), par le trafic, etc., et l'effet d'un moment dû à l'action des vents sur le haut du tablier.

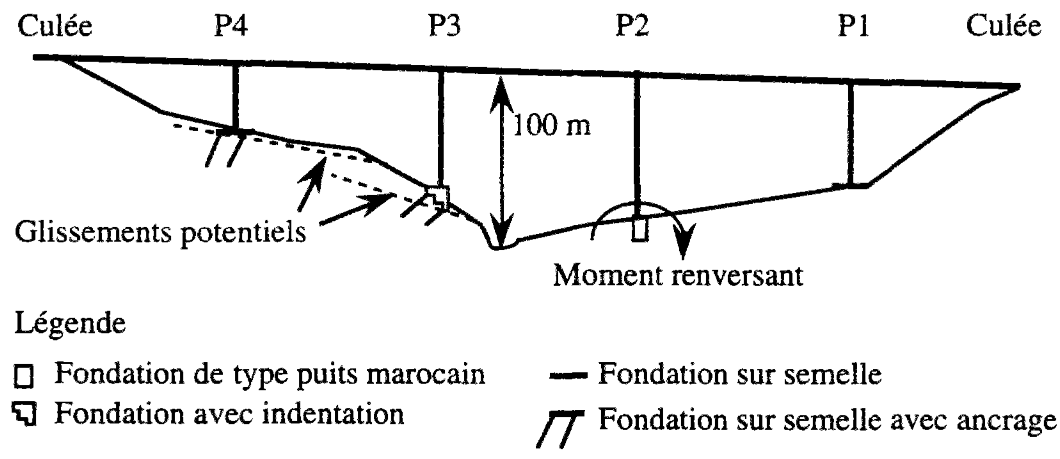


Fig. 0.2: Profil général d'un pont avec les différents types de fondations au rocher

Une des principales difficultés des fondations de viaduc à grande portée (c'est-à-dire des ponts culminant à plus de 100 m de hauteur et mesurant 400, voire 800 m de long) par rapport à des ouvrages plus classiques est la reprise des efforts latéraux et du moment déstabilisant. A titre d'exemple, la charge normale exercée sur chaque fondation d'un des appuis centraux du pont de Tanus sur le Viaur (RN88) s'élève à quelque 200 MN et le moment à reprendre en tête de semelle est de 1000 MN.m.

Une autre difficulté est que les déplacements différentiels post construction doivent rester très faibles. Un tassement différentiel de 5 mm sous une semelle de fondation de 10 m de diamètre engendre un déplacement en tête de 5 cm d'une pile de pont de 100 m de haut. Un tel déplacement annihilerait le rôle des joints de dilatation s'il était dans l'axe du tablier (AASHTO, 1989), et pourrait déstabiliser la pile du pont par excentration de son poids propre s'il était dans un axe perpendiculaire au tablier. Pour ce qui est des déplacements différentiels pendant la construction (qui sont les plus importants du fait de la fermeture des discontinuités rocheuses à la suite des premières mises en charge), le problème est moins grave car l'on peut corriger les déplacements pendant la construction des piles.

Comme le montre la figure précédente représentant un profil type de pont, les fondations des grandes piles de viaduc sont généralement profondes, alors que les fondations des culées sont superficielles (avec ancrage ou non). On retrouve donc les trois classes de fondation sur rocher, et donc par là même les différents problèmes liés à ces fondations au rocher.

0.3. Problèmes spécifiques des fondations au rocher

0.3.a. Discontinuités du massif

Des discontinuités mal prises en compte, ou non détectées, peuvent être la cause de la rupture d'un ouvrage. Dans la partie B de ce mémoire, nous mettrons en évidence le rôle fondamental des discontinuités sur le dimensionnement des fondations de grands ouvrages.

0.3.b. Existence de lits de matériaux de faible résistance ou de karsts sous la surface du massif

La capacité portante du massif peut être diminuée par la présence de matériaux peu compacts ou de karsts non détectés à l'intérieur du massif. Il s'agit d'un problème de reconnaissance géotechnique, parfois difficile à résoudre dans des conditions de coûts acceptables.

0.3.c. Méthodes d'excavation

L'emploi d'explosifs à haute dose pour creuser la fouille peut diminuer considérablement la résistance mécanique du massif environnant en ouvrant et/ou en créant des fractures.

0.3.d. Chutes de blocs, talus instables

Lors de la réalisation des plates formes de travail, du creusement des fonds de fouilles, des blocs peuvent être déstabilisés et tomber. Il faut effectuer une étude cinématique préalable des blocs découpés par les travaux de creusement et de terrassement et prévoir d'éventuels clouages ou la purge des blocs instables.

Pour accéder au rocher sain, il arrive parfois qu'il faille descendre de plus d'une dizaine de mètres. Pour des raisons de place, les pentes de talus sont assez fortes et il est bon de vérifier la stabilité de l'ensemble. Il faut également analyser la stabilité d'ensemble lorsqu'un talus est fortement chargé en tête par le poids de la culée d'un pont.

PARTIE A

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I
La déformabilité et la résistance des massifs rocheux

Chapitre II
Les méthodes de dimensionnement de fondations au rocher

Chapitre III
Réglementation française et étrangère
Pratique de la construction actuelle en France

Partie A - Chapitre I

Déformabilité et résistance des massifs rocheux

Le dimensionnement d'une fondation comporte deux volets : tassement et capacité portante. Nous examinerons donc ci-après, d'une part la déformabilité des massifs rocheux, d'autre part la résistance des massifs rocheux.

I.1. La déformabilité des massifs rocheux

Le massif rocheux est un milieu hétérogène discontinu, formé par les blocs rocheux et les discontinuités. La déformabilité du massif est donc liée :

- à la déformabilité de la roche,
- à la déformabilité des discontinuités,
- à l'organisation de la structure du massif (caractère discontinu qui sollicite des zones en traction, compression ou en cisaillement).

Après quelques rappels sur la déformabilité de la matrice rocheuse et la déformabilité d'une discontinuité, ce paragraphe recense les différentes méthodes d'estimations du module de déformation d'un massif rocheux.

I.1.a. Déformabilité de la matrice rocheuse

Sur des éprouvettes de laboratoire, on peut déterminer le module de déformation E_r de la matrice rocheuse à partir de la courbe enveloppe des courbes Effort-Déplacement obtenues au cours de cycles de chargement successifs croissants.

Alors que la roche peut avoir une déformation élastique, ce n'est pas le cas d'un bloc fracturé, ou a fortiori d'un massif rocheux. En effet, la fermeture des fissures sous une contrainte normale n'est pas un phénomène réversible. Le module de déformation d'un échantillon de roche fracturée lors d'un essai de compression tend généralement asymptotiquement vers le module de déformation de la matrice rocheuse ou bien décroît jusqu'à de faibles valeurs, du fait de la création de multiples fractures pendant l'essai.

Type de roche		Module de Young et Résistance à la compression		
Roches sédimentaires	Commune, (département)	Porosité (%)	E_r (GPa)	R_c (MPa)
Calcaire du Boulonnais	Marquise (62)	0,9	83	140
Calcaire fossilifère	Rinxent (62)	1,4	82	120
Calcaire à milioles	Saint-Maximin (60)	13,5	31	80
Calcaire oolithique	Villiers-Adam (95)	36	9	10
Craie	Lillebonne (76)	40	6	10
	Vernon (27)	27	28	55
Dolomie	Saint Rome de Tarn (12)	2,2	72	160
Grès	Rothbach (67)	13,7	15	55
	Fréhel (22)	2,2	64	200
Quartzite	Tignes (73)	0,8	76	370
	Cherbourg (50)	1,8	91	280
Roches métamorphiques	Commune, (département)	E_r (GPa)	R_c (MPa)	
Calcschiste	Lanslebg. Mont-Cenis (73)	20-53*	13-60*	
Gneiss	Bouguenais (44)	65	220	
	Bonneval sur Arc (74)	36	120	
Schiste séririteux	Fumay (89)	56-118*	50-255*	
Schiste ardoisier	Travassac (19)	75-115*	*	
Roches magmatiques	Commune, (département)	E_r (GPa)	R_c (MPa)	
Basalte	Saint Beauzely (12)	78	150	
	Raon l'Etape (88)	95	350	
Granite	Ploumanach (22)	60	165	
	Senones (88)	75	170	
	Mercantour (06)	50	175	

* : Pour les roches anisotropes, sont donnés les minima et extrema obtenus perpendiculairement et parallèlement à la structure.

Tableau I.1 : Modules de déformation de roches intactes et saines (d'après DataRoc, base de données du LCPC)

Rares sont les roches dont le comportement est parfaitement isotrope. Pour les roches sédimentaires, le dépôt de particules en fines couches successives produit une anisotropie de révolution autour de l'axe perpendiculaire à la statification. La foliation des roches métamorphiques, issue d'une orientation privilégiée de la cristallisation des minéraux des roches, produit elle aussi une forte anisotropie.

Le tableau I.1 présente quelques valeurs de modules de déformation de roches saines (cf. tableau I.1). Ce ne sont que des ordres de grandeur, qui ne peuvent être utilisés que pour aider à un dimensionnement préliminaire. Le coefficient de Poisson varie de 0,1 à 0,3 ; la valeur fétiche de 0,25 est généralement choisie.

I.1.b. Déformabilité d'une discontinuité

Préambule : la déformabilité tangentielle et la résistance au cisaillement d'une discontinuité rocheuse seront traitées ultérieurement.

La déformabilité d'une discontinuité rocheuse est caractérisée par sa raideur normale et sa raideur tangentielle. La raideur normale est exprimée par son coefficient de raideur :

$K_n = \dfrac{\delta\sigma_n}{\delta V}$ avec σ_n la contrainte normale et V le déplacement normal

Des essais de fermeture normale permettent de déterminer la raideur normale K_n. Ces essais consistent à soumettre la discontinuité à un essai de compression simple avec des cycles de chargement / déchargement et de mesurer avec des capteurs de déplacements les déformations de la discontinuité.

Sur la figure I.1 est tracée la contrainte σ_n en fonction de la fermeture ΔV de la discontinuité. Un coefficient de raideur tangent est défini, il représente la raideur à un niveau de contrainte donnée. L'asymptote verticale V_{max} traduit la limite physique de la fermeture maximale de la discontinuité. Quand elle est fermée, la raideur devient infinie ; tout se passe comme si le milieu était continu.

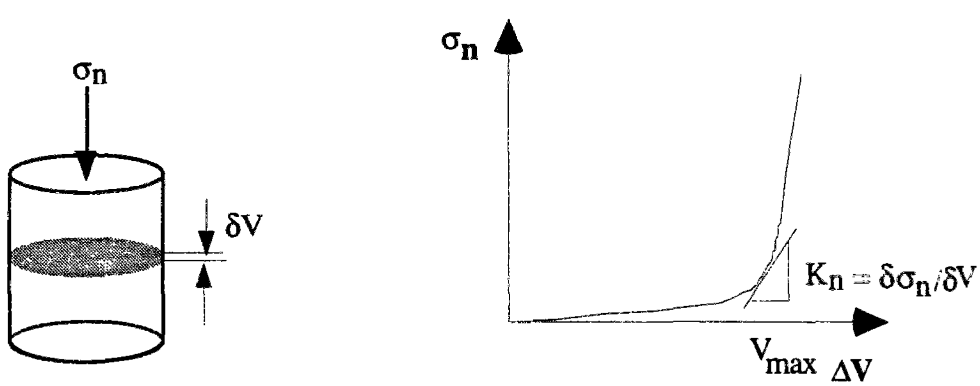


Fig. I.1 : Essai de fermeture normale d'une discontinuité rocheuse

Il est rare de trouver des valeurs de K_n dans les références bibliographiques (Hungr & Coates, 1978 ; Bandis & al., 1983). De plus, ces valeurs dépendent fortement de :

- la zone initiale de contact et l'amplitude relative de l'ouverture de la discontinuité,
- la rugosité des contacts,
- la résistance mécanique et la déformabilité des aspérités (altération),
- l'épaisseur et les caractéristiques du matériau de remplissage du joint,
- le nombre de cycles effectués pour obtenir la fermeture totale.

Pour une discontinuité ouverte et sans remplissage, la raideur K_n initiale peut être extrêmement faible, de l'ordre du MPa/mm à quelques dizaines de MPa/mm ; au bout de 3-4 cycles de chargement / déchargement cette raideur est de 3 à 10 fois supérieure à la raideur initiale. Pour plus de détails sur les valeurs numériques, se référer aux annexes. Pour caractériser la déformabilité des discontinuités, une valeur moyenne de la raideur K_n est donc généralement choisie, bien souvent celle obtenue lors d'un premier cycle de chargement.

Dans un dimensionnement de fondation, considérer la raideur initiale au tout début de l'essai de fermeture normale conduirait à surestimer considérablement les déformations de l'ouvrage. Lors de la réalisation des terrassements et des fonds de fouilles, on peut penser que les discontinuités à la surface se relâchent, mais celles-ci sont tout de suite recomprimées par la réalisation de la semelle ou du puits marocain. La plus grande partie de la fermeture des discontinuités se fait donc dès le coulage du béton de la fondation et de la pile.

Connaître la déformabilité de la matrice rocheuse et celle des discontinuités est une chose, mais ces deux informations, séparées, ne sont pas suffisantes à l'ingénieur géotechnicien qui doit estimer la déformabilité globale E_m du massif, afin de dimensionner au mieux une fondation. Plusieurs méthodes, rapides et approchées, existent.

I.1.c. Différentes estimations du module de déformation E_m d'un massif rocheux

Deux types d'approches sont possibles pour estimer la déformabilité d'un massif rocheux: des méthodes théoriques où le massif réel est idéalisé par un massif continu équivalent ; des méthodes empiriques où l'on essaye d'estimer la déformabilité à l'aide des différentes classifications des massifs rocheux.

I.1.c.1. Estimation du module de déformation E_m par un milieu équivalent théorique

Dans l'hypothèse d'un petit espacement des discontinuités devant les dimensions du massif rocheux et de la fondation considérée, il est possible de remplacer le massif réel par un massif continu homogène "équivalent". Dans un premier temps, nous traiterons le cas le plus simple d'un massif stratifié formé de couches homogènes. Dans un second temps, nous examinerons le cas d'un massif anisotrope.

I.1.c.1.1. Massif stratifié

Considérons le cas d'un massif stratifié avec des bancs d'épaisseur S_i de module de déformation perpendiculaire aux strates E_{ri}, soumis à un champ de contrainte uniaxial perpendiculaire à la stratification (absence de cisaillement le long de la stratification).

Sous l'accroissement de contrainte $\delta\sigma$, le massif d'épaisseur S_m subit une déformation $\delta\varepsilon_m$:

$$\delta\varepsilon_m = \frac{\delta U_m}{S_m} = \delta\sigma.\sum_i \frac{S_i}{S_m}.\frac{1}{E_{ri}}$$

En définissant par E_m le module de déformation équivalent du massif, on a :

$$\boxed{\frac{1}{E_m} = \sum_i \frac{S_i}{S_m}.\frac{1}{E_{ri}}}$$

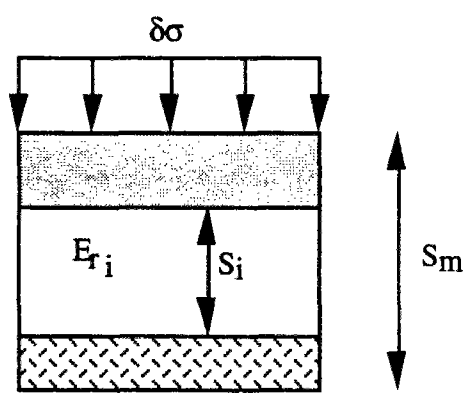


Fig. I.2 : Massif stratifié

Cas particulier d'un milieu stratifié à bancs d'égale épaisseur S et à joints de stratification d'égale épaisseur e :

Il vient : $\dfrac{1}{E_m} = \dfrac{S}{S+e}.\dfrac{1}{E_r} + \dfrac{e}{S+e}.\dfrac{1}{E_{joint}}$

Comme e << S, alors :

$$\boxed{\frac{1}{E_m} = \frac{1}{E_r} + \frac{1}{K_n.S}}$$

où K_n est le coefficient de raideur normale du joint : $K_n = E_{joint} / e$

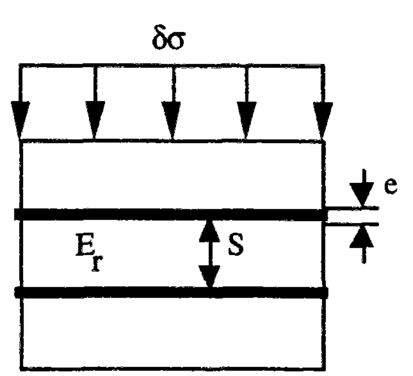


Fig. I.3 : Bancs et joints d'égale épaisseur

Le rapport entre le module de déformation du massif et le module de déformation de la matrice rocheuse est défini par le facteur de réduction de module α_E :

$$\boxed{\alpha_E = \frac{E_m}{E_r} = \frac{1}{1+\dfrac{E_r}{K_n.S}} \leq 1}$$

La figure suivante trace l'évolution de α_E en fonction de l'espacement S pour différentes valeurs du rapport E_r / K_n.

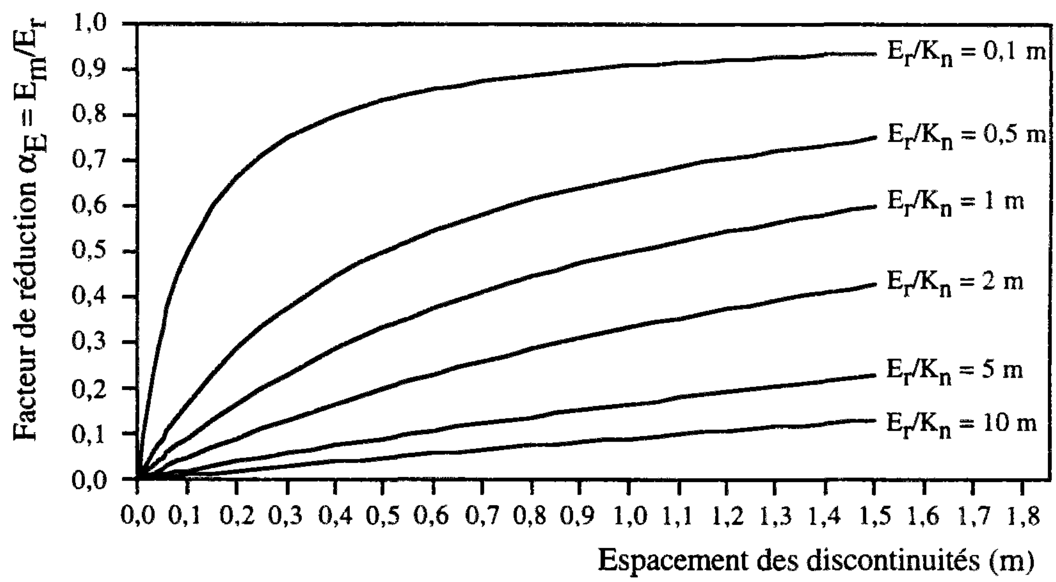


Fig. I.4 : Facteur α_E de réduction de module en fonction de l'espacement des discontinuités (d'après Kulhawy, 1978)

Le facteur de réduction α_E est bien une fonction croissante de l'espacement des discontinuités. Plus les discontinuités sont raides, plus α_E se rapproche de 1 et est sensible à l'espacement des discontinuités.

Cette méthode est rapide et simple. Elle nécessite la connaissance de seulement trois paramètres : le module de déformation E_r de la matrice rocheuse, la raideur normale K_n et l'espacement moyen S des discontinuités. Comme nous l'avons souligné précédemment, la détermination de la raideur normale K_n est délicate et imprécise. Il faut donc bien avoir à l'esprit que le module de déformation E_m obtenu n'est qu'un ordre de grandeur du module de déformation réel.

Remarque :

Quand le massif est stratifié (roche sédimentaires, schistes, tout dépôt de couches bien parallèles, ...), il faut savoir que les valeurs des modules de déformation E_{r0} parallèles aux couches sont généralement supérieures aux valeurs des modules de déformation E_{r90}

perpendiculaires aux couches (le rapport E_0/E_{90} varie de 1 à 3 d'après une étude menée par Lama et Vutukuri, 1978a et b). Il faut donc prendre soin de considérer lors de dimensionnements les modules perpendiculaires aux charges de la fondation.

I.1.c.1.2. Massif à plusieurs familles de discontinuités

Les massifs rocheux ne sont, bien sûr, pas tous modélisables par des successions de couches homogènes comme dans les deux modèles précédents.

Goodman et al. (1968) ont adopté une approche analytique de la description d'un massif rocheux. Celui-ci est modélisé par une matrice rocheuse caractérisée par son module de déformation E_r ainsi que son coefficient de Poisson ν_r, et les discontinuités définies par leurs raideurs normale et tangentielle K_n et K_s.

Soit un massif rocheux découpé par trois familles de discontinuités orthogonales dont les caractéristiques sont résumées dans la figure ci-dessous :

- Caractéristiques élastiques de la matrice :
E_r module de déformation,
ν_r coefficient de Poisson,
G_r = module de cisaillement.
- Caractéristiques des discontinuités :
S_i espacement dans la direction i,
e_i épaisseur dans la direction i,
K_{ni} raideur normale dans la direction i,
K_{si} raideur tangentielle dans la direction i.
i = X, Y, Z

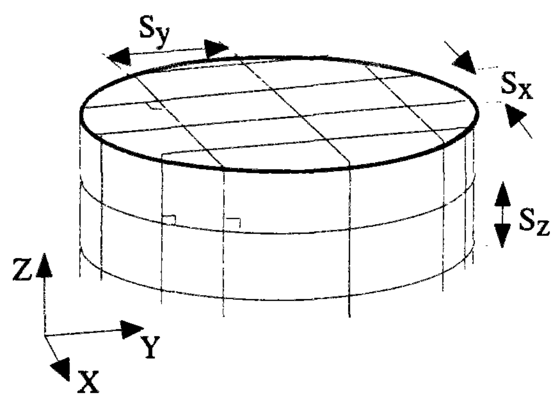


Fig. I.5 : Modèle de massif découpé par trois familles de discontinuités orthogonales

En supposant que l'épaisseur e_i est négligeable par rapport à l'espacement S_i, Duncan & Goodman (1968) ont montré que les propriétés élastiques équivalentes du massif rocheux pouvaient s'exprimer à partir des caractéristiques élastiques de la matrice, de cet espacement S_i et des raideurs des discontinuités :

$$\boxed{E_i = \frac{1}{\frac{1}{E_r} + \frac{1}{S_i.K_{ni}}}} \qquad \boxed{G_{ij} = \frac{1}{\frac{1}{G_r} + \frac{1}{S_i.K_{si}} + \frac{1}{S_j.K_{sj}}}} \qquad \boxed{\nu_{ij} = \nu_{ik} = \nu_r.\frac{E_i}{E_r}}$$

avec i = X, Y, Z j = Y, Z, X et k = Z, X, Y

Ce modèle géomécanique nécessite tout de même la détermination des raideurs normales, tangentielles, et l'espacement des discontinuités dans les trois directions X, Y, Z, soit 9 paramètres! (plus ceux de la matrice rocheuse). C'est une méthode lourde, dont les résultats ne peuvent être très précis, vu les incertitudes de mesures des caractéristiques des discontinuités dans les trois directions X, Y, Z.

La méthode devient encore plus délicate lorsque les familles de discontinuités ne forment pas un trièdre orthogonal. Le module de déformation du massif dans la direction i n'est plus simplement fonction de S_i et de K_{ni}, mais est fonction d'une combinaison des espacements et raideurs normales et tangentielles dans les différentes directions. Ce modèle général est inexploitable pour estimer la tassement d'une fondation sur un massif rocheux naturel.

Estimer la déformabilité d'un massif rocheux naturel à l'aide d'un modèle théorique peut donc rapidement devenir complexe et inadapté à un dimensionnement de fondation. Ces méthodes ne peuvent être adoptées que dans le cas de massifs réguliers, à couches parallèles bien homogènes. Ces méthodes théoriques trouvant rapidement leurs limites, de nombreux praticiens ont essayé d'estimer la déformabilité des massifs rocheux à l'aide de méthodes semi-empiriques.

I.1.c.2. Estimation du module de déformation E_m à l'aide de méthodes empiriques

Au cours des vingt ou trente dernières années, les classifications de massifs rocheux ont beaucoup évolué. Nous allons voir qu'au fur et à mesure des évolutions de ces classifications, les ingénieurs ont toujours essayé de relier les déformabilités réelles des massifs rocheux à ces classifications géomécaniques. Les premières recherches ont consisté à corréler la déformabilité réelle des massifs rocheux au Rock Quality Designation (RQD), les recherches plus récentes à estimer la déformabilité à partir du Rock Mass Rating (RMR) ou au Rock Mass Quality (Q).

I.1.c.2.1. Détermination de E_m à partir du RQD

Deere & al (1967) et Coon & Merrit (1970) ont obtenu, à partir de données sur sites, une corrélation entre le RQD et le facteur α_E de réduction de module. L'allure générale de cette corrélation est représentée figure I.6. Il est intéressant de noter que pour des RQD de 0-50 %, le module du massif est constant, alors qu'au-delà de 50% α_E varie linéairement avec le RQD.

Connaissant le RQD et le E_r d'un site donné, il est tout de même audacieux d'extrapoler le module de déformation du massif à partir de cette corrélation. Celle-ci ne donne qu'une allure générale.

La déformabilité d'un massif peut varier énormément, variations qui sont principalement liées aux caractéristiques des discontinuités : matériau, épaisseur, remplissage, etc.

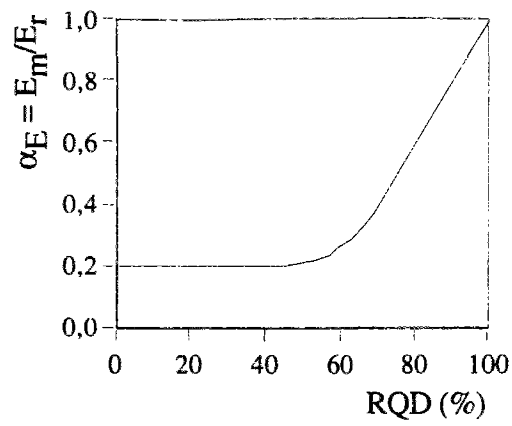


Fig. I.6 : Corrélation entre α_E et le RQD (d'après Deere & al et Coon & Merrit)

A l'aide de son modèle géomécanique présenté précédemment, Kulhawy (1978) a exprimé α_E en fonction du RQD, et du rapport E_r / K_n. Cette relation est tracée dans la figure I.7 ; α_E croît bien avec le RQD, ce qui va dans le sens des travaux de Deere et al. (1967). Plus les discontinuités sont raides, plus α_E est grand.

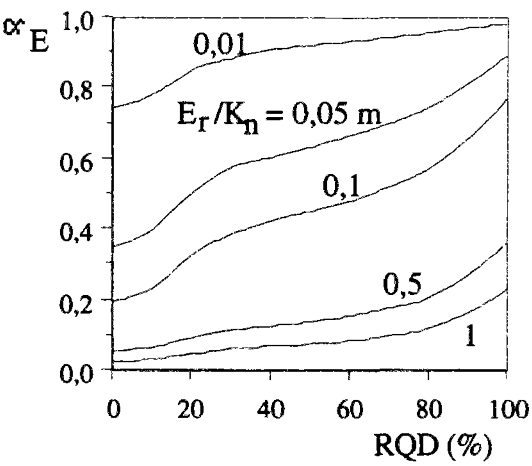


Fig. I.7: Corrélation entre α_E et le RQD (d'après Kulhawy, 1978)

Par la définition du RQD, une carotte qui ne présente que des discontinuités espacées de plus de 0,1 m a un RQD de 100%. Avec cette corrélation, pour un RQD de 100 %, α_E n'est plus fonction que de E_r / K_n. Or nous avons vu précédemment qu'une augmentation de l'espacement des discontinuités augmentait inexorablement α_E (cf. figure I.4). Pour les carottes dont l'espacement des discontinuités est supérieur à 0,1 m, il vaut donc mieux utiliser la corrélation entre α_E et l'espacement (cf. figure I.4) pour déterminer E_m.

Si le RQD est un paramètre couramment utilisé dans la description d'un massif rocheux, il n'en est pas pour autant suffisant. Kulhawy a amélioré la détermination du module de déformation du massif à l'aide du RQD en tenant compte du rapport E_r / K_n. Mais cette méthode repose sur l'hypothèse d'un massif formé de couches bien parallèles et d'étendue infinie. Trop de paramètres tels que l'orientation, la persistance, le remplissage des discontinuités ne sont pas pris en compte. De nombreux auteurs ont donc cherché à corréler la déformabilité du massif à partir des classifications géomécaniques des massifs, telles que le Rock Mass Rating (RMR) ou le Rock Mass Quality (Q) (voir annexes).

I.1.c.2.2. Détermination de E_m à partir du Rock Mass Rating (RMR) ou du Rock Mass Quality (Q)

A partir de l'analyse de cas réels, Bieniawski (1978) et Stille & Olsson (1982) ont trouvé les corrélations linéaires suivantes entre le module de déformation du massif et le RMR :

si RMR < 52 $\boxed{E_m = 0{,}05.RMR}$ (GPa) (Stille & Olsson, 1982)

si RMR > 50 $\boxed{E_m = 2.RMR - 100}$ (GPa) (Bieniawski, 1978)

A partir des déformations mesurées sur des barrages, Serafim et Pereira (1983) ont quant à eux proposé la corrélation suivante :

si 20 < RMR < 85 $\boxed{E_m = 10^{(RMR-10)/40}}$ (GPa) (Serafim & Pereira, 1983)

Toujours à partir de déformations d'ouvrages, Barton & al. (1992) et Grimstad & Barton (1993) ont proposé de corréler le module de déformation du massif rocheux à l'aide du Rock Mass Quality (ou Tunneling Quality Index) Q par la relation suivante :

$$\boxed{E_m = 25.\text{Log}Q} \quad \text{(GPa)}$$

La figure I.8 présente les quatre corrélations proposées (où la relation Q=f(RMR) proposée par Bieniawski, 1976 (cf. Annexes A.I) a été utilisée) :

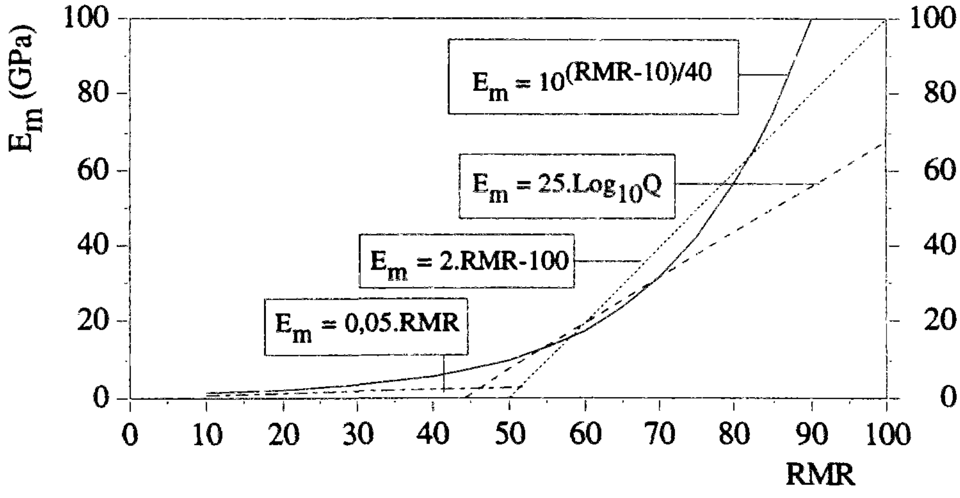


Fig. I.8 : Prédiction du module de déformation E_m du massif rocheux à partir du RMR

A la vue des quatre courbes, la relation proposée par Serafim & Pereira est celle qui donne un module de déformation pour la plus grande étendue de RMR. Pour des RMR compris entre 40 et 50, l'estimation de E_m par Serafim & Pereira est nettement plus optimiste que par les autres méthodes : d'après leur relation, E_m varie de 5,5 à 10 GPa pour un RMR compris entre 40 et 50, alors que les estimations les plus basses des autres auteurs donnent un E_m d'environ 2-3 GPa.

Ces classifications géomécaniques n'ont pas été développées pour des conceptions de fondations, mais initialement pour la construction d'ouvrages souterrains ; ces classifications n'étaient donc pas parfaitement adaptées à notre problème. Bieniawski a revu la définition du RMR en 1979 en y incorporant un terme de sécurité diminuant la valeur du RMR selon l'existence de discontinuités défavorables à la stabilité de la fondation (jusqu'à -25 points).

Hormis ce terme de sécurité, il faut savoir que le RMR peut facilement varier de ± 5 points selon la personne qui en fait l'estimation. Le tableau I.2 regroupe les erreurs relatives $\Delta E_m/E_m$ dues à l'erreur d'estimation ΔRMR du RMR.

Plages de variation de RMR	E_m (GPa)	ΔE_m / E_m
RMR < 52	E_m = 0,05.RMR	ΔRMR / RMR
RMR > 50	E_m = 2.RMR-100	ΔRMR / (RMR-50)
20 < RMR < 85	$E_m = 10^{(RMR-10)/40}$	(ln10 / 40).ΔRMR

Tableau I.2 : Erreur relative $\Delta E_m / E_m$ en fonction de l'erreur d'estimation ΔRMR du RMR

Si l'erreur ΔRMR est fixée à 5 points, l'erreur $\Delta E_m/E_m$ pour la méthode de Serafim & Pereira est d'environ 30%, alors qu'elle varie en 1/RMR pour les relations linéaires de Stille & Olsson et Bieniawski. Pour des RMR de 10 (Stille & Olsson) ou de 60 (Bieniawski), l'erreur $\Delta E_m/E_m$ est de 50%.

Il est clair que l'estimation du module repose ici sur la caractérisation du massif par un seul paramètre, le RMR, et qu'elle ne peut fournir qu'un ordre de grandeur.

I.2. La résistance des massifs rocheux

Dans l'analyse générale de la résistance d'une roche, il faut distinguer plusieurs cas :

- le cas particulier où l'on veut déterminer la résistance de la matrice rocheuse (particulier, car ce cas ne peut être représentatif d'un massif rocheux),
- le cas où la roche laisse apparaître une ou deux familles de discontinuités,
- le cas où la roche est moyennement, voire fortement fracturée, et où aucune famille de discontinuités ne présente une orientation remarquable.

I.2.a. La résistance à la compression de la matrice rocheuse

Dans le cas d'une roche saine et sans fissures, celle-ci se rompt sous une très forte contrainte : on parlera de la résistance à la compression R_c telle qu'elle est mesurée sur éprouvette en laboratoire. Quelques ordres de grandeur de R_c sont donnés dans le tableau I.1.

Sauf cas de roches tendres ou de roches très altérées, les contraintes apportées par les fondations n'excèdent pas la résistance à la compression de la matrice rocheuse. Les nombreuses recherches effectuées sur la résistance de la roche et en particulier sur le développement des critères empiriques de rupture ne seront donc pas développées ici. Pour plus de détails, se reporter en particulier aux travaux de Hoek (1983), Yudhbir & al. (1983), et Jaeger (1971).

I.2.b. La résistance d'un massif rocheux légèrement fracturé

Par suite de l'imbrication de ses matériaux constitutifs, et donc de l'existence d'une cohésion, la matrice rocheuse a une résistance nettement supérieure à celle des discontinuités. La résistance d'un massif rocheux fracturé est déterminée par celle de ses zones de faiblesse, donc par celle des discontinuités, qui se rompent par cisaillement des aspérités en contact.

I.2.b.1. La résistance au cisaillement d'une discontinuité - Quelques définitions

I.2.b.1.1. Résistance au cisaillement d'une discontinuité parfaitement lisse

La théorie de Coulomb stipule que la résistance au cisaillement d'une surface plane est proportionnelle à la contrainte normale appliquée à cette surface.

Ainsi, lors d'un essai de cisaillement d'une discontinuité lisse et sans remplissage sous contrainte normale σ_n constante, on observe une montée constante (de pente K_s, appelée aussi raideur tangentielle) de l'effort de cisaillement tant que la résultante des contraintes appliquées (τ, σ_n) reste à l'intérieur du cône de frottement. Au-delà, la rupture intervient et le cisaillement se produit sans perte de résistance (cf. figure I.9).

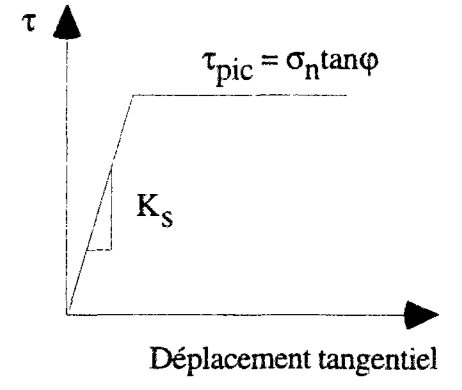


Fig. I.9 : Cisaillement d'une discontinuité lisse sous contrainte normale constante

L'enveloppe de rupture d'une discontinuité lisse de frottement φ dans le plan de Mohr est une droite rectiligne de pente $\tan(\varphi)$.

I.2.b.1.2. Résistance au cisaillement d'une discontinuité naturelle

Une discontinuité naturelle n'est pas parfaitement lisse. Elle présente des ondulations (échelle centimétrique à décimétrique ou plus) et une rugosité (échelle millimétrique à centimétrique ou plus) irrégulières. Ce sont les aspérités de surface qui déterminent le comportement en cisaillement de la discontinuité.

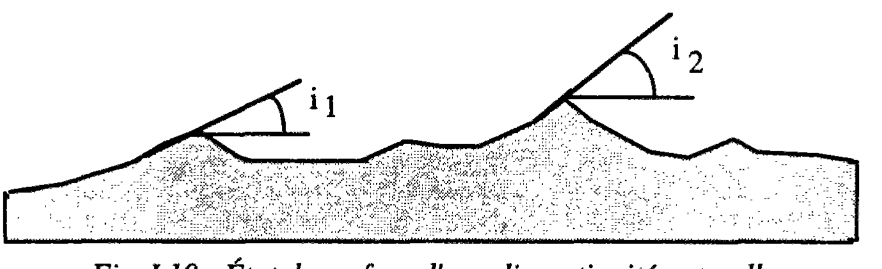


Fig. I.10 : État de surface d'une discontinuité naturelle

Pour une faible contrainte normale, le cisaillement d'une discontinuité naturelle suit l'inclinaison i des aspérités et s'accompagne d'un déplacement normal, appelé dilatance. Pour une contrainte normale élevée, le mouvement relatif des surfaces broie immédiatement les aspérités en contact. Il y a peu de dilatance.

Pour une contrainte normale intermédiaire, le mouvement des épontes s'effectue selon un angle d, inférieur aux inclinaisons maximales des aspérités, et qui évolue avec le déplacement tangentiel. Les aspérités les plus redressées sont en partie cisaillées, et seules les aspérités à base large déterminent l'inclinaison du mouvement.

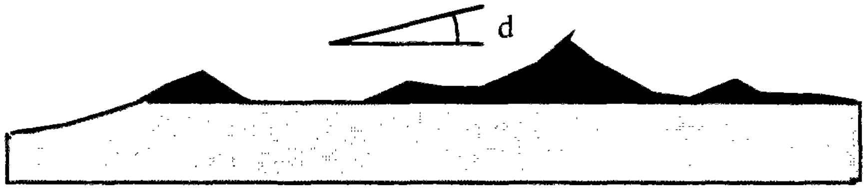


Fig. I.11 : Cisaillement des aspérités

La figure I.13 représente l'allure de la résistance tangentielle et le déplacement normal V en fonction du déplacement tangentiel U d'une discontinuité rocheuse dilatante soumise à un essai de cisaillement sous contrainte normale constante.

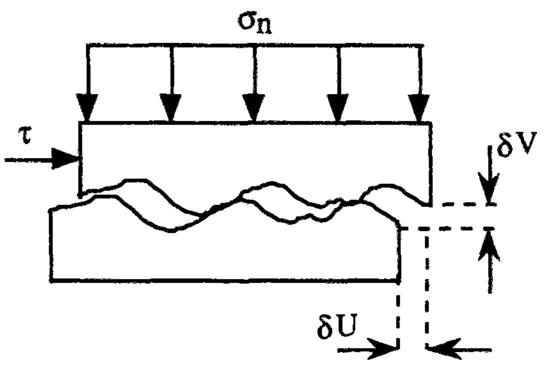


Fig. I.12 : Cisaillement de deux blocs rocheux

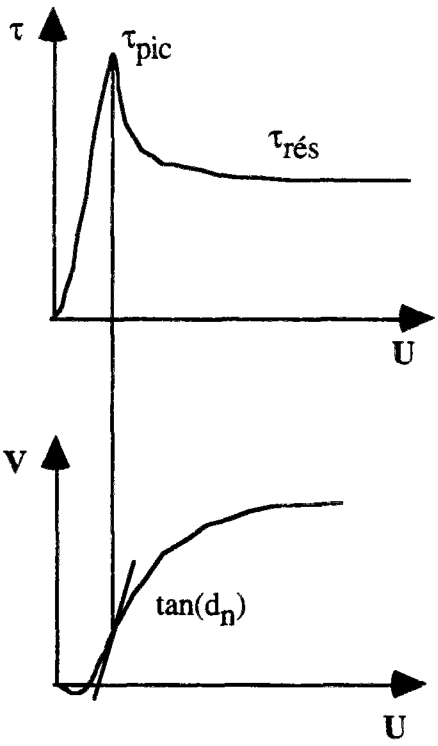


Fig. I.13: Essai de cisaillement d'une discontinuité naturelle dilatante

Pour une valeur donnée de la contrainte normale, deux valeurs particulières de la résistance tangentielle sont définies :

- la résistance de pic τ_{pic} qui est la valeur maximale atteinte lors de la rupture des aspérités,
- la résistance résiduelle $\tau_{rés}$ qui est atteinte lorsque toutes les aspérités sont broyées, $\tau_{rés}$ est caractérisée par le frottement résiduel φ_r des surfaces en contact.

La valeur de l'angle de dilatance d_n au pic de résistance τ_{pic} est généralement retenue.

L'enveloppe de rupture d'une discontinuité rocheuse dans le plan de Mohr (τ, σ_n) n'est plus une droite rectiligne de pente $\tan(\varphi)$. Le frottement φ_{pic} est décomposé en la somme du frottement résiduel φ_r et de l'angle de dilatance d_n.

Dans le domaine de contrainte où la dilatance existe, le critère de rupture d'une discontinuité naturelle se traduit par la relation :

$$\boxed{\tau = \sigma_n \tan(\varphi_r + d_n)}$$

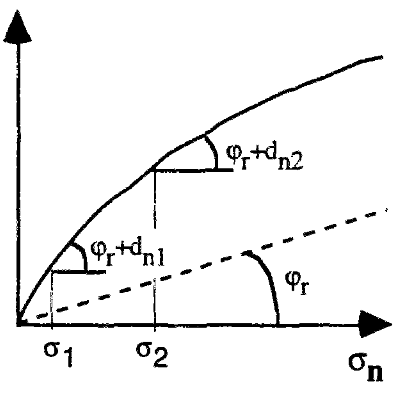


Fig. I.14 : Représentation de la dilatance dans le plan de Mohr

Prélever des discontinuités naturelles sans les détériorer est une opération délicate ; les essais de cisaillement représentatifs sont donc souvent difficiles à réaliser dans des études classiques de géotechnique. Certains auteurs ont privilégié des caractérisations semi-empiriques du comportement au cisaillement des discontinuités. Nous présenterons ci-après les travaux de Barton.

I.2.b.2. Approche semi-empirique du comportement au cisaillement d'une discontinuité

Barton (1973) propose de déterminer le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse à l'aide de la relation suivante :

$$\boxed{\tau = \sigma_n . \tan\left(\varphi_r + \mathrm{JRC}.\log\frac{\mathrm{JCS}}{\sigma_n}\right)}$$

où :

σ_n est la contrainte normale appliquée à la discontinuité,

φ_r est le frottement résiduel,

JRC est le Joint Roughness Coefficient,

JRC exprime la rugosité des contacts, il est déterminé à partir d'un relevé de profil de la discontinuité.

JCS est le Joint Wall Compressive Strength.

JCS tient compte de l'altération des épontes en contact en estimant leur résistance à la compression simple.

La méthodologie de Barton est plutôt appliquée dans le domaine des mines. En effet, il est plus facile d'obtenir le JCS et le JRC d'une grande discontinuité accessible que d'obtenir ceux-ci sur un échantillon de petite taille détruit partiellement par son prélèvement. Rode (1991) a souligné que ces mesures pouvaient être difficiles à mettre en oeuvre (prélèvement de joints de taille suffisante, etc.), et qu'il fallait parfois recourir à des essais de cisaillement.

Bandis et al. (1983) ont obtenu d'autres relations empiriques exprimant les angles de dilatance et de frottement résiduel et les raideurs normale et tangentielle. Mais toutes ces relations nécessitent des essais in-situ ou de laboratoire et des relevés de profils des discontinuités ainsi que des mesures de la résistance à la compression simple des épontes.

La détermination des caractéristiques d'une discontinuité (par une série d'essais ou par méthode semi-empirique) se fait généralement avec des échantillons issus des sondages carottés. L'aire de la discontinuité soumise aux essais de cisaillement ou de compression normale est de l'ordre de 100 à 200 cm^2. L'utilisation des résultats en vue d'un dimensionnement de fondation au rocher pose nécessairement la question d'un effet d'échelle.

I.2.b.3. Effets d'échelle sur le comportement au cisaillement d'une discontinuité

L'effet d'échelle sur le comportement tangentiel d'une discontinuité dépend principalement du remplissage de la discontinuité. Il faut distinguer trois cas : les discontinuités avec un remplissage épais, les discontinuités avec un remplissage mince et les discontinuités sans remplissage.

I.2.b.3.1. Discontinuités avec remplissage épais

Ce sont des discontinuités dont le remplissage empêche tout contact des éléments rocheux.

Londe (1973) a sollicité latéralement des discontinuités remplies d'argile d'une surface de 0,05 à 4,4 m^2 sans observer de mesures différentes de la résistance au cisaillement. Dans une synthèse regroupant les études de plusieurs fondations de barrages, Muralha et Cunha (1990a) en sont venus à la même conclusion, à savoir que dès que le remplissage d'une discontinuité est suffisamment important pour commander le comportement au cisaillement, alors il n'y a pas d'effet d'échelle.

Nous retiendrons donc que si la discontinuité est suffisamment remplie d'un matériau et si les épontes de la roche ne sont plus en contact, son comportement ne dépend plus de la matrice rocheuse, mais uniquement du matériau de remplissage.

I.2.b.3.2. Discontinuités avec remplissage mince

Ce sont des discontinuités avec un remplissage qui n'est pas suffisamment épais pour empêcher le contact des éléments rocheux. La résistance au pic de cisaillement d'une discontinuité avec remplissage mince est due à la cohésion des épontes en contact et au matériau de remplissage.

Pratt et al. (1972) ont mené des essais sur des échantillons de diorite et ont mis en évidence l'effet d'échelle sur la résistance au pic de cisaillement : un échantillon in-situ de 5000 cm^2 a un pic de résistance au cisaillement de 40% moindre que celui d'un échantillon de 140 cm^2. Les auteurs ont remarqué que pour des grands échantillons, la surface en contact entre les deux blocs était d'environ 20-25% de la surface totale de l'échantillon, ce qui réduisait donc la résistance au cisaillement.

Muralha et Cunha (1990a) ont montré que l'effet d'échelle avait un rôle plus déterminant que celui de la rugosité sur la résistance au cisaillement : lors d'essais sur des échantillons de roche schisteuse avec des discontinuités légèrement remplies d'argile, il s'est avéré que les échantillons de faible rugosité (JRC de l'ordre de 2 à 4) et de petite taille (30 cm^2) avaient une résistance au cisaillement beaucoup plus importante que des échantillons de forte rugosité (JRC de l'ordre de 8 à 10) mais de taille plus étendue (160 cm^2).

Il a été mis en évidence sur plusieurs sites la décroissance logarithmique de la résistance au cisaillement τ d'une discontinuité en fonction de son aire A . Il a été établi la relation suivante : $\tau = c + a \,.\, e^{-bA}$ avec a, b et c constantes

En extrapolant la droite obtenue dans un graphe semi-logarithmique, les auteurs ont montré qu'une discontinuité d'une aire de 5000 cm^2 de cohésion nulle et de frottement 40° aurait un frottement équivalent à 12,8° pour une aire de 500 m^2.

Ce n'est pas pour autant que la résistance au cisaillement chuterait de la même proportion, car plus la taille de la discontinuité augmenterait, plus les ondulations de surface de grande amplitude offriraient une force résistante aux déplacements tangentiels.

Les multiples données disponibles ont permis de remarquer que la dispersion des mesures de τ en fonction de A est fonction croissante de la contrainte normale σ_n appliquée lors des essais.

Nous retiendrons donc que si le matériau de remplissage n'est plus assez épais pour empêcher le contact des épontes rocheuses, il y a effet d'échelle. La résistance au cisaillement d'une telle discontinuité diminue en fonction de sa taille.

I.2.b.3.3. Discontinuités sans remplissage

Ce sont des discontinuités où le contact des blocs rocheux ne se fait que par l'intermédiaire des épontes. Ces discontinuités ont une certaine cohésion, leur pic de résistance au cisaillement se produit lors de la rupture des épontes, la résistance est ensuite réduite au frottement entre les deux blocs rocheux.

Londe (1973), en cisaillant des échantillons de diamètre de 8 et 30 cm, a mis en évidence que la résistance due à la cohésion décroît avec l'augmentation de volume de l'échantillon et que, par contre, la résistance résiduelle (due au frottement) ne dépend pas de l'effet d'échelle.

Sage et al. (1990) ont mis en évidence l'effet d'échelle sur l'ouverture de discontinuités dilatantes de différentes tailles (non naturelles) soumises à des déplacements tangentiels. L'ouverture d'une discontinuité dilatante est contrôlée par l'angle i de ses aspérités. Pour des petits déplacements tangentiels l'ouverture d'une petite ou d'une grande discontinuité de caractéristiques identiques est sensiblement la même, car seules les petites aspérités sont mises en jeu. Par contre, pour de grands déplacements tangentiels, l'ouverture est contrôlée par les aspérités de grande ondulation et donc les grandes discontinuités s'ouvrent plus que leurs petites soeurs. Au cours des expériences menées, une discontinuité de 244 cm s'est ouverte de 20 cm alors qu'un bout de 30 cm ne s'est ouvert que de 2 cm. Il y a donc effet d'échelle sur l'ouverture de discontinuités soumises à de grands déplacements tangentiels.

Ces auteurs ont aussi mis en évidence l'effet d'échelle sur la fermeture de discontinuités dilatantes soumises à des efforts normaux. Pour une même contrainte normale, ce sont les plus grandes discontinuités qui se ferment le plus rapidement. Le rapport entre la surface des contacts et la surface de la discontinuité est inversement proportionnel à la surface de la discontinuité ; donc plus la discontinuité est petite, plus les aspérités offrent une résistance à la compression.

Il sera donc retenu que l'effet d'échelle est très important pour des discontinuités sans remplissage, dû entre autres aux ondulations de surface de très grande amplitude (du mètre à la dizaine de mètres par rapport au centimètre représentant les essais de laboratoire).

Les lecteurs intéressés par ce problème d'effet d'échelle en Mécanique des Roches peuvent se reporter aux deux symposiums internationaux qui ont eu lieu à ce jour : Scale Effects in Rock Masses (Loen (Norvège), 1990 et Lisbonne (Portugal), 1993).

I.2.b.4. Quelques ordres de grandeur de raideur tangentielle et de frottement

Nous ne fixerons dans ce paragraphe que quelques idées générales. Des explications plus détaillées sont présentées en annexe A.I.

Le frottement résiduel varie globalement de 25 à 40° pour des discontinuités saines et sans remplissage. La dilatance excède rarement les 10°.

Tout comme pour la raideur normale, il est rare de trouver des valeurs de raideurs tangentielles dans les références bibliographiques. Elles sont intimement liées à la préparation et à l'altération des discontinuités. La raideur tangentielle d'une discontinuité naturelle est généralement plus faible que la raideur normale (dans un rapport de 2 à 10). Les valeurs les plus courantes sont comprises entre 1 et 10 MPa/mm.

I.2.c. La résistance de la roche moyennement ou fortement fracturée

Pour tenir compte de la résistance des discontinuités, il faut mener des essais à grande échelle. Or ceux-ci sont difficiles à effectuer, coûteux et de trop petite taille pour bien représenter l'échelle géotechnique. Si le massif est fracturé "homogènement" à savoir, si par exemple une faille majeure remplie d'argile ne traverse pas la fondation de part en part, il est possible d'estimer la résistance du massif à l'aide de critères empiriques. Si les familles de discontinuités prennent une orientation particulière et que le massif est anisotrope, il faudra avoir recours à des critères empiriques anisotropes (Hoek & Brown, 1980 ; Rao et al., 1985 ; Srivastava & al., 1990). Dans le cas où le massif est isotrope, des critères empiriques plus simples peuvent être utilisés. Nous ne citerons ici que le critère isotrope développé par Hoek et Brown.

Hoek et Brown (1980b, 1988) ont proposé le critère de résistance des roches, généralisé par Hoek et al. en 1992 :

$$\boxed{\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c\left(m_m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^a}$$

où :

- σ_1 et σ_3 sont les contraintes principale majeure et mineure,
- σ_c est la résistance à la compression simple de la roche intacte,
- s et a sont des constantes empiriques qui dépendent des caractéristiques du massif rocheux,
- m_m (ou m_b d'après la notation de Hoek) est la valeur de la constante empirique m du massif rocheux définie par Hoek & Brown en 1988.

Ce critère empirique n'avait d'intérêt que s'il était possible de déterminer facilement les constantes s, a et m_m. Lors de la première parution du critère de rupture, les constantes s et m_m étaient données selon la nature lithologique, l'espacement et le degré d'altération des discontinuités. Hoek & Brown (1988) ont donc eu l'idée d'estimer ces constantes à l'aide du Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976), RMR simplifié ne tenant pas compte des paramètres déterminant la présence d'eau et l'orientation des discontinuités. Cette classification géomécanique RMR ne pouvant rendre compte de massifs de faible résistance (le RMR était limité à 18), Hoek (1994) définit le Geological Strength Index (GSI) (déduit du RMR ou du Rock Mass Quality Q, cf. annexe A.I). Finalement, ces constantes m_m, s et a sont aujourd'hui déterminées par le GSI grâce aux relations suivantes :

$$\frac{m_m}{m_r} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

où m_r est la constante empirique déterminée pour la roche intacte (cf. tableau de valeurs en annexe A.I),

et pour un GSI > 25 (si le massif n'est pas perturbé par les travaux d'excavation)

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \quad \text{et} \quad a = 0{,}5$$

ou pour un GSI < 25 (si le massif n'est pas perturbé par les travaux d'excavation)

$$s = 0{,}5 \quad \text{et} \quad a = 0{,}65 - \frac{GSI}{200}$$

Ce critère de Hoek & Brown ne s'applique que pour des massifs fracturés isotropes.

Partie A - Chapitre II

Les méthodes de dimensionnement de fondations au rocher

Ce chapitre se propose de présenter les différentes méthodes en vigueur pour le dimensionnement de fondations au rocher. Nous verrons que certaines méthodes sont particulièrement adaptées aux massifs rocheux et que d'autres le sont moins, et qu'il faut donc les utiliser avec précaution.

Nous traiterons d'abord le cas des fondations superficielles. Dans la deuxième partie de ce chapitre, nous parlerons des fondations profondes.

II.1. Les fondations superficielles

Seront traitées successivement la détermination de la capacité portante et l'estimation du tassement d'une fondation superficielle.

II.1.a. La capacité portante d'une fondation superficielle

La détermination de la capacité portante d'une fondation au rocher n'est pas toujours chose facile du fait de la complexité et de la multitude des modes de rupture potentiels. Il n'est pas possible de donner de recette générale de dimensionnement et de détermination de capacité portante. Ce travail se fait pas à pas, en fonction des spécificités de l'ouvrage et des caractéristiques du massif.

Sont répertoriées ci-après les diverses méthodes existantes. Elles correspondent à :

- des massifs rocheux sains et exempts de discontinuités,
- des massifs rocheux fracturés,
- un cas particulier de massif rocheux à fractures verticales,
- un cas particulier de massif formé d'alternance de bancs rocheux, et

- un cas particulier de massif rocheux formé par un système à deux dièdres.

Nous aborderons ensuite le problème de fondations soumises à des charges latérales, et la stabilité de fondations sur versants. Enfin, nous citerons les méthodes numériques, qui seront largement développées dans la partie B.

II.1.a.1. Massifs rocheux sains et exempts de discontinuités - Les codes de calculs anglo-saxons

Dans le cas de massif sain et en terrain horizontal, on peut estimer approximativement sa capacité portante à partir de tables de données recommandées par certains codes de calculs anglo-saxons.

	Capacités portantes (MPa)	
Type de roche	Roches saines (B.S. C.P. 2004)	Roches fracturées (Waltham)
Roches éruptives ou gneissiques saines	10	6
Bancs de calcaire épais, grès durs	4	3
Schistes et ardoises	3	2
Schistes argileux durs, grès tendre	2	1
Schistes très argileux	1	-
Craie dure	0,6	0,4
Bancs fins de grès ou de calcaires, Roches fracturées	A déterminer après inspection	-

Tableau II.1 : Capacités portantes conservatrices, d'après le British Standard C.P. 2004 et d'après Waltham (1994)

Le British Standard CP 2004 (1972), retranscrit dans le tableau II.1, donne des capacités portantes conservatrices pour quelques roches saines, sans fractures. Waltham (1994) a élargi ces données, en indiquant les capacités portantes pour les mêmes roches mais très fracturées.

Peck et al. (1974) ont résumé les différentes recommandations américaines (cf. Tableau II.2). Les recommandations du Uniform Building Code of America (1969) ont l'avantage, au contraire des recommandations anglaises, de prendre en compte la résistance de la roche.

Les valeurs basses sont tirées des recommandations de Los Angeles (1970), les valeurs hautes du National Building Code (1967). La détermination à l'aide de la résistance à la compression simple σ_c est recommandée par le Uniform Building Code (1969).

Type de roche	Capacité portante (MPa)	
Substratum cristallin, massif contenant du granite, des diorites, des gneiss, du basalte, des calcaires durs, et de la dolérite	1-10 0,2 σ_c	LA-NBC UBC
Roches foliacées telles que des schistes, ou des ardoises saines	0,4-4 0,2 σ_c	LA-NBC UBC
Bancs de calcaire sain	0,4-4 0,2 σ_c	LA-NBC UBC
Roches sédimentaires contenant des schistes ou des grès	0,3-2,5 0,2 σ_c	LA-NBC UBC
Substratums tendres ou broyés (excepté les schistes) et calcaires tendres	1 0,2 σ_c	LA-NBC UBC
Schistes tendres	0,4 0,2 σ_c	LA-NBC UBC

LA : Los Angeles ; NBC : National Building Code ; UBC : Uniform Building Code

Tableau II.2 : Capacités portantes conservatrices aux États-Unis (d'après Peck et al., 1974)

Ces recommandations diffèrent largement les unes des autres, puisque l'on peut trouver pour une même classe de roche des capacités portantes variant d'un facteur 10. Les charges apportées par les différents types d'ouvrage, les déformations admissibles ne sont pas incluses dans ces codes de dimensionnement. Par conséquent ces codes donnent des estimations des capacités portantes très pessimistes.

Ces recommandations ne peuvent donc pas être utilisées pour des ouvrages exceptionnels, où un surdimensionnement engendrerait des surcoûts non négligeables.

Ces recommandations sont aussi limitées par la non prise en compte de la fracturation du massif.

II.1.a.2. Massifs rocheux fracturés

II.1.a.2.1. Recommandations canadiennes

La Société Canadienne de Géotechnique recommande un dimensionnement plus précis que les codes de calculs américains précédents, qui tient compte de la fracturation du massif.

Si le massif est sain et peu fracturé (l'espacement des discontinuités ne doit pas être inférieur à 0,3 m) et qu'il présente des caractéristiques favorables à la stabilité de la fondation (terrain horizontal, discontinuités fermées sans rôle primordial sur la stabilité), la capacité portante q_a de la fondation peut être approximée par la relation suivante :

$$\boxed{q_a = K_{sp}.\sigma_c}$$

où σ_c est la résistance à la compression simple de la roche, et K_{sp} est un coefficient empirique fonction de la fracturation. K_{sp}, incluant un facteur de sécurité de 3, est calculé par la formule suivante :

$$K_{sp} = \frac{3+\frac{S}{B}}{10\sqrt{1+300\frac{e}{S}}} \qquad \text{pour :} \quad 0{,}05 < \frac{S}{B} < 2{,}0 \quad \text{et} \quad 0 < \frac{e}{S} < 0{,}02$$

où :
S et e sont respectivement l'espacement et l'épaisseur des discontinuités, et
B est la largeur de la fondation.

K_{sp} vaut entre 0,1 et 0,5, ce qui est proche du coefficient de 0,2 de l'Uniform Building Code of America.

II.1.a.2.2. Approche de type mécanique des sols

La capacité portante d'une fondation sur un massif rocheux fracturé, assimilable à un milieu homogène peut se déterminer de la même manière que pour un sol (cf. figure II.1).

L'idée consiste à reprendre la théorie de Terzaghi. La pression limite moyenne q'_{max} sous une fondation de largeur B et de longueur infinie dans un matériau pesant, à la fois cohérent et frottant s'écrit :

$$\boxed{q'_{max} = \frac{\gamma.B}{2}N_\gamma(\varphi) + c.N_c(\varphi) + \gamma.D.N_q(\varphi)}$$

où :
γ, c et φ sont respectivement le poids volumique, la cohésion et le frottement interne du matériau,
B est la largeur de la fondation et D est la hauteur contenue dans le massif,
N_β, N_c et N_q sont les facteurs de capacité portante, fonction du frottement interne φ.

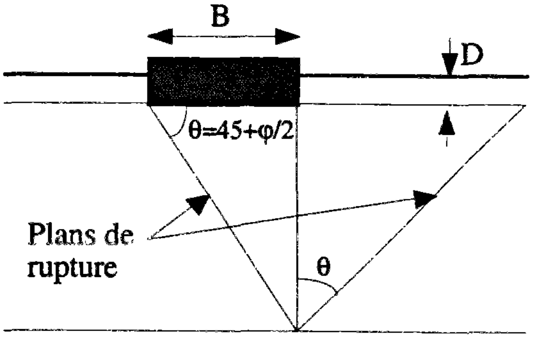


Fig. II.1 : Fondation reposant sur un massif homogène

Ces facteurs de capacité portante sont donnés dans de multiples abaques (Terzaghi, Bell, Meyerhof) pour des fondations superficielles de différentes géométries.

Cette méthode ne peut s'appliquer que si le massif est assimilable à un milieu continu homogène. Il faut donc qu'aucune famille de discontinuités ne privilégie un chemin de rupture potentiel (cf. figure II.2).

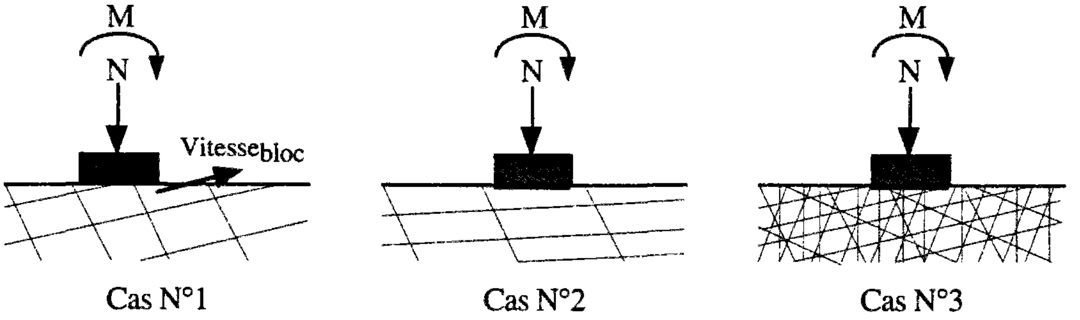


Fig. II.2 : Importance de la densité de fracturation

Dans le cas N°1, les deux familles principales découpent le massif de telle sorte qu'une rupture par glissement des dièdres sous la fondation est possible. On ne peut considérer dans ce cas le massif comme homogène, il serait très dangereux de modéliser la fondation par une méthode de type mécanique des sols.

Dans le cas N°2, la densité de fracturation est aussi très faible, mais l'organisation des deux principales familles de discontinuités ne laisse pas apparaître de chemin de rupture potentiel comme dans le cas N°1. Il est possible dans ce cas d'utiliser les méthodes de dimensionnement décrites plus haut.

Dans le cas N°3, la densité de fracturation est très importante. On peut tout de même assimiler le massif à un milieu continu équivalent, car aucune famille de discontinuités ne semble être primordiale dans la stabilité de la fondation. La théorie de Terzaghi peut être utilisée, mais en faisant attention à la détermination des caractéristiques mécaniques du matériau.

II.1.a.2.3. Corrélation empirique avec le RQD

Peck et al. (1974) ont établi une corrélation empirique entre la capacité portante admissible d'une fondation et le RQD au droit de cette fondation pour des massifs rocheux (reproduit dans la figure II.3).

NB : Selon les auteurs, cette corrélation est justifiée si les discontinuités ne sont pas plus larges qu'une fraction de pouce.
Le RQD doit être une moyenne des RQD sous la fondation à une profondeur de l'ordre de la largeur de la fondation (si le RQD ne présente pas une trop grande irrégularité).

Le dimensionnement d'une fondation à l'aide de cette corrélation ne devrait pas donner lieu à un tassement supérieur à 13 mm.

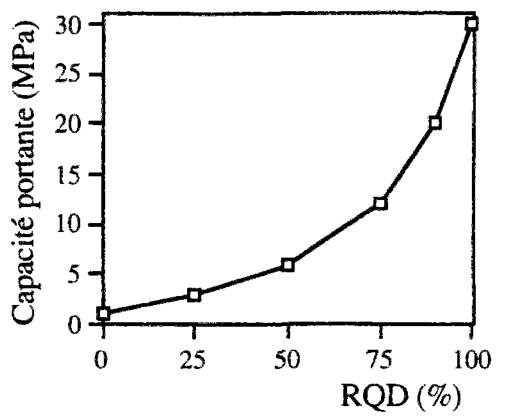


Fig. II.3 : Estimation de la capacité portante à l'aide du RQD, d'après Peck et al. (1974)

Cette détermination de la capacité portante à l'aide du RQD ne prend pas en compte la résistance de la roche. Toutefois Peck recommande de comparer la capacité portante obtenue à la résistance à la compression simple σ_c de la roche. Dans le cas où σ_c est inférieure à la capacité portante (dans le cas de schistes argileux par exemple), Peck préconise de prendre dans les calculs de dimensionnement la valeur de la résistance à la compression simple.

Si Johnston (1994) estime que cette corrélation ne doit être utilisée que pour des roches dont la résistance à la compression simple est supérieure à 25 MPa, Waltham (1994) précise les choses en donnant une relation entre le RQD et la capacité portante pour différentes valeurs de σ_c.

La figure II.4 montre qu'un massif rocheux avec un RQD de 75% voit sa capacité portante passer de 1 à 8 MPa si la résistance à la compression simple de la roche passe de 10 à 100 MPa. La valeur préconisée par Peck et al. est de l'ordre de 12 MPa.

Le RQD est une caractéristique du massif rocheux basée sur l'espacement des discontinuités. Mais il ne prend en compte ni l'état de la discontinuité (altération, remplissage, présence d'eau, etc.) ni son orientation. La détermination de la capacité portante d'une fondation à partir du RQD montre donc vite ses limites.

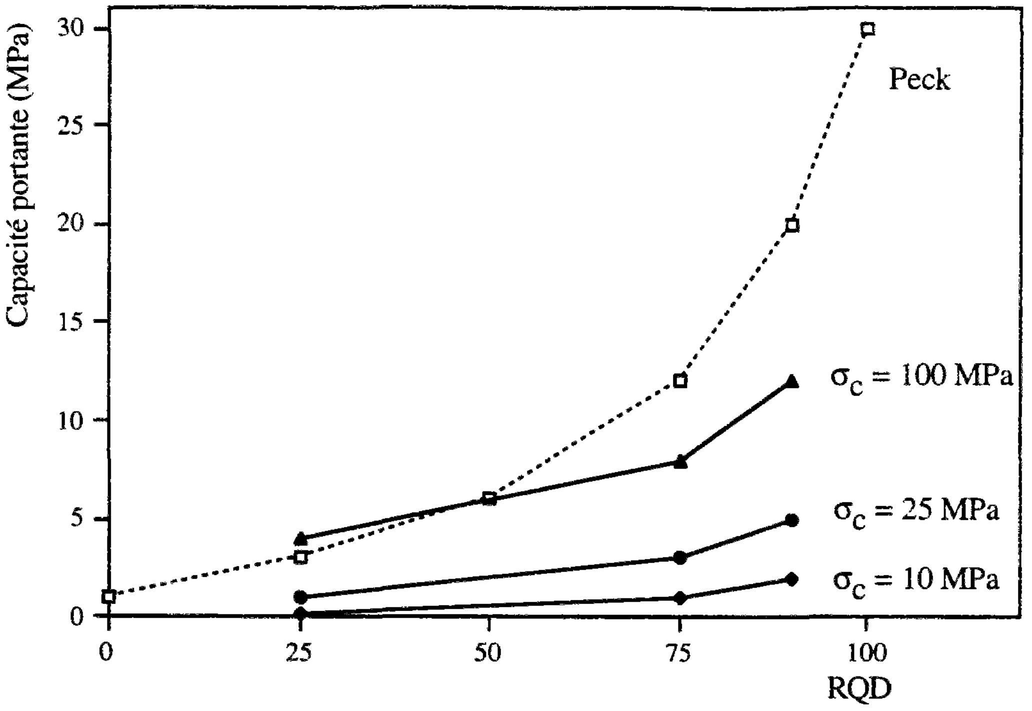


Fig. II.4 : Estimation de la capacité portante à l'aide du RQD et de σ_c (d'après Waltham, 1994)

II.1.a.2.4. Méthode pressiométrique

Une méthode largement répandue en France est la détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle à l'aide d'un pressiomètre Ménard. La capacité portante d'une fondation superficielle est intimement liée à la contrainte de rupture q'_u sous la semelle et à un coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ fonction de l'inclinaison de la charge et de la géométrie du massif.

La contrainte de rupture q'_u est déterminée par la relation :

$$\boxed{q'_u - q'_0 = k_p . p^*_{le}}$$

où :

q'_0 est la contrainte verticale effective,

p^*_{le} est la pression limite nette équivalente,

k_p est le facteur de portance (sans dimension).

Le facteur de portance k_p est fonction des caractéristiques géométriques de la fondation (largeur B et longueur L de la semelle, hauteur d'encastrement équivalente D_e) et du matériau dans lequel elle est assise (cf. valeurs dans le tableau en annexe A.II).

A chaque type de sol correspond une valeur de k_p. Ce n'est pas le cas pour les roches, où k_p n'est pas détaillé. Les marnes ou marno-calcaires et les roches altérées sont répertoriées sous une seule valeur.

Le dimensionnement d'une fondation superficielle à partir de la méthode pressiométrique consiste donc à déterminer, à partir des résultats d'essais pressiométriques (pressions limites, et modules de déformation), le niveau du massif suffisamment résistant pour supporter la fondation.

Or, pour des roches résistantes, la pression limite extérieure p^*_{le} n'est pas due à la roche mais plutôt à la qualité du matériau utilisé pour la sonde du pressiomètre. Ainsi le terme ($k_p \cdot p^*_{le}$) est largement sous-estimé dans le cas de roches dures.

Plus grave, cette méthode ne prend pas en compte le rôle primordial des discontinuités du massif dans l'estimation de sa capacité portante.

II.1.a.3. Cas particulier de massifs rocheux à fractures verticales

Le mécanisme de rupture dépend de la structure du massif (espacement des joints, orientation, caractéristiques mécaniques) et des charges apportées par l'édifice. Sowers et al. (1979) font une distinction entre les massifs à discontinuités ouvertes et les massifs à discontinuités fermées.

Dans le cas d'un massif de granite altéré par exemple, si les discontinuités verticales sont ouvertes, la diffusion latérale des contraintes à travers le massif est très limitée. Sowers étudie le cas simple où la fondation de largeur B repose sur un massif découpé par des discontinuités verticales ouvertes espacés de la distance S (cf. figures II.5 & II.6).

Si S<B, les discontinuités ouvertes ne permettent pas un transfert de la charge aux blocs qui ne sont pas sous l'emprise de la fondation. La charge est alors supportée par une colonne rocheuse, d'une largeur équivalente à celle de la fondation. La capacité portante est déterminée par la résistance à la compression simple de la colonne. Cette résistance est limitée par la résistance du bloc le plus faible.

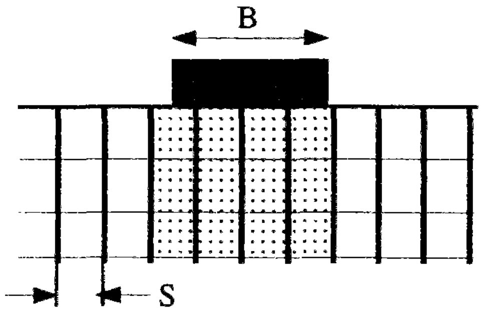


Fig. II.5 : Cas S < B, discontinuités ouvertes

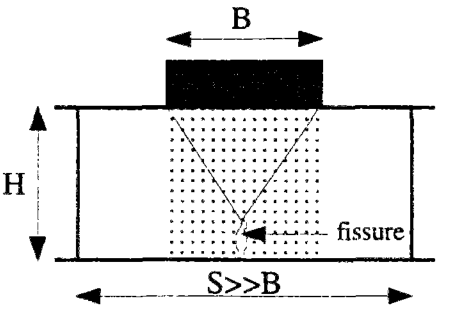


Fig.II.6 : Cas S>>B

NB: Si les discontinuités sont fermées, Sowers conseille d'appliquer la théorie de Terzaghi développée précédemment. Cette solution n'est pas satisfaisante. Même avec des discontinuités rocheuses fermées, le massif n'est pas assimilable à un milieu continu homogène. La rupture du massif ne se fera pas par l'intermédiaire de plans fictifs définis par les caractéristiques mécaniques du matériau et la géométrie de la fondation. La rupture sera guidée par la géométrie des discontinuités. Dans cette configuration, il est recommandé de déterminer le mode de rupture potentiel, et d'estimer la capacité portante à l'aide de modèles simples à peu de blocs (calcul à la rupture), ou de modèles numériques par éléments distincts.

Si S>>B, le cas est le même que le précédent, le massif peut être considéré comme homogène. Une forte contrainte apportée par la fondation peut fissurer le bloc rocheux à sa base. Pour une charge centrée sur le bloc, et en faisant l'hypothèse que la contrainte diffusée vers les blocs adjacents est négligeable, Meyerhof, Bishnoi et Sowers ont obtenu à partir de l'équation précédente (Terzaghi, cf. § II.1.a.2.2) la contrainte normale maximale q'_{max} appliquée par la fondation :

$$\boxed{q'_{max} = c.N_{cr}.J}$$

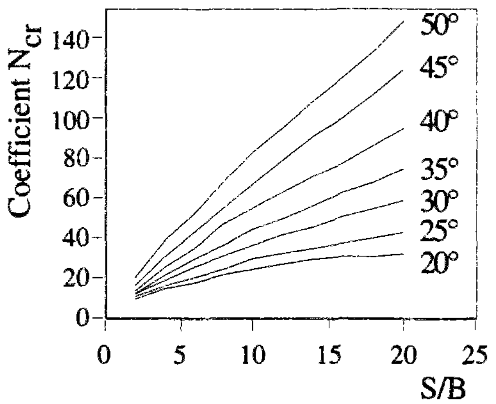
où :

c est la cohésion du matériau,

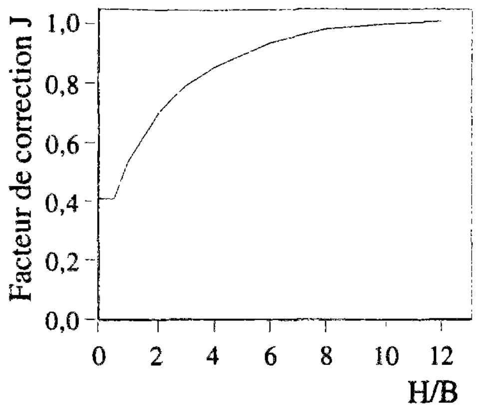
J est un facteur fonction de l'épaisseur du bloc sous la fondation,

N_{cr} est un coefficient de portance, fonction du rapport S/B et du frottement interne φ.

Ce coefficient de portance N_{cr} est donné par des abaques, dont nous avons reproduit dans la figure II.7 un exemplaire pour des fondations circulaires (les valeurs pour des fondations carrées doivent être corrigées par un facteur de forme de 0,85).



Coefficient de capacité portante N_{cr} pour une fondation circulaire avec H/B>8 en fonction de S/B



Facteur de correction J en fonction de H/B

Fig. II.7 : Coefficients N_{cr} et J déterminant la capacité portante d'une fondation sur massif rocheux fracturé avec S >> B, d'après Bishnoi (1968)

II.1.a.4. Cas particulier de massifs formés de bancs rocheux

Sowers (1979) a proposé deux types de rupture, représentés dans les figures II.8 & II.9, pour des fondations reposant sur des massifs stratifiés. Il s'agit de la rupture d'une fondation construite sur un couche rigide d'épaisseur H reposant sur une formation moins résistante et plus compressible.

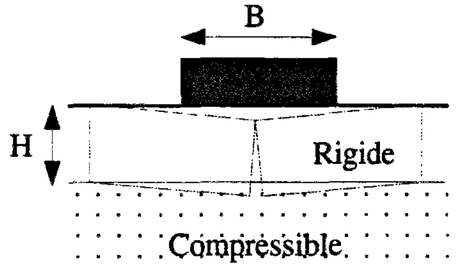


Fig. II.8 : Rupture par flexion (H/B grand), d'après Sowers (1979)

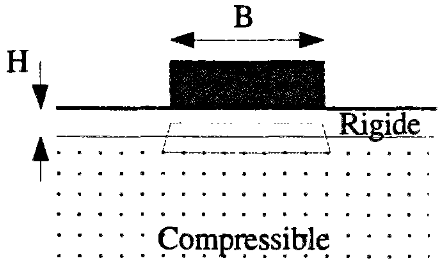


Fig. II.9 : Rupture par poinçonnement (H/B petit), d'après Sowers (1979)

Si le rapport H/B est grand et si la résistance à la flexion du banc rigide est faible, une rupture par flexion du banc rigide peut apparaître.

Si le rapport H/B est faible, une rupture par effort tranchant du banc rigide est dans ce cas plus probable (poinçonnement du banc rigide par la fondation).

Ces deux modes de rupture sont bien sûr fonction d'une fracturation verticale. Plus la rapport S/B est grand, plus la rupture par flexion est probable.

II.1.a.5. Cas particulier de massifs rocheux formés par deux dièdres - Calcul bidimensionnel à la rupture d'un système à deux éléments

Selon la fracturation du massif et les charges apportées par la fondation, il est possible de réaliser des modèles simples de calcul à la rupture. Ces modèles simples ont l'avantage d'être exécutables à la main. Mais ils reposent sur une détermination préalable par l'ingénieur du mode de rupture potentiel de la fondation.

Nous citerons ici l'analyse bidimensionnelle du mode de rupture par effet de coin d'une fondation reposant sur un massif idéal à deux dièdres rocheux (déterminé par Rochet (1994, 1996) et repris par Rachez (1993)).

Comme le montre la figure II.10, les deux dièdres rocheux (I) et (II) sont délimités par les trois directions de discontinuités P1, P2 et P3. La fondation, transmettant la charge (X,Z), repose sur l'élément (I) délimité par les discontinuités P1, P3. Le mécanisme envisagé est celui où l'élément (I) glisse vers le bas et vers la droite en chassant l'élément (II) vers le haut et vers la droite. Il en résulte que sous un chargement limite (X*, Z*), chacune des trois réactions R_1, R_2, R_3 est inclinée de l'angle de frottement φ sur la normale correspondante.

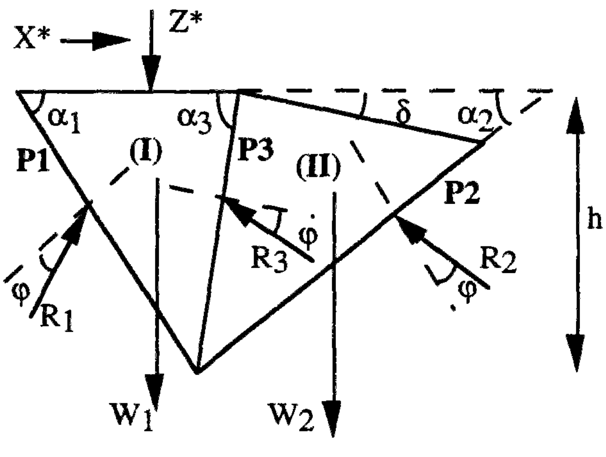


Fig. II.10 : Schéma du système à deux dièdres

<u>Remarque</u> : Il peut paraître aberrant de faire glisser (I) parallèlement à P1 car il y a butée du massif. Mais du fait de l'écrasement de la pointe, un déplacement (limité) est possible. Ce déplacement pourrait être incompatible avec le fonctionnement de l'ouvrage. Cette étude se révèle donc utile.

En fait, la disposition ci-dessus apparaît comme cas limite (et le plus défavorable) de la disposition ci-contre (cf. figure II.11) pour laquelle le problème de l'écrasement ne se pose pas. Il n'y a pas non plus de point triple (dont l'existence est en fait très peu probable), intersection des trois plans P1, P2 et P3 .

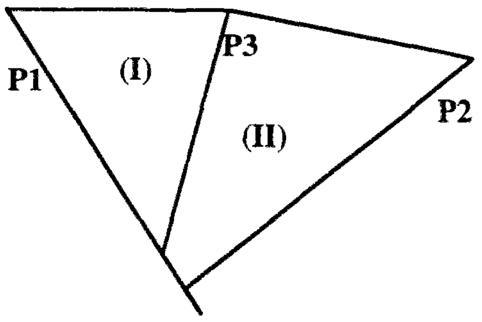


Fig. II.11 : Système à deux dièdres plus général

Les conditions nécessaires d'équilibre sont (les moments ne sont pas pris en compte) :

- élément (I) : $\mathbf{Z^* + X^* + W_1 + R_1 + R_{3(1\text{->}2)} = 0}$
- élément (II) : $\mathbf{W_2 + R_2 + R_{3(2\text{->}1)} = 0}$

En projetant ces équations sur des axes parallèles et perpendiculaires à $\mathbf{R_3}$, on obtient à l'équilibre limite la relation entre le chargement (X*, Z*) et les paramètres du modèle :

$$Z^* \sin(\alpha_1 - \varphi) + X^* \cos(\alpha_1 - \varphi) = -W_2 \frac{\sin(\alpha_2 + \varphi).\sin(\alpha_1 + \alpha_3 - 2\varphi)}{\sin(\alpha_2 - \alpha_3 + 2\varphi)} - W_1 \sin(\alpha_1 - \varphi)$$

avec

$$W_2 = \frac{\gamma.h^2}{2} \frac{\sin(\alpha_3 - \alpha_2)}{\sin^2(\alpha_3)} \left(\frac{\sin(\alpha_3 - \alpha_2)}{\tan(\delta - \alpha_2)} + \cos(\alpha_3 - \alpha_2) \right) \quad \text{et}$$

$$W_1 = \frac{\gamma.h^2}{2} \left(\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_3} \right)$$

En rendant les efforts Z* et X* adimensionnels, la charge limite n'est alors plus fonction que du frottement φ des interfaces et de la géométrie des blocs (angles α_i, δ).

Il est possible d'étendre cette méthode de calcul à la rupture à des éléments tridimensionnels. Le calcul est explicité ultérieurement, dans le chapitre B.V.

II.1.a.6. Effet de charges latérales

Pour des piles de pont élevées (cf. figure II.12), les forces horizontales T dues au vent, aux charges du trafic, créent d'importants moments renversants M au niveau des semelles, qui modifient les répartitions des contraintes.

Une fondation rigide, soumise à une charge verticale N et à un moment renversant M, voit sa force résultante excentrée de la distance $e = M/N$ de son axe de symétrie (cf. figure II.13).

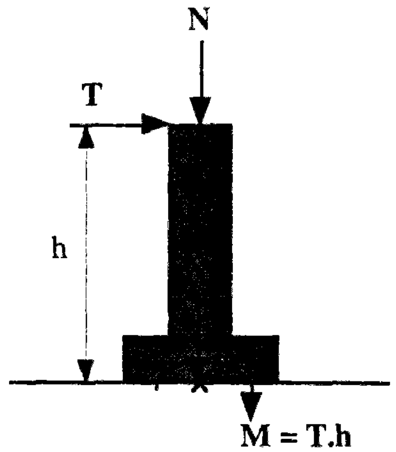
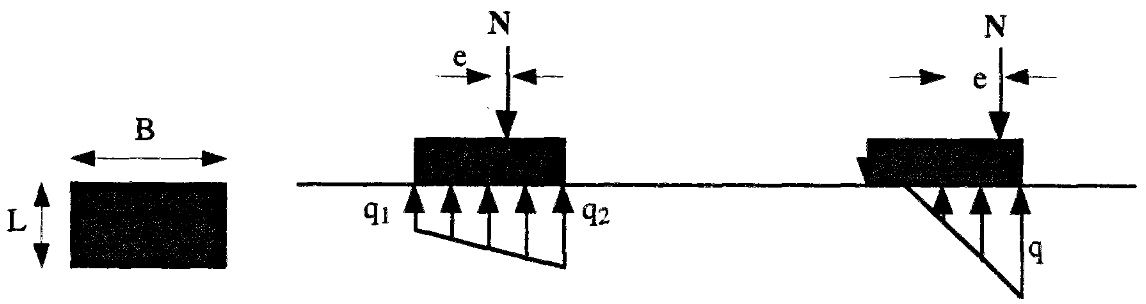


Fig. II.12 : Fondation soumise à un effort latéral



Pas de décollement : e < B/6

$$\boxed{q_1 = \frac{N}{B.L}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)} \quad \boxed{q_2 = \frac{N}{B.L}\left(1 + \frac{6e}{B}\right)}$$

Décollement : e > B/6

$$\boxed{q = \frac{2N}{3L(B/2 - e)}}$$

Vue de dessus

Vue en coupe

Fig. II.13 : Répartition des contraintes sous une semelle soumise à un effort excentré

En supposant une réaction du massif de type élastique, pour une fondation dont l'effort latéral est le long du côté de dimension B, le coin le plus loin du point d'application de la force résultante sera soumis :

- à une compression q_1 si $e < B/6$,
- à une traction si $e > B/6$.

Dans ce dernier cas, il y a soulèvement d'un côté de la semelle et la contrainte est concentrée sur le reste de surface en contact avec le massif.

Dans le cas de massif rocheux fracturé, cette concentration de contrainte peut amener une amorce de rupture en plastifiant la zone sous le coin le plus chargé (par exemple le glissement d'un bloc le long d'une discontinuité).

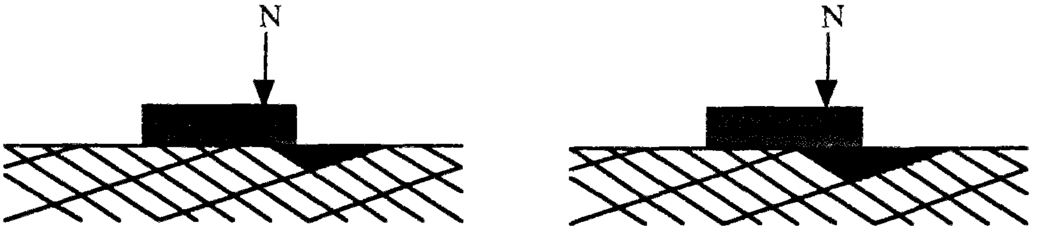


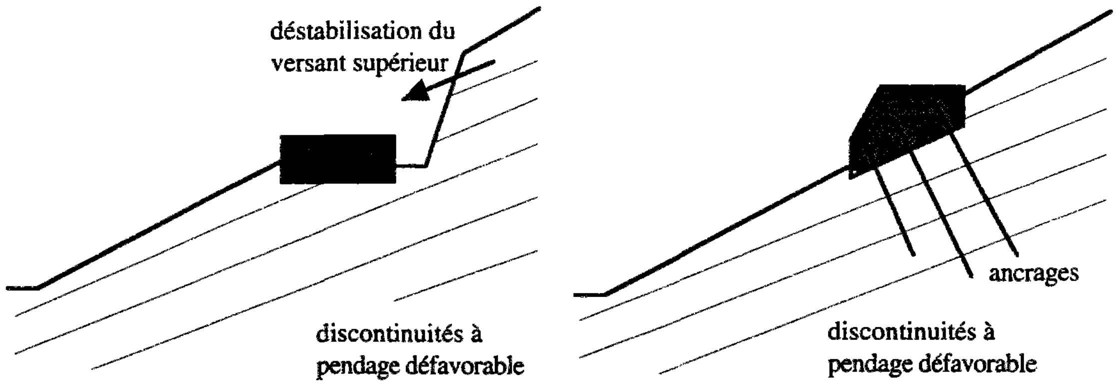
Fig. II.14 : Rupture progressive d'un massif rocheux fracturé par une semelle soumise à un effort excentré

Dans la figure ci-dessus, l'écrasement du bloc sous le coin droit de la fondation et son glissement le long des strates peu inclinées diminue la surface de la fondation en contact avec le massif. Le bloc à gauche du bloc déstabilisé est soumis à une contrainte encore plus importante. Il va glisser peu à peu. La rotation de la fondation accélère le processus de rupture.

Une solution pour déjouer les conséquences de cet excentrement de la force résultante est de clouer le côté de la semelle qui se soulève à l'aide de tirants. Une autre solution est tout simplement d'augmenter la taille de la semelle et/ou d'augmenter la charge normale en lestant les premiers mètres des fûts des piles (Rat, 1994).

II.1.a.7. Fondations sur versant

Les semelles superficielles sur versant nécessitent bien souvent, lors de leur construction, de larges fouilles pouvant déstabiliser le versant supérieur. Dans le cas de massifs découpés par des discontinuités à pendage défavorable, le recours à des semelles superficielles à face inférieure inclinée suivant la pente est envisageable (Puech & al., 1977). Comme le montre la figure II.15, ce procédé de construction présente l'avantage de limiter l'emprise et la profondeur des fouilles et évite ainsi la déstabilisation du versant supérieur.



Semelle superficielle à surface inférieure horizontale

Semelle superficielle à section trapézoïdale à surface inférieure parallèle au versant

Fig. II.15 : Semelles superficielles sur versant

Pour se prémunir d'un éventuel glissement le long des discontinuités, le massif rocheux doit être renforcé, et la semelle clouée au massif par ancrages passifs.

Le mode de rupture le plus probable étant le glissement le long des strates à pendage plus faible que la pente, un dimensionnement à l'aide du RQD ou par la méthode pressiométrique serait ici aberrant. Après détermination du mode de rupture potentiel, un modèle simple à peu de blocs, comme présenté dans le paragraphe II.1.a.5, peut être réalisé. La stabilité vis-à-vis d'un glissement sous la surface de la semelle ainsi que la stabilité générale du massif rocheux cloué (stabilité au grand glissement) doivent être vérifiées.

Il s'agit de vérifier que la force résultante appliquée à la fondation passe par l'intérieur du cône de frottement, et de s'assurer de la stabilité des deux dièdres rocheux présentés dans la figure II.16 (Panet & al., 1976). Pour cela, il est nécessaire de contrôler que l'élément (II) exerce une butée suffisante pour empêcher un éventuel glissement de l'élément (I) (fondation + massif cloué) le long d'une discontinuité.

Dans ce mode de rupture potentiel, une des hypothèses est que l'élément (II) est limité par une ligne de rupture interne faisant un angle $\pi/4-\varphi/2$ avec la direction des discontinuités. Or, si le massif est sain et relativement peu fracturé, il est très pessimiste de supposer qu'un élément de plusieurs mètres cubes puisse se fracturer et ainsi déstabiliser la semelle. Cette hypothèse simplificatrice peut diminuer considérablement la charge limite de la fondation.

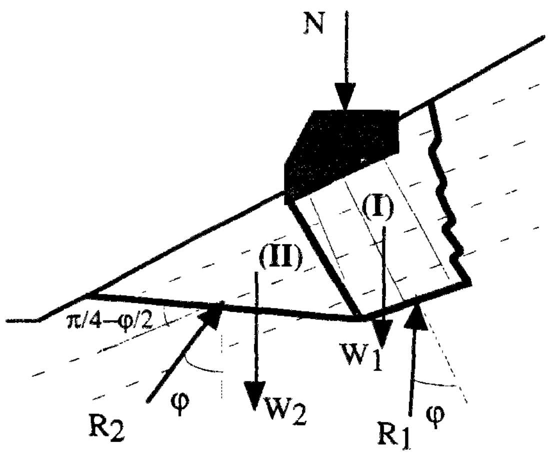


Fig. II.16 : Schéma du mode de rupture

Mais cette hypothèse est indispensable pour réaliser un modèle simple à peu de blocs. Une autre méthode, plus complexe, mais certainement plus précise si elle est réalisée avec soin, est de mener une étude numérique par éléments distincts.

II.1.a.8. Méthodes numériques

Par la méthode des éléments distincts, il possible de représenter le massif sous la forme d'un assemblage de blocs rocheux, dont le comportement est régi par les discontinuités.

La puissance des ordinateurs et des codes de calculs actuels permet de modéliser tout un massif découpé par au moins deux familles principales de discontinuités et des failles si besoin (cf. figure II.17).

En chargeant la fondation, le massif est soumis à de très fortes contraintes et sa rupture peut être amorcée. Il est possible de vérifier si l'hypothèse simplificatrice de limiter l'élément (I) par une fracture interne diminue ou augmente considérablement la charge limite de la fondation.

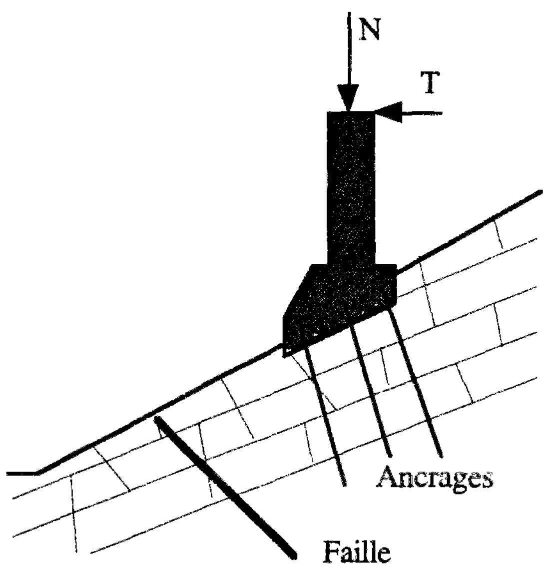


Fig. II.17: Possibilités des modèles numériques

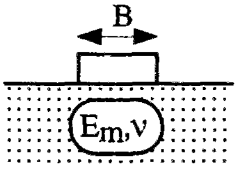
II.1.b. Le tassement des fondations superficielles

II.1.b.1. Approche du milieu élastique homogène isotrope

II.1.b.1.1. Massif homogène semi-infini

Une méthode classique consiste à estimer le tassement d'une fondation uniformément chargée sur un demi espace élastique à partir de l'équation de Schleicher (1926) :

$$\boxed{s = \frac{C_d.q.B.(1-\nu^2)}{E_m}}$$



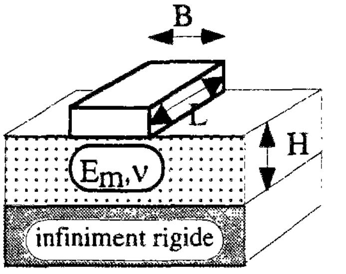
où :
q est la pression supposée uniforme sous la fondation,
B est la dimension caractéristique de la fondation,
ν et E_m sont respectivement le coefficient de Poisson et le module de Young du massif, et
C_d est un coefficient de forme dépendant de la géométrie et de la rigidité de la fondation et du point d'application de la force. A titre indicatif, C_d varie de 1 pour une fondation circulaire, à 2,5 pour une fondation rectangulaire dont le grand côté est 10 fois le petit côté (pour le calcul du tassement au centre de la semelle) (d'après Winterkorn et Fang, 1975).

Rappelons que pour utiliser correctement cette équation il faut que le massif rocheux soit isotrope homogène et infini, ou du moins que l'on puisse l'assimiler à un tel milieu. Cette équation ne prend pas en compte l'effet de discontinuités majeures qui ont une grande influence sur les déformations.

II.1.b.1.2. Massif homogène avec socle rigide

Si le substratum rigide est à une profondeur H, comparable à la dimension caractéristique de la semelle, le tassement de la fondation ne sera pas aussi important que dans le cas d'un demi espace. L'équation précédente est toujours applicable, mais en changeant le coefficient de forme C_d par le coefficient de forme C'_d , dont nous avons donné quelques valeurs en annexe A.II.

$$\boxed{\delta = \frac{C'_d . q . B . (1 - \nu^2)}{E_m}}$$

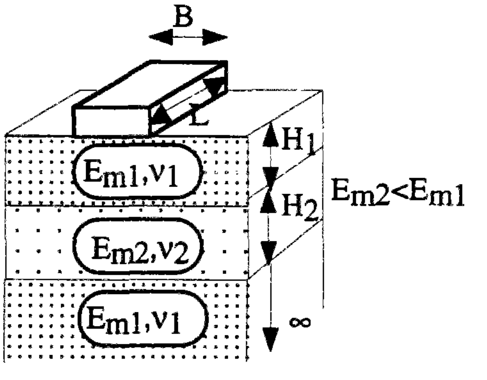


II.1.b.1.3. Massif homogène entrecoupé par une couche très compressible

Le tassement d'une fondation sur un massif à l'intérieur duquel il y a une couche très compressible est principalement dû à cette couche. Le calcul sera donc effectué en négligeant le tassement dû au reste du massif sous cette couche, et en ne considérant que les deux couches supérieures d'épaisseur H_1 et H_2.

$$\boxed{\delta = \frac{C'_d . q . B . (1 - \nu^2)}{\frac{E_{m1} . H_1 + E_{m2} . H_2}{H_1 + H_2}}}$$

C'_d est estimé en fonction du rapport $(H_1+H_2)/B$



II.1.b.2. Approche du milieu élastique anisotrope

Beaucoup de massifs rocheux ne peuvent être représentés par un milieu isotrope. Kulhawy (1978) a développé un calcul de tassement d'une semelle circulaire sur un massif anisotrope, dont la charge N appliquée à la fondation est parallèle à l'un des axes principaux du tenseur d'élasticité.

Considérons le massif représenté ci-contre, découpé par trois familles de discontinuités orthogonales.

Le tassement s est une fonction complexe :

- de la charge N,
- de la surface de la fondation,
- des espacements des discontinuités,
- des raideurs normales et tangentielles des discontinuités, et
- des modules de déformation et de cisaillement de la roche intacte.

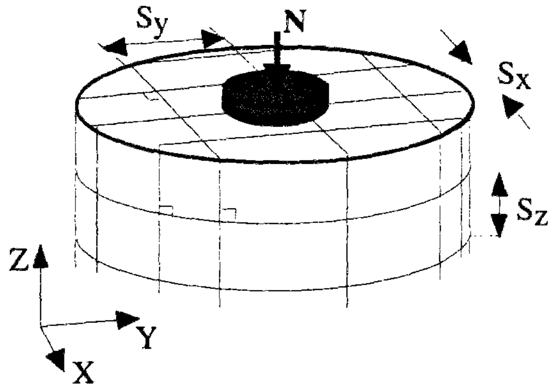


Fig. II.18 : Tassement d'une fondation sur un massif découpé par trois familles de discontinuités orthogonales

Cette méthode tient compte de la faiblesse du massif créée par les discontinuités. Elle présente donc un net avantage par rapport aux autres méthodes plus classiques qui regroupent le massif et les discontinuités sous la forme d'un milieu continu.

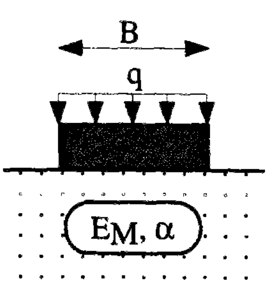
Cette méthode présentée par Kulhawy nécessite une parfaite connaissance du réseau de discontinuités (l'espacement notamment), et des caractéristiques mécaniques de ces discontinuités (raideurs tangentielles et normales), ce qui est difficile à obtenir lors d'une campagne d'essais.

II.1.b.3. Approche par la méthode pressiométrique

II.1.b.3.1. Cas d'un massif homogène

Le tassement d'une fondation superficielle sur un massif homogène se calcule par la relation suivante (Fascicule 62, 1993) :

$$\boxed{s = \frac{\alpha}{9E_M}(q - \sigma'_{v0}).\lambda_c.B + \frac{2}{9.E_M}(q - \sigma'_{v0}).B_0.\left(\lambda_d.\frac{B}{B_0}\right)^{\alpha}}$$



où :

B_0 est une largeur de référence égale à 0,6 m,

B est la largeur de la fondation,

λ_c et λ_d sont des coefficients de forme dépendant du rapport L/B,

α est un coefficient caractérisant la massif,

E_M est le module de déformation pressiométrique du massif,

q est la contrainte effective moyenne appliquée au massif par la fondation,
σ'_{v0} est la contrainte effective verticale calculée au niveau de la fondation avant les travaux.

Remarques :

- quelle est la représentativité du module de déformation réel du massif par le module de déformation pressiométrique E_M ?
- le choix de la valeur α pour une roche est assez imprécis.

Comme le montre le tableau II.3, le coefficient α d'un sol est choisi en fonction du rapport entre le module pressiométrique E_m et la pression limite pressiométrique p_l. Si l'essai pressiométrique est bien adapté à un sol, il ne l'est peut-être pas autant à une roche. On le voit dans le tableau de droite, où le coefficient α d'une roche n'est choisi qu'en fonction de la fracturation ou de l'altération du rocher. Quelle valeur de α prendre lorsqu'il s'agit d'un massif normalement fracturé, mais dont les discontinuités sont fortement altérées ?

	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
TYPE	α	E_m/p_l	α	E_m/p_l	α	E_m/p_l	α	E_m/p_l	α
surconsolidé ou très serré	–	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
normalement consolidé ou serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
sousconsolidé altéré, remanié ou lâche	–	7-9	1/2	5-8	1/2		1/3		–

Rocher	
TYPE	α
très peu fracturé	2/3
normal	1/2
très fracturé	1/3
très altéré	2/3

Tableau II.3 : Valeurs du coefficient α (Fascicule 62, 1993)

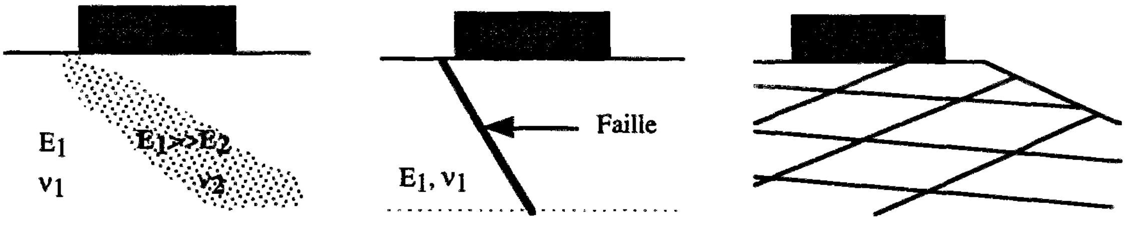
II.1.b.3.2. Cas d'un massif hétérogène

La méthode pressiométrique peut prendre en compte l'évolution des caractéristiques mécaniques du massif en fonction de sa profondeur. Il est donc possible d'estimer le tassement d'une fondation superficielle dans une formation stratifiée, où le module pressiométrique d'une couche diffère notablement des autres couches. Il faut pour cela calculer des modules pressiométriques équivalents et les remplacer dans l'équation ci-dessus.

Les remarques énoncées précédemment sont toujours valables. De plus, l'influence de discontinuités n'est pas prise en compte dans cette méthode pressiométrique (de même que dans d'autres méthodes). Le massif rocheux est trop souvent assimilé à un milieu homogène continu.

II.1.b.4. Approche numérique

Il arrive tout de même que la nature soit si complexe qu'il soit difficile de la représenter à l'aide de méthodes simples. C'est le cas, par exemple, lorsque le massif rocheux est traversé par un banc compressible incliné, ou découpé par une faille pleine de matériau peu résistant, ou encore lorsqu'il s'agit d'une fondation proche d'un versant découpé par une famille de discontinuités, à première vue peu favorables à la stabilité.



Banc incliné irrégulier   Faille   Proche d'un versant

Fig. II.19 : Différents cas où une approche numérique est souhaitable

II.2. Les fondations profondes

Le dimensionnement d'une fondation profonde nécessite la prise en compte du frottement latéral le long de l'interface rocher / béton.

Pour ce qui est des fondations semi-profondes, selon les cas, sont adoptées les méthodes de calcul utilisées pour les fondations superficielles ou celles utilisées pour les fondations profondes.

Dans un premier temps, nous exposerons les principes de l'estimation de la capacité portante et dans un second temps, ceux du calcul du tassement d'une fondation profonde. Enfin, nous traiterons le cas des fondations profondes soumises à des efforts latéraux.

II.2.a. Capacité portante d'une fondation profonde ou semi-profonde

La charge de la fondation est reprise par :

- la résistance au cisaillement le long de l'interface rocher / pieu,
- la résistance à la compression du massif à la base du pieu.

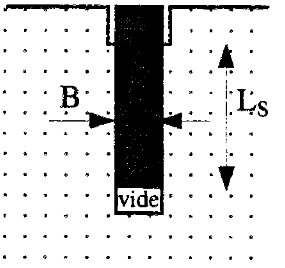
Ces résistances à la base du pieu et le long de l'interface sont fonction, bien sûr, des caractéristiques mécaniques du matériau, mais aussi de la méthode de construction. Dans le cas de creusement à l'explosif par exemple, le frottement le long d'une partie de l'interface n'est pas pris en compte. Dans le cas de pieux de petit diamètre forés à la tarière (dans des roches très tendres), le fond du trou n'est généralement pas visible ; la résistance à la compression du massif à la base du pieu n'est alors pas prise en compte (Wyllie, 1992).

Comme pour les fondations superficielles, il faudrait distinguer deux grandes orientations selon que le massif rocheux est sain et exempt de discontinuités, ou bien fracturé. La plupart des méthodes de dimensionnement exposées dans les références bibliographiques ne s'appliquent malheureusement qu'à des massifs rocheux peu fracturés, plus souvent assimilables à des milieux continus.

Nous traiterons principalement du dimensionnement de fondations semi-profondes, en tenant compte des deux sources de résistance : interface et base.

II.2.a.1. Estimation de l'effort limite mobilisable par frottement latéral

Une hypothèse simplificatrice consiste à supposer que la contrainte tangentielle τ est uniforme le long de l'interface. Dans ce cas, l'effort limite mobilisable par la résistance au cisaillement de l'interface s'exprime par la relation suivante :



$$\boxed{Q_{su} = \tau_s.\pi.B.L_s}$$

où :

L_S est la longueur d'un élément du pieu où le frottement est mobilisable,

B est le diamètre du pieu,

τ_S est la résistance au cisaillement de l'interface.

Rowe et Armitage (1986a) ont obtenu à partir d'essais de pieux, des relations donnant la résistance au cisaillement τ_S de l'interface rocher /béton en fonction de la résistance à la compression simple σ_C de la roche (τ_S et σ_C en MPa) :

- $\boxed{\tau_s = 0,45\sqrt{\sigma_c}}$ pour une interface dont les aspérités de surface sont d'épaisseur comprise entre 1 et 10 mm, de largeur supérieure à 5 mm et d'espacement inférieur à 200 mm,
- $\boxed{\tau_s = 0,6\sqrt{\sigma_c}}$ pour une interface dont les aspérités de surface sont d'épaisseur supérieure à 10 mm, de largeur supérieure à 10 mm et d'espacement inférieur à 200 mm.

Ces corrélations sont valables pour des roches sans discontinuités ouvertes dans la zone d'influence du pieu.

NB : La probabilité qu'il y ait un tassement réel supérieur au tassement théorique est estimée à 30% si un coefficient de réduction de 0,7 est appliqué aux deux équations précédentes ; elle est estimée à 11% si un coefficient de réduction de 0,5 est appliqué. Les auteurs recommandent d'utiliser un coefficient minimum de 0,7 pour se prémunir d'éventuelles variations des propriétés mécaniques de l'interface. Ils proposent également de vérifier les valeurs choisies par un essai de pieu en vrai grandeur.

Horvath & Kenney (1980) énoncent le même type de relation, obtenue à partir de l'étude d'une cinquantaine de pieux (d'un diamètre B de 0,4 à 1,2 m avec un rapport d'encastrement L_s/B de 1 à 20) :

$$\boxed{0,2\sqrt{\sigma_c'} \leq \tau_s \leq 0,25\sqrt{\sigma_c'}}$$

où σ'_C est la résistance à la compression simple du matériau le moins résistant, à savoir le béton ou le rocher.

Le terme multiplicatif de 0,2-0,25 est du même ordre de grandeur que ceux proposés par Rowe et Armitage, s'il est tenu compte du coefficient de réduction de 0,5.

La résistance au cisaillement de l'interface rocher / béton peut aussi être déterminée par l'essai pressiométrique. Elle est déterminée empiriquement en fonction de la pression limite nette p^*_{le}, de la formation concernée, du mode de mise en oeuvre et du type de fondation.

Le choix de τ_s (ou q_s) se fait à l'aide d'abaques (Fascicule 62, 1993). Mais ces abaques sont toujours très peu explicites pour les roches : un puits sans tubage à parois rugueuses fondé dans de la roche (pas de terme plus précis) se voit attribué une résistance au cisaillement de son interface τ_s comprise entre 0,2 et 0,3 MPa pour une variation de p^*_{le} de 0,1 à 0,5 MPa.

II.2.a.2. Estimation de l'effort limite mobilisable sous la pointe d'un élément de fondation profonde

Les méthodes présentées ci-après sont empiriques. Elles tiennent compte de la résistance à la compression simple de la roche, ou bien sont fondées sur l'essai pressiométrique.

II.2.a.2.1. Approche empirique à partir de la résistance à la compression simple de la roche

Rowe et Armitage (1986a) suggèrent d'évaluer la contrainte admissible à la base d'un pieu par la valeur de la résistance à la compression simple de la roche σ_{cb} à la base du pieu (où un facteur de sécurité de 2 est compris) :

$$\boxed{q_a = \sigma_{c_b}}$$

Cette relation est applicable si :

- le pieu est fondé dans des roches tendres ($\sigma_c < 30$ MPa)
- la base du pieu est encastrée dans le rocher d'au moins la valeur d'un diamètre B,
- le massif, à une profondeur d'au moins un diamètre B, est sain ou tout du moins peu fracturé et avec des discontinuités fermées sans remplissage,
- il n'y a pas de cavités sous l'emprise du pieu.

Ladanyi et Roy (1971), quant à eux, tiennent compte de l'effet de profondeur d'encastrement du pieu dans la roche et des discontinuités. La contrainte q_a admissible en pointe d'un pieu est estimée comme pour celle d'une fondation superficielle définie au paragraphe II.1.a.2.1, mais avec un terme majorateur d qui tient compte de la profondeur:

$$\boxed{q_a = K_{sp} \cdot \sigma_c \cdot d}$$

où K_{sp} est le coefficient de portance défini pour la détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle, et d est le facteur de profondeur d'encastrement :

$$\boxed{d = 1 + 0,4 \frac{L_s}{B} \leq 3,4}$$

où B et L_s sont respectivement le diamètre et la profondeur d'encastrement du pieu (cf. définition plus précise de L_s dans le § II.2.b.1.1).

D'après Ladanyi et Roy, cette méthode n'est généralement pas applicable à des massifs stratifiés tendres tels les schistes argileux.

Nous retiendrons que la pression limite mobilisable en pointe d'un pieu est de l'ordre de grandeur de la résistance à la compression de la roche. Rappelons que pour les fondations superficielles, nous avions une pression limite plus faible de l'ordre de 0,2 σ_c pour tenir compte de l'altération et de la fracturation à la surface du massif.

II.2.a.2.2. Approche pressiométrique

La contrainte de rupture q_l sous la pointe peut être déterminée à partir de la pression limite p_l mesurée lors d'un essai au pressiomètre à la base du pieu, à l'aide de la relation suivante :

$$\boxed{q_l = k_p \cdot p_l}$$

Ce coefficient k_p empirique, appelé facteur de portance, dépend du matériau dans lequel est fondé le pieu, du type de pieu (foré, vissé ou battu), et de son encastrement relatif.

Les valeurs de k_p ont été données, et corrigées, dans de multiples abaques (Combarieu O., 1996) pour différentes classes de sols définies par les valeurs de pression limite p_l.

Le tableau II.4 donne un extrait des valeurs de portance k_p pour des éléments mis en oeuvre avec refoulement du sol.

Classes de sol		Description	p_l (MPa)	k_p
Argile, Limons	A	argiles et limons mous	< 0,7	1,4
	B	argiles et limons fermes	1,2 - 2,0	1,5
	C	argiles très fermes à dures	> 2,5	1,6
Sables, Graves	A	lâches	< 0,5	4,2
	B	moyennement compacts	1.0 - 2,0	3,7
	C	compacts	> 2.5	3,2
Craies	A	molles	< 0,7	1,6
	B	altérées	1,0 - 2,5	2,2
	C	compactes	> 3,0	2,6
Marnes	A	tendres	1,5 - 4,0	2,6
Marno-Calcaires	B	compacts	> 4,5	2,6
Roches	A	altérées	2,5 - 4,0	1,8 - 3,2
	B	fragmentées	> 4,5	XXX

Tableau II.4 : Classifications des sols et Valeurs du facteur de portance k_p pour des éléments mis en oeuvre avec refoulement du sol (Fascicule 62, 1993)

Les critiques émises pour les fondations superficielles sont toujours valables ici. Pour des roches de bonne qualité, la pression limite p_l n'est pas due à la roche, mais plutôt à la qualité du matériau utilisé pour la sonde du pressiomètre. Les valeurs de k_p pour les roches ne sont pas détaillées ; le terme générique de "roches altérées" est employé. Il se voit affecté une valeur comprise entre 1,8 et 3,2. Aux craies compactes, aux marnes et aux marno-calcaires est affecté un k_p de 2,6.

II.2.b. Tassement d'un pieu sous une charge normale

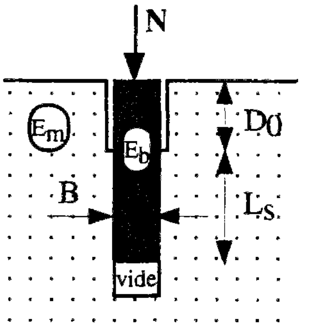
Les théories proposées tiennent compte d'un tassement dû :

- à l'interface rocher / pieu uniquement,
- à la base du pieu uniquement,
- à l'interface et à la base.

II.2.b.1. Tassement d'un pieu dû à l'interface rocher / pieu

Le tassement de la tête du pieu s'exprime par la relation suivante (d'après Pells et Turner, 1979) :

$$\boxed{s = RF\frac{N.I}{B.E_m}}$$



où :

B est le diamètre du pieu,

E_m est le module de déformation de la roche autour du pieu,

N est la charge normale,

$I = f(L_s/B\ ;\ E_b/E_m)$: I est le facteur de tassement, exprimant l'influence de la géométrie du pieu et du rapport entre les modules de déformation de la roche E_m et du béton E_b,

$RF = g(D_0/B\ ;\ L_s/B\ ;\ E_b/E_m)$: RF est le facteur de réduction tenant compte de la profondeur D_0 à partir de laquelle on considère que le frottement est mobilisé le long de l'interface.

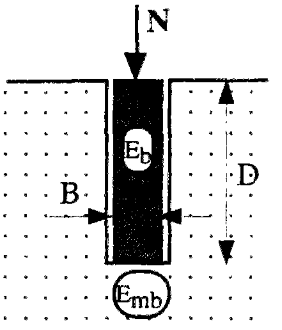
Les facteurs RF et I sont donnés par des abaques cités en annexe A.II. I est décroissant en fonction de L_s/B pour $E_b/E_m < 1$ et décroissant en fonction de E_b/E_m ; les valeurs de I sont comprises entre 0,15 et 2. RF est croissant en fonction de L_s/B et décroissant en fonction de D_0/B ; les valeurs de RF sont comprises entre 0,6 et 0,9 pour des valeurs de E_b/E_m de 10 ou 100.

II.2.b.2. Tassement d'un pieu dû à sa base uniquement

Si le frottement le long de l'interface n'est pas mobilisable, le tassement, dû alors à la base du pieu, peut se calculer comme pour une fondation superficielle. Le tassement du pieu est tout de même inférieur à celui d'une fondation superficielle, car le confinement du massif rocheux est plus important à la base du pieu qu'à la surface. Le tassement de la tête du pieu est déduit du tassement d'une fondation superficielle, en tenant compte du confinement par un facteur de réduction RF', et en tenant compte de la déformation du béton constituant le pieu.

Le tassement de la tête du pieu s'exprime par la relation suivante (d'après Pells et Turner, 1979) :

$$s = \frac{4N}{\pi.B^2}\left(\frac{D}{E_b} + \frac{RF'.C_d.B.(1-\nu^2)}{E_{mb}}\right)$$



où :

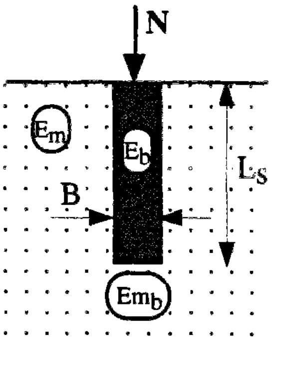
- B est le diamètre du pieu,
- E_{mb} est le module de déformation de la roche à la base du pieu,
- ν est le coefficient de Poisson de la roche,
- N est la charge normale,
- C_d est un facteur de forme fonction de la section du pieu (C_d vaut 0,85 pour une fondation circulaire déformable, et 0,79 pour une fondation circulaire rigide),
- RF' est le facteur de réduction tenant compte de la profondeur d'encastrement D du pieu, et du rapport des modules de déformation de la roche et du béton (se reporter aux annexes A.II pour consulter les abaques).

II.2.b.3. Tassement d'un pieu dû à son interface et à sa base

Le mécanisme du transfert de la charge normale à l'interface rocher / pieu et à la base est complexe. Osterberg et Gill (1973) ont montré que ce transfert de charge dépendait bien sûr de la longueur du pieu, mais aussi du rapport entre le module de déformation du rocher et celui du béton. Plus le rapport entre le module de déformation du rocher et celui du béton est grand, plus le pieu est confiné dans le massif, et plus de fortes contraintes normales s'exercent à l'interface pieu / rocher ; il en résulte une meilleure reprise de la charge normale par le cisaillement de l'interface rocher / béton.

L'estimation du tassement d'un pieu, dont la charge est reprise à la fois par l'interface et par la base, doit donc tenir compte de tous ces paramètres. Rowe et Armitage (1986b) proposent d'estimer le tassement de la tête du pieu par la relation suivante :

$$s = \frac{N.I'}{B.E_m}$$



où :

- B est le diamètre du pieu,
- E_m est le module de déformation de la roche,
- N est la charge normale,
- I' est un facteur de réduction de tassement fonction des rapports des différents modules de déformation (roche à la base du pieu, roche le long de l'interface, béton) et de la géométrie du pieu (cf. abaques en annexe A.II).

Le tassement sous charge normale d'une fondation profonde dans un massif rocheux est généralement très faible, et n'est donc pas le critère dimensionnant la fondation. Il n'en n'est pas de même pour les déplacements sous effort latéraux. Le comportement d'une fondation profonde dans un massif rocheux soumise à une charge latérale est bien souvent délicat à déterminer. Les méthodes existantes sont déduites de méthodes de mécanique des sols ou sont définies à partir d'essais de chargement de pieu en vrai grandeur, et ne peuvent être généralisées à tout type de massif rocheux.

II.2.c. Pieu soumis à une charge latérale

II.2.c.1. Méthode numérique aux modules de réaction

La réponse d'un pieu soumis à des forces latérales dépend de sa rigidité, des caractéristiques (épaisseurs, courbes effort-déformation) des couches de matériaux dans lesquelles est construit le pieu.

La déformée latérale d'un pieu fondé dans un massif très peu fracturé et dont le module de déformation est supérieur à celui du béton est faible, et est principalement fonction de la déformabilité du massif rocheux.

Par contre, si le massif présente une famille de discontinuités dont l'orientation est défavorable à la stabilité, comme sur la figure II.20, il faut veiller à ce que les efforts latéraux transmis par le pieu ne déstabilisent pas les bancs rocheux et n'entraînent ainsi de grands déplacements.

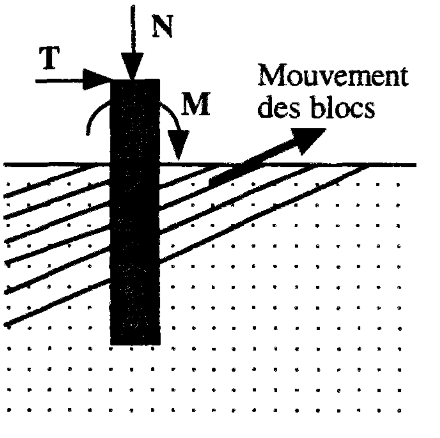


Fig. II.20: Pieu dans un massif rocheux fracturé soumis à un effort latéral

Une méthode classique pour estimer ces efforts latéraux transmis par le pieu aux bancs latéraux et pour dimensionner les pieux, est la méthode aux modules de réaction.

L'équation d'équilibre des pressions sur le pieu s'écrit :

$$\boxed{EI\frac{d^4y}{dz^4}+E_s(z,y).y=0}$$

où :

- E est le module de déformation du pieu,
- $I = \pi r^4/4$ est le moment d'inertie du pieu,
- E_s est le module horizontal du massif, fonction de la profondeur z et du déplacement latéral y. On a $P = E_s.y$

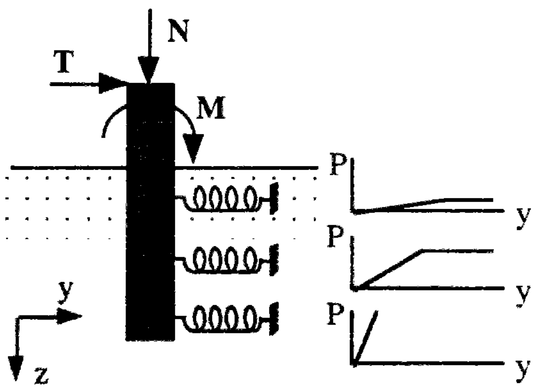


Fig. II.21 : Méthode aux modules de réaction

Comme représenté sur la figure II.21, chaque couche de sol ou de roche est simulée par des ressorts dont le comportement est caractérisé par une courbe du type P-y. A droite du pieu sont tracées quelques courbes de réaction P-y :

- les comportements des couches supérieures sont simulées par des courbes P-y avec une seule pente de module E_s et un palier, qui représente la plastification du sol,
- le comportement de la couche inférieure, le rocher, ne présente pas de palier de plastification (celui-ci serait atteint pour de très importantes contraintes) ; ce comportement est élastique linéaire.

Résoudre l'équation précédente (à l'aide d'un logiciel tel que PILATE par exemple) permet de connaître à chaque niveau le moment fléchissant et l'effort tranchant dans le pieu et la réaction du sol.

La principale difficulté est d'estimer les modules de réaction des différentes couches. Si cette tâche est facilitée par l'essai pressiométrique (Frank, 1984), cette méthode n'est malheureusement adaptée qu'aux sols. Déterminer les modules de réaction de bancs rocheux fracturés dont les orientations des discontinuités sont défavorables à la stabilité, n'est guère chose facile.

La méthode aux modules de réaction est une méthode de calcul en déplacement. Sont utilisées aussi, pour dimensionner les pieux soumis à des efforts latéraux, des calculs à la rupture.

II.2.c.2. Méthode de calcul à la main d'un puits sur versant soumis à un effort latéral

Madea (1983) puis Yoshii (1996) ont réalisé des essais de chargements latéraux de puits (15 m de profondeur et 3,5 m de diamètre) fondés sur versants de roches tendres et altérées (brèches et tufs rhyolitiques), sans aucune famille de discontinuités continue présente.

Grâce à l'observation des fractures apparues lors de la rupture sous chargement horizontal en tête de puits, Yoshii a estimé l'extension de la butée aval déstabilisée par le puits. Il a réalisé à partir de ses observations un modèle simple pour déterminer l'effort latéral limite du puits.

Comme représenté sur la figure schématique II.22, la rupture du puits entraîne une butée délimitée par deux fractures verticales faisant un angle de 45° par rapport à la direction de chargement, et par deux fractures parallèles à la direction de chargement, distantes de trois fois le diamètre du puits. Cette butée glisse le long d'un plan incliné de 45°+φ/2+β par rapport à la verticale, où φ est le frottement interne du matériau et β la pente du versant.

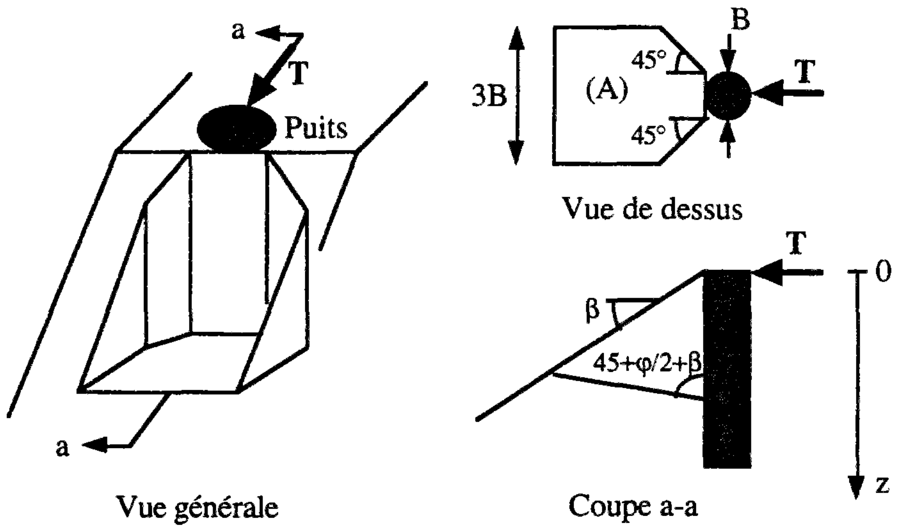


Fig. II.22 : Butée mobilisée par le chargement latéral d'un puits dans un versant rocheux sans famille de discontinuités continues

En négligeant la résistance au cisaillement le long des faces verticales de la butée, et en ne considérant que le glissement de la butée sur sa base, l'équilibre des forces agissant sur la butée aboutit à l'effort latéral ultime T_u :

$$\boxed{T_u = \frac{W_{(z)}.(\cos\theta + \tan\varphi.\sin\theta) + c.A}{\sin\theta - \tan\varphi.\cos\theta}} \qquad \text{avec } \theta = 45 + \varphi/2 + \beta$$

où :

$W_{(z)}$ est le poids du bloc en butée de profondeur z,

c et φ sont respectivement la cohésion et le frottement interne du matériau de la butée,

β est la pente du versant, et
A est l'aire de la base de la butée.

Yoshii (1996) montre que l'expression de l'effort limite ultime qu'il propose est bien corrélée avec les résultats des essais de chargement pour le pieu fondé dans le tuf (c = 0,26 MPa, $\varphi = 51°$).

Cette méthode est a priori applicable à des versants ne présentant pas de fractures continues, susceptibles de jouer un rôle dans la déstabilisation de la butée. Dans le cas d'un versant fracturé, vérifions ci-dessous si cette méthode est applicable sans trop de danger.

Au lieu d'estimer un glissement de la butée sur sa base inclinée d'un angle θ fonction du frottement et de la pente du versant, la butée est supposée glisser sur des strates préexistantes au massif. En écrivant l'équilibre des forces **T**, **R**, **W** agissant sur la butée (le terme de cohésion est négligé ici), et en explicitant le poids W(z) de la butée, l'effort T limite s'exprime par la relation suivante (calcul bidimensionnel) :

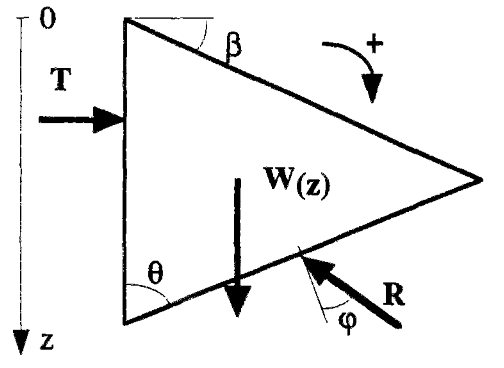


Fig. II.23 : Glissement de la butée sur une strate préexistante - Vue en coupe

$$\boxed{T_{u2D} = \frac{\gamma . z^2}{2} \cos\beta . [\sin\beta + \cos\beta . \tan(\theta - \beta)] . \frac{\cos\theta + \tan\varphi . \sin\theta}{\sin\theta - \tan\varphi . \cos\theta}} \qquad \forall\theta \in \left[0; \frac{\pi}{2} + \beta\right[$$

avec :
β la pente du versant et α l'inclinaison des strates par rapport à la verticale

Sont tracées sur les deux figures II.24 & II.25 ($\varphi = 20°$ et $\varphi = 30°$), les allures de l'effort T limite adimensionnel en fonction de l'angle θ, pour la méthode de Yoshii et pour la méthode par bloc où la butée glisse le long d'une strate préexistante (terme de cohésion négligé dans les deux cas). La méthode par bloc est dessinée par lignes continues pour différentes pentes du versant (β de 10 à 50°) alors que la méthode de Yoshii est dessinée en traits pointillés (on rappelle que β est fonction de θ par la relation : $\theta = 45 + \varphi/2 + \beta$).

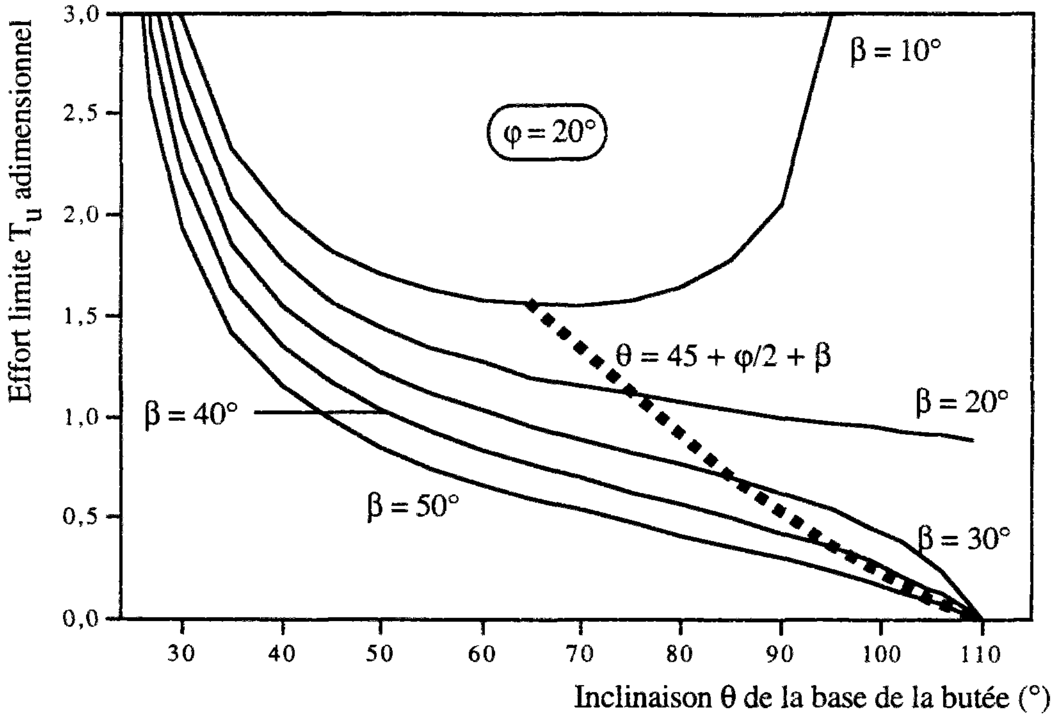


Fig. II.24 : Effort ultime adimensionnel en fonction du pendage de la base de la butée pour un frottement de 20°

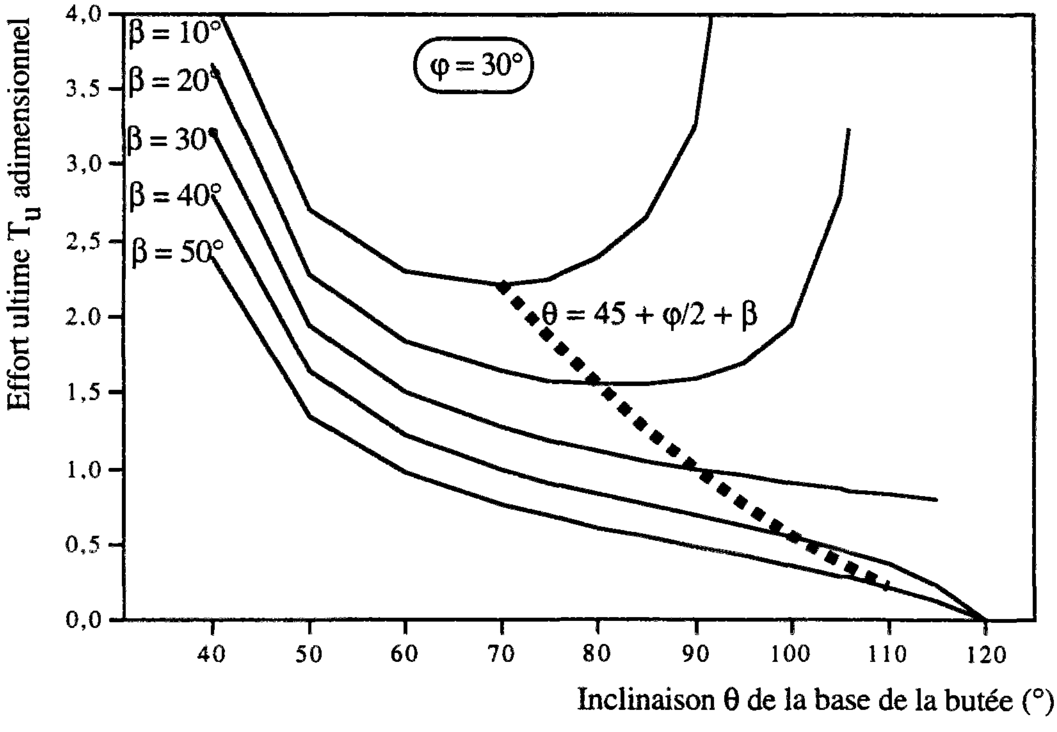


Fig. II.25 : Effort ultime adimensionnel en fonction du pendage de la base de la butée pour un frottement de 30°

Le volume de la butée est une fonction croissante de θ et décroissante de β, alors que le terme exprimant le glissement de la butée est bien sûr indépendant de β mais décroissant en fonction de θ et de φ. Ces figures montrent que pour des faibles pentes β, T_u présente une allure en puits de potentiel (dérivée de T_u nulle) et que pour des pentes plus importantes (30, 40° selon la valeur du frottement), T_u est décroissante en fonction de θ avec un point d'inflexion (dérivée seconde nulle).

Les résultats de Yoshii semblent correspondre à ces points singuliers. Dans le cas du puits de potentiel, la méthode de Yoshii est du côté de la sécurité puisqu'elle donne l'effort limite minimal. Par contre, dans le cas où l'expression de T_u est décroissante en fonction de θ, la valeur de l'effort T limite peut être surestimée.

Cet exemple montre que les résultats d'un essai en vrai grandeur de pieu ne peuvent être généralisés à tout type de massif rocheux. Il semble évident que si le massif avait présenté une famille de discontinuités défavorables à la stabilité, l'effort T limite aurait été tout autre. La méthode par bloc semble être plus juste, mais elle a le défaut de ne pas prendre en compte l'effet d'un moment renversant.

II.2.d. Pieu soumis à un moment renversant

Pour résoudre l'équation d'équilibre des moments agissant sur la butée, présentée précédemment, il serait nécessaire de connaître les points d'applications des forces agissant sur cette butée.

La méthode aux modules de réaction permet de prendre en compte l'effet d'un moment au niveau de la tête de puits, mais cette méthode n'est pas parfaitement adaptée à la description d'un massif rocheux fracturé (cf. aussi § X.3).

D'autres méthodes numériques telles que la méthode par éléments distincts peuvent être utilisées. Nous ne développerons pas ici les calculs puisque leur analyse fait l'objet des chapitres VI et VII de la partie modélisation numérique.

Partie A - Chapitre III

Réglementation française et étrangère
Pratique de la construction actuelle en France

Dans le monde du Génie Civil, l'établissement de règles communes, et reconnues de tous, directement utilisables pour les marchés, est indispensable. Chaque pays édite et remet à jour régulièrement ses règles adoptées. Dans ce chapitre, nous présenterons dans un premier temps les différentes règles techniques de conception de fondations au rocher en France et à l'étranger. Dans un second temps, nous donnerons un aperçu de la pratique de la construction actuelle en France.

III.1. La réglementation française et étrangère

Ci-après sont présentées les règles techniques de conception de fondations de différents pays, à savoir :

- la France, avec le Cahier des Clauses Techniques Générales - Fascicule 62 - Titre V intitulé "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil" (1993),
- l'Europe, avec l'Eurocode 7 : Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales (ENV 1997-1 : 1994),
- les États-Unis, avec le rapport 343 du National Cooperative Highway Research Program intitulé "Manuals for the Design of Bridge Foundations" (1991),
- le Canada, avec le "Canadian Foundation Engineering Manual" rédigé par la Canadian Geotechnical Society (1985).

Afin de faciliter la lecture, seule la philosophie des calculs sera explicitée dans le texte, la plupart des formules employées dans les normes ayant été citées dans le chapitre II.

III.1.a. FRANCE (Fascicule 62 - Titre V du C.C.T.G.)

Le texte, très concis, est divisé en trois parties : les dispositions communes, les fondations superficielles et les fondations profondes. Des définitions générales y sont présentées. Les annexes du fascicule, plus détaillées, s'avèrent indispensables à la bonne application des règles. Y sont explicitées notamment les méthodes de calculs de capacité portante et de tassements des fondations. Malheureusement, le Fascicule 62 ne mentionne que très brièvement les fondations au rocher ; les quelques remarques se rapportant à la conception de fondations au rocher sont, de plus, tout à fait discutables.

III.1.a.1. Les fondations superficielles

Pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle, le Fascicule 62 recommande l'utilisation d'essais de pénétration statique ou la méthode pressiométrique présentée dans le paragraphe II.1.a.2.4. L'évaluation du tassement est menée à partir des résultats d'essais en laboratoire (oedomètre) ou d'essais en place (pressiomètre) (cf. § II.1.b.3.1).

Comme souligné dans le chapitre II, la méthode pressiométrique est tirée de la mécanique des sols ; elle suppose le sol continu et homogène. Aucun indice n'est donné sur la conception d'une fondation sur massif rocheux fracturé. Il n'est pas recommandé par exemple de rechercher le mode de rupture le plus probable du massif rocheux.

Remarque concernant l'évaluation du coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$:

La capacité portante d'une fondation superficielle est liée à la contrainte de rupture q'_u sous la semelle et à un coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ fonction de l'inclinaison de la charge et de la géométrie du massif (cas par exemple d'une fondation en crête de talus). Plusieurs expressions empiriques de $i_{\delta\beta}$ sont données, mais celles-ci ne s'appliquent que dans le cas d'un sol de fondation homogène. Il est cependant noté qu'il faut tenir compte de "certaines particularités géotechniques (pendage dans le cas de sols rocheux, présence de couches inconsistantes de faible épaisseur)" ; il n'est pas dit comment en tenir compte.

III.1.a.2. Les fondations profondes

La contrainte de rupture q_u sous la pointe et le frottement latéral unitaire limite q_s d'un élément de fondation profonde sont déterminés à partir des résultats des essais de pénétration statique ou pressiométrique. Le tassement et le comportement sous charge latérale sont explicités pour les sols, mais pas pour les massifs rocheux.

Il est tout de même noté en commentaire que "dans le cas des roches saines (...), il convient d'apprécier si une justification basée sur les méthodes du présent fascicule et à l'évidence pessimiste est suffisante, ou bien s'il convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches". Il est regrettable que rien ne soit précisé sur ces méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

III.1.a.3. Conclusion

Les calculs présentés dans le Fascicule 62 sont uniquement basés sur la théorie de la mécanique des sols et les dimensionnements sont réalisés à l'aide des résultats d'essais pressiométriques. Il est indéniable que le dimensionnement de fondations au rocher par ces analyses donne des résultats qui ne sont pas toujours satisfaisants. Dans certains cas les fondations sont surdimensionnées, mais d'en d'autres cas, où par exemple des discontinuités affaibliraient le massif d'assise, les fondations sont sousdimensionnées, ce qui peut aboutir à des ruptures.

Il est fait quelques rares allusions à des analyses de type mécanique des roches, mais celles-ci ne sont pas explicitées.

Si les règles imposées par le Fascicule 62 étaient appliquées aveuglément à des massifs rocheux, il pourrait en découler de nombreux problèmes de rupture de fondations.

III.1.b. EUROPE (Eurocode 7 : Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales)

L'Eurocode 7 a pour but d'unifier les normes de conception relevant de la géotechnique à travers l'Europe. La version définitive de l'Eurocode 7 ne sera disponible qu'en 1997. Pour l'instant, la version disponible de l'Eurocode 7 constitue une prénorme européenne qui doit être testée dans les années à venir par des applications pratiques expérimentales, et qui sera par la suite rectifiée si besoin, et enfin adoptée.

Le texte regroupe les principes de conception devant obligatoirement être utilisés dans les marchés de génie Civil, et les règles d'application qui sont des exemples des règles reconnues et qui concordent avec les principes. Il est possible d'utiliser d'autres règles d'application que celles prévues par l'Eurocode 7 à condition qu'elles répondent aux critères des principes imposés.

L'Eurocode 7 comporte neuf chapitres, dont un est consacré aux fondations superficielles et un aux fondations sur pieux.

III.1.b.1. Les fondations superficielles

Le dimensionnement d'une fondation superficielle au rocher fait l'objet d'un paragraphe spécial. Il est souligné que la conception doit obligatoirement prendre en compte :

- la résistance de la roche intacte et les tassements admissibles par la structure,
- la présence de couches de faible résistance, ou de travaux souterrains au droit de la fondation,
- la présence de joints, fissures, ou autres discontinuités, et de matériau de remplissage,
- l'état d'altération, de décomposition et de fracturation de la roche,
- l'épaisseur de la roche,
- les perturbations apportées à l'état naturel du massif par les travaux de construction.

III.1.b.1.1. La capacité portante d'une fondation superficielle

Il est proposé en annexe de l'Eurocode 7 une méthode pour évaluer la capacité portante d'une fondation au rocher.

Pour des roches résistantes telles que les gneiss, les calcaires, les grès et les roches éruptives intactes, la capacité portante de la fondation sera limitée par la résistance à la compression du béton de la semelle.

Pour des roches de faible résistance et fracturées avec des joints fermés ainsi que des craies de porosité inférieure à 35 %, la capacité portante peut être déterminée, en l'absence de glissement sur discontinuité, à partir d'abaques. Ceux-ci tiennent compte du type de roche, de sa résistance à la compression et de la densité de discontinuités. Les capacités portantes inscrites dans ces abaques sont telles que le tassement de la fondation est de l'ordre de 0,5 % de la largeur de la semelle.

Pour des craies de porosité inférieure à 35 %, il est conseillé d'utiliser certaines valeurs, présentées dans un tableau : la capacité portante varie de 0,125-0,25 MPa pour des craies non structurées à 1-1,5 MPa pour des massifs de craie résistants avec des joints fermés et espacés de plus de 200 mm.

III.1.b.1.2. Le tassement d'une fondation superficielle

La méthode d'évaluation du tassement d'une fondation superficielle au rocher est un peu laissée libre au concepteur. Il est néanmoins conseillé de s'aider de la classification des massifs rocheux, exposée dans le chapitre sur les données géotechniques. Cette classification du massif rocheux doit prendre en compte le comportement de la matrice rocheuse et celui des discontinuités du massif (comme présenté au chapitre I). Il est permis, dans l'Eurocode 7, d'utiliser le RQD et le RMR pour déterminer les propriétés du massif rocheux.

Rien de plus n'est précisé sur la conception de fondation au rocher. Reste à l'ingénieur le choix de la méthode qu'il va utiliser pour mener à bien ses calculs.

III.1.b.2. Les fondations sur pieux

Ce chapitre s'applique à tout type de pieu et à tout mode d'exécution.
Il n'y a rien de spécifié à propos des pieux fondés dans les massifs rocheux.

III.1.b.3. Conclusion

L'Eurocode 7 a l'avantage, par rapport au Fascicule 62, de ne pas inciter le concepteur à utiliser des méthodes semi-empiriques basées sur le pressiomètre et la mécanique des sols pour dimensionner des fondations superficielles sur des massifs rocheux. L'importance de l'étude des discontinuités est soulignée. Les recommandations proposées s'appliquent à des massifs rocheux sains ou à la rigueur fracturés avec des joints fermés ; rien n'est précisé quant massifs rocheux à matrice résistante avec des joints ouverts. Le problème des fondations profondes au rocher (reprise des efforts latéraux par exemple) n'est pas abordé.

III.1.c. ÉTATS-UNIS (Rapport 343 du National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) : Manuals for the Design of Bridges Foundation)

Le rapport du NCHRP a pour but de regrouper et d'unifier les différentes méthodes de calcul et de conception des fondations de ponts aux États-Unis. Le rapport comporte cinq manuels très complets se reportant aux différents types de fondations (fondations superficielles, pieux battus, murs de soutènement, pieux forés et estimation des mouvements tolérables d'un pont) et un recueil des recommandations adoptées par l'"American Association of State Highway and Transportation Officials" (AASHTO). Ce dernier recueil, comme l'Eurocode 7, présente les normes devant être obligatoirement appliquées dans les marchés de Génie Civil. A l'opposé du Fascicule 62 ou de l'Eurocode 7, le rapport 343 du NCHRP expose moulte recommandations sur la conception de fondations superficielles et profondes au rocher.

III.1.c.1. Les fondations superficielles

Le rapport 343 fait une distinction nette entre le dimensionnement d'une fondation dans un sol et le dimensionnement d'une fondation au rocher. Pour un sol, la capacité portante est déterminée de plusieurs manières : à partir de la théorie de la mécanique des sols, ou de méthodes semi-empiriques à l'aide du pénétromètre, du pressiomètre, ou à partir d'essais de chargement par plaque. Pour un massif rocheux, il est clairement stipulé que l'évaluation de la capacité portante d'une fondation doit résulter de l'étude du réseau de discontinuités (orientation, états des surfaces, etc.) et de son influence sur le comportement de la fondation. Pour des massifs sains et peu fracturés dont les joints sont ouverts de moins d'un huitième de pouce, l'analyse de la capacité portante peut être établie à partir du RQD et de la mesure de la résistance à la compression simple de la roche (cf. § II.1.a.1 et § II.1.a.2.3). Par contre, pour des massifs plus fracturés dont les joints sont plus ouverts, une étude plus approfondie doit être menée (comme celles proposées par Sowers & al. (1979) et présentées dans les paragraphes II.1.a.3 et II.1.a.4).

Le tassement d'une fondation sur semelle est calculé à partir de la théorie de l'élasticité (présentée au § II.1.b.1), en utilisant comme module de déformation celui du massif rocheux. Pour des massifs fortement fracturés, il est conseillé de déterminer le module E_m à partir d'essais in-situ tels que des essais de chargement par plaque ou bien des essais au pressiomètre. Le rapport 343 du NCHRP recommande aussi d'utiliser la corrélation empirique entre le facteur α_E de réduction de module E_m/E_r et le RQD établie par Kulhawy (1978) (présentée au § I.1.c.2.1).

III.1.c.2. Les fondations profondes

Deux chapitres sont consacrés aux fondations profondes : les pieux forés et les pieux battus.

III.1.c.2.1. Les pieux forés

La reprise des efforts par le frottement latéral des sols superficiels sur le pieu est ignorée. Seuls sont pris en compte la reprise des efforts par le frottement latéral du rocher et l'effort de pointe mobilisable par la base du pieu dans le rocher. Cet effort de pointe est mobilisé si le pieu a tassé un petit peu (valeur de tassement limite de l'ordre de 0,4 pouce).

Le calcul de la capacité portante se fait donc en deux étapes :

- estimation du tassement du pieu,

  ce tassement est égal à la somme de la compression élastique du pieu et du tassement élastique à la base du pieu (cf. § II.2.b.1.2).

- si le tassement est inférieur à 0,4 pouce, la capacité portante est déterminée par les frottements latéraux entre le rocher et le pieu,

  elle est exprimée empiriquement en fonction de la résistance à la compression uniaxiale de la roche, ou à la rigueur à l'aide du pressiomètre (cf. § II.2.a.1).

- si le tassement est supérieur à 0,4 pouce, la capacité portante est déterminée par les frottements latéraux entre le rocher et le pieu et l'effort de pointe à la tête du pieu,

  l'effort de pointe est calculé selon la procédure suivante :

  - pour des roches dures, à partir de la relation empirique fonction de la résistance à la compression simple de la roche et de la géométrie du pieu et des discontinuités (méthode de Ladanyi et Roy , 1971) (cf. § II.2.a.2.1),

  - pour des roches moins résistantes, à partir des résultats d'essais pressiométriques (cf. § II.2.a.2.2).

III.1.c.2.2. Les pieux battus

Les pieux battus se trouvent dans des zones où le terrain en surface n'est pas assez résistant pour supporter les charges de la fondation. Le procédé de construction implique que le matériau en place ne soit pas trop résistant pour permettre le battage des pieux. Les pieux battus sont donc fondés vers le sommet du substratum rocheux.

L'évaluation de la reprise de charge Q_s par les frottements latéraux ne fait appel qu'à des calculs avec des sols. L'évaluation de l'effort de pointe Q_p dans le cas où le pieu est encastré dans le substratum se fait de la même manière que les pieux forés.

III.1.c.3. Conclusion

Si les méthodes pressiométriques hautement recommandées dans les textes de normes françaises ne sont pas très bien appropriées à la caractérisation d'un massif rocheux, il ne faut pas croire aveuglément que la méthode du RQD préconisée par les normes américaines soit beaucoup mieux adaptée. En effet, dans cette méthode, seul le degré de fracturation est pris en compte.

Mais il est important de noter que le rôle primordial des discontinuités sur le comportement d'une fondation au rocher est souligné dans les recommandations américaines. Encore une fois, le dimensionnement d'une fondation profonde au rocher soumise à un effort latéral n'est pas abordé.

III.1.d. CANADA (Canadian Foundation Engineering Manual)

Cet ouvrage est une publication de la Canadian Geotechnical Society (traduit sommairement en Français en 1994 : Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations). Il donne des informations sur la conception géotechnique pratiquée au Canada et clarifie les normes de conception de fondations imposées par le National Building Code of Canada.

Le texte se divise en quatre parties : les généralités, les fondations superficielles, les fondations profondes, et les murs de soutènement.

III.1.d.1. Les fondations superficielles

Il est clairement expliqué que la méthode à adopter pour déterminer la capacité portante d'une fondation sur un massif rocheux dépend principalement des caractéristiques du massif. La méthode à adopter en fonction de la qualité du massif est reproduite dans le tableau III.1.

Méthode conseillée par la Société Canadienne (§ où est explicitée la méthode)	Qualité du massif rocheux
Description du massif (cf. § II.1.a.1)	Roche saine ou roche fracturée avec un espacement des discontinuités très large
Résistance à la compression de la roche intacte (cf. § II.1.a.2.1)	Massif fracturé à joints fermés, avec des espacements des discontinuités relativement petits à très larges
Pressiomètre (cf. § II.1.a.2.4)	Roche de faible et très faible résistance : massif avec des discontinuités proches et très proches
Approche de type mécanique des sols (cf. II.1.a.2.2)	Roche de très faible résistance : massif avec des discontinuités très rapprochées

Tableau III.1 : Méthode de dimensionnement à adopter en fonction de la classification du massif rocheux

La qualité du massif rocheux est déterminée en fonction de l'espacement moyen des discontinuités et de la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse (cf.

tableau III.2). C'est une classification comparable à celle recommandée par l'AFTES (1993). La classification canadienne est un peu plus précise que celle de l'AFTES.

Terme usité pour décrire l'espacement	Espacement (m)
Extrêmement rapprochées	< 0,02
Très rapprochées	0,02 - 0,06
Rapprochées	0,06 - 0,20
Moyennement espacées	0,2 - 0,6
Espacées	0,6 - 2,0
Très espacées	2 - 6
Extrêmement espacées	> 6

Terme usité pour décrire le résistance à la compression simple σ_C	σ_C (MPa)
Extrêmement faible	< 1
Très faible	1 - 5
Faible	5 - 25
Moyennement résistant	25 - 50
Résistant	50 - 100
Très résistant	100 - 250
Extrêmement résistant	> 250

Tableau III.2 : Classification des massifs rocheux en fonction de l'espacement des discontinuités et de la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse

Si l'estimation de la capacité portante d'une fondation superficielle dans un massif rocheux est clairement présentée dans les recommandations canadiennes, il n'en est pas de même de l'estimation du tassement. Plusieurs méthodes sont proposées, mais elles s'appliquent toutes à des sols. La méthode pressiométrique est encore celle qui est la plus précise pour les roches, ce qui est peu dire...

III.1.d.2. Les fondations profondes

Les recommandations pour les fondations profondes sont aussi assez précises : les différentes méthodes de dimensionnement présentées dans les § II.2.a (capacité portante) et § II.2.b (tassement) se retrouvent ici.

III.1.d.3. Conclusion

Les recommandations canadiennes sur le dimensionnement d'une fondation au rocher sont explicites et précises. Elles proposent différentes méthodes en fonction des caractéristiques du massif rocheux et des discontinuités. Il est tout de même à regretter qu'il n'y ait pas de méthode appropriée à des massifs rocheux fracturés telles que celles présentées par Sowers (cf. II.1.a.3) et citées dans les normes américaines. Egalement, le problème des fondations profondes soumises à des efforts latéraux n'est quasiment pas abordé (ni même pour les sols).

III.1.e. AUSTRALIE (Australian Standards)

Les chercheurs australiens sont très prolixes sur le sujet des fondations au rocher. Nous pourrions citer le congrès "Structural Foundations on Rock" qui s'est tenu à Sydney en 1980.

Malheureusement, les normes australiennes semblent être très peu complètes sur le sujet, ou bien nous n'avons pas pu mettre la main sur les bonnes normes, ce qui n'est pas chose facile.

Citons tout de même le SAA Piling Code (1978), qui traite du dimensionnement et de la réalisation des pieux. Ce texte s'intéresse surtout aux pieux battus, les fondations profondes au rocher ne sont pas abordées.

III.1.f. Synthèse sur l'étude des normes

L'exposé des normes existantes de part le monde est sans appel : la France est un des rares pays à ne pas traiter le cas des fondations au rocher. De surcroît, le Fascicule 62 pourrait laisser penser que la méthode pressiométrique s'applique au rocher. Certes les États-Unis ou le Canada utilisent aussi le pressiomètre, mais pas dans tous les cas. Dès que le massif est trop résistant et peu fracturé, Américains et Canadiens se tournent vers d'autres méthodes de types mécanique des roches fondées sur l'observation et la détection du mode de rupture potentiel du massif rocheux.

Reste l'Eurocode 7 qui, péniblement, essaie de rattraper ses homologues d'outre-Atlantique. Le terme de discontinuité y est cité ; des aides sont mises en place pour éclairer tout concepteur de fondation au rocher. Ce n'est peut être pas encore suffisant, mais en regardant le Fascicule 62 - Titre V, une page a bien été tournée.

Une deuxième remarque importante concerne l'absence totale du dimensionnement de fondations au rocher soumise à des efforts latéraux et à des moments renversants. Mais la recherche en est encore à ses balbutiements dans ce domaine complexe.

III.2. Pratique de la construction actuelle en France

L'étude des cas réels a consisté à dépouiller les dossiers d'études de quelques ouvrages au rocher récemment construits (ou à construire) en Métropole. A partir des données disponibles, nous avons recensé les reconnaissances géotechniques effectuées, les méthodes de dimensionnement des fondations et les types de fondations retenues. Lorsqu'ils nous étaient connus, nous avons présenté les problèmes rencontrés lors de la construction.

III.2.a. Les ouvrages répertoriés

Après enquête dans les laboratoires des Ponts et Chaussées, nous avons pu recenser une bonne douzaine d'ouvrages, principalement réalisés dans la région du Massif Central. Afin de mieux les situer, ils sont pointés sur cette carte approximative de la France (Corse exceptée) (cf. figure III.1).

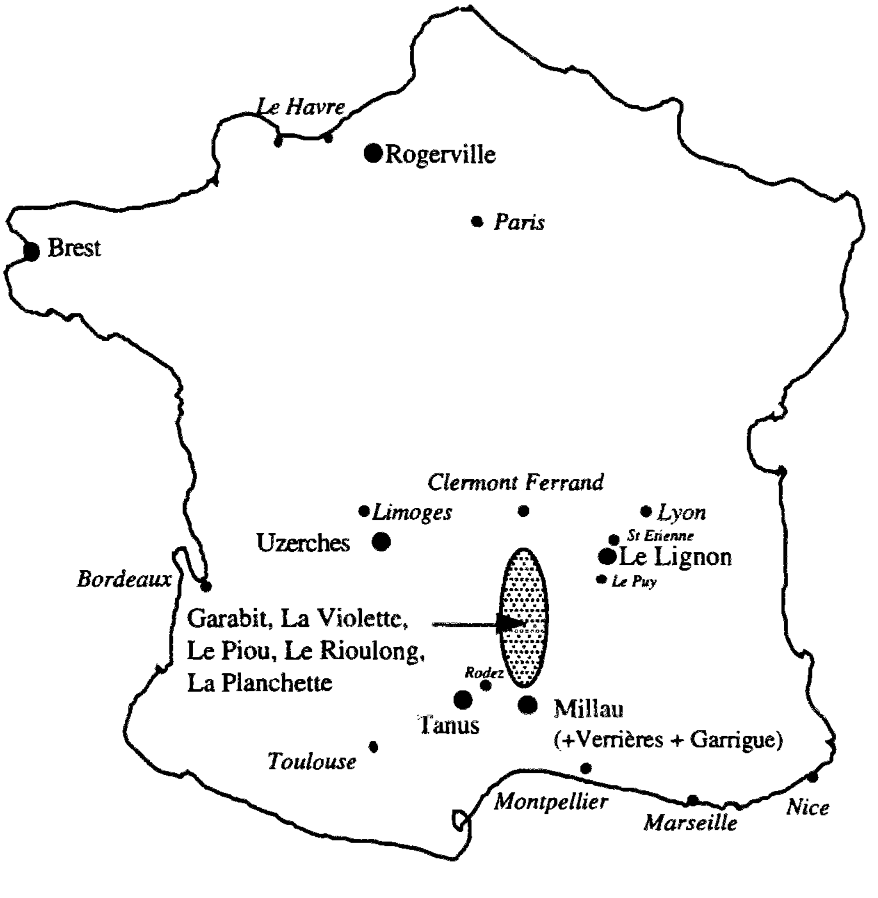


Fig. III.1 : Implantation des différents ouvrages

Les ouvrages répertoriés sont des viaducs à grande portée, dont les longueurs de tabliers et les hauteurs de piles sont pour la plupart exceptionnelles. Ces ouvrages sont classés dans le tableau III.3 par ordre décroissant de hauteur des piles.

Nom Situation	Structure	Date*	Axe routier	Long. (m)	Haut. (m)
Grand Viaduc de Millau sur le Tarn	multihaubané (béton ou métal)	1995-96	A75	2400	240
Viaduc de Verrières au Nord de Millau		1995-96	A75	≈ 700	≈ 130
Viaduc de Tanus sur le Viaur		1990	RN88	580	120
Pont de l'Iroise à Brest sur l'Elorn	pont à haubans	1986-91		800	115
Viaduc du Lignon au Nord d'Yssingeaux	mixte acier-béton	1990-91	RN88	640	110
Viaduc de la Violette au Nord-Est de Massiac	mixte acier-béton	1987	A75	564	75
Viaduc du Piou au Nord Ouest de Marvejols	béton	1990	A75	414	70
Viaduc de Garrigue au Nord-Ouest de Millau		1995-96	A75	≈ 340	≈ 55
Viaduc du Rioulong à Chirac, Sud de Marvejols	béton	1990	A75	344	≈ 50
Viaduc de la Vézère au Sud d'Uzerches	mixte acier-béton	1992-93	A20	360	50
Viaduc de Garabit sur la Truyère	à béquilles, en béton	1987-88	A75	310	40
Viaduc de Rogerville Pays de Caux	béton	1994	A29	650	≈ 35
Viaduc de la Planchette au Sud de Marvejols	mixte acier-béton	1990	A75	220	≈ 30

* Date des études géotechniques

Tableau III.3 : Longueur et hauteur maximale des différents ouvrages répertoriés

Nom	Hauteur (m)	N (MN)	M_t (MN.m)	M_l (MN.m)
Millau	240	200-300	1000-2000 ?	1000-2000 ?
Verrières	130	25 par puits	?	170 par puits
Tanus	120	200	1000	1000
Iroise (Brest)	115	200	200	200
Piou	70	80	?	?
Vézère	50	25	30	?
Garabit	40	55	?	?
Rogerville	35	40	?	40

Tableau III.4 : Estimations des descentes de charges des appuis les plus sollicités (quand ces données sont connues)

La hauteur des piles de cinq de ces ponts dépasse les 100 m. Le Grand viaduc de Millau qui verra le jour à l'aube du XXI$^{\text{ème}}$, siècle culminera à plus de 240 m au dessus du niveau du Tarn. Les efforts mis en jeu seront alors colossaux. Afin de mieux fixer les idées sont présentés dans le tableau III.4 les ordres de grandeur des efforts exercés au niveau des fondations les plus sollicitées de quelques ouvrages (charge normale N, moment renversant longitudinal M_l et transversal M_t). Pour les viaducs exceptionnels, les moments à reprendre sont de l'ordre de 1000 MN.m.

III.2.b. Moyens mis en oeuvre pour la reconnaissance

NB: Dans cette synthèse ne sont prises en compte que les campagnes effectuées pour les viaduc de Tanus, de l'Iroise (Brest), du Lignon, de la Violette, du Piou, de la Vézère et de Garabit, les informations précises concernant les autres viaducs étant incomplètes ou tout simplement indisponibles.

Les reconnaissances sur terrain pour la plupart des ouvrages se sont soldées par un sondage pressiométrique et, soit un sondage carotté, soit un sondage destructif par appui. Il y a eu très peu de sondages carottés inclinés (viaducs de Garabit et de l'Iroise). Les ponts de l'Iroise, de la Violette, de la Truyère ont donné lieu à quelques essais Lugeon. Quelques sondages à la pelle mécanique ont été réalisés (viaducs du Lignon et de Tanus). Des études structurales plus ou moins détaillées ont été effectuées au droit de chaque appui.

Les essais de laboratoire n'ont pas été réalisés pour tous les viaducs (la Violette et le Piou). En général, des mesures de la résistance à la compression simple de la roche ont été effectuées sur éprouvettes, ainsi que des mesures de l'indice de Franklin et des mesures de la vitesse du son. Le viaduc de Garabit a donné lieu à quelques déterminations de roches par lames minces et à des diagraphies microsismiques.

Il faut noter que ces "statistiques" ne sont pas très rigoureuses car elles ne tiennent pas compte des éventuelles campagnes d'essais complémentaires, ou d'essais isolés, dont nous n'avons certainement pas eu connaissance.

Il est assez intéressant de remarquer l'évolution des essais, non pas en quantité, mais en diversité. Le viaduc de la Vézère à Uzerches, un des derniers réalisés dont nous avons une connaissance suffisante des essais, remporte la palme de la campagne géotechnique. En plus des essais sur terrain et des essais de laboratoire classiques, il a aussi été réalisé un essai au dilatomètre par appui, et des mesures du module de déformation sur éprouvettes. C'est la première fois que l'essai pressiométrique est détrôné et que des essais au dilatomètre et des déterminations du module de déformation, à l'aide des classifications géomécaniques du massif, sont effectués dès la première campagne.

Cette tendance est confirmée par les études des viaducs de Verrières, de Garrigue et de Millau. D'après les informations que nous avons pu récolter ici et là, le grand viaduc de Millau a fait l'objet d'une campagne géotechnique très minutieuse. En plus de toute la panoplie des essais réalisés pour les ouvrages précédents, nous pouvons rajouter, entre autres : des essais de cisaillement de discontinuités, des mesures de la résistance à la traction sur des échantillons prélevés en sondage et du Bore Hole Transmitter Velocity (BHTV).

III.2.c. Exploitation des sondages

Les sondages carottés donnent lieu à des mesures de l'espacement et de la fréquence des discontinuités et au calcul du RQD. La mesure de la vitesse du son sur éprouvette détermine l'indice de continuité. Les mesures de la résistance à la compression simple de la roche et de l'indice de Franklin caractérisent le rocher.

L'estimation du RMR et du module de déformation E_m du massif par la formule de Serafim et Pereira ou Bieniawski (cf. § I.1.c.2.2) a été menée pour la première fois dans le suivi des travaux des fondations du viaduc du Lignon (1991). Par la suite, cette classification RMR du massif rocheux a été faite dès la campagne géotechnique (viaduc de la Vézère (1993), Grand viaduc de Millau).

Il y a donc une évolution très sensible de l'exploitation des sondages. Les nouveaux essais (dilatomètre, mesure du module de déformation sur éprouvette) permettent de mieux fixer les paramètres de la classification géomécanique RMR.

III.2.d. Calculs effectués

Le but principal des campagnes géotechniques est de déterminer la cote et le mode de fondation de chaque appui d'ouvrage. Bien souvent, les descentes de charges ne sont pas encore connues précisément, le libre choix est alors laissé entre une fondation sur semelle et une fondation de type puits marocain.

A la vue des sondages destructifs et des essais pressiométriques, une cote de rocher sain est déterminée. La capacité portante limite de la fondation est ensuite déterminée selon les normes du Fascicule 62 Titre V du C.C.T.G., donc à partir de la méthode pressiométrique présentée au § II.1.a.2.4 pour les fondations superficielles et au § II.2.a.2.2 pour les fondations profondes. Pour quelques exceptions (Garabit, Tanus), le dimensionnement sous effort normal d'un puits marocain est vérifié à l'aide de la résistance à la compression simple de la roche (méthode présentée au § II.2.a.1 et au § II.2.a.2). Le dimensionnement d'un puits marocain soumis à un effort latéral et à un moment renversant est rarement vérifié. Quand cela est fait, les ingénieurs utilisent la méthode aux modules de réaction (logiciel PILATE), ou exceptionnellement (viaduc de Garabit) la méthode par dièdre rocheux (présentée au § II.2.c.2).

Pour les ouvrages imposants, les calculs sont plus affinés. Les stabilités des fondations superficielles des appuis du pont de l'Iroise ont été vérifiées par plusieurs calculs bidimensionnels à deux dièdres rocheux (méthode présentée au § II.1.a.5) et même tridimensionnels, paraît-il. La stabilité du fléau du pont de Tanus en phase de construction a aussi été vérifiée : il a fallu s'assurer que les fondations des appuis centraux pouvaient reprendre un effort de traction de 40 MN.

En fonction de la topographie du site et des diagrammes stéréographiques relevés, une étude de stabilité d'ensemble de chaque appui est effectuée ainsi que l'étude de la stabilité des dièdres rocheux découpés par la réalisation des fouilles et des talus.

L'estimation du tassement des fondations est généralement délaissée. On lit bien souvent "tassement négligeable".

Le suivi topographique des piles est rarissime, et nous n'avons pu récolter de mesures que sur le site de l'Iroise (pont de Brest). L'instrumentation ayant été réalisée bien après les premiers chargements de la fondation par la montée de la pile, les mesures ne donnent pas la fermeture des discontinuités. Le tassement reste très faible, inférieur au centimètre.

III.2.e. Types de fondations

Le tableau III.5 regroupe quelques exemples de fondations au rocher (types et dimensions) pour certains ouvrages.

Quelques remarques s'imposent :

- les appuis sur versant sont généralement fondés sur puits marocain, ou à la rigueur sur semelle si celles-ci n'impliquent pas la réalisation de trop grandes plates-formes. Les puits marocains peuvent atteindre des tailles impressionnantes : deux puits de 20 m de profondeur sur 5 m de diamètre pour un des appuis sur versant du viaduc de Verrières,
- pour les appuis centraux, les moments renversants à reprendre sont si importants que l'on a recours à des puits marocains (un, deux, ou quatre selon les efforts),
- seuls les appuis de culée sont généralement sur semelle superficielle.

Nom de l'ouvrage	Description du site	Appuis	Description du site au niveau de l'appui	Hauteur de pile	N (MN)	M MN.m	Fondation		
							Type	Diam. (m)	Profond. (m)
Millau	Bancs de calcaire dolomitique entrecoupés de bancs marneux (Hettangien)	centraux		≈240	>200	>1000	4 puits	?	?
Verrières	idem formation Millau	central	10 m de limons, stratification horizontale	130	25 solution mixte	170 solution mixte	1 puits ?	7	18
		versant sud de forte pente 45°	stratification horizontale à légèrement inclinée de -10°	≈ 50	100 solution béton	460 solution béton	2 puits	5	20
Tanus	Leptynites plus ou moins schisteuses	central, P3	rocher très sain	120	200*	1000*	4 puits	4	9 ou 10
		central, P4	fracturé et broyé	≈ 100	?*	?*	4 puits	4	9 ou 10
Iroise (Brest)	Schistes sains mais très fracturés	piles principales	substratum relativement horizontal	114	200	≈200	semelle	16	2**
Le Lignon	Granite altéré et intensément fracturé	central, P2	3 à 6 m d'éboulis, zone altérée et broyée, faille	≈ 90	?	?	1 puits (≈ creux*3)	7,5	18
		central, P3	4 m d'alluvions	110	?	?	1 puits (creux)	7,5	9
Piou	Granite et gneiss altérés	versant, P2	gneiss très fracturés	≈70	?	?	semelle renforcée	9x11	—
		versant, P3	gneiss altérés en surface	≈70	?	?	1 puits	7	12
Vézère	Gneiss fortement altérés superficiellement		gneiss altéré sur 6 m	≈35	?	?	1 puits	?	?
		central, P2	alluvions et gneiss altérés sur 3 à 5 m	50	25	30	semelle	?	?
Garabit	Gneiss recoupés par des granites	palée provisoire rive gauche	foliation des gneiss subparallèle au versant	≈ 40	≈ 55	?	1 puits	4,5	10

*semelle encastrée de 2 m dans le rocher

** 40 MN à reprendre en traction pendant la phase de construction

*3 rempli de béton de blocage sur les 4 premiers mètres

Tableau III.5 : Synoptique de certains ouvrages au rocher repertoriés, avec quelques unes de leurs fondations les plus intéressantes en fonction de la formation rencontrée sous l'appui et du chargement

III.2.f. Problèmes rencontrés lors de la construction

Les découvertes de failles ou de poches d'altération lors de la réalisation des fouilles sont les principaux problèmes survenant lors des constructions. Ceux-ci sont traités par :

- des purges locales avec substitution par du gros béton,
- des purges hors profil lorsque la zone d'altération est particulièrement importante et non homogène sous l'emprise de la fondation,
- des approfondissements des cotes de fondation lorsque le rocher sain n'a toujours pas été atteint,
- une nouvelle estimation du module de déformation du massif à la vue de la fouille lorsque que le rocher sain est beaucoup plus profond que prévu.

Ces problèmes sont dus à une très forte hétérogénéité du massif dans les fonds de vallées et à une mauvaise estimation de ses caractéristiques mécaniques lors des campagnes géotechniques. En effet, il n'est pas rare que par suite d'une modification tardive de l'ouvrage, les appuis soient déplacés de quelques mètres par rapport à l'implantation des sondages et que l'on ne décèle pas une zone trop altérée qui ne peut pas soutenir la fondation.

III.2.g. Conclusion

Cette étude s'est heurtée trop souvent à la difficulté de dénicher les documents concernant le dimensionnement des fondations. Les rapports géotechniques obtenus généralement auprès des LRPC ou des CETE nous ont bien été utiles, mais malheureusement, ils se sont avérés insuffisants. Ils ne proposent qu'un type de fondation, et détaillent rarement le dimensionnement. Les notes de calculs des différents bureaux d'études auraient certainement été intéressantes, mais elles ont été trop souvent introuvables.

En guise de conclusion, il est important de noter que la plupart des fondations au rocher en France sont dimensionnées à l'aide de la méthode pressiométrique recommandée par le Fascicule 62 - Titre V. Pour des ouvrages exceptionnels, des études plus détaillées prenant en compte le rôle des discontinuités sont réalisées. Nous avons pu voir qu'aucun document réglementaire ne recommande une étude structurale. Enfin, aucune note de calcul numérique (éléments finis ou éléments distincts) ne vient étayer le dimensionnement des fondations que nous avons pu analyser.

PARTIE B

MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Cette partie B présente les divers résultats de modélisation numérique par la méthode des éléments distincts de fondations au rocher.

Le chapitre IV rappelle brièvement la méthode des éléments distincts, présente le logiciel UDEC utilisé dans ce travail et explique la démarche suivie dans les différents modèles numériques.

Les cinq chapitres suivants présentent les résultats proprement dits : les chapitres V et VI relatent l'étude de fondations superficielles et semi-profondes sur terrains horizontaux, les chapitres VII et VIII exposent l'étude de fondations superficielles et semi-profondes sur versants ; le chapitre IX est quant à lui consacré à la comparaison de différents types de fondations et notamment au passage 2D/3D. Le chapitre X présente des méthodes simplifiées pour effectuer un dimensionnement préliminaire d'un puits marocain sur massif rocheux.

Partie B - Chapitre IV

La méthode de calcul par éléments distincts

IV.1. La méthode des éléments distincts

Le comportement mécanique d'un massif rocheux est fondamentalement dépendant de la fracturation du massif. Les méthodes numériques par éléments finis déjà existantes ont été modifiées afin de pouvoir prendre en compte les discontinuités des massifs. Celles-ci ont été représentées par des éléments-joints (Goodman, 1976) d'épaisseur réduite, séparant des éléments continus déformables. Mais cette méthode a vite montré ses limites: la discrétisation est devenue très lourde et ne pouvait s'appliquer qu'à des massifs peu fracturés. De plus, ces méthodes ne pouvaient simuler des comportements discontinus tels que des chutes de blocs, des grands déplacements au niveau des failles, etc.

La méthode des éléments distincts a été mise au point (Cundall, 1971) afin de prendre en compte ces comportements discontinus. Elle se distingue par trois caractéristiques :

- le massif rocheux fracturé est représenté sous la forme d'un milieu discontinu, constitué par un assemblage de blocs qui interagissent par contact de leurs angles et de leurs côtés,
- les discontinuités sont considérées comme des interactions entre blocs ; leur comportement est régi par des lois liant forces et déplacements au niveau des contacts entre blocs,
- le temps intervient de manière explicite dans la résolution des équations de mouvement. On peut ainsi simuler des comportements non linéaires de la roche et des discontinuités et traiter des problèmes dynamiques (séismes, explosions).

Plusieurs codes de calcul utilisent la méthode des éléments distincts. On peut citer : UDEC (Cundall, 1980 ; Cundall et al. 1985), FEBLK (Hornby et Lawrence, 1987), 3DEC (Hart et al., 1988), BRIG3D (Tahiri, 1992).

Une brève description du logiciel UDEC est donnée en annexe B.IV.

IV.2. Mode opératoire des différents modèles numériques réalisés dans les chapitres V à IX

Les rares publications présentant la modélisation avec UDEC réservent peu de place à l'aspect "mise en oeuvre" des modèles (propriétés des blocs et des discontinuités, conditions de chargement, conditions aux limites, etc.). Il n'existe pas encore de mode opératoire "normalisé". Plusieurs problèmes se posent :

- les conditions aux limites, et le choix des dimensions minimales du modèle ; nous savons en général comment y faire face.
- l'histoire géologique aboutissant à un état de contrainte du massif avant travaux ; nous ne savons pas quelle est la meilleure méthode à adopter.

Comme le lecteur pourra le constater dans les chapitres suivants, nous avons voulu être le plus précis possible sur cet aspect de "mise en oeuvre" de nos modèles. Afin de ne pas trop alourdir la lecture de ces chapitres, les quelques points communs (découpage géométrique, conditions aux limites, chargements) aux différents modèles utilisés sont résumés ici.

Le démarche suivie dans la plupart des modèles présentés dans les chapitres V à IX est illustrée par l'organigramme de la figure IV.1.

Préparation du modèle

La résolution numérique avec UDEC ne permet pas de créer des blocs pendant la procédure (réalisation d'une fondation par exemple). Dans nos études de fondations, les modèles UDEC initiaux doivent donc avoir le même découpage géométrique que les modèles finaux (ce qui n'est pas le cas de modélisations simulant des creusements de tunnels ou de mines, où l'on peut par contre enlever des blocs au cours de la procédure).

Application de la gravité

La gravité (l'accélération g est fixée à 10 m/s^2 pour simplifier les calculs) est appliquée d'un seul coup. Pour éviter de trop grandes déformations pendant cette phase ce calcul, les propriétés mécaniques des discontinuités sont très fortes (terme de cohésion de l'ordre du MPa, et raideurs normale et tangentielle de l'ordre du GPa/mm). Les déplacements des éléments à la base du massif sont fixés. Ceux des éléments latéraux sont libres.

Calcul des conditions initiales

Les déformations des discontinuités et des éléments créées lors de l'application de la gravité sont remises à zéro. Les conditions limites à la base du modèle restent les mêmes, par contre les déplacements des éléments latéraux sont maintenant fixés. Les caractéristiques mécaniques des discontinuités sont redéfinies (celles considérées comme correctes aujourd'hui). Pour avoir les conditions initiales dans le massif sans la perturbation due à la fondation, une densité très faible (0,02) est attribuée au bloc la représentant.

Chargement de la fondation

Le calcul des conditions initiales étant effectué, nous attribuons à l'élément représentant la fondation et la pile une densité telle que le poids de cet élément corresponde à celui de la fondation seule. Enfin, le chargement voulu est appliqué à la fondation.

Notons que ce chargement est exprimé en MN/m puisque les résultats obtenus par UDEC sont bidimensionnels.

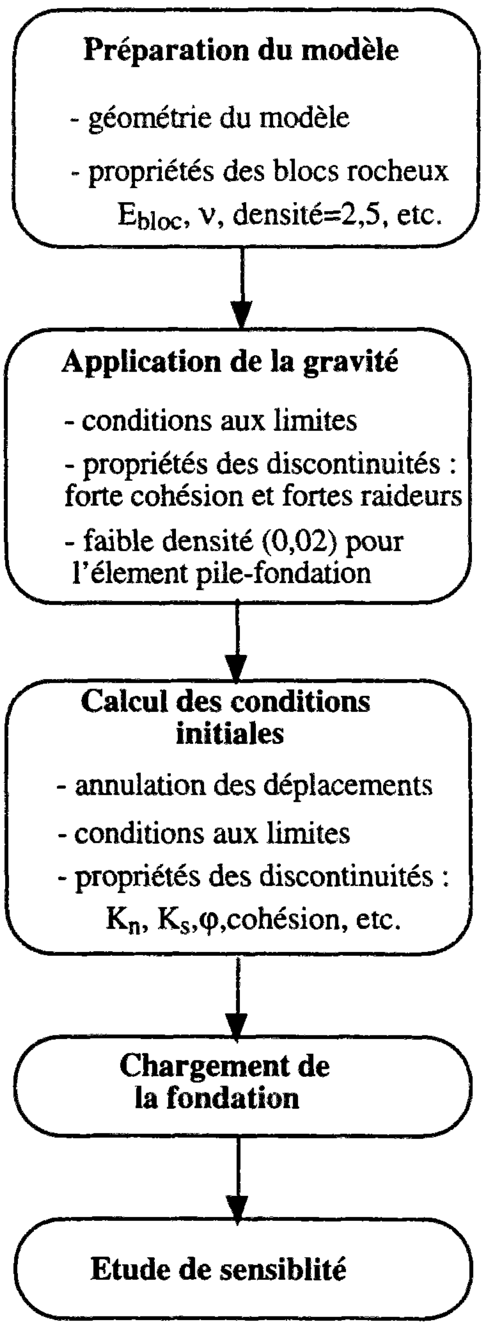


Fig. IV.1 : Organigramme

Etude de sensibilité

Dans toute mise en équation d'un phénomène, un résultat ne devrait jamais être présenté sans être accompagné d'une valeur d'incertitude. Quantifier ces erreurs relatives n'est guère chose facile, surtout en mécanique des roches, où le comportement d'un massif rocheux dépend de multiples paramètres, qui ont tous un poids très différent sur le comportement d'une fondation par exemple. Les méthodes numériques permettent facilement de faire varier ces paramètres et d'analyser leur influence par rapport à un résultat dit de base ou de référence. C'est pourquoi chacun de nos modèles est assorti d'une étude de sensibilité, terme cher à P. Londe (1994).

Les études de sensibilité qui ont donc été réalisées ont pour objet de révéler quel est le paramètre le plus important dans le comportement du modèle. Ce paramètre peut être physique (frottement, cohésion, pendage, etc.) ou être lié au modèle numérique (arrondi des blocs, découpage local, etc.).

Tous les résultats des études de sensibilité n'apparaissent pas dans les chapitres V à IX, entre autres, l'étude de l'influence de l'arrondi des blocs. La notice d'utilisation d'UDEC recommande de prendre des valeurs de l'arrondi des blocs de l'ordre de 1 % de la taille représentative des blocs du modèle. Nous avons fait varier cette valeur de l'arrondi (de 0,1 à 10%) pour quelques modèles du chapitre VII. Il s'avère que les résultats sont quasiment indépendants de ce paramètre numérique.

Variante du calcul des conditions initiales

La procédure décrite ci-dessus n'est guère satisfaisante en ce qui concerne la définition de l'état initial du site (avant chargement de la fondation), et ceci en particulier dans le cas de fondations sur versants (cf. chapitre VII). C'est pourquoi nous avons testé une variante de la détermination des contraintes initiales.

Pour ce faire, l'histoire géologique du versant est reproduite en supposant le massif initialement horizontal (avant creusement de la vallée) et en procédant à un chargement gravitaire pour la consolidation du terrain. Le calcul des contraintes initiales effectué, la vallée est "creusée" et les nouvelles contraintes initiales sont recalculées. Dans le cas du modèle de base, qui sera présenté au § VII.1.a (puits marocain sur versant), le comportement de la fondation sous effort latéral reste inchangé. Pour le cas jugé défavorable à la stabilité de la fondation, où les discontinuités persistantes sont inclinées de -30° vers l'aval (cf. modèle § VII.3), la prise en compte du creusement de la vallée diminue les déplacements latéraux de la fondation sous charge normale de 4%. L'effort T latéral limite de rupture reste quant à lui inchangé (cf. figure IV.2).

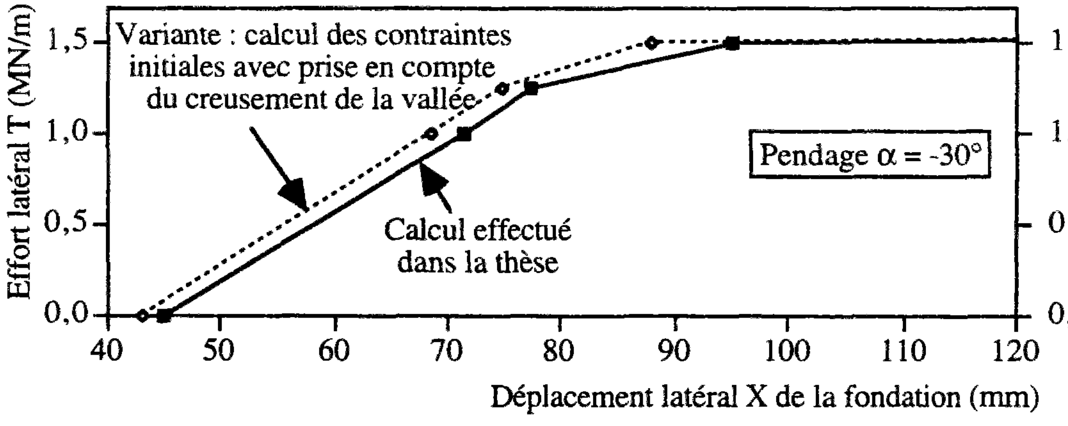


Fig. IV.2 : Influence des conditions initiales sur le comportement d'un puits marocain soumis à un effort latéral T (cf. modèles § VII.1)

Nous admetterons donc dans la suite que notre mode de calcul des conditions initiales est satisfaisant. Cependant, il faut bien admettre, comme d'ailleurs pour les modèles par éléments finis utilisés en géotechnique, que l'état initial d'un versant est mal connu et imparfaitement représenté dans les modèles.

Partie B - Chapitre V

Fondations superficielles sur terrains horizontaux

Ce chapitre V s'articule autour de l'étude de fondations superficielles sur massif rocheux dont la surface est horizontale ou de faible pente.

Dans un premier temps, l'étude paramétrique du tassement d'une semelle reposant sur un massif découpé par deux familles de discontinuités est traitée. Dans un second temps, le mode de rupture et la charge limite d'une semelle reposant sur un système à deux dièdres rocheux sont analysés.

V.1. Le tassement de fondations superficielles

Les déformations d'une fondation au rocher dépendent principalement des caractéristiques mécaniques et géométriques des discontinuités découpant le massif rocheux.

Cette étude paramétrique porte sur l'influence du pendage et des raideurs normale et tangentielle des discontinuités sur le tassement d'une fondation superficielle soumise à une charge normale . Elle est complétée ensuite par la prise en compte de discontinuités dilatantes, et d'une loi de comportement simulant la fermeture des discontinuités.

V.1.a. Présentation des différents modèles

Le sous-sol en contact avec la fondation est modélisé par un élément rigide découpé par une première famille de discontinuités horizontales et une deuxième famille de discontinuités inclinées de l'angle α par rapport à l'horizontale. Dans les premiers modèles, les joints ont un comportement tangentiel élastoplastique de type Mohr-Coulomb (raideur tangentielle K_s et frottement φ de 40°) et un comportement normal linéaire (raideur normale K_n constante). La fondation sur semelle est constituée par un bloc rigide de largeur B = 14 m. Les conditions aux limites sont explicitées en annexe B.

Le pendage α varie de 15 à 90°. La première famille reste horizontale et l'espacement entre les discontinuités de la deuxième famille reste constant (10 m), de sorte que le densité globale de discontinuités est la même dans tous les modèles.

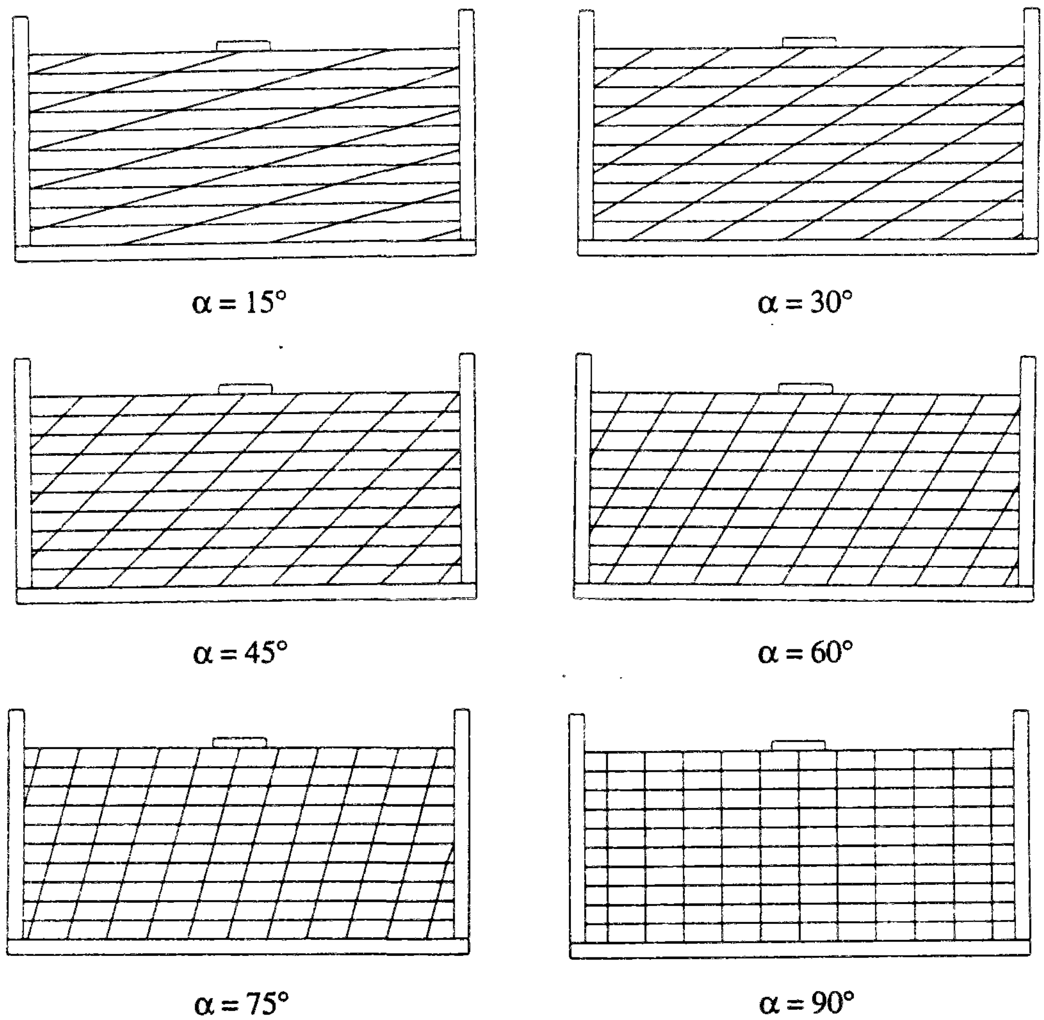


Fig. V.1 : Les différents modèles

V.1.b. Résultats numériques

La fondation est soumise à une charge normale N. Quels que soient K_n, K_s ou α, les tassements sont linéaires en fonction de la pression sous la semelle (cf. annexes B.V). La raideur équivalente du terrain sous charge normale est définie. Elle représente la pente de la courbe Tassement - Pression moyenne.

$$\boxed{\text{Raideur normale équivalente du modèle} = \frac{\text{Pression sous la fondation}}{\text{Tassement total - Tassement initial}}} \left(\frac{\text{Pa / m}}{\text{m}} \right)$$

En général, les valeurs des raideurs normales K_n des discontinuités vont du MPa/mm à quelques dizaines de MPa/mm (Bandis & al., 1983 ; Hungr & al., 1978). Nous avons donc considéré trois valeurs de raideur normales : 2, 4 et 10 MPa/mm. Le rapport entre les raideurs normale et tangentielle d'une discontinuité variant généralement entre 2 et 10 (Muralha & Cunha, 1990 ; Itasca, 1995), nous avons choisi alors deux valeurs de raideurs tangentielles : 0,2 et 2 MPa/mm.

Afin de synthétiser au mieux tous les résultats, l'allure de la raideur normale équivalente du modèle est tracée en fonction de l'inclinaison α pour différents couples de raideurs K_n , K_s (cf. figure V.2).

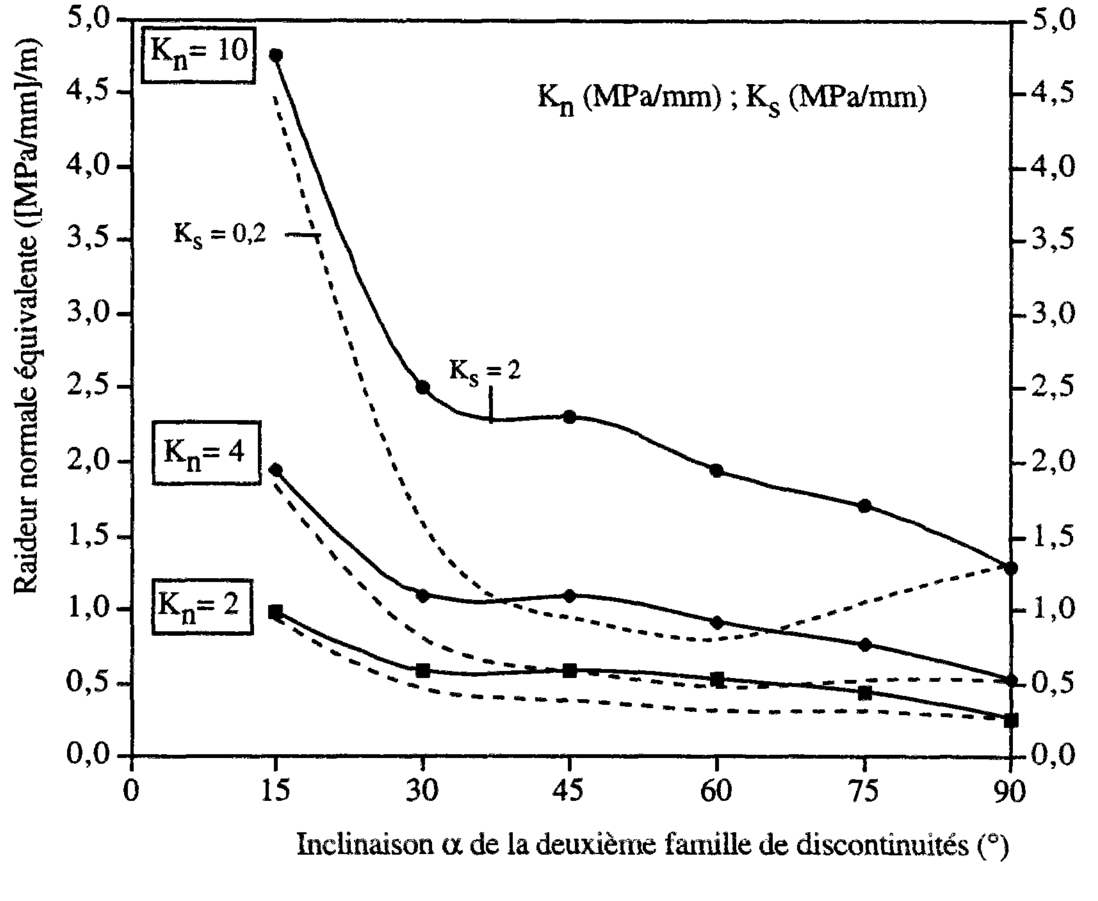


Fig. V.2 : Raideur normale équivalente du modèle en fonction de α pour différentes valeurs de K_s (2 MPa/mm en trait continu et 0,2 en tireté) et K_n (2 - 4 - 10 MPa/mm)

Sur ce graphe, la rigidité des modèles est :

- décroissante en fonction du pendage α,

- proportionnelle à la raideur K_n,
- sensible à la raideur K_s pour des pendages α de 30 - 60°.

Quelque soit le couple (K_n, K_s), la raideur normale équivalente décroît très fortement entre 15 et 30°. Comme l'espacement entre les discontinuités de la deuxième famille est constant, plus l'inclinaison α est faible, plus la largeur des blocs est importante. Dans le cas à 15°, la semelle repose sur deux blocs rocheux d'une largeur totale de près de 80 m, alors que dans le cas à 30° la fondation repose sur deux blocs qui ne mesurent pas plus de 40 m. La fondation du modèle à 15° mobilise beaucoup plus de massif que la fondation du modèle à 30°. Elle tasse donc beaucoup plus difficilement, la raideur du modèle est donc beaucoup plus forte.

Pour le passage du modèle à 30° à celui à 45°, le rapport entre la largeur des blocs n'est pas aussi grand. La raideur normale équivalente diminue légèrement, mais uniquement pour les couples (K_n, K_s = 0,2 MPa/mm). Le fait que les raideurs des couples (K_n, K_s = 2) présentent une sorte de palier entre 15 et 30° montre que l'on ne peut distinguer facilement les rôles de K_n, K_s et de α sur le comportement de la fondation.

Le modèle dans lequel la deuxième famille de discontinuités est verticale (α = 90°) constitue un cas limite. Lors de la consolidation, les blocs tassent les uns sur les autres en se déplaçant le long des discontinuités verticales. Le comportement des joints étant non dilatant, et les blocs étant rigides, les déplacements latéraux dans le modèle sont infimes. Il n'y a alors pas de contrainte horizontale, la charge normale exercée sur les faces verticales est nulle, les blocs glissent donc sur les discontinuités verticales. C'est pourquoi la raideur du modèle α = 90° est indépendante de K_s. Le tassement de la fondation est limité par la raideur K_n de la famille horizontale.

Le modèle est formé par dix discontinuités horizontales de raideur K_n. La raideur normale équivalente théorique du massif est $K_n/10$. Le tableau V.1 regroupe les raideurs normales équivalentes théoriques et numériques. Les mêmes valeurs se retrouvent à peu près.

K_n (MPa/mm)	Raideur normale théorique ([MPa/mm]/m)	Raideur normale numérique ([MPa/mm]/m)
2	0,2	≈0,25
4	0,4	≈0,5
10	1	≈1,3

Tab. V.1 : Raideurs normales équivalentes pour le modèle α = 90°

Nous avons effectué quelques calculs complémentaires sur le rôle de la dilatance (cf. annexe B.V). Il apparaît que pour des inclinaisons inférieures à 45° le comportement dilatant des discontinuités n'a aucune influence sur le tassement de la fondation. Par contre, plus la deuxième famille est inclinée, plus le rôle de la dilatance prend de l'importance, et plus le modèle est rigide. Mais l'influence de la dilatance est encore négligeable par rapport à celle induite par la raideur normale.

Une autre caractéristique importante en mécanique des roches est la fermeture asymptotique des joints rocheux. Dans les modèles présentés jusqu'ici, la raideur normale K_n était constante. Nous avons voulu analyser dans la suite l'influence d'une loi de comportement simulant la fermeture d'une discontinuité rocheuse sous chargement normal.

V.1.c. Influence d'une loi de fermeture des discontinuités

Nous avons donc considéré un nouveau type de joint à raideur K_n non constante. Les discontinuités sont supposées fermées sous une contrainte normale de 2,5 MPa/m et ouvertes pour une contrainte inférieure à 0,8 MPa/m. Nous avons choisi une loi de fermeture classique fonction du carré de σ_n (Bandis & al., 1983). Pour une loi de fermeture linéaire, la discontinuité se ferme indéfiniment alors que, pour la loi de fermeture asymptotique choisie, la discontinuité se ferme très rapidement de 0,3 mm, pour atteindre une fermeture totale d'environ 0,4 mm (cf. annexe B.V).

Ne pouvant plus définir une raideur normale équivalente des modèles numériques - elle est non linéaire -, nous avons été obligé cette fois-ci de représenter l'allure du tassement des différents modèles en fonction de la pression sous la fondation (cf. figure V.3 pour $\alpha = 60°$, et annexe B.V pour les autres α).

Le choix de cette loi de fermeture de discontinuité diminue les tassements sous une contrainte normale de 3 MPa/m d'un facteur approximatif de 2. La raideur normale équivalente des modèles est donc approximativement multipliée par deux.

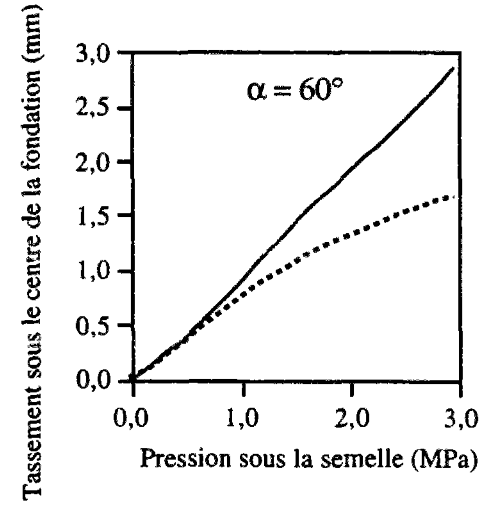


Fig. V.3 : Raideur normale non constante (courbe en tireté)

Nous remarquons encore une fois que la raideur normale des discontinuités semble avoir la plus grande influence sur le tassement de la fondation.

V.1.d. Conclusion sur le tassement de fondations superficielles

Cet exemple a priori simpliste au départ montre la complexité d'une étude multiparamétrique à l'aide de la méthode par éléments distincts. Nous avons montré que dans le cas de deux familles de mêmes caractéristiques le paramètre le plus important pour déterminer le tassement d'une fondation était la raideur K_n des discontinuité et que la prise en compte d'un effet dilatant ne changeait pas notablement les résultats.

Nous avons vu que, à densité globale de fracturation identique, la raideur équivalente varie de 1 à 5 lorsque le pendage d'une famille de discontinuités varie. Autrement dit, le module équivalent du massif (supposé continu isotrope) ne peut être déterminé sans faire intervenir ce paramètre (cf. chapitre I).

S'il est encore possible de calculer à la main le tassement d'une fondation sur massif à strates horizontales, le recours à une méthode de calcul telle que les éléments distincts s'impose dans le cas de pendages obliques.

V.2. Le mode de rupture d'une fondation superficielle reposant sur un système à deux blocs

Ce paragraphe reprend l'analyse du mode de rupture par effet de coin d'une fondation reposant sur un massif idéal à deux blocs rocheux (cf. § II.1.a.5), et la poursuit par une analyse bidimensionnelle, une analyse tridimensionnelle d'un cas simple symétrique et une étude numérique du mode de rupture.

V.2.a. Analyse bidimensionnelle (2D)

V.2.a.1. Présentation du modèle

Soit un système bidimensionnel (2D) à deux blocs rocheux (I) et (II) délimités par trois discontinuités P1, P2 et P3 de pendages respectifs α_1, α_2 et α_3. Sous l'action de la charge verticale Z, le bloc (I) glisse vers le bas et vers la droite en chassant l'élément (II) vers le haut et vers la droite.

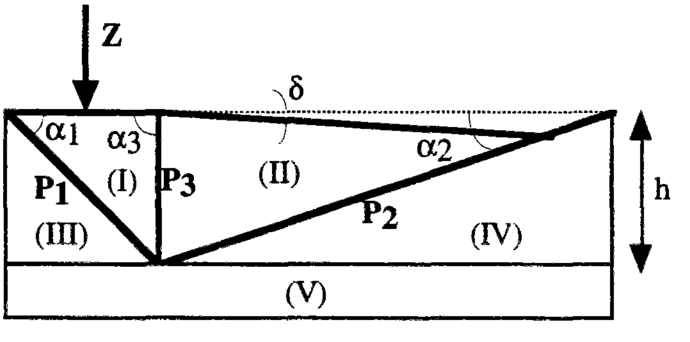


Fig. V.4 : Schéma du système 2D à deux blocs

Il s'agit d'un cas limite défavorable où la discontinuité P3 coupe P1 et P2. Il serait tout à fait possible d'imaginer un système à deux blocs avec le même mode de rupture mais sans l'existence d'un point triple, intersection de P1, P2 et P3 (cf. figure V.5).

La pointe du bloc (I) n'a ici pas besoin d'être écrasée pour permettre le mouvement. Le dièdre (I) est plus petit, le système est légèrement plus stable.

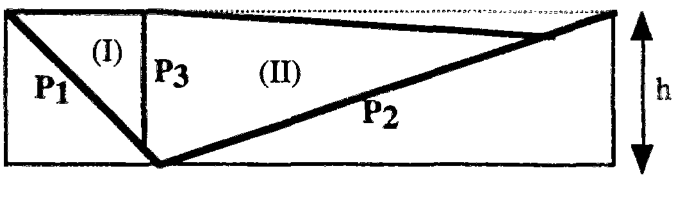


Fig. V.5 : Système à deux blocs sans point triple

A l'équilibre limite, la charge Z rendue adimensionnelle, en la divisant par un terme proportionnel au poids des dièdres, peut s'exprimer par une relation fonction des α_1, α_2 et α_3 et du frottement φ (cf. formulation complète en annexe B.V) :

$$\boxed{Z = f(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \varphi)}$$

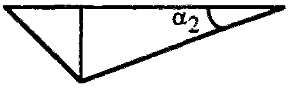
V.2.a.2. Etude de sensibilité

Nous avons mené une étude de sensibilité de la charge limite Z aux paramètres suivants :

- le frottement φ des discontinuités,
- les pendages α_1, α_2 et α_3 des trois principales discontinuités,
- la pente δ de la surface du dièdre (II).

Nous avons fait le choix de déterminer la charge limite Z adimensionnelle donnée par l'équation précédente en fonction de α_2, variable de l'étude, et du paramètre étudié. Nous partons d'un modèle de référence dont les caractéristiques sont :

$\alpha_1 = 45°$, $\alpha_3 = 90°$, $\delta = 0°$, $\varphi = 20°$



Influence du frottement et de l'angle α_2

La figure V.6 donne l'allure de la charge limite Z adimensionnelle en fonction de α_2 pour trois valeurs de frottement φ de 10, 20 et 30°. Les points correspondent à des charges limites évaluées à l'aide du logiciel UDEC : nous pouvons vérifier qu'ils se situent bien sur les courbes obtenues à partir de l'analyse manuelle à deux blocs.

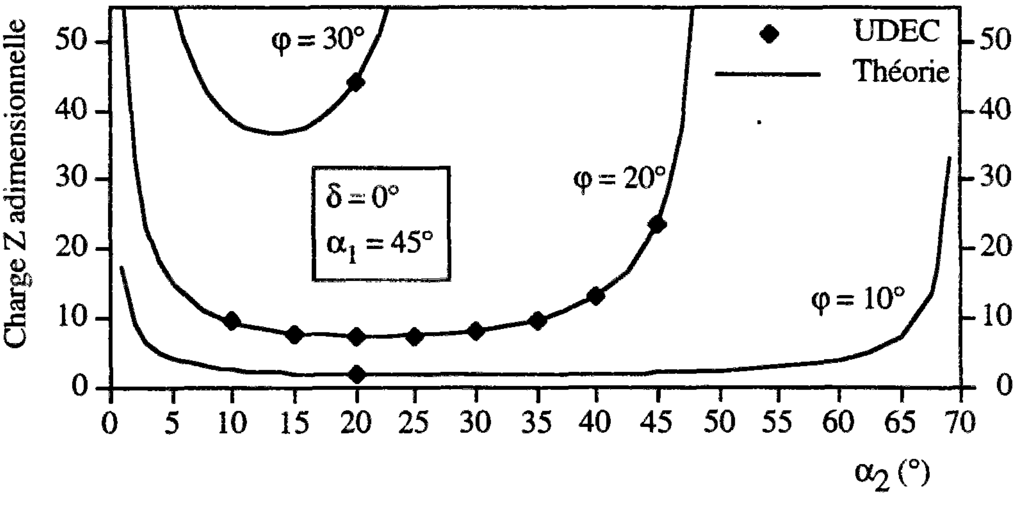


Fig. V.6 : Influence du frottement φ et de l'angle α_2 sur la charge Z adimensionnelle

Dans un premier temps, nous pourrions croire que plus l'angle α_2 est faible, plus l'élément (II) a tendance à remonter, donc plus il y a instabilité. En fait, plus α_2 est petit, plus le volume de l'élément (II) est important, et donc plus il est difficile de déstabiliser le système.

Il y a une valeur de α_2 la plus défavorable. Le minimum est très plat pour $\varphi = 10°$, mais bien marqué pour $\varphi = 30°$.

Il existe un angle α_2 limite au delà duquel la stabilité est infinie. Ceci provient de la nullité du terme $\sin(\alpha_2-\alpha_3+2\varphi)$ dans l'expression de Z (donnée en annexe B.V).

Nous avons : $$\boxed{\alpha_{2_{\text{limite}}} = \alpha_3 - 2\varphi}$$

Si α_2 est supérieur à cette limite, la bloc (II) est trop confiné pour pouvoir être éjecté.

Le système est très sensible au frottement φ puisque pour un angle α_2 de 20°, la charge Z adimensionnelle est proche de l'unité pour φ de 10°, proche de la dizaine pour φ de 20° et supérieure à 40 pour φ de 30°.

De l'étude de sensibilité portant sur la géométrie du système (étude détaillée en annexe B.V), il ressort que :

- plus α_1 est grand, plus le système est instable,
- plus α_3 est grand, plus la réaction R3 agissant sur la discontinuité P3 est inclinée vers la surface du massif et donc plus R3 a tendance à déstabiliser le dièdre (II),
- l'influence du paramètre δ n'est importante que pour de petites valeurs de $\alpha_2 < 30°$.

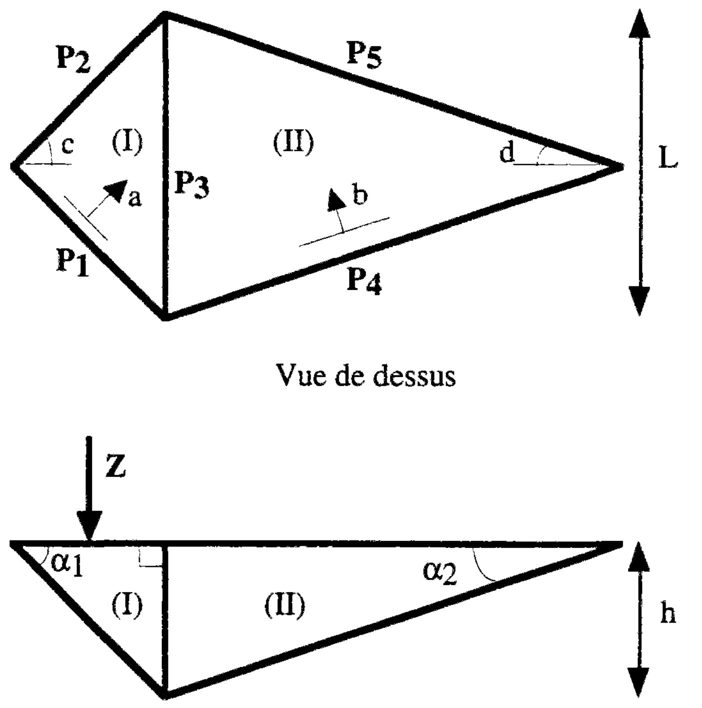
V.2.b. Analyse tridimensionnelle (3D)

V.2.b.1. Présentation du modèle

Soit maintenant un système tridimensionnel (3D) à deux dièdres (I) et (II). Il est choisi avec un plan de symétrie, ce qui allège les calculs. Cinq plans de discontinuités P1-P5 interviennent dans le mécanisme.

Comme représenté sur la figure V.7, la discontinuité P3 commune aux deux dièdres est supposée verticale. Les discontinuités P1 et P2 délimitent le dièdre de gauche. Leur arête commune est inclinée de l'angle α_1 par rapport à l'horizontale. P1 et P2 ont un pendage a, fonction de l'angle α_1, de la largeur L et de la hauteur h des dièdres. Il en est de même des discontinuités P4 et P5 qui délimitent le dièdre de droite, dont le pendage b est déterminé par α_2, L et h.

Le mécanisme de rupture est le même que pour le cas 2D.



Vue en coupe

Fig. V.7 : Schéma du système tridimensionnel à deux dièdres

Il s'agit aussi d'un cas limite défavorable où la pointe du dièdre (I) doit s'écraser pour permettre la rupture du système.

A l'équilibre limite, la charge Z adimensionnelle peut s'exprimer par une relation fonction des angles α_1 et α_2, des angles de frottement ψ (discontinuité P3) et φ (autres discontinuités) et du rapport L/h (cf. formulation complète en annexe B.V).

$$\boxed{Z = f(\alpha_1, \alpha_2, \varphi, \psi, L/h)}$$

L'étude de sensibilité de l'analyse 3D présentée en annexe B.V a montré que :

- l'influence de α_2, de α_1 ou de φ est la même pour un système 3D à deux blocs qu'un système 2D,
- la stabilité du dièdre (I) dépend aussi des pendages a et b des discontinuités P2, P5 et P1, P4 et donc du rapport L/h : plus les pendages a et b sont forts, plus le système est stable, ceci n'étant sensible que pour $\alpha_2 \geq 20°$.

V.2.b.2. Application numérique

Afin de mieux fixer les idées sur la charge limite d'un tel système à deux dièdres, nous présentons ci-après une application numérique pour un cas jugé défavorable à la stabilité :

- la fracture verticale P3 a de faibles caractéristiques mécaniques (frottement ψ de 15°),
- l'angle α_1 est important : 60°,
- l'angle α_2 est par contre petit, égal à 10°.

La figure V.8 donne l'allure de la charge Z_{3D} en fonction du frottement φ pour différentes valeurs du rapport L/h.

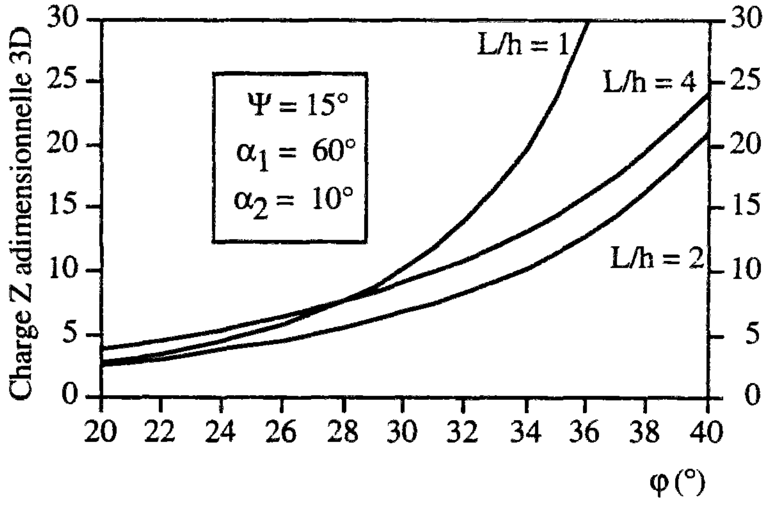


Fig. V.8 : Influence de φ pour différentes valeurs de L/h

La variation de Z_{3D} est plus sensible au frottement φ qu'au rapport L/h. Pour des frottements φ inférieurs à 30°, nous pouvons même dire que l'influence de L/h est négligeable.

En prenant un poids volumique de 25 kN/m^3, et en supposant que la charge Z est répartie uniformément sur toute la surface du dièdre (I), la pression limite acceptable par le système peut être estimée en fonction du frottement φ, de L et de h.

Le tableau V.2 regroupe quelques applications numériques en fonction de h pour un frottement φ de 30°.

L/h	Surface (m2)	Z_{3D}	Z^*_{3D} (kN)	Pression moyenne (MPa)
1	$0{,}58.h^2$	10,2	$255.h^3$	$\approx 0{,}44.h$
2	$1{,}15.h^2$	6,8	$170.h^3$	$\approx 0{,}15.h$
4	$2{,}31.h^2$	9,2	$230.h^3$	$\approx 0{,}10.h$

Tab. V.2 : Pressions limites admissibles sur le dièdre (I) en fonction de h (exprimée en mètres) pour un cas jugé défavorable ($\alpha_1 = 60°$, $\alpha_2 = 10°$, $\varphi = 30°$, $\psi = 15°$)

Le cas L/h = 2 apparaît comme le plus défavorable : il existe un rapport L/h tel que la charge limite est la plus faible. Si L/h est trop faible, le dièdre se retrouve confiné à l'intérieur du massif. Si L/h est trop grand, le dièdre est alors trop volumineux pour être expulsé aisément.

La charge limite Z^*_{3D} est de l'ordre de $200.h^3$ kN (h en m).

Si nous supposons un dièdre de taille généreuse, supportant toute une fondation, le système est alors difficile à déstabiliser. En effet, un dièdre d'une hauteur de 10 m peut alors supporter une fondation d'un diamètre de 6 m avec une charge normale de 170 MN, soit une pression uniforme σ_n sous la semelle de 6 MPa (cf. figure V.9).

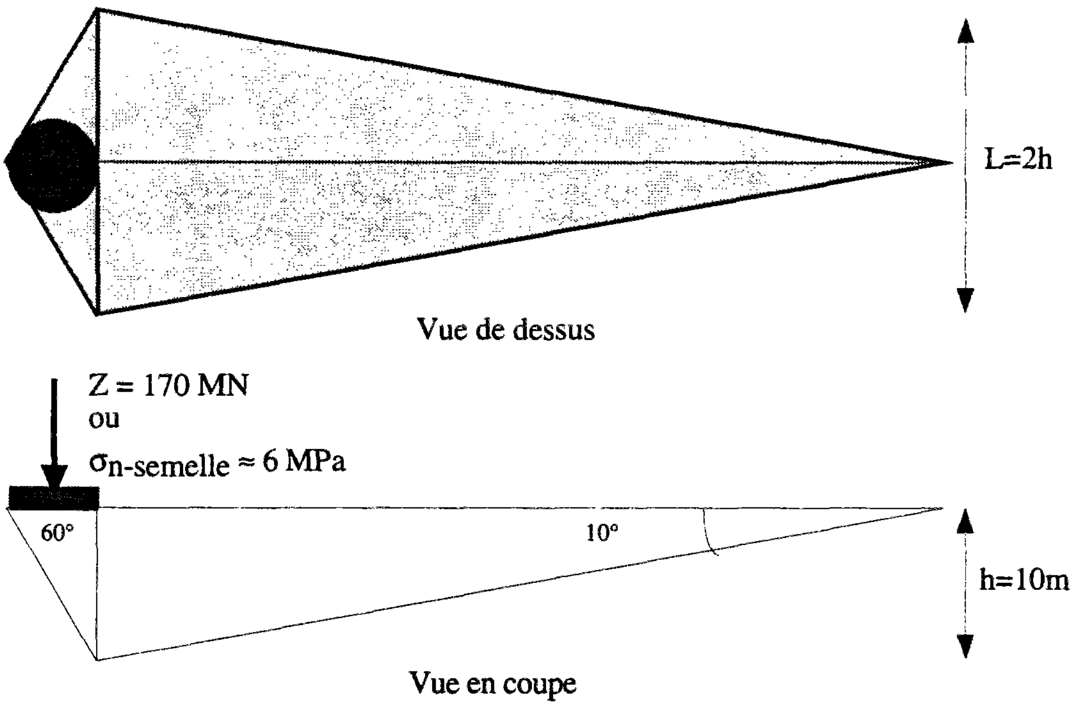
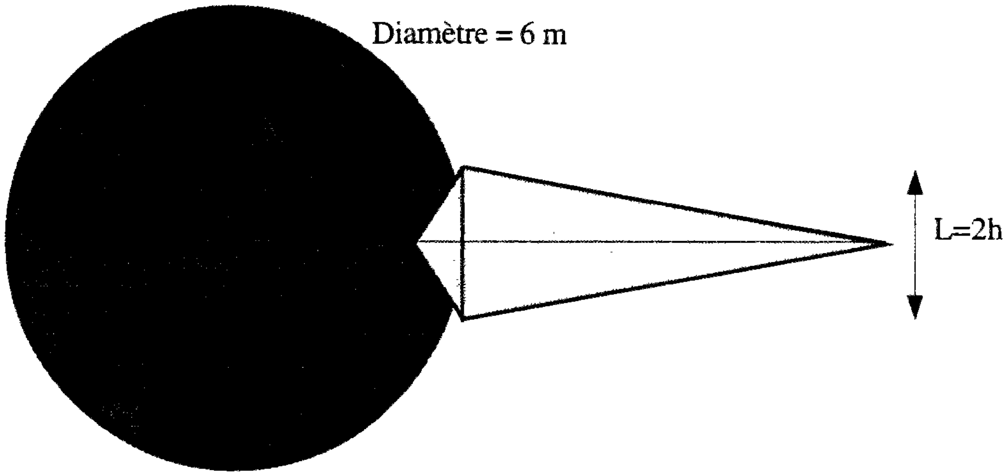
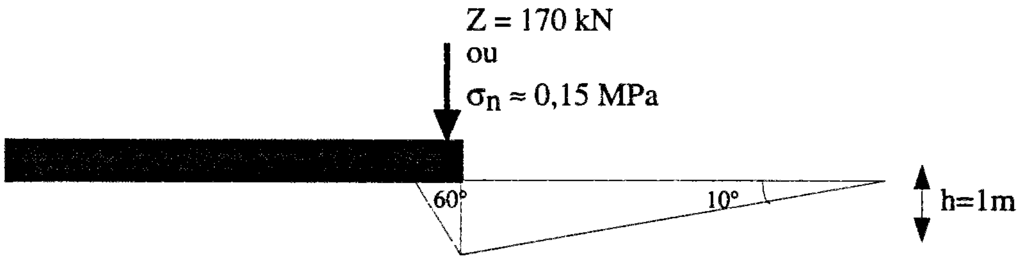


Fig. V.9 : Dièdre de 10 m de hauteur, semelle de 6 m de diamètre (ψ =15° et φ = 30°)

Par contre, si le dièdre est de petite taille (hauteur de 1 m par exemple), la charge limite acceptable par celui-ci n'est plus que de 170 kN (cf. figure V.10). Si celui-ci se trouve sous la circonférence d'une semelle soumise à un fort moment renversant, les pressions exercées sous le côté de la semelle peuvent dépasser les 0,15 MPa de contrainte normale limite admissible par le dièdre. Si le dièdre est déstabilisé par ce chargement excentré de la semelle, la rupture locale peut alors se propager à d'autres dièdres avoisinants et aboutir à la rupture totale du massif de fondation (cf. § V.2.c).



Vue de dessus



Vue en coupe

Fig. V.10 : Dièdre de 1 m de hauteur sous la circonférence d'une semelle de 6 m de diamètre (ψ =15° et φ = 30°)

V.2.b.3. Comparaison 2D - 3D

La comparaison des applications numériques 2D - 3D n'est pas si évidente que cela, puisque l'analyse 3D dépend entre autres du rapport L/h qui n'intervient pas dans l'analyse 2D.

Le petit tableau ci-dessous regroupe une comparaison des charges Z^*_{2D} et Z^*_{3D} :

Z^*_{2D} (MN/m)	Z^*_{3D} (MN)	
	L/h = 1	L/h = 2
$0{,}101.h^2$	$0{,}426.h^3$	$0{,}126.h^3$

Tab. V.3 : Valeurs numériques Z^*_{2D} et Z^*_{3D}
(α_1 = 45°, α_2 = 30°, α_3 = 90°, φ = ψ = 20° et γ = 25 kN/m³)

Pour une hauteur h du dièdre de 10 m, le cas 2D donne une charge limite d'environ 10 MN par mètre, soit environ 100 MN pour un dièdre à surface carrée de 100 m². Si le rapport L/h est de 2, la cas 3D est analogue : la charge limite est d'environ 125 MN pour un dièdre à surface triangulaire de 100 m^2. Si le rapport L/h n'est que de 1, la charge limite est de 425 MN pour un dièdre à surface triangulaire de 50 m^2. La concordance n'est plus du tout la même.

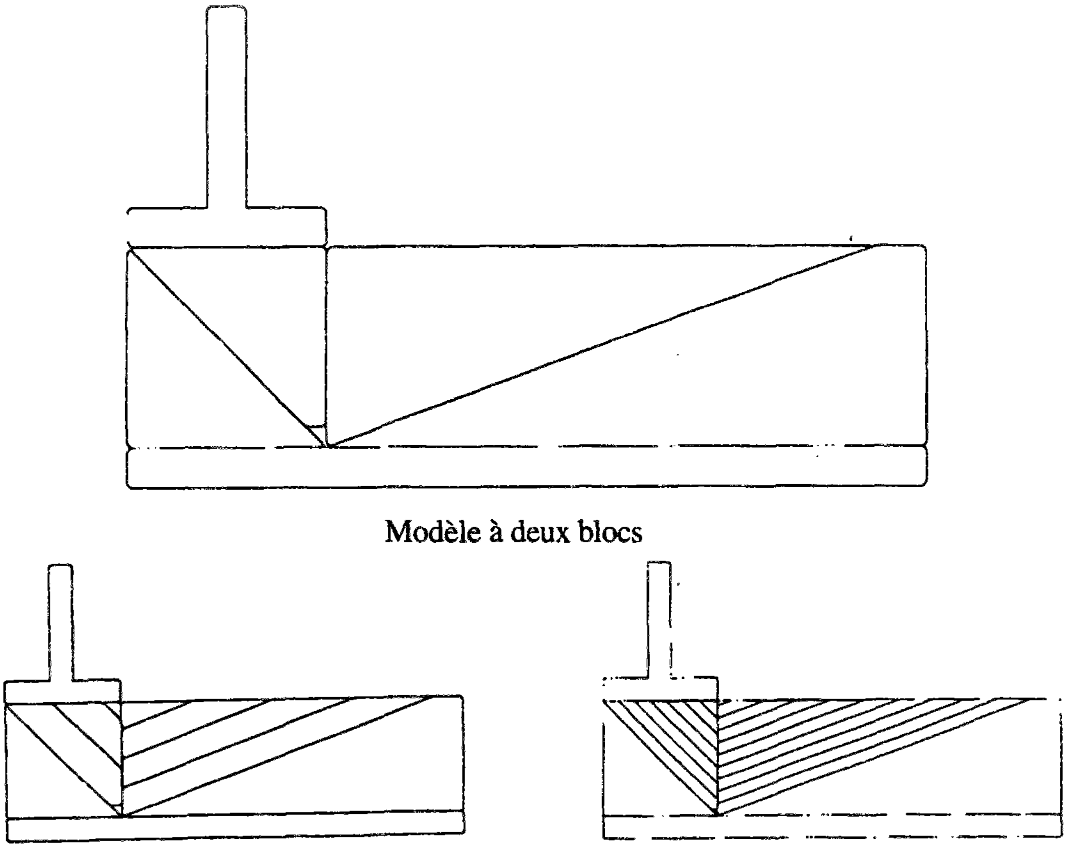
V.2.c. Analyse du mode de rupture : mécanisme à plusieurs blocs

Dans le cas d'un système à deux dièdres 2D, le mode de rupture est trivial : le dièdre de gauche pousse et chasse le dièdre de droite.

Nous avons voulu analyser à l'aide d'UDEC l'influence de quelques discontinuités supplémentaires et d'un chargement excentré.

A partir du modèle de référence de l'étude analytique 2D à deux blocs, nous avons donc créé les trois modèles numériques représentés ci-dessous :

- le modèle de référence à deux blocs ($\alpha_1 = 45°$, $\alpha_2 = 20°$, $\alpha_3 = 90°$, $\delta = 0°$, $\varphi = 20°$, h= 10 m et $\gamma = 25$ kN/m^3),
- un modèle avec un espacement e des deux familles de discontinuités P1 et P2 de 3 m,
- un modèle avec un espacement e des deux familles de discontinuités P1 et P2 de 1 m.



Modèle à deux blocs

Modèle e ≈ 3 m

Modèle e = 1 m

Fig. V.11: Les trois modèles numériques

Une semelle de 10 m de large avec une pile de 10 m de haut est fondée sur le dièdre de gauche de 10 m de hauteur. Celle-ci est soumise dans un premier temps à une charge verticale centrée Z, et dans un deuxième temps à un effort latéral T appliqué en haut de la pile.

Les allures du tassement du coin droit de la semelle sont tracées en fonction de la charge Z pour les trois modèles (figure V.12).

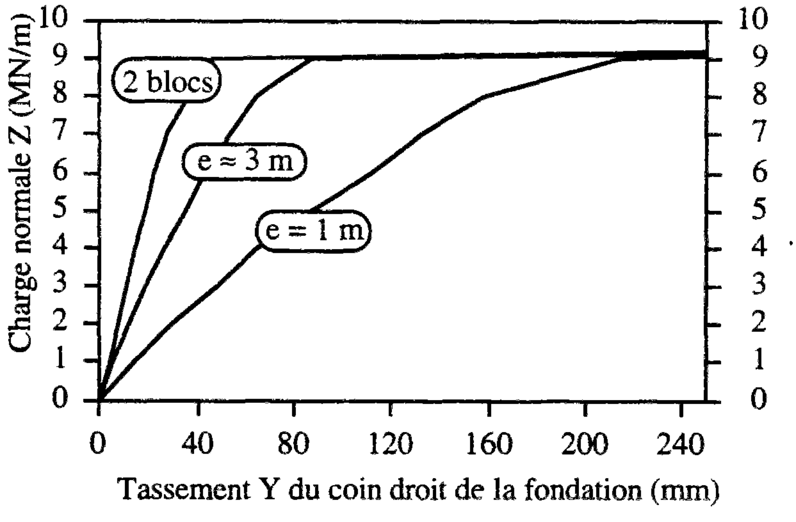


Fig. V.12 : Tassement de la fondation en fonction de la charge verticale Z

La charge limite verticale est identique pour tous les modèles. Elle est légèrement supérieure à 9 MN/m, ce qui correspond aux 9,16 MN/m déterminés par l'étude analytique du système à deux blocs (§ V.2.a.2).

La raideur du modèle à deux blocs est la plus grande. C'est logique, car les modèles à espacement de 3 et 1 m contiennent beaucoup plus de discontinuités que le modèle à deux blocs.

La rupture se fait par le glissement de la discontinuité P1 commune aux trois modèles.

Nous avons étudié par la suite le comportement de la fondation sous un effort latéral T appliqué en haut de la pile (soit à 12 m du terrain). La fondation est soumise initialement à une charge verticale centrée de 5 MN/m. Les allures du tassement du coin droit de la semelle sont tracées en fonction de l'effort T (figure V.13).

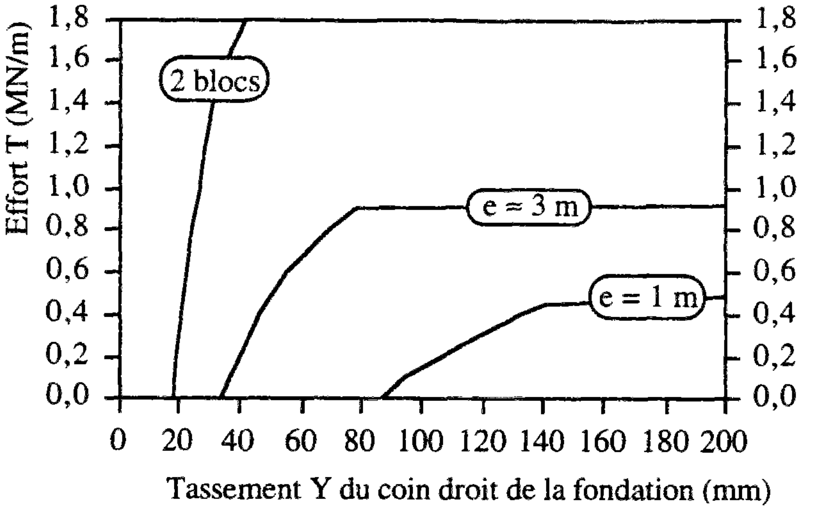


Fig. V.13 : Tassement du coin droit de la semelle en fonction de l'effort latéral T

Il est clair que les trois modèles ont des comportements nettement différents. Les modèles à espacement de 1 m et 3 m ont respectivement une charge limite latérale T de 0,5 MN/m et 0,9 MN/m alors que le modèle à deux blocs est encore stable sous une charge latérale de 1,8 MN/m.

Figure V.14 sont représentées, pour un effort latéral de 1 MN/m (supérieur à l'effort T limite), les vitesses représentatives des blocs déstabilisés du modèle à espacement de 3 m. La vitesse du petit bloc sous le coin droit de la fondation est la plus grande alors que le bloc sous le coin gauche de la semelle est immobile.

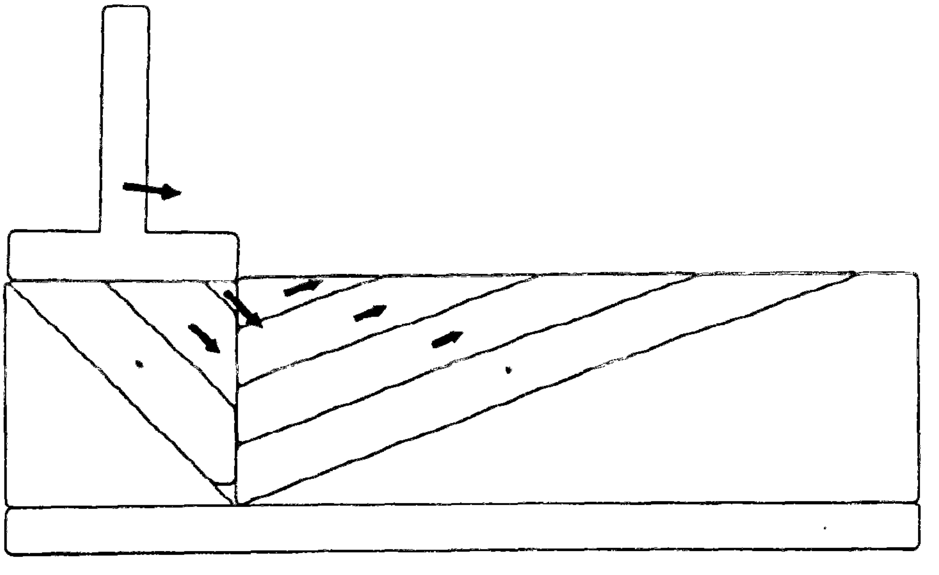


Fig. V.14 : Vitesses représentatives des blocs du modèle e = 3 m sous T = 1 MN/m

A l'opposé du comportement sous charge normale centrée, il apparaît donc une rupture locale lorsque la fondation est soumise à un effort latéral. Cette rupture locale a lieu au niveau du petit bloc sous le coin droit de la fondation. La rupture se propage le long des autres discontinuités et engendre des tassements différentiels de la fondation très importants, comme le montre la figure V.15.

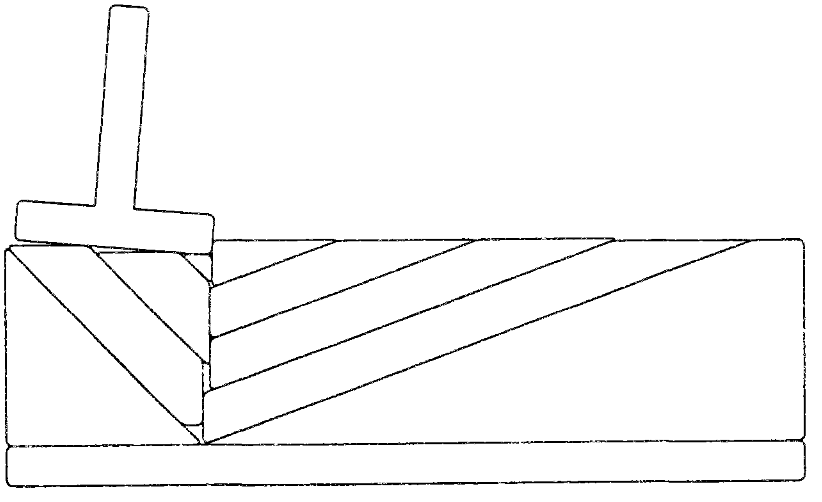


Fig. V.15 : Déformée post-rupture sous effort latéral du modèle e = 3 m

V.2.d. Conclusion sur le mode de rupture d'une fondation reposant sur un système à deux blocs

Le mode de rupture d'une fondation superficielle reposant sur un massif rocheux à surface horizontale peut se faire par l'intermédiaire de systèmes de dièdres rocheux.

Les efforts mis en jeu pour déstabiliser une fondation sont en général considérables : de l'ordre de 150 - 200 MN, soit 5 à 7 MPa, pour un système 3D à deux dièdres de 10 m de hauteur supportant une fondation de 6 m de diamètre. Cette conclusion doit être tempérée par les points suivants : les calculs analytiques 3D effectués ne tiennent compte ni d'une composante horizontale, ni de fractures multiples, ni de présence d'eau. Dans le cas d'une fondation immergée, il faudrait prendre en compte le poids déjaugé des dièdres (I) et (II). Comme la stabilité du système est proportionnelle aux poids de ces deux dièdres, les charges limites seraient donc diminuées en présence d'eau.

L'étude numérique 2D à l'aide d'UDEC a bien confirmé que la capacité portante était nettement diminuée en présence d'un effort latéral et d'un moment renversant. Qui plus est, si la capacité portante sous charge normale centrée reste insensible à la densité de discontinuités au droit de la fondation, la capacité portante sous effort normal et moment renversant diminue considérablement en fonction de cette densité de discontinuités, car il apparaît un mécanisme de rupture progressive impliquant plusieurs discontinuités.

Une étude bidimensionnelle est simple et rapide à exécuter. Elle peut donner un bon encadrement de la charge limite. L'étude n'est correcte que si elle est assortie d'une analyse de sensibilité des différents paramètres (pendages et frottements) sur la stabilité.

Partie B - Chapitre VI

Fondations semi-profondes sur terrains horizontaux

Dans la synthèse bibliographique (cf. Partie A) nous avons rappelé que la conception de fondation au rocher sur terrain horizontal ne pose a priori pas de gros problème de capacité portante mais que, par contre, il existe peu de règles concernant le dimensionnement de fondations semi-profondes soumises à des efforts latéraux.

Or, il s'avère que les fondations des appuis centraux des grands viaducs sont soumis à d'importants efforts latéraux et moments renversants.

Ce chapitre VI est donc consacré à l'étude de puits marocains sur terrain horizontal soumis à des efforts latéraux et des moments renversants, voire à des efforts de traction.

VI.1. Puits soumis à un effort latéral et un moment renversant

VI.1.a. Présentation de l'étude et du modèle de base

L'étude d'un cas réel - un des puits des appuis centraux du Viaduc de Verrières (A75) - a été peu à peu modifiée au cours de cette recherche.

Le puits, d'un diamètre de 7 m, traverse une couche de limons de 10 m d'épaisseur, et est encastré dans 8 m de massif rocheux sain (Hettangien). Ce massif est formé d'alternance de bancs de calcaire à peu près horizontaux (épaisseur de l'ordre du mètre), séparés par des interbancs de marne, découpés par quelques diaclases verticales.

Le but de cette étude est d'analyser l'influence du pendage α des strates (0, +10 et +20° par rapport à l'horizontale) ou β des diaclases (+80, +90, +100° par rapport à l'horizontale) sur le comportement de la fondation soumise à un moment renversant.

Les caractéristiques détaillées du modèle numérique (cf. figure VI.1) sont résumées en annexe B.VI.

Le massif rocheux est constitué d'un assemblage de blocs élastiques, surmontés par une couche de 10 m de limons très déformables.

Cet assemblage s'effectue par l'intermédiaire des strates horizontales ($\alpha = 0°$) et des diaclases verticales ($\beta = 90°$). Le comportement de ces discontinuités est régi par une loi élastoplastique, de frottement 30°.

La densité de discontinuités au pourtour du puits est plus importante que dans le reste du massif, et se rapproche de celle du site réel. Les blocs au pied du puits sont redécoupés par une strate supplémentaire. On se place ainsi dans le cas défavorable où une strate passe au niveau de la base du puits.

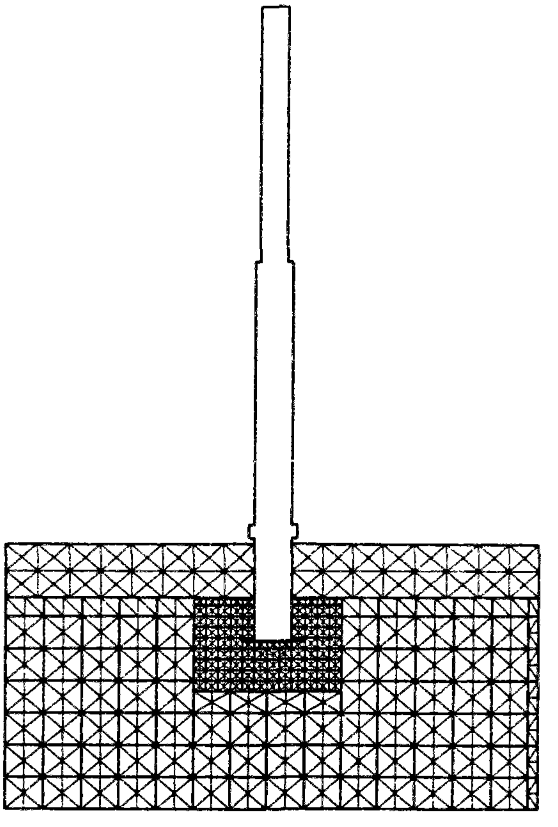


Fig. VI.1 : Modèle de base $\alpha = 0°$, $\beta = 90°$
(traits gras = découpages des blocs)
(traits fins = maillage en éléments finis)

La fondation est soumise à une charge normale 2D de 2,5 MN/m. Un effort latéral T est appliqué par paliers successifs en haut de la pile, soit à une hauteur de 100 m au dessus du terrain naturel.

VI.1.b. Influence du pendage des strates sur les modèles avec limons

A partir du modèle de base, nous avons étudié l'influence du pendage α des strates - à pendage β des diaclases constant - sur le comportement latéral de la fondation. La figure VI.2 représente un agrandissement du modèle de base ($\alpha = 0°$) ainsi que ceux de deux nouveaux modèles : $\alpha = +10°$ & $\alpha = +20°$ ($\beta = 90°$).

La figure VI.3 donne l'allure de l'effort T appliqué en haut de la pile en fonction du déplacement horizontal X de la semelle, pour les trois pendages α des strates ($\beta = 90°$).

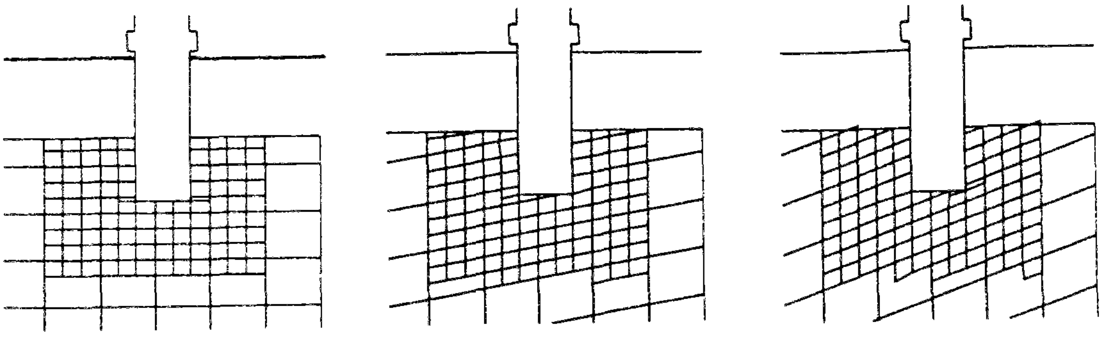


Fig. VI.2 : Agrandissement des zones autour du puits pour α = 0, +10 et +20° (β = 90°)

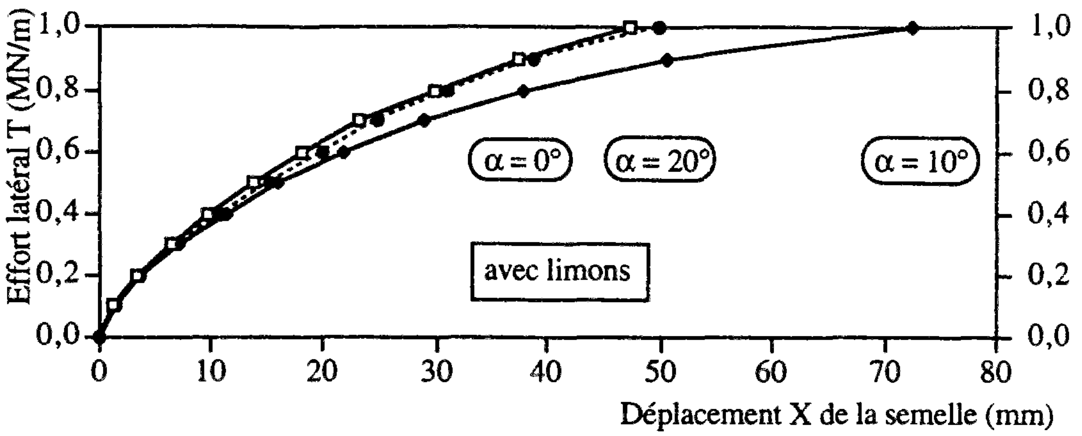


Fig. VI.3 : Influence du pendage des strates - Massif rocheux avec couche de limons

En présence de limons, les déformations de la fondation en fonction du pendage des strates sont quasiment identiques tant que les efforts T_{2D} restent inférieurs à 0,5 MN/m. Au delà de 0,5 MN/m, les déformations du modèle α = 10° s'accélèrent par rapport à celles des autres modèles. Mais celles-ci restent faibles au regard des charges imposées : 7 cm de déplacement latéral sous un moment renversant 2D de 100 MN.m/m et une charge normale 2D de 2,5 MN/m.

Comme nous allons le voir ultérieurement, dans le mode de rupture l'effort T limite est fonction entre autres du frottement φ des discontinuités et du volume des butées mises en jeu, donc du pendage α. Comme pour l'étude à deux dièdres présentée au § V.2.a, il existe donc un angle α tel que l'on ait un minimum de la charge limite T.

Remarque

D'autres calculs où la surcharge apportée par les limons est simulée par une pression uniforme ont été effectués. Les résultats sont identiques aux précédents.

Conclusion

En présence de limons, les déformations de la fondation soumise à un moment renversant important restent faibles. Même si les strates affleurent à la surface du massif, les limons empêchent tout cisaillement des strates. Pour le cas à pendage horizontal, ce n'est pas à proprement parler un mode de rupture, puisque les éléments rocheux sont emprisonnés à l'intérieur du massif et ne sont pas expulsés à l'extérieur.

Le pendage α, en présence de limons, a une faible influence sur le comportement de la fondation.

VI.1.c. Modèles sans couche de limons

Une idée simplificatrice serait de négliger ces limons sachant que ceux-ci sont beaucoup moins résistants que le rocher.

Nous avons repris les modèles précédents en enlevant tout simplement la surcharge apportée par les limons. Le puits est toujours ancré de 8 m dans le rocher fracturé, la semelle intermédiaire entre le puits et la pile, se retrouve donc à 10 m de hauteur "dans les airs" (cf. figure ci-contre). Négliger les 10 m de limons change la géométrie du problème : l'effort latéral n'est plus appliqué à 100 m du terrain naturel, mais à 110 m.

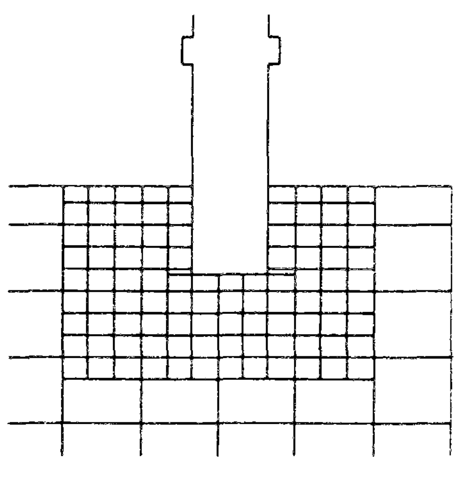


Fig. VI.4 : Agrandissement du modèle sans limons autour de la pile ($\alpha = 0°$)

VI.1.c.1. Influence du pendage des strates

Déformations

La figure VI.5 présente l'allure du déplacement horizontal X de la semelle en fonction de l'effort T, pour différents pendages α des strates, mais sans limons reposant dessus.

Les différences de comportements sont nettes par rapport aux modèles avec limons. Pour un pendage de 0°, la rupture est toujours difficile à atteindre, les blocs n'étant pas expulsés vers l'extérieur du massif par l'effort latéral ; mais les déplacements de la semelle sous un effort de 1 MN/m sont augmentés de plus de 50%.

Avec les limons, les comportements des modèles à pendage de 10 et 20° sont très comparables à celui du modèle à pendage horizontal. Sans la surcharge, le comportement est nettement différent : les efforts $T_{limite2D}$ sont respectivement de 0,6 et 0,5 MN/m pour un pendage des strates de 20 et 10°.

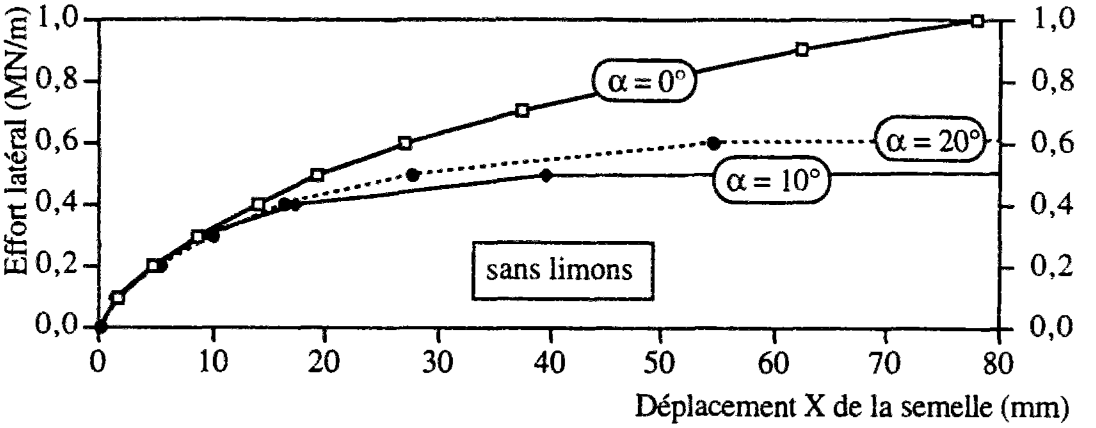


Fig. VI.5 : Influence du pendage des strates - Massif rocheux sans limons

<u>Modes de rupture</u>

$\alpha = 0°$:

Dans une telle géométrie des familles de discontinuités, il est difficile d'amorcer la rupture du massif. Une rupture par glissement des blocs le long des strates est impensable, puisque celles-ci sont parfaitement horizontales. Cette amorce de rupture (cf. figure VI.6) se produit par le soulèvement des strates à gauche du puits. Les contraintes σ_h maximales (≈ 5 MPa) dans le massif sont dans la butée gauche à la base du puits et dans la butée droite en haut du puits.

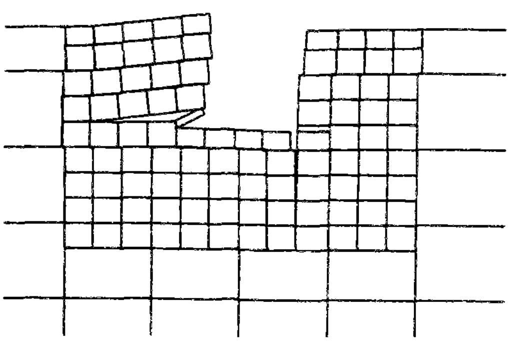


Fig. VI.6 : $\alpha = 0°$, $T_{2D} = 1$ MN/m, déformations x 50

$\alpha = +10°$:

Pour un pendage α de +10° (cf. figure VI.7) l'effort latéral décolle toujours les strates à gauche du puits, mais la butée à droite commence à céder : les strates débouchent à la surface topographique.

Sur la figure VI.8 sont dessinés en trait gras les joints qui se sont le plus déplacés tangentiellement. La rupture est amorcée par le glissement des blocs de la butée droite le long des strates.

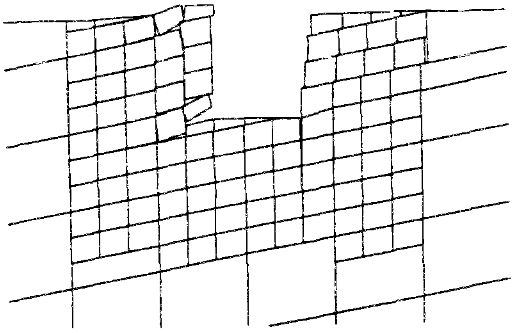


Fig. VI.7 : pendage $\alpha = +10°$
T_{2D} = 0,6 MN/m, déformations x 25

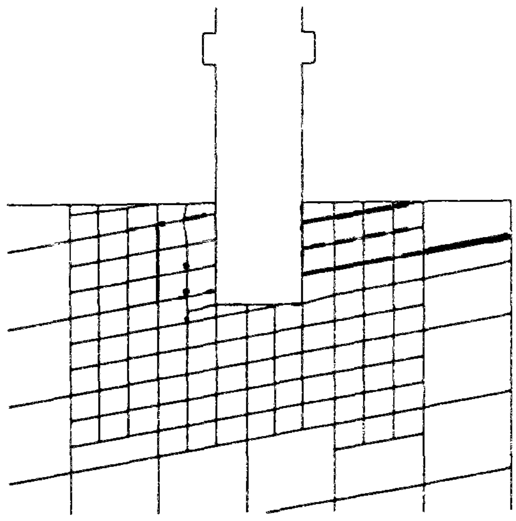


Fig. VI.8 : pendage $\alpha = +10°$
T_{2D} =0,6 MN/m, déplacements tangentiels

$\alpha = +20°$:

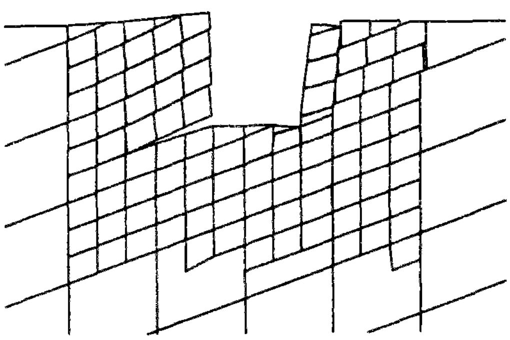


Fig. VI.9 : pendage $\alpha = +20°$
T_{2D} = 0,7 MN/m, déformations x 25

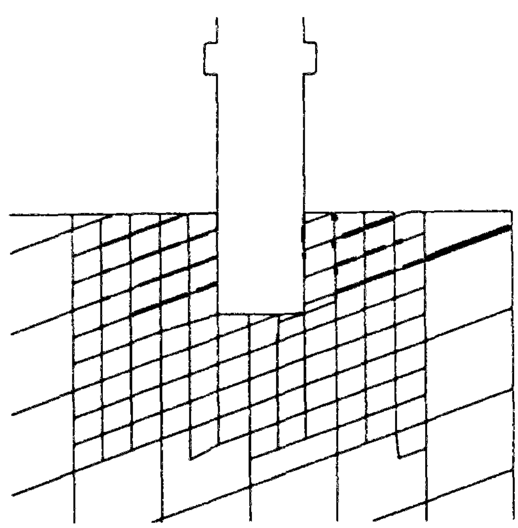


Fig. VI.10 : pendage $\alpha = +20°$
T_{2D} =0,7 MN/m, déplacements tangentiels

Les observations sont les mêmes que pour le pendage de +10° : soulèvement des strates côté gauche (cf. figure VI.9) et glissement des blocs le long des strates côté droit (cf. figure VI.10). L'effort T limite de rupture est légèrement supérieur (0,6 au lieu de 0,5 MN/m).

Conclusion

La surcharge apportée par les limons inhibe quelque peu le rôle du pendage des strates. Sans limons, l'influence du pendage des strates sur les déformations de la fondation et les efforts T limites de rupture est très importante.

Pour un pendage strictement horizontal, la rupture est très difficile à mettre en oeuvre puisqu'aucun bloc ne peut s'échapper du massif. Pour un pendage positif la rupture se fait par le glissement de la butée opposée à l'effort.

Négliger lors d'un projet la présence d'une importante couche de limons, ou toute couche de faible résistance, revient à surdimensionner largement la fondation.

VI.1.c.2. Influence du pendage des diaclases

L'étude de l'influence du pendage des diaclases est détaillée en annexe B.VI.

Pour un pendage β voisin de la verticale, les déformations du massif sont quasiment identiques à celle du modèle de base à diaclases verticales. Le mode de rupture est toujours le même, à savoir le soulèvement des strates du côté gauche du puits.

VI.1.d. Conclusion sur le comportement d'un puits soumis à un effort latéral et un moment renversant

Un puits marocain encastré dans un massif rocheux peu fracturé à surface topographique horizontale reprend très facilement des moments renversants importants si le mode de rupture par glissement des blocs le long des discontinuités est empêché, par exemple, par l'effet du poids d'une couche de sols superficiels.

Si la famille principale des strates est horizontale (strictement) la fondation reprend des moments renversants importants (largement supérieurs à 100 MN.m/m en 2D pour une fondation soumise à une charge normale 2D de 2,5 MN/m). Par contre, si cette famille débouche à la surface du massif, les moments renversants limites de rupture sont nettement diminués (de l'ordre de 60 MN.m/m). La rupture du massif se produit par le glissement de la butée côté opposé à l'effort.

Ces résultats sont pour un encastrement du puits de 8 m dans le massif rocheux et pour un frottement des discontinuités de 30°. Il est évident que ces conclusions ne sont pas transposables pour un encastrement plus faible, où le mode de déformation par le soulèvement des strates pourrait mener à une rupture de la fondation par arrachage du puits. Le rôle de la profondeur de l'encastrement sera traité dans le chapitre IX.

VI.2. Puits soumis à un effort de traction

VI.2.a. Présentation de l'étude et du modèle de base

Comme pour l'étude précédente, nous sommes partis d'un cas réel que nous avons peu à peu modifié. Il s'agit d'un des puits de l'appui central du viaduc de Tanus (RN88), fondé dans un massif de gneiss peu fracturé et sain, à foliation à peu près horizontale.

Ce puits d'un diamètre de 3 m et d'une hauteur de 10 m est susceptible d'être soumis à une force verticale ascendante pendant une phase de construction. Nous avons voulu vérifier à l'aide d'UDEC la résistance à l'arrachement d'un tel puits.

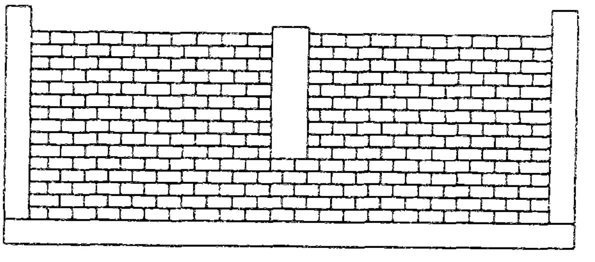


Fig. VI.11 : Modèle de base à foliation horizontale

Le comportement de la foliation est élastoplastique parfait avec un frottement de 35° (cohésion nulle), celui de l'interface rocher / béton et celui des diaclases sont dilatants (cf. caractéristiques détaillées en annexe B.VI).

Dans ce type de modèle, la résistance à l'arrachement de la fondation provient du poids du puits et des blocs rocheux entraînés avec lui, et de la résistance au cisaillement mobilisée le long de certains joints (béton/rocher et rocher/rocher). Cette dernière est augmentée par :

- la présence de contraintes initiales horizontales dans le massif : compte tenu du mode de mise en place du puits de béton (coulage dans un puits creusé auparavant), il paraît prudent de limiter les contraintes horizontales dans le modèle,
- la dilatance des joints : tendance à l'ouverture des joints cisaillés, empêchée par le massif, ce qui induit une augmentation de contrainte normale et donc de résistance de ces joints.

Résultats

En présence d'un comportement dilatant des diaclases et de l'interface, les déplacements pour un effort de traction de 4 MN/m sont de l'ordre du centimètre (cf. figure VI.15).

Pour un tel effort, le soulèvement relatif du puits par rapport à celui du massif n'est que de 2-3 mm. Il y a donc une très bonne reprise de l'effort de traction par l'interface rocher / béton, et la déformation du système est due à celle du massif seul.

L'allure de l'ensemble massif - fondation soumis à un effort de traction de 8 MN/m est représentée figure VI.12. Les joints qui se sont le plus déplacés sont dessinés en trait gras. Il semblerait qu'un phénomène de flexion des bancs de gneiss se manifeste et que toute une "galette" se soulève. La zone déformée est à peu près limitée par deux lignes verticales distantes d'une douzaine de mètres du puits.

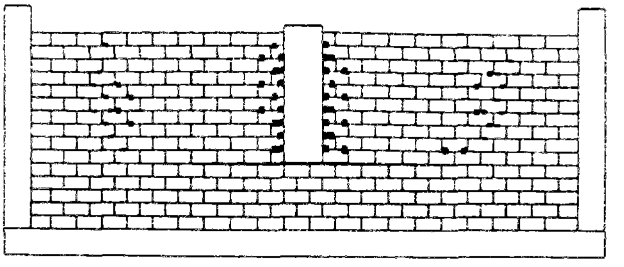


Fig. VI.12 : Déformée du massif à foliation horizontale sous un effort de 8 MN/m

VI.2.b. Influence d'une faille et du pendage de la foliation

Nous avons mené une étude de l'influence des paramètres suivants sur le comportement du puits soumis à un effort de traction :

- cohésion et résistance à la traction sur les discontinuités de la foliation,
- contrainte horizontale,
- faille proche du puits,
- pendage des deux familles de discontinuités.

Il s'avère que l'influence d'un terme de cohésion ou de contrainte horizontale est négligeable par rapport à celle induite par une faille ou par le pendage de la foliation des gneiss (cf. analyse en annexe B.VI).

<u>Influence d'une faille située à proximité</u>

La figure VI.13 présente un modèle dans lequel une faille de pendage 80° est ajoutée, avec des caractéristiques mécaniques assez faibles : cohésion nulle et angle de frottement de 20°.

L'affaiblissement du massif est net, mais reste malgré tout limité (courbe "faille" de la figure VI.15) : la traction correspondant à un soulèvement centimétrique est diminuée de 0,5 MN/m environ.

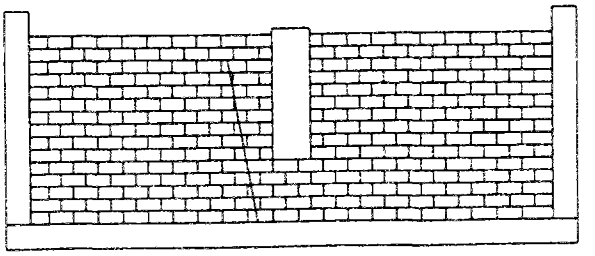


Fig. VI.13 : Modèle avec faille de pendage 80°

Influence du pendage de la structure

Nous avons utilisé un modèle où les deux familles de discontinuités subissent une rotation de -20° par rapport à l'horizontale. Les calculs numériques donnent une déformation dissymétrique entraînant la rupture du massif gauche du puits, par glissement le long d'un des bancs de la foliation.

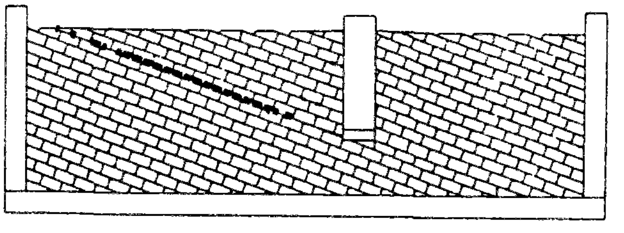


Fig. VI.14 : Rupture du modèle à structure inclinée de $\alpha = -20°$

Le soulèvement du puits reste limité tant que l'effort de traction est inférieur à 4 MN/m, effort qui est sensiblement égal au poids de la butée et du puits (≈ 4,25 MN/m). La rupture complète est obtenue pour moins de 5 MN/m (courbe "$\alpha = -20°$" de la figure VI.15).

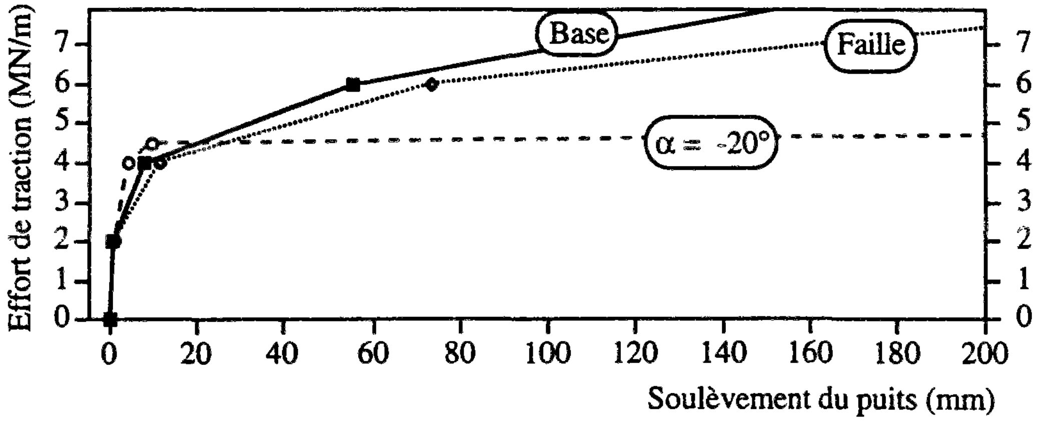


Fig. VI.15 : Soulèvement du puits en fonction de l'effort de traction

VI.2.c. Conclusion sur le comportement d'un puits soumis à un effort de traction

Il est intéressant de remarquer que le mode de rupture d'un puits isolé dans un matériau continu isotrope frottant - arrachement d'un cône - ne se retrouve pas exactement dans le calcul numérique en déplacement. Ce dernier montre le rôle essentiel de la dilatance et il suggère plutôt une déformation progressive, guidée par l'anisotropie du massif, mobilisant un volume de forme à peu près cylindrique autour du puits dans le cas de la structure horizontale, et une déformation plus brutale, de forme dissymétrique, dans le cas d'une structure inclinée. Une validation expérimentale serait souhaitable pour confirmer ces modes de rupture.

La prise en compte d'une éventuelle résistance à la traction des bancs de foliation, ou de l'existence d'une faille à proximité du puits a une influence négligeable par rapport à celle induite par le pendage de la structure. Pour une foliation inclinée de -20°, la traction limite de rupture est d'environ 4,5 MN/m, alors qu'elle excède largement 6 MN/m pour une foliation horizontale.

Tous ces résultats sont bidimensionnels, nous dirons un mot sur le passage 2D/3D dans le chapitre IX.

Partie B - Chapitre VII

Fondations semi-profondes sur versants fracturés

Si les règles de calcul de fondations semi-profondes encastrées dans un massif rocheux à surface horizontale et soumises à des moments renversants sont rares et peu adaptées, il en est de même pour les fondations semi-profondes sur versants. Le problème est en fait plus épineux, puisque les butées mobilisables par les efforts latéraux sont généralement diminuées par les pentes des versants.

Ce chapitre VII est donc consacré à l'étude de puits marocains sur versants rocheux fracturés soumis à des efforts latéraux et des moments renversants.

VII.1. Présentation de l'étude et du modèle de base

VII.1.a. Introduction

Comme pour les études précédentes, nous sommes partis d'un cas réel que nous avons peu à peu modifié. Il s'agit du puits marocain (hauteur = 10 m, diamètre = 4,5 m) de la palée provisoire du viaduc autoroutier de Garabit (A75).

Les gorges de la Truyère sont formées par une série de gneiss, recoupés par des granites clairs. Les plateaux sont fortement altérés (présence d'arènes limoneuses) ; les pentes des talus étant importantes (≈ 35 à 40°), les produits meubles ont été emportés et le gneiss est affleurant. La foliation des gneiss est relativement parallèle au versant côté rive gauche.

Le but de cette étude est d'analyser l'influence des discontinuités sur le comportement de la fondation soumise à une charge normale N, à un effort latéral T appliqué en haut de la pile, à 22 m du terrain naturel, et au moment renversant résultant de cet effort.

Nous allons analyser l'évolution des déformations (tassement Y, déplacement horizontal X) de la fondation en fonction de N et de T.

Le massif est constitué d'un assemblage de blocs rigides où apparaissent deux familles de discontinuités :

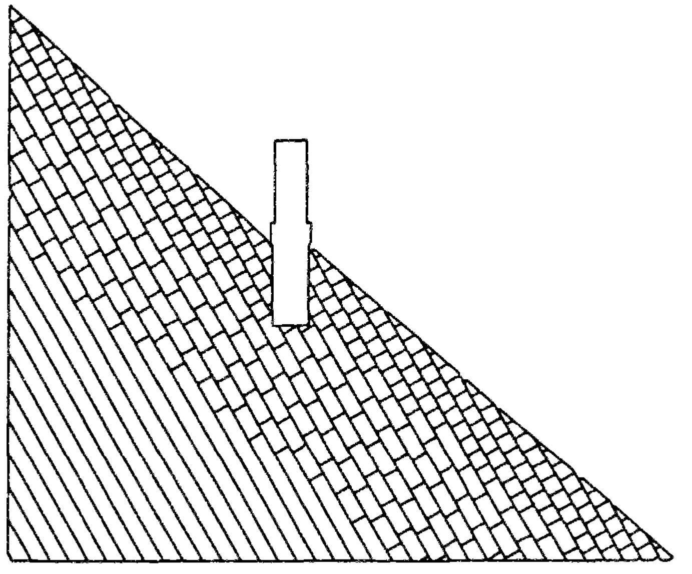


Fig. VII.1 : Modèle de base α = -60°

- une première famille de discontinuités représentant la foliation des gneiss, inclinée de l'angle α de -60° par rapport à l'horizontale, de persistance infinie, et de distance interbanc de 2 m,
- une deuxième famille de discontinuités perpendiculaires à la première famille, de persistance finie, et de distance interbanc variable, représentant les diaclases.

L'altération et la fracturation des matériaux à la surface du massif sont représentées par une plus grande densité de fractures à la surface du massif qu'en profondeur. Cette fracturation plus ou moins intense est créée par l'espacement variable des diaclases.

Pour connaître l'état initial, se référer au chapitre IV.

Pour avoir plus d'informations sur les données de calculs, se référer à l'annexe B.VII.

VII.1.b. Résultats du modèle de base

VII.1.b.1. Comportement de la fondation en fonction de la charge N

La fondation est soumise à une charge verticale de 100 MN/m. Les allures des courbes Effort Normal N - Tassement Y et Effort Normal N - Déplacement X de la fondation sont tracées dans la figure VII.2. La courbe Effort normal N - Rotation θ, l'allure étant strictement identique à celle du déplacement X, n'est pas représentée.

Il est clair que le tassement Y est linéaire (ou presque) en fonction de N, même jusqu'à la valeur relativement élevée de 100 MN/m. Le calcul de la raideur verticale équivalente R_v de la fondation (R_v = Effort normal N / Tassement Y) donne : $R_v = 4$ [MN/mm]/m.

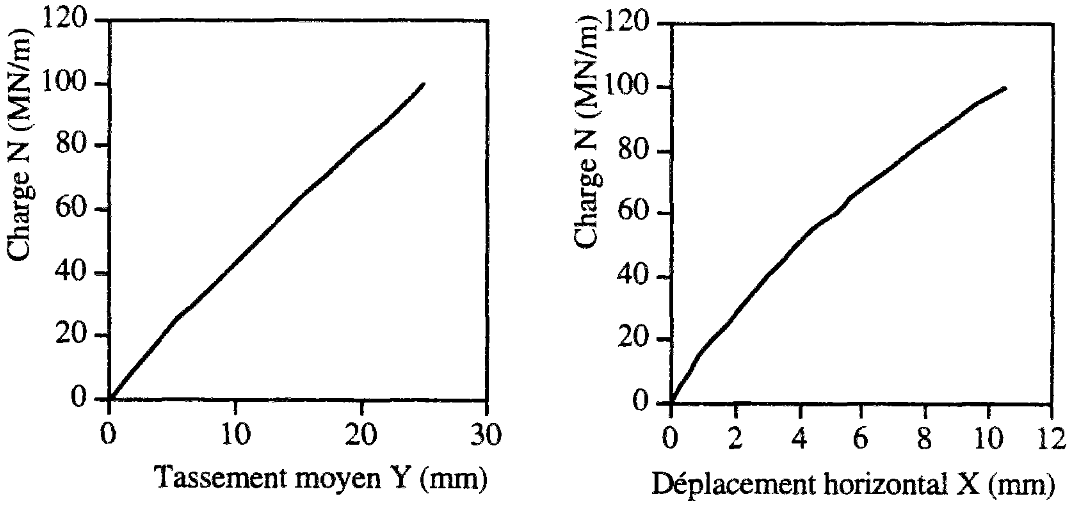


Fig. VII.2 : Modèle de base $\alpha = -60°$; Evolution du tassement Y et du déplacement horizontal X en fonction de la charge normale N

Sous une charge normale, la fondation se déplace légèrement vers la droite, à raison de 0,1 [mm/MN]/m, tout en tournant sur un axe de rotation (rotation très faible de 10^{-2} [mrad/MN]/m). Un très léger radoucissement de la pente N/X est toutefois visible. Il se peut que soit atteint un palier de charge limite N_{lim} à partir duquel X augmente plus rapidement, ce qui provoquerait la rupture du massif. Cette charge limite N est certainement très supérieure à 100 MN/m. Déterminer N_{lim} n'a donc pas beaucoup d'intérêt, sachant que dans la pratique il est déjà exceptionnel d'avoir des chargements de 100 MN/m sur des puits marocains de 5 m de diamètre sur 10 m de profondeur.

Les déplacements tangentiels sont très limités le long des diaclases fracturées, car les mouvements se trouvent contraints par l'encastrement des blocs. Les déplacements tangentiels maximums des discontinuités du massif se font le long de la foliation, et en l'occurrence le long des joints sous l'assise de la fondation, car ce sont les plus sollicités du massif.

Conclusion

Le comportement du massif est quasi-linéaire en fonction de la charge N, et il n'y a pas rupture de celui-ci sous fortes sollicitations. Les déformations s'effectuent par les glissements des blocs sur la foliation.

VII.1.b.2. Comportement de la fondation en fonction de l'effort latéral T

La fondation est maintenant soumise à une charge normale de 55 MN/m, et un effort horizontal T est appliqué sur la haut de la pile, à 12 m du terrain naturel.

L'allure de l'effort T est tracée (cf. figure VII.3) en fonction du déplacement horizontal X de la fondation.

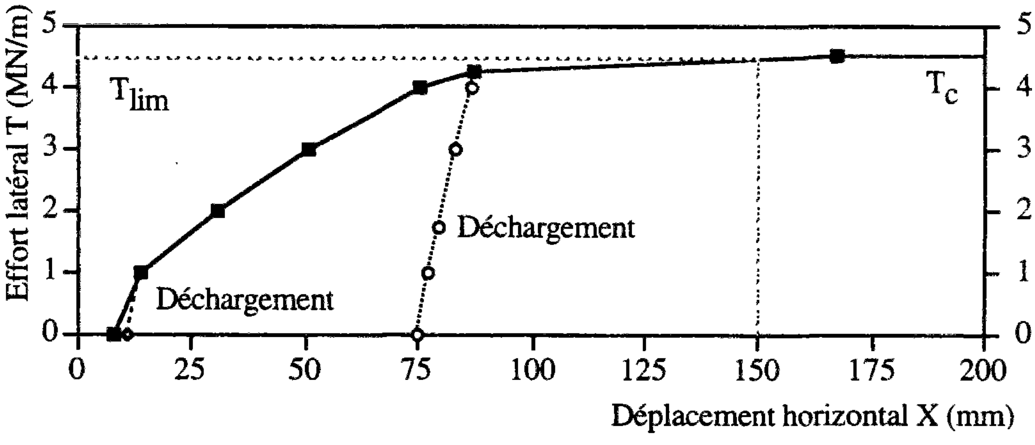


Fig. VII.3 : Modèle de base $\alpha = -60°$; Déplacement X en fonction de l'effort T

Nous définissons trois caractéristiques :

- la raideur horizontale R_h à l'origine ($R_h = T/X$),
- l'effort T critique T_c à partir duquel il y a rupture du massif de fondation,
- l'effort T limite T_{lim} pour lequel un déplacement horizontal X de 150 mm a lieu, déplacement choisi arbitrairement.

La partie initiale de cette courbe est presque élastique puisqu'il y a très peu de déplacement résiduel après un cycle de déchargement. Le comportement proche de la rupture n'est, par contre, pas élastique du tout, puisqu'il y a un déplacement résiduel après déchargement. Les déformations de la fondation résultent de déplacements élastiques de certaines discontinuités, de basculements de blocs, mais aussi de glissements de discontinuités ayant atteint leur limite de résistance au cisaillement.

Remarques

1) Pour un effort T nul, le déplacement X est déjà d'environ 8 mm. Ceci est dû au déplacement X initial lors du chargement N.

2) L'allure de la rotation de la tête de puits en fonction de l'effort latéral est identique à celle du déplacement X. Nous pouvons aussi définir une raideur en rotation R_θ à l'origine:

$R_\theta = T.H / \theta$ avec T.H le moment en tête de puits

3) La position de l'effort T est très importante. Elle gouverne le moment renversant appliqué en tête de fondation. Pour un effort T appliqué en haut de la pile (12 m de la tête de puits), l'effort T_{lim} est de 4,5 MN/m alors qu'il est de 7,3 MN/m si T est appliqué au niveau de la semelle (à 2,5 m de la tête de puits).

Comme le montre le dessin ci-contre, la rupture du massif de fondation se produit par la déstabilisation de la butée aval du puits. Une ligne de rupture en escalier le long des 2 familles de discontinuités apparaît entre la base du puits et la surface topographique. Un "volume" d'environ 60 m^3/m (d'un poids de l'ordre de 1500 MN/m) est mis en jeu dans cette rupture. Le puits s'étant déplacé vers la droite, les 2 colonnes de blocs poussant sur le flanc gauche du puits glissent plan sur plan et accentuent la déstabilisation de l'ensemble.

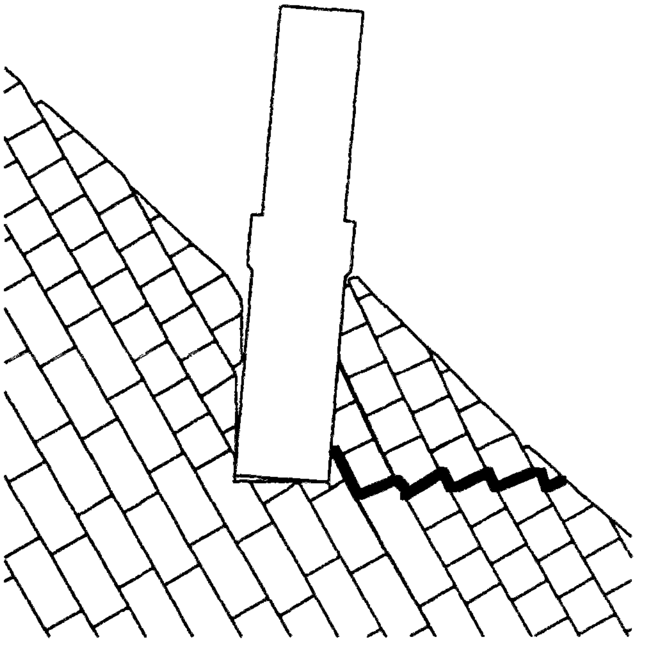


Fig. VII.4 : Mode de rupture du modèle de base
$\alpha = -60°$ sous $T = 4,5$ MN/m

Le glissement des joints semble peu intervenir dans le mode de rupture (ce qui sera confirmé ultérieurement par l'étude sur le frottement). Il s'agit d'une rupture lente et progressive par basculement.

VII.2. Etude de sensibilité

Nous avons fait varier successivement :

- le frottement φ le long des discontinuités,
- le pendage α de la famille de discontinuités persistantes (et donc indirectement le pendage de l'autre famille, car les 2 familles de discontinuités restent toujours perpendiculaires),
- les raideurs normales K_n et K_s (de tous les joints),
- l'arrondi des blocs,
- la position du réseau de discontinuités par rapport à la fondation.

Afin de ne pas submerger le lecteur d'un trop grand nombre de résultats, nous avons décidé de ne présenter que les valeurs des efforts horizontaux T limite, T_{lim}, obtenus pour un déplacement X de 150 mm.

VII.2.a. Pendage α et frottement φ

Nous avons fait varier le frottement φ de 25 à 40° et le pendage α de ± 10° autour de la valeur du modèle de base. Les graphes ci-dessous donnent les valeurs de T_{lim} correspondantes.

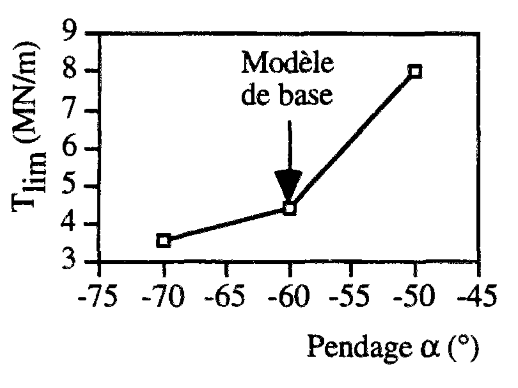


Fig. VII.5 : Influence du pendage α pour le frottement φ de 30°

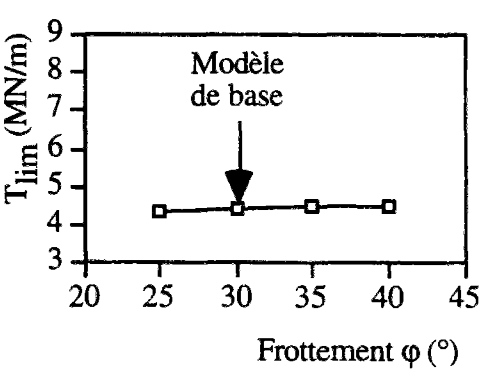


Fig. VII.6 : Influence du frottement φ pour le pendage α de -60°

T_{lim} est quasiment constant en fonction du frottement φ, alors qu'il varie de 3,5 à plus de 8 lorsque le pendage varie de -70 à -50°.

Une raison simple est que dans le modèle de base avec le pendage α de -60°, le frottement est faiblement mis en jeu dans le mécanisme de rupture. Les blocs sont "encastrés" les uns dans les autres (cf. figure VII.4), le glissement banc sur banc n'est guère possible. Le décollement de la butée n'est pas affecté par le frottement. Les blocs basculant les uns sur les autres, le pendage des discontinuités a donc une influence plus importante que celle du frottement (pour ce modèle à $\alpha = -60°$).

Nous verrons ultérieurement que cette analyse de sensibilité du frottement est tout à fait différente pour le modèle avec un pendage α de 0°.

VII.2.b. Raideur normale et tangentielle

Les raideurs normales et tangentielles des discontinuités introduites dans le calcul numérique sont de l'ordre de grandeur du MPa/mm. Nous avons voulu vérifier si ces raideurs K_n et K_s avaient une influence sur la charge limite latérale de la fondation (déterminée pour un déplacement, arbitraire, de 150 mm).

Nous avons changé dans un premier temps les raideurs normales (K_n x 10 et K_n / 10 à K_s constant) et dans un second temps les raideurs tangentielles (K_s x 10 et K_s / 10 à K_n constant).

La figure ci-contre donne l'allure de l'effort T_{lim} en fonction de $\Delta K_n/K_n$ ou $\Delta K_s/K_s$.

Volontairement, l'échelle des T_{lim} est la même que celle des deux figures précédentes.

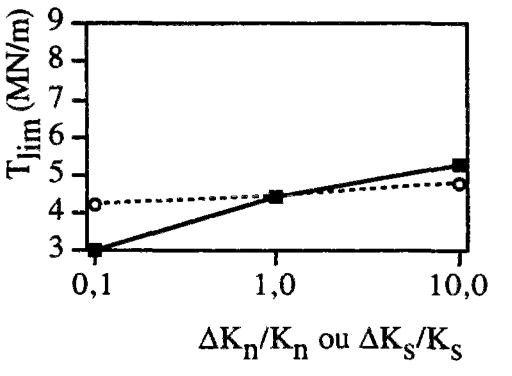


Fig. VII.7 : Influence des raideurs sur le modèle de base $\alpha = -60°$

Ainsi nous pouvons conclure facilement que les raideurs normales et tangentielles n'ont qu'une très faible influence sur la charge T_{lim} par rapport à celle induite par le pendage α.

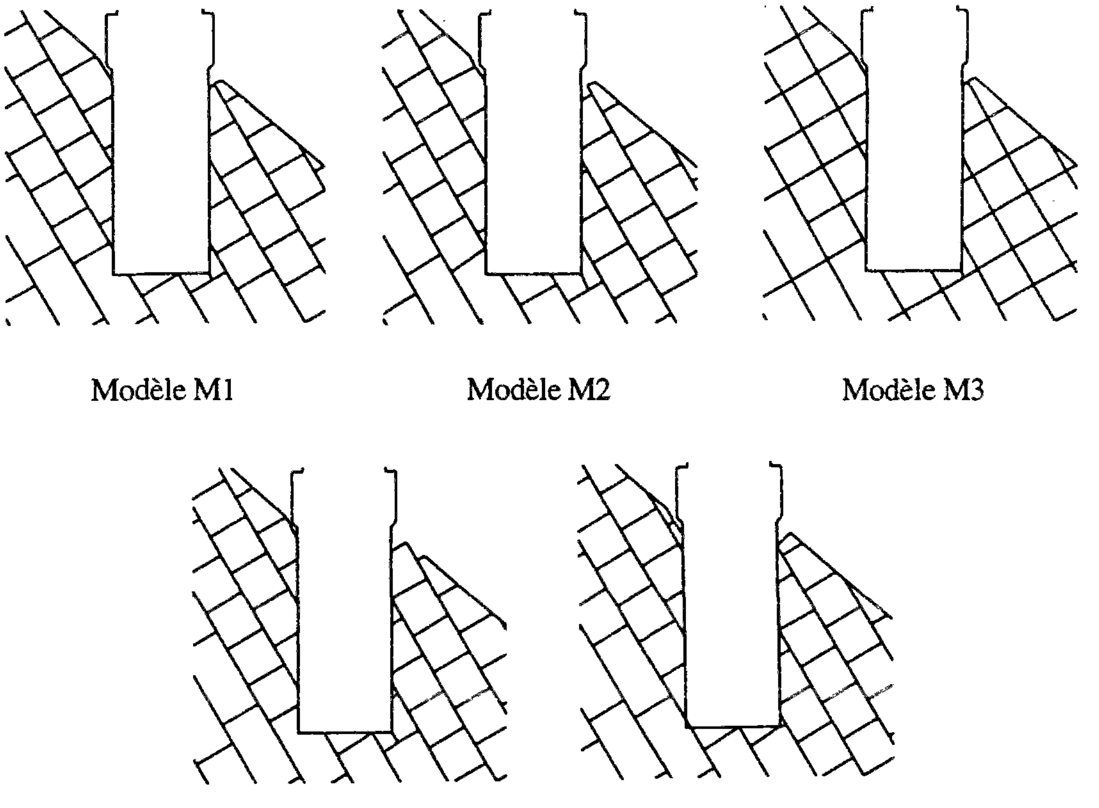
Rajoutons que l'influence de K_s est quasi nulle, ce qui confirme encore une fois le fait que le glissement des blocs le long des discontinuités intervient peu dans le mode de rupture. T_{lim} varie de 3 à 5 MN/m quand la raideur K_n varie dans un rapport 100. Le fait que T_{lim} varie en fonction de K_n est dû à la définition en termes de déplacement de T_{lim}. L'effort critique de rupture T_c est quasiment indépendant de K_n.

VII.2.c. Influence de paramètres géométriques locaux

La modélisation numérique du réseau de discontinuités ne peut être parfaitement fidèle à la réalité. Dans les modèles, les réseaux sont représentés par deux familles formant des blocs d'une taille minimale de 2 m x 2 m, ce qui est beaucoup plus grand que dans la nature.

Comme il est impossible de connaître exactement l'exacte position des discontinuités ni leur extension, nous avons créé quatre autres modèles (intitulés M2 à M5, M1 étant le modèle de base), où la position et la représentation du réseau de discontinuités varient (cf. figure VII.8).

Dans le modèle M2, la famille des diaclases est déplacée le long de l'autre famille de 0,5 m. Dans le modèle M3, les deux familles sont totalement persistantes (dans une zone proche du puits). Nous avons translaté horizontalement dans les modèles M4 et M5 tout le réseau de discontinuités de +0,5 et -0,5 m.



Modèle M1 Modèle M2 Modèle M3

Modèle M4 Modèle M5

Fig. VII.8 : Agrandissement des différents modèles M1 à M5

La figure VII.9 montre que la position de telle ou telle famille de discontinuités par rapport au puits a une très faible influence sur l'effort T_{lim} en comparaison de celle induite par le pendage α.

Il faut noter que ces résultats ne sont valables que si nous coupons localement au pied de la fondation les blocs qui entourent le puits, de façon à ne pas encastrer celui-ci dans des blocs infiniment rigides (Rachez & Durville, 1996).

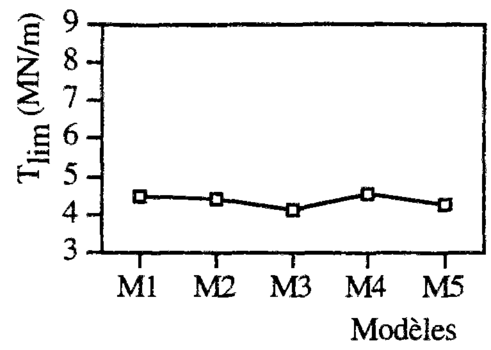


Fig. VII.9 : Influence de la position du réseau de discontinuités

VII.2.d. Conclusion sur l'étude de sensibilité

L'étude de sensibilité a montré que les paramètres tels que la position locale des discontinuités avaient une influence négligeable sur l'effort T_{lim} par rapport à celle induite par d'autres paramètres plus physiques, et plus particulièrement le pendage α de la foliation des gneiss.

Cette étude de sensibilité n'est valable bien sûr que pour l'analyse de l'effort T_{lim} du modèle de -60°. Elle n'est pas transposable pour l'analyse des déformations par exemple, ou pour un modèle avec un autre pendage.

VII.3. Etude paramétrique

L'étude de sensibilité a mis le doigt sur le paramètre primordial gouvernant l'effort T_{lim} de notre fondation. Nous avons donc voulu en savoir un peu plus, en effectuant une étude paramétrique sur ce pendage α de la famille de discontinuités persistantes.

VII.3.a. Pendage α

Dans le modèle de base, le pendage de la famille persistante est de -60°. Nous avons créé plusieurs modèles où ce pendage varie de -80 à +50°, la deuxième famille restant toujours perpendiculaire à la première (voir modèles en annexe B.VII).

La charge limite T_{lim} est tracée (cf. figure VII.10) en fonction du pendage α.

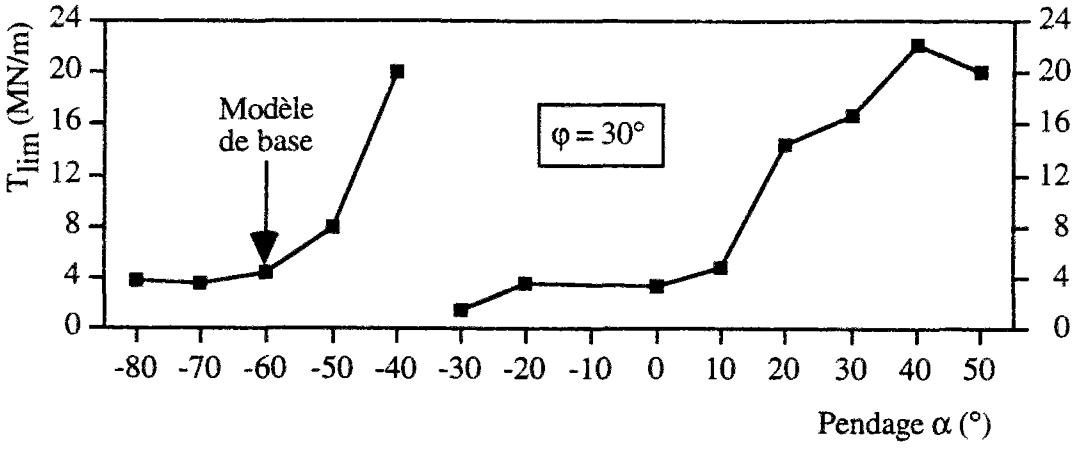


Fig. VII.10 : Influence du pendage α sur l'effort T_{lim}

En faisant varier le pendage α, nous montrons que la charge limite T_{lim}, et le mode de rupture, dépendent principalement de ce paramètre géologique. Les valeurs les plus importantes de T_{lim} sont environ 5 fois plus grandes que celle du modèle de base, et les plus basses, environ 3 fois plus petites.

Selon ce pendage α, les blocs glissent le long de la famille persistante (cas très défavorable, quand α est proche de l'angle de frottement) ou s'arc-boutent sur des colonnes de blocs le long des discontinuités persistantes.

La figure VII.11 représente l'allure du massif pendant la rupture (T_{lim} = 3,5 MN/m) pour une foliation des gneiss horizontale. Les flèches symbolisent les vitesses des blocs. Elles montrent que le mode de rupture est lié au glissement des blocs le long des discontinuités persistantes horizontales.

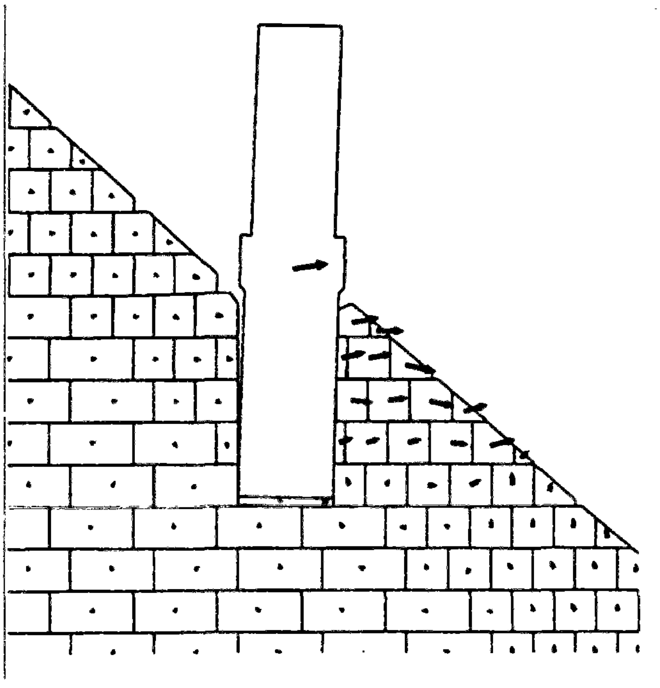


Fig. VII.11 : α = 0°, T = 3,5 MN/m
Glissement des blocs le long de la foliation

Dans la figure VII.12, la foliation est inclinée de +30° et la fondation est soumise à une charge de 18,5 MN/m. La fondation n'ayant pas atteint la charge critique de rupture T_c, les vitesses des blocs ne peuvent pas aider à comprendre le mode de rupture. Nous ne pouvons que voir les déplacements des blocs : une ligne de rupture, plongeant vers la vallée, apparaît à la base du puits. Cette ligne de rupture n'affleure pas à la surface comme dans le cas du pendage de -60°. Elle s'enfonce peu à peu vers l'intérieur du massif. C'est la raison pour laquelle la charge limite T_{lim} est très grande : 16,75 au lieu de 4,45 MN/m.

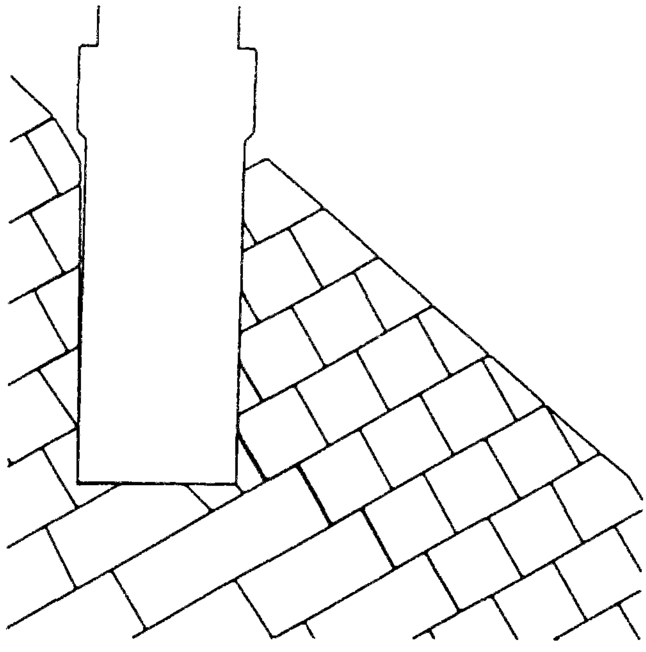


Fig. VII.12 : α = +30°, T = 18,5 MN/m
Ligne de rupture s'enfonçant dans le massif

Dans la figure VII.13, la fondation repose sur un massif dont la foliation est inclinée de -40°, pendage qui est strictement égal à la pente du versant. La foliation n'affleure pas à la surface du versant, les déplacements sont donc très limités, et les blocs s'arc-boutent sur des colonnes le long de ces discontinuités. Sous une charge latérale de 50 MN/m (alors que la charge limite conventionnelle T_{lim} est de 20 MN/m), la fondation est toujours stable (cf. figure VII.13). A première vue, il n'apparaît pas de ligne de

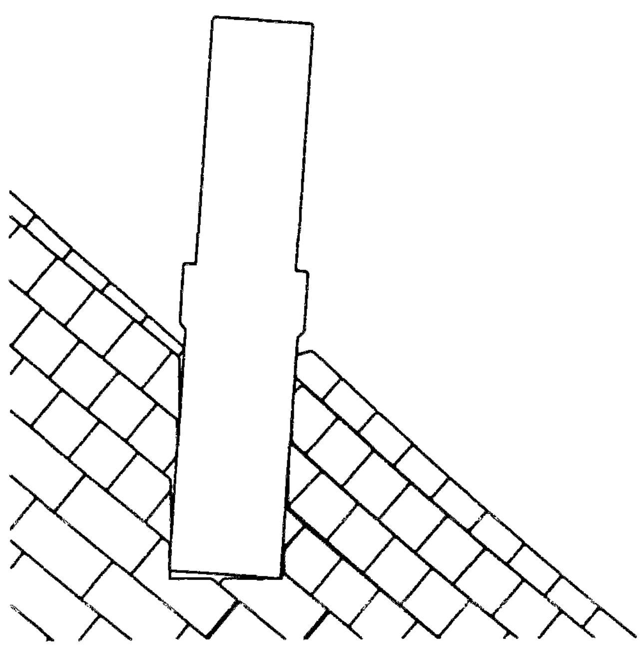


Fig. VII.13 : α = -40°
Pas de ligne de rupture

rupture. Nous pouvons juste noter que les discontinuités persistantes se séparent légèrement les unes des autres.

Il faut tout de même rappeler qu'à la surface du versant modélisé la taille moyenne des blocs est de 2 m x 2 m, ce qui est probablement plus grand que dans la réalité. De plus, sur le versant naturel, le rocher peut être altéré. Dans ce type de modèle numérique par éléments distincts il faut être conscient des contraintes appliquées à certains blocs, contraintes que ne pourraient supporter des blocs rocheux altérés.

De plus, dans nos modèles, les discontinuités sont parfaitement rectilignes et de taille infinie. Le pic de T_{lim} pour un angle α de -40° dans la figure VII.10 est dû au triplet {pendage α, pente du versant, frottement φ}. Il n'a qu'une explication numérique. Il serait très dangereux de dimensionner une fondation à partir de ce résultat. Il suffirait d'une fracture mal orientée (permettant de chasser un bloc vers l'extérieur du massif) et le pic T_{lim} n'existerait plus! Comme φ est plus petit que la pente, dès que la foliation des gneiss affleure à la surface et que son pendage reste supérieur au frottement, le massif rocheux n'est plus stable.

VII.3.b. Frottement φ

Dans l'étude de sensibilité sur le modèle α=-60°, nous avions indiqué que le frottement avait une très faible influence sur la charge T_{lim} par rapport à celle induite par le pendage. et nous avions souligné que ce résultat était lié au mode de rupture par basculement des blocs.

Dans le cas d'un mode de rupture par glissement, comme pour le cas α = 0°, le frottement a une influence non négligeable sur la charge T_{lim} (cf. figure ci-contre).

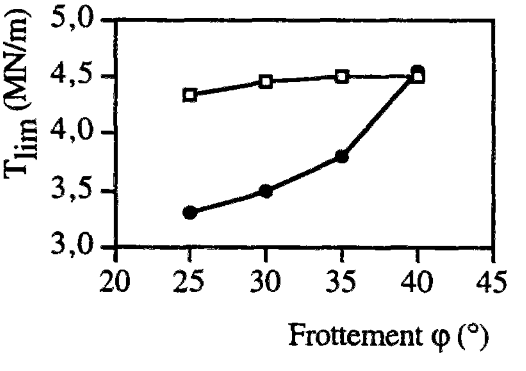


Fig. VII.14 : Influence du frottement φ pour deux pendages α : 0 et -60°

VII.4. Conclusion du chapitre VII

A l'aide de la méthode des éléments distincts, nous avons pu mener l'étude du comportement d'un puits marocain fondé dans un versant fracturé.

Nous avons confirmé que la capacité portante sous une charge verticale centrée ne pose pas de problème de stabilité, mais que par contre le comportement sous charge latérale de la fondation est principalement lié à l'orientation des discontinuités découpant le versant.

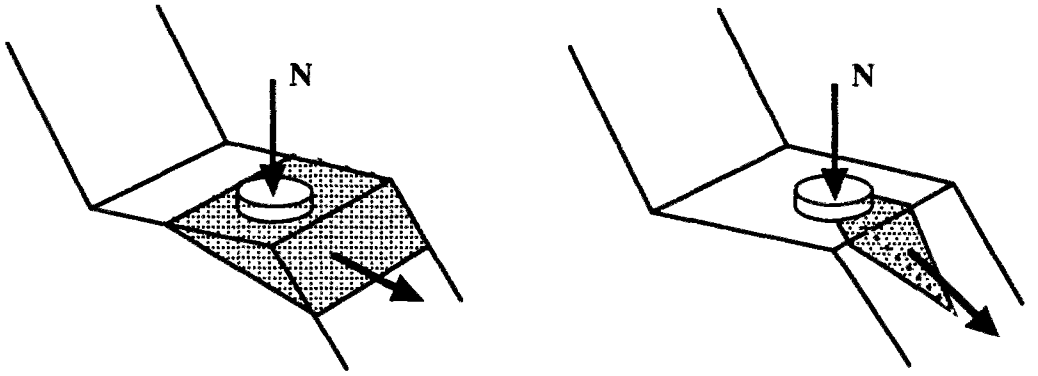
Selon le pendage des discontinuités, le mode de rupture fait intervenir un basculement des blocs (cas favorable) ou un glissement (cas défavorable).

Cette étude montre l'importance de l'analyse structurale des familles de discontinuités. Elle doit être menée avec précision.

Partie B - Chapitre VIII

Fondations superficielles sur versants fracturés

L'étude de la capacité portante de fondations superficielles sur versants fracturés fait souvent appel à des mécanismes de rupture par glissement plan ou de dièdres délimités par les familles de discontinuités (cf. figure VIII.1).



Glissement sur plan   Glissement de dièdre

Fig. VIII.1 : Deux types de rupture classique d'une fondation superficielle sur versant

Ces méthodes, qu'elles soient bidimensionnelles ou tridimensionnelles sont largement traitées dans les ouvrages de mécanique des roches (Panet, 1976 ; Wyllie, 1992, etc.). Classiquement, l'évaluation de la stabilité est exprimée par un coefficient de sécurité défini par le rapport entre les efforts stabilisateurs et les efforts moteurs. L'analyse numérique 2D du mode de rupture par glissement plan sur plan (cf. chapitre IX) n'apporte pas plus d'informations qu'une étude analytique à peu de blocs. Pour des structures dont le pendage est inférieur au frottement, la fondation superficielle est stable, même a priori sous l'effet d'une charge excentrée.

Ce chapitre VIII sera consacré à l'étude du rôle d'une faille "mal placée" dans un versant découpé par des strates à pendage aval. Nous verrons que cette faille peut faire apparaître le système à deux blocs décrit au chapitre V, défavorable à la stabilité de la fondation.

VIII.1. Présentation de l'étude

VIII.1.a. Introduction

Il s'agit du versant fracturé de l'étude du § VII.1. Afin d'avoir plus d'informations sur les déplacements des blocs et la diffusion des contraintes dans le massif, le modèle est ici légèrement différent.

Les blocs ne sont plus rigides comme dans le § VII.1 mais déformables : E_{Tocher} = 10 GPa, ν = 0,25. Pour ne pas augmenter considérablement le temps de calcul, le modèle est simplifié (cf. figure VIII.2) : seule une bande de 20 m d'épaisseur du versant est découpée par les deux familles de discontinuités, le reste du versant étant représenté par un élément déformable.

Les discontinuités ont le même comportement que celles du modèle § VII.1.

L'élément représentant la fondation, une semelle de 10 m de large, est ici déformable: $E_{béton}$ = 40 GPa, ν =0,25.

Le but de notre étude est d'étudier le comportement de cette semelle soumise à une charge normale N en fonction de failles obliques découpant une partie du versant sous l'emprise de la fondation :

- une faille inclinée de -20° par rapport à l'horizontale passant à 5 m sous le centre de la semelle (cf. figure VIII.3), ou bien
- une faille inclinée de -20° par rapport à l'horizontale passant à 14 m sous le centre de la semelle (cf. figure VIII.4).

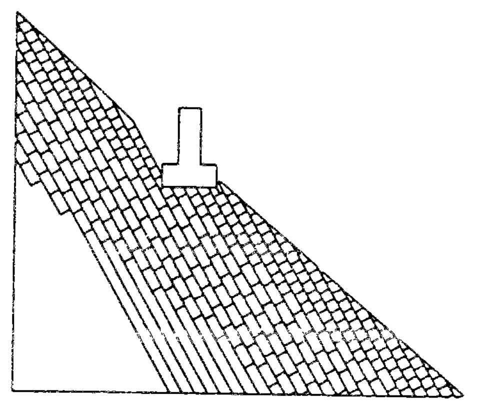


Fig. VIII.2 : Fondation superficielle sur versant fracturé

Le comportement de cette faille est élastoplastique, de mêmes caractéristiques que les autres discontinuités du versant (frottement φ de 30°).

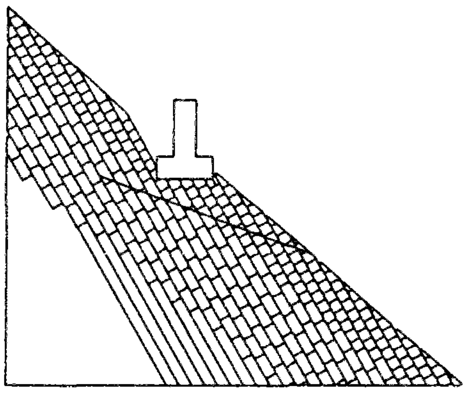


Fig. VIII.3 : Faille inclinée de -20° à 5 m sous le centre de la fondation

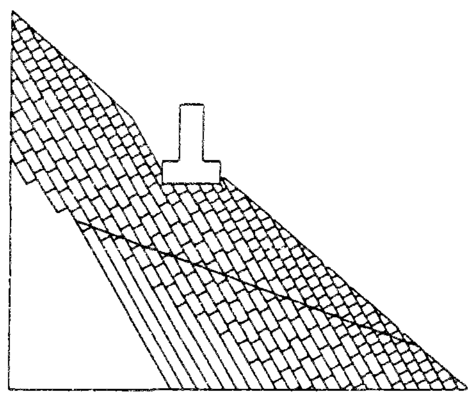


Fig. VIII.4 : Faille inclinée de -20° à 14 m sous le centre de la fondation

VIII.1.b. Résultats

La figure VIII.5 représente le tassement de la semelle en fonction de la charge normale qui lui est appliquée. Le modèle de base sans faille oblique est stable et présente sous une charge de 55 MN/m un tassement d'environ 4 cm. Il en est de même pour le modèle avec une faille oblique située à 5 m sous le centre de la fondation. Par contre, ce même modèle, mais avec une faille oblique à 14 m sous le centre de la fondation, est instable sous une charge normale de plus de 25 MN/m. La figure VIII.6 donne l'allure de la déformée du massif instable.

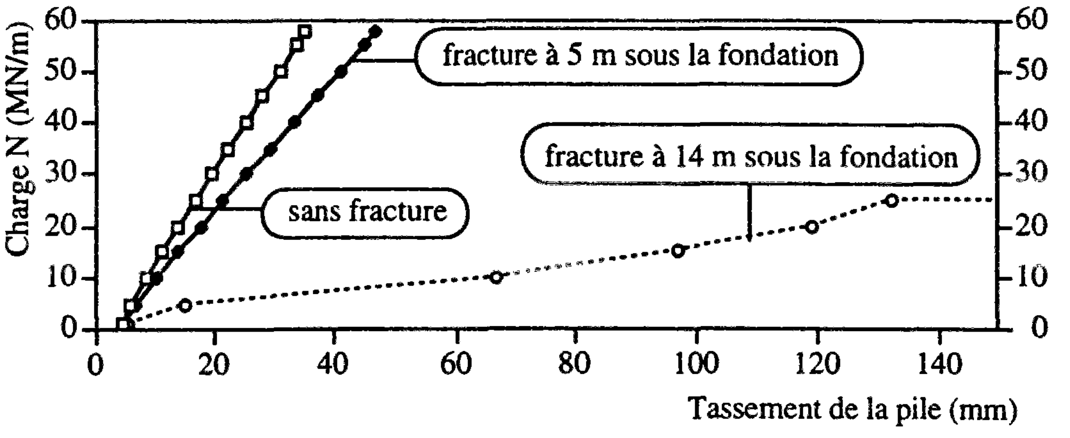
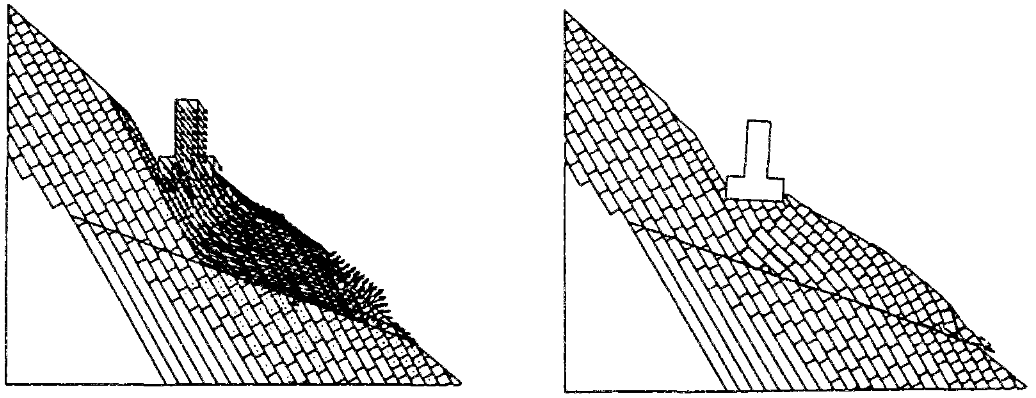


Fig. VIII.5 : Tassement de la semelle en fonction de la charge normale N



Vitesses des blocs lors de la rupture — Déformée du massif (agrandie 10 fois)

Fig. VIII.6 : Modèle avec faille à 14 m sous le centre de la semelle sous N = 25 MN/m

L'alignement des vitesses des blocs montre que la rupture est amorcée par le glissement de la butée aval le long de la faille oblique et le long d'un des bancs de foliation des gneiss. D'après la déformée du massif, un basculement important des bancs de gneiss a lieu autour des diaclases, principalement dans la zone entre le coin droit de la semelle et le point d'intersection du banc de gneiss déstabilisé avec la faille oblique.

Pourquoi la stabilité de la fondation diffère-t-elle selon la position de la faille oblique?

VIII.2. Analyse

Deux explications sont possibles : l'apparition d'un mécanisme de rupture à deux blocs, et la diffusion des contraintes dans le massif anisotrope, anisotropie due au découpage.

VIII.2.a. Mécanisme à deux blocs

L'observation de la déformée du massif (cf. figure VIII.6) semble révéler un mécanisme de rupture à deux blocs (analogue à celui présenté au chapitre V).

Nous avons analysé la stabilité de la fondation dans le versant découpé uniquement par la fracture oblique et le plan de foliation le long duquel la rupture se propageait dans le massif anisotrope. Par opposition au massif précédent de structure anisotrope, ce nouveau massif est supposé isotrope.

Dans le cas d'un bloc monolithique délimité par le banc de gneiss et la fracture oblique (cf. figure VIII.7), la fondation est stable sous une charge de 55 MN/m. Ce résultat est cohérent avec l'analyse de la stabilité du bloc rigide au glissement sur la faille inclinée, puisque le pendage de celle-ci est inférieur à l'angle de frottement.

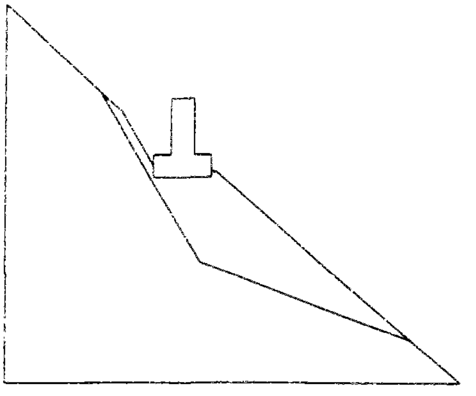


Fig. VIII.7 : Bloc monolithique délimité par la faille à 14 m sous la fondation

Si ce bloc a une déformabilité très importante (module de déformation de 100 MPa au lieu de 10 GPa dans le cas précédent, la fondation est toujours stable sous une charge de 55 MN/m (avec bien sûr des déplacements extrêmement importants).

Ce n'est donc apparemment pas la déformabilité interne de la butée aval qui gouverne la déstabilisation de la fondation.

Par contre, si le bloc monolithique est découpé en deux blocs par une fracture partant du coin droit de la fondation et finissant à l'intersection entre le banc de gneiss et la faille oblique (cf. figures VIII.8 & VIII.9) la charge limite N diffère.

La position de la faille oblique détermine l'inclinaison δ de la fracture constituant l'interface des deux blocs :

- $\delta = 15°$ si la faille oblique passe à 5 m sous le centre de la semelle,
- $\delta = 70°$ si la faille oblique passe à 14 m sous le centre de la semelle.

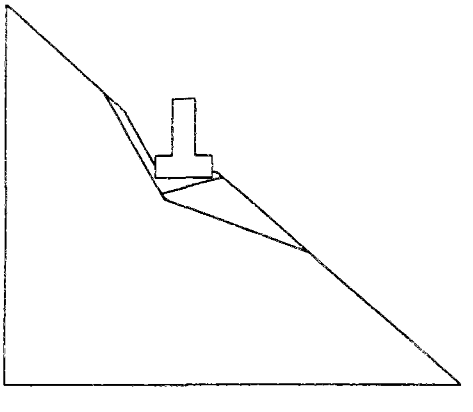


Fig. VIII.8 : Mécanisme à deux blocs
Faille oblique à 5 m sous la fondation
Fracture inclinée de $\delta = 15°$

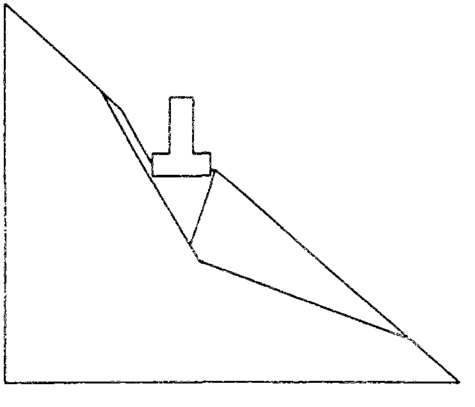


Fig. VIII.9 : Mécanisme à deux blocs
Faille oblique à 14 m sous la fondation
Fracture inclinée de $\delta = 70°$

Pour la fracture inclinée de δ =+15° (frottement de 30°) la fondation est encore stable sous une charge de 55 MN/m, alors que pour la fracture inclinée de δ = +70°, la charge limite de rupture est inférieure à 3 MN/m.

Cette rupture se produit par le glissement des blocs le long de la foliation des gneiss et de la faille oblique. Le bloc de gauche glisse le long de la foliation et chasse le bloc de droite.

Ce résultat est conforme à l'analyse de la stabilité de deux blocs rigides présentée ci-dessous (cf. figure VIII.10).

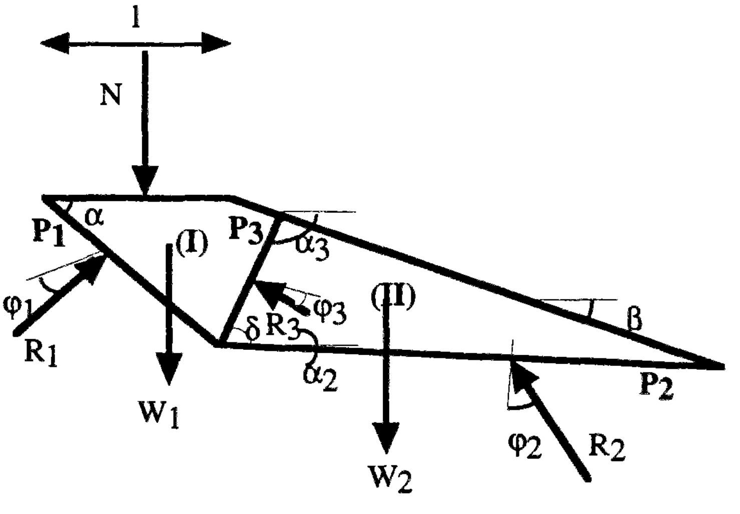


Fig. VIII.10 : Mécanisme à deux blocs rigides

Le raisonnement est analogue à celui du chapitre V ; l'équilibre des forces agissant sur les deux blocs (I) et (II) aboutit à la charge limite N :

$$N = -W_1 - W_2 \frac{\sin(\alpha_2 - \varphi_2)\sin(\alpha_3 - \alpha_1 + \varphi_3 + \varphi_1)}{\sin(\alpha_1 - \varphi_1)\sin(\alpha_3 - \alpha_2 + \varphi_3 + \varphi_2)}$$

avec W_1 et W_2 fonctions de la géométrie des deux dièdres.

Nous vérifions encore que la stabilité du système à deux dièdres est sensible à l'inclinaison δ de la fracture délimitant les deux dièdres.

L'allure de la charge limite N théorique ainsi que de la charge limite N obtenue pour quelques calculs numériques est tracée figure VIII.11, en fonction de cette inclinaison δ de la fracture délimitant les deux dièdres (I) et (II) (pour le cas où la faille oblique passe à 14 m sous le centre de la fondation).

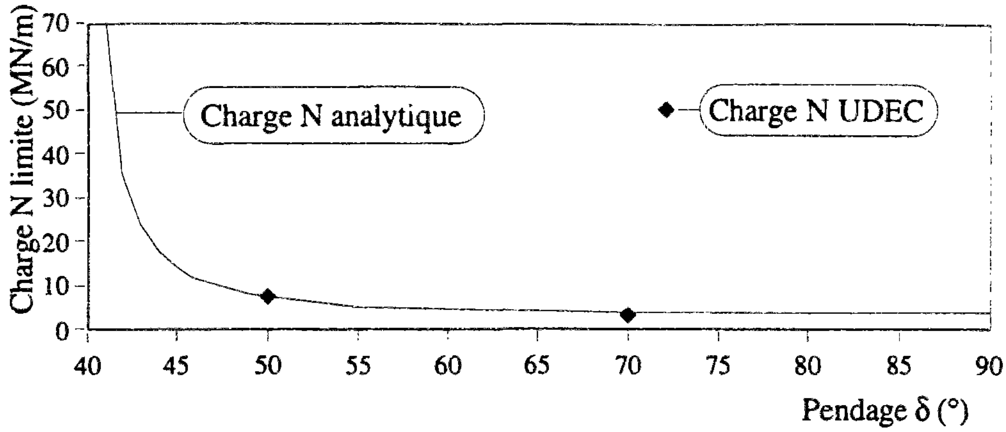


Fig. VIII.11 : Charge limite N en fonction de l'inclinaison δ de la fracture délimitant les deux dièdres

Cette analyse à deux blocs confirme les résultats d'UDEC, puisque pour des inclinaisons δ de la fracture de 30 ou 40°, la fondation est encore stable sous une charge normale de 55 MN/m, alors que dès que cette inclinaison augmente, la capacité portante de la fondation chute brutalement. Pour une inclinaison de 50°, la charge limite de la fondation n'est plus que de 7 MN/m ; pour une inclinaison de 70°, cette charge limite est inférieure à 3 MN/m.

Dans le cas étudié : $\sin(\alpha_3 - \alpha_2 + \varphi_3 + \varphi_2) = \sin(\pi - \delta - \alpha_2 + \varphi_3 + \varphi_2) = 0$ pour $\delta = 40°$, ce qui explique que l'asymptote verticale est à $\delta = 40°$. Notons que la stabilité du système est extrêmement sensible à l'inclinaison de la fracture commune aux deux blocs (et au frottement aussi).

Tout porte à croire que le système à deux blocs, dans le cas où la fracture oblique passe à 5 m sous le centre de la fondation, est stable car la fracture commune aux deux blocs est peu inclinée : $\delta = 15°$, ce qui est très inférieur à la limite de $\delta = 40°$.

Certes, un modèle où la fracture délimitant les deux blocs est inclinée de plus de 40° pourrait être imaginé. Il faudrait pour cela que la fracture parte de la faille oblique et rejoigne le coin droit de la fondation (cf. figure VIII.12, où la fracture est inclinée de $\delta = 50°$).

Ce modèle est encore stable sous une charge normale de 55 MN/m, ce qui est normal puisqu'ici le bloc de gauche est stable.

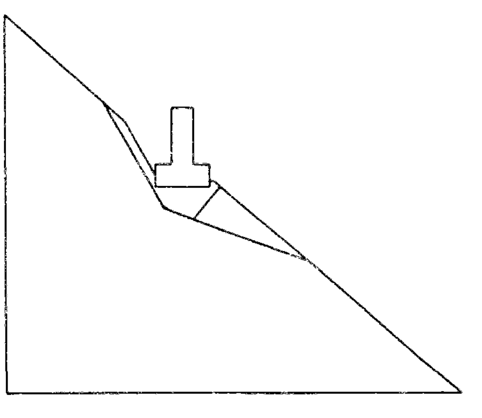
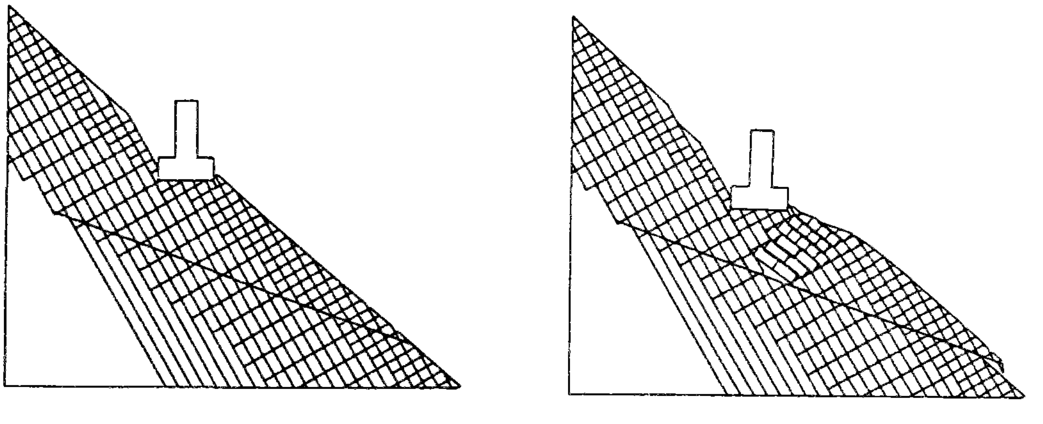


Fig. VIII.12 : Mécanisme à deux dièdres, fracture oblique à 5 m , $\delta = 50°$

En effet, il est stable sous charge N puisqu'il repose sur une faille dont le pendage est inférieur au frottement.

Le mécanisme de rupture à deux blocs ne s'applique pas au modèle de la figure VIII.12, puisque le bloc de gauche ne peut entraîner le bloc de droite.

La formation d'un mécanisme à deux blocs apporte quelques éclaircissements sur la rupture du massif, mais elle n'explique pas tout. En effet, la rupture d'un mécanisme à deux blocs n'apparaît que si l'inclinaison δ de la fracture commune aux deux dièdres est supérieure à 40°. Dans le modèle anisotrope formé par les deux familles de discontinuités, cette fracture se propage par l'intermédiaire des strates et des diaclases. Effectivement, l'inclinaison de cette "fracture" est proche de 60°. Mais cette forte inclinaison est liée à la représentation en "mur de briques" du versant. Un calcul où le massif est découpé par deux familles persistantes a été effectué (cf. figure VIII.13). Il en résulte que pour une fracture oblique passant à 14 m sous la fondation, la charge limite de rupture est d'environ 20 MN/m. Or, dans ce modèle, la fracture se propage le long des diaclases ici persistantes, d'inclinaison 30° (cf. figure VIII.13). L'inclinaison de 30°, d'après l'étude d'un système à deux blocs, ne devrait pas engendrer de rupture du versant.



Inclinaison δ = +30° | Rupture sous N =20 MN/m ; Déformée x 3

Fig. VIII.13 : Massif anisotrope, familles persistantes, fracture oblique à 14 m

L'explication de la rupture du massif par l'apparition d'un mécanisme à deux blocs n'est donc pas suffisante.

VIII.2.b. Le rôle de l'anisotropie

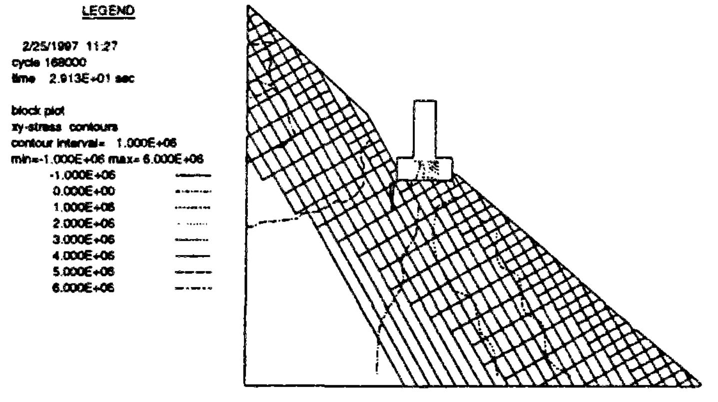
Nous avons alors cherché à analyser la diffusion des contraintes dans les différents modèles.

Il s'avère que dans le modèle anisotrope de par sa structure, sans faille oblique, les diffusions des contraintes normales et de cisaillement ne sont pas du tout les mêmes que dans un modèle à bloc monolithique isotrope (ce qui confirme encore une fois les travaux expérimentaux de Maury, 1971).

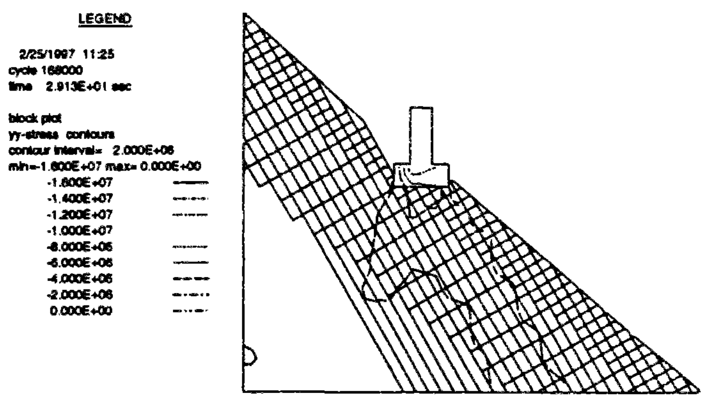
Dans le cas du massif fracturé anisotrope, la diffusion de la contrainte normale se fait par l'intermédiaire des bancs de gneiss, et suit donc les discontinuités de persistance infinie (cf. figure VIII.14).

Sous une charge normale de 55 MN/m, le massif sous l'emprise de la fondation, le long des bancs de gneiss, est soumis à une contrainte normale d'environ 2 MPa.

A une profondeur de 5 m sous le centre de la fondation, le rapport entre les contraintes de cisaillement et les contraintes normales est encore inférieur au tan(φ) des discontinuités. Plus le massif est atteint en profondeur, plus ce rapport augmente, puisque la diffusion des contraintes de cisaillement est plus importante que celle des contraintes normales. A une profondeur de 14 m sous la fondation, Le rapport entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normale est d'environ 1/2. La résistance maximale au cisaillement de la faille oblique est



Contraintes de cisaillement σ_{xy}

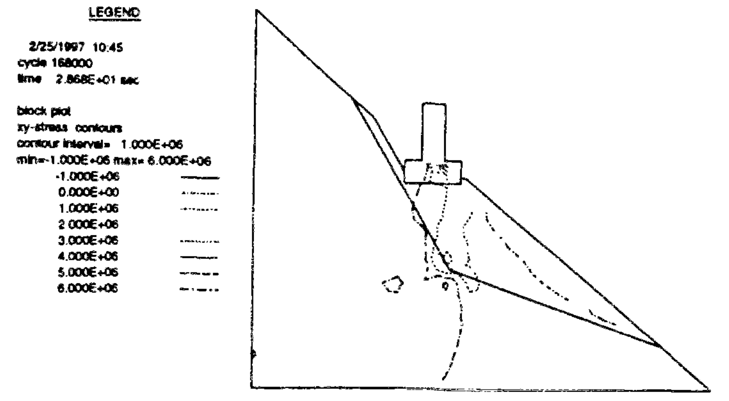


Contraintes normales σ_{yy}

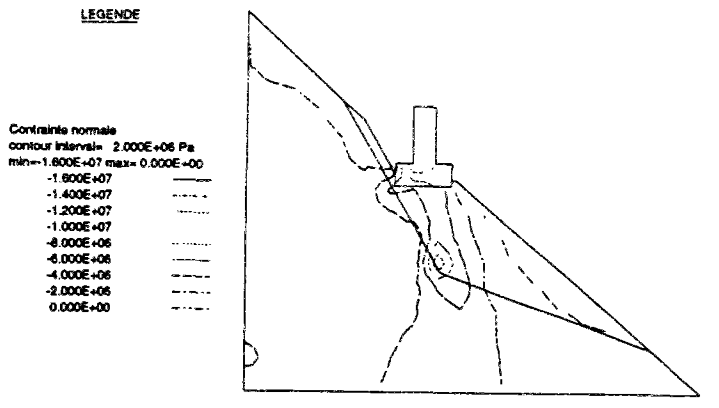
Fig. VIII.14 : Massif anisotrope à familles persistantes sous une charge normale de 55 MN/m donc dépassée, et la butée aval se met en glissement. Ceci explique que le modèle à deux familles persistantes ne soit pas stable sous charge normale.

Dans le cas d'un massif isotrope (cf. figure VIII.15), la diffusion des contraintes suit une sorte de bulbe sous l'emprise de la fondation, qui n'est pas déviée par les bancs de gneiss comme dans le cas du massif anisotrope.

A une profondeur de 14 m sous la fondation le rapport entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normale n'est d'environ que de 1/4. La faille n'est donc pas en glissement.



Contraintes de cisaillement σ_{xy}



Contraintes normales σ_{yy}

Fig. VIII.15 : Massif isotrope sous une charge normale de 55 MN/m

VIII.3. Conclusion du chapitre VIII

Dans ce chapitre VIII nous avons analysé le rôle d'une faille oblique sur le comportement d'une fondation superficielle sur versant fracturé soumise à une charge normale.

Nous avons vu que selon la position de la faille oblique et la diffusion des contraintes dans le massif, une rupture pouvait apparaître.

Grâce à la méthode des éléments distincts, nous avons pu mieux analyser le comportement de cette fondation sur versant fracturé, qui aurait dû être stable d'après une méthode à deux blocs (cas où les deux familles sont persistantes).

Partie B - Chapitre IX

Problème du passage 2D/3D et Comparaison de différents types de fondations

Lors du dimensionnement de fondations, un débat souvent animé, concerne le choix et la taille optimale des fondations : comment trouver la solution à moindre coût et à sécurité satisfaisante? La solution à deux puits (voire quatre puits) est plus sûre que celle à un puits, mais ne vaut-il pas mieux parfois choisir un seul puits, plus profond ? Et la solution sur semelle n'est-elle pas plus adéquate que la solution à un puits ?

Ce chapitre IX apporte quelques éléments de réflexion à ce débat en comparant le comportement d'une fondation superficielle et d'un puits marocain soumis à un effort latéral et à un moment renversant. Cette réflexion ne peut se faire sans aborder le délicat problème du passage "bidimensionnel / tridimensionnel" (2D/3D), puisque tous nos calculs - comme la plupart des méthodes de dimensionnement - sont bidimensionnels (à l'exception de la méthode à deux dièdres 3D développée dans le chapitre V).

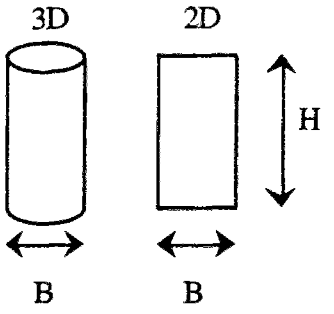
IX.1. Passage 2D/3D

IX.1.a. Géométrie de la fondation

Non seulement le passage 2D/3D doit tenir compte de la géométrie de la fondation, mais il doit aussi tenir compte de la géométrie de la structure du massif mise en jeu par la chargement. Il faut donc distinguer la charge normale, qui nécessite un terme multiplicatif $\mu_{N\text{-}2D/3D}$, de la charge latérale, qui nécessite un terme multiplicatif $\mu_{T\text{-}2D/3D}$.

Dans un problème de fondation de type puits marocain, la charge normale se transmet au massif par l'intermédiaire du fût et de la base du puits ; l'aire du contact vaut : $\pi BH+\pi(B/2)^2$.

Dans le modèle numérique à 2 dimensions, cette surface de transfert est réduite à une tranche de puits de surface 2D : 2H+B. Afin que les discontinuités du modèle numérique soient soumises aux mêmes états de contrainte que dans la réalité, il est possible, de façon approchée, de corriger les valeurs des efforts de charge normale par le facteur de correction $\mu_{N-3D/2D}$ tel que :



$$\boxed{\mu_{N-3D/2D} = \frac{\pi BH + \pi(B/2)^2}{2H+B}} \quad \text{(m)} \qquad \text{puits à section circulaire} \qquad \text{(IX.1)}$$

Si le puits est à section carrée de largeur B, le facteur de transfert est :

$$\boxed{\mu_{N-3D/2D} = \frac{4BH + B^2}{2H+B}} \quad \text{(m)} \qquad \text{puits à section carrée} \qquad \text{(IX.2)}$$

Dans le cas d'une fondation superficielle, la charge normale n'est reprise que par la base, cela revient à prendre dans les équations précédentes H = 0.

La reprise de la charge latérale se fait, par contre, par l'intermédiaire du côté de la fondation opposé à l'effort latéral T, soit un demi-cylindre dans le cas d'un puits cylindrique. Avec le logiciel 2D, la fondation considérée est de longueur infinie. S'il est considéré que la reprise de l'effort latéral par un puits à section circulaire de diamètre B est comparable à celle d'un puits à section carrée de côté B, et si la diffusion des contraintes à travers le massif est négligée, les résultats numériques sont valables pour une tranche de fondation de 1 m. Le facteur de transfert $\mu_{T-3D/2D}$ de la charge latérale est donc égal à la valeur du diamètre du puits. On a :

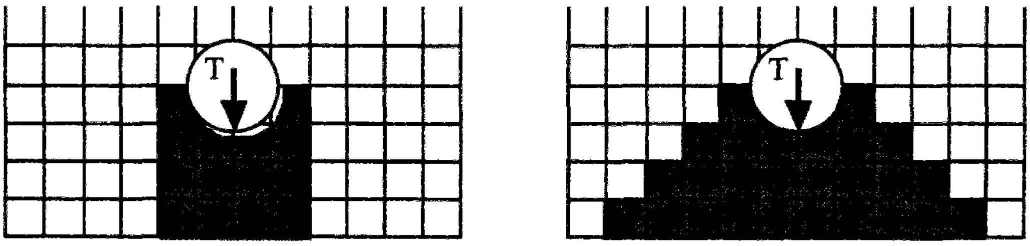
$$\boxed{\mu_{T-3D/2D} \approx B} \quad \text{(m)} \qquad \text{si la diffusion des contraintes est négligée} \qquad \text{(IX.3)}$$

IX.1.b. Géométrie du massif

Ce facteur de transfert ne tient pas compte de la structure du massif mise en jeu par la charge latérale. Les travaux de Maury (1971) sur la diffusion des contraintes dans un massif stratifié, confirmés entre autres par Tahiri (1992) montrent que celle-ci se fait par l'intermédiaire du réseau de discontinuités du massif.

Il est raisonnable de penser que dans le cas 1 (cf. figure IX.1), en présence de discontinuités ouvertes, il n'y a pas de diffusion vers les blocs rocheux adjacents.

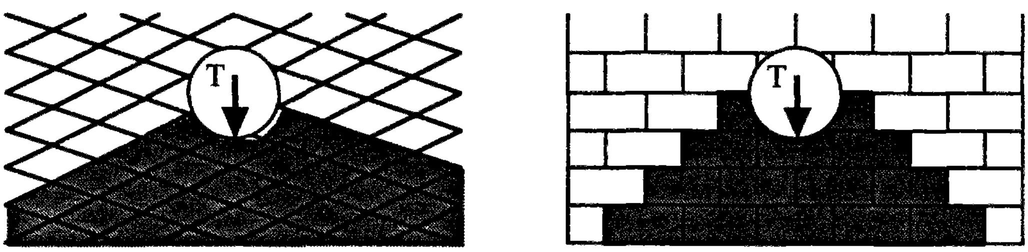
Par contre, pour la même géométrie de discontinuités (cas 2), mais celles-ci étant fermées et dilatantes, les contraintes se propageront latéralement.



Cas 1 : familles persistantes ouvertes   Cas 2 : familles persistantes et dilatantes

Fig. IX.1 : Vue de dessus d'un puits de fondation
Diffusion des contraintes selon la dilatance des discontinuités

Dans les cas 3 et 4 (cf. figure IX.2), même pour des discontinuités ouvertes, l'orientation des discontinuités et l'imbrication des blocs du massif suggèrent une diffusion "géométrique" des contraintes. Le puits soumis à l'effort T va entraîner dans son mouvement tout un volume de blocs, nettement plus important que dans le cas 1.



Cas 3 : deux familles inclinées   Cas 4 : une famille non persistante

Fig. IX.2 : Vue de dessus - Diffusion des contraintes selon l'orientation ou la persistance

Considérer comme facteur de transfert $\mu_{T-3D/2D}$, la simple valeur du diamètre (ou la longueur de la section) du puits, est donc très pessimiste.

Il faut donc estimer un facteur de transfert $\mu_{\delta-2D/3D}$ fonction de la structure du massif. C'est une estimation très délicate, puisqu'elle doit tenir compte du découpage des discontinuités, de leur état (ouverture, dilatance, persistance, etc.) et des contraintes dans le massif.

Pour cela, il faut estimer le volume de massif mis en jeu dans la direction de la force. Cette estimation est facilitée si la rupture met en jeu une butée limitée par une famille de strates et la surface du terrain.

Dans un cas simple (cf. figure IX.3) où la rupture du puits met en glissement une butée, le facteur de transfert qui tient compte d'une diffusion latérale δ (supposée ici symétrique de part et d'autre de la butée de largeur B) peut être estimée.

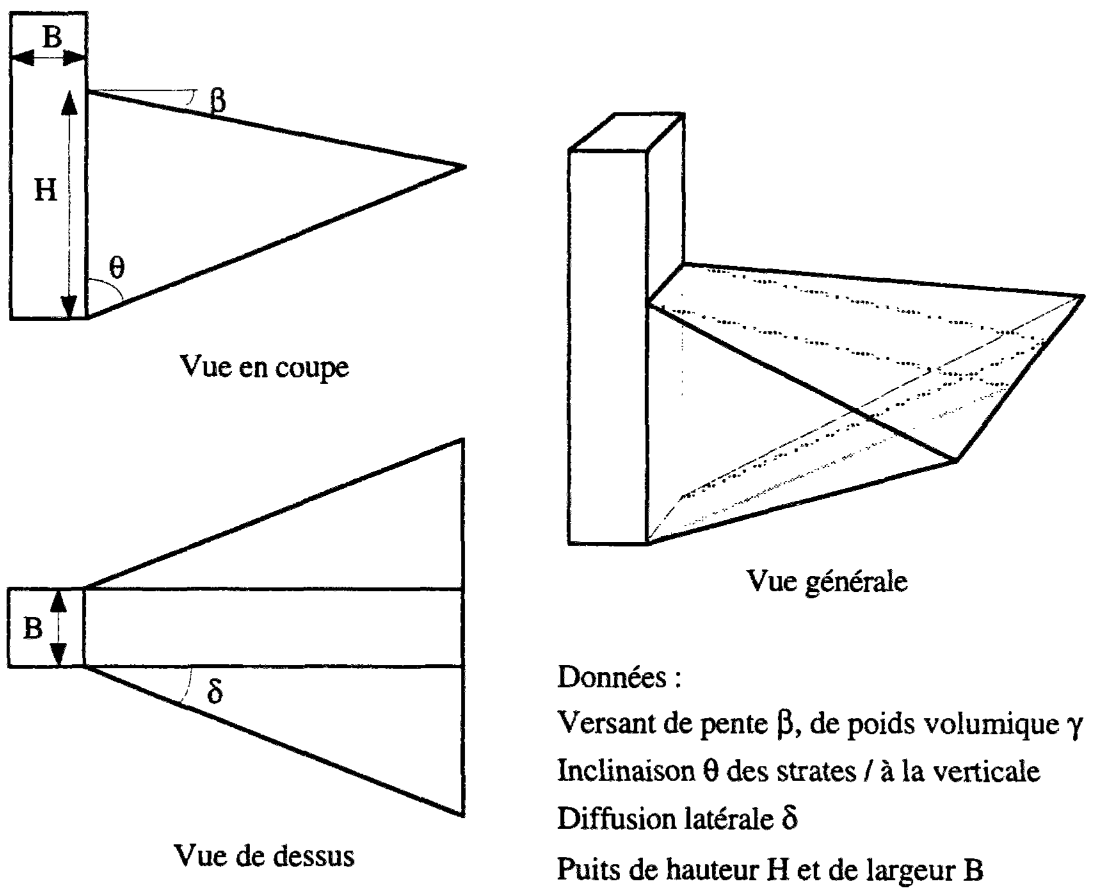


Fig. IX.3 : Diffusion des contraintes dans un massif - Estimation d'un terme correcteur

Le poids W_B de la butée de largeur B, de hauteur H, et d'extension limitée par le versant de pente β et les strates d'inclinaison θ, est :

$$W_B = \gamma \frac{H^2}{2} B.\cos\beta.(\sin\beta + \cos\beta.\tan(\theta - \beta)) \qquad \forall\theta \in \left[0; \frac{\pi}{2} + \beta\right[\qquad \text{(IX.4)}$$

S'il y a une diffusion δ latérale de part et d'autre de cette butée, le poids W_δ de la butée supplémentaire est :

$$W_\delta = \gamma \frac{H^3}{3}(\sin\beta + \cos\beta.\tan(\theta-\beta))^2 . \frac{\cos^2\beta}{\sin\theta}.\tan\delta \qquad \forall\theta \in \left[0;\frac{\pi}{2}+\beta\right[\qquad \text{(IX.5)}$$

Nous définissons le facteur de diffusion $\mu_{\delta\text{-}2D/3D}$ par le rapport entre le poids de la butée avec diffusion (W_B+W_δ) et le poids de la butée "simple" de largeur B (W_B). Ce facteur $\mu_{\delta\text{-}2D/3D}$ supplémentaire à prendre en compte s'exprime par :

$$\boxed{\mu_{\delta-2D/3D} = 1 + \frac{W_\delta}{W_B} = 1 + \frac{2}{3}\frac{H}{B}[\sin\beta + \cos\beta.\tan(\theta-\beta)]\tan\delta\frac{\cos\beta}{\sin\theta}} \qquad \text{(IX.6)}$$

La figure IX.4 représente l'allure de ce facteur de diffusion (à prendre en compte après le facteur $\mu_{T-3D/2D}$) en fonction de la diffusion δ.

Le facteur $\mu_{\delta\text{-}2D/3D}$ est calculé pour un puits tel que H/B = 2,4 et dans deux massifs :

- un versant de pente 30° (β = 30°) avec des strates inclinées de -20° (θ =110°) par rapport à l'horizontale,
- un massif à surface horizontale (β = 0°), avec des strates inclinées de +20° (θ = 70°) par rapport à l'horizontale.

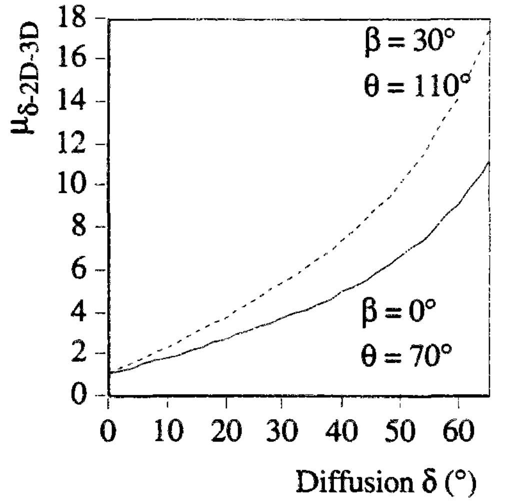


Fig. IX.4 : Facteur de diffusion $\mu_{\delta\text{-}2D/3D}$
(puits : B = 5 m, H = 12 m)

Rappelons encore une fois que la diffusion δ doit être estimée à partir du réseau de discontinuités du massif. Sans une parfaite connaissance de celui-ci, la prudence recommanderait de choisir une diffusion nulle, ce qui aboutirait bien sûr à surdimensionner la fondation.

Pour une diffusion δ de 45° (cas 2 et cas 4 : cf. figures IX.1 et IX.2, ou cas 3 si les directions sont perpendiculaires), le facteur $\mu_{\delta\text{-}2D/3D}$ est d'environ 5 pour le massif horizontal à strates inclinées de +20°, et de 8 pour le versant avec pendage aval (cf. figure IX.4).

Dans le cas d'une fondation superficielle, le facteur de transfert de la charge latérale T avec diffusion latérale est encore plus difficile à estimer. S'il n'y a pas de rupture par glissement de butée, la diffusion dans le massif est alors négligée, et n'est pris comme facteur de transfert total que la valeur du diamètre de la semelle.

IX.2. Fondations sur terrain horizontal

Les deux types de fondations les plus courants sont comparés dans ce paragraphe, à savoir :

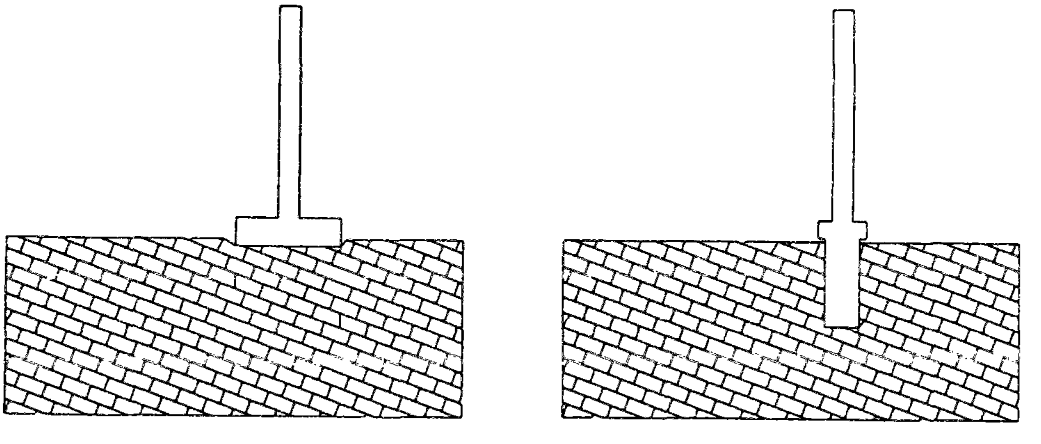
- un puits marocain,
- une semelle.

La géométrie des fondations (cf. tableau IX.1) est fixée de telle manière à ce que le puits et la semelle aient un même volume de béton (en 2D).

Fondation	Largeur (m)	Hauteur (m)
Puits	5	12
Semelle	15	4

Tab. IX.1 : Géométrie du puits et de la semelle

Le massif rocheux est constitué d'un assemblage de blocs déformables (E_{rocher} = 8 GPa, ν = 0,25, γ = 25 kN/m^3) délimités par deux familles de discontinuités. Une première famille de discontinuités, totalement persistantes, inclinées de -20° par rapport à l'horizontale, représente la stratification ou la foliation. Une deuxième famille, perpendiculaire à la première, et de persistance 1/2, symbolise la fracturation, les diaclases du site. Le massif rocheux ressemble à un mur de briques (incliné), c'est un choix de modélisation arbitraire.



Semelle   Puits marocain

Fig. IX.5 : Fondations dans un massif fracturé à surface horizontale avec des strates inclinées de -20°

Les comportements des discontinuités sont décrits en annexe B.IX. Les joints de stratification sont élastoplastiques parfaits avec un frottement de 35°, l'interface rocher / béton et les diaclases sont dilatantes.

L'ensemble pile-semelle-fondation est représenté par un élément unique déformable ($E_{béton}$ = 40 GPa, ν = 0,25).

Chaque fondation est soumise à son poids propre et à une charge verticale $N_{3D}=N_{2D}.\mu_{N-3D/2D}$ de 250 MN appliquée en haut de la pile. Ensuite, un effort latéral T est exercé au sommet de la pile, soit à 34 m du terrain naturel.

Le facteur de transfert $\mu_{N-3D/2D}$ du puits est de 10 m (moyenne des résultats des équations IX.1 et IX.2). Il est de 15 m pour la semelle. Le facteur de transfert $\mu_{T-3D/2D}$ du puits est de 5 m (diffusion négligée, Eq. IX.3). Il est encore de 15 m pour la semelle (Eq. IX.3).

Afin d'analyser le comportement sous charge latérale et moment renversant, sont tracées sur la figure IX.6 les rotations calculées en tête des fondations en fonction de l'effort latéral $T_{3D}=T_{2D}.\mu_{T-3D/2D}$.

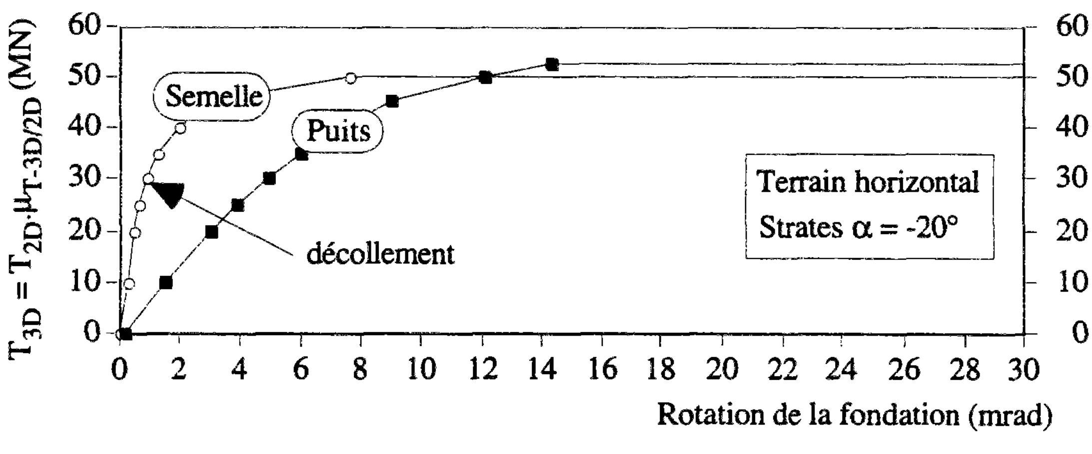


Fig. IX.6 : Comparaison du comportement sous effort latéral d'un puits et d'une semelle sur terrain horizontal avec un pendage des strates de - 20°

<u>Semelle</u>

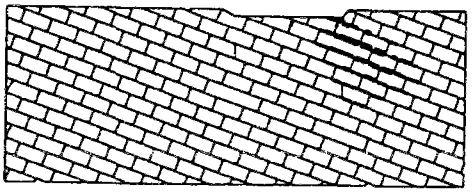
La semelle de 15 m de large présente un effort latéral limite 3D de 50 MN.

La rupture se fait par le basculement de la semelle, autour du coin opposé à l'effort. Cette zone du massif est alors soumise à une contrainte verticale d'environ 10 MPa. Les plus fortes contraintes ne sont pas dans le massif, mais dans le béton, à la liaison entre la pile et la semelle (contraintes verticales d'environ 100 MPa) sous l'effort T_{3D} de 50 MN.

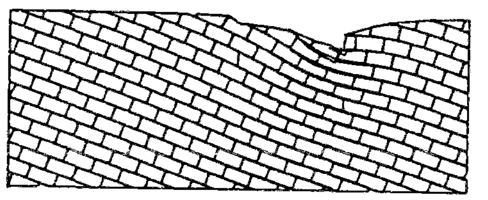
Si l'on considère l'équilibre limite de la fondation soumise à la charge N_{3D} et à l'effort latéral T_{3D}, l'effort T_{3D} limite théorique au delà duquel il y a basculement (équilibre des moments par rapport au coin droit inférieur de la semelle) est de 60,5 MN. Ce calcul simple est erroné puisqu'il faut tenir compte ici de :

1) la déformabilité de la pile : sous l'effort de T_{3D} de 50 MN, le sommet de la pile s'est déplacé d'environ 0,6 m. Cet excentrement de 0,6 m de la charge N ramène le calcul de l'effort latéral limite théorique à environ 55,6 MN, ce qui est encore supérieur aux 50 MN obtenus avec UDEC.

2) la déformation du massif sous le coin de la fondation (cf. figure IX.7) : elle a pour conséquence de déplacer le centre de rotation. Il n'est pas exactement sous le coin droit de la semelle.



Déplacements le long des discontinuités



Déformée du massif x 100

Fig. IX.7 : Déformations du massif pour la semelle sous un effort latéral T_{3D} de 50 MN

La semelle se soulève à gauche à partir d'un effort T_{3D} de 25-30 MN. Si le massif est supposé avoir une réaction élastique, il y a soulèvement théorique de la semelle pour une charge d'environ 20 MN (cf. § II.1.a.6). Le fait qu'il y ait une déformation du massif sous le coin droit de la semelle (cf. figure IX.7) explique que cette charge de soulèvement soit légèrement plus importante dans le modèle numérique que dans la théorie.

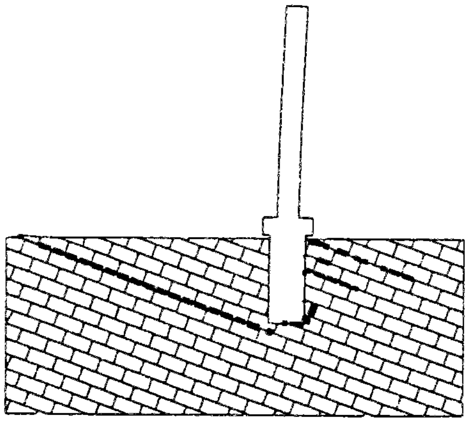
Les décollements répétés (s'ils sont dus au vent) n'étant guère acceptables (phénomène de fatigue), un effort limite voisin de 25 MN sera admis en définitive. Il faut noter enfin que la capacité de cette semelle est directement liée à sa largeur.

Fondations semi-profondes

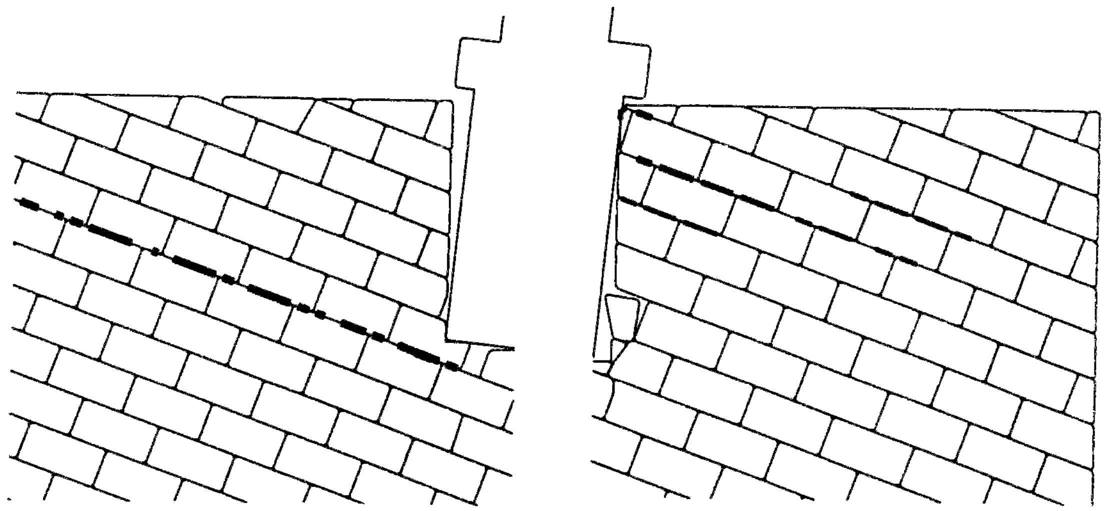
Le puits reprend un effort T comparable à celui de la semelle : 52,5 MN.

La figure IX.8 représente le puits sous un effort latéral Ouest-Est T_{3D} de 52,5 MN. Sont dessinées en traits gras les discontinuités qui se sont le plus déplacées tangentiellement.

La rupture du massif à strates inclinées de -20° se produit par le glissement des blocs rocheux à l'Ouest du puits, le long de la strate passant au pied des fondations. Dans son basculement, le puits comprime la butée Est.



Vue générale (déplacements tangentiels en traits gras)



Glissement de la butée Ouest — Compression de la butée Est

Fig. IX.8 : Mode de déformation du modèle à un puits, α = -20°, sous T_{3D} = 52,5 MN

IX.2.a. Influence du pendage

Si l'effort T limite de rupture est bien sûr fonction du type de fondation, il est fonction aussi du pendage des familles de discontinuités.

La figure IX.9 montre le comportement du puits et de la semelle sous effort latéral pour deux pendages des strates : 0 et -20° (les diaclases restant perpendiculaires aux strates).

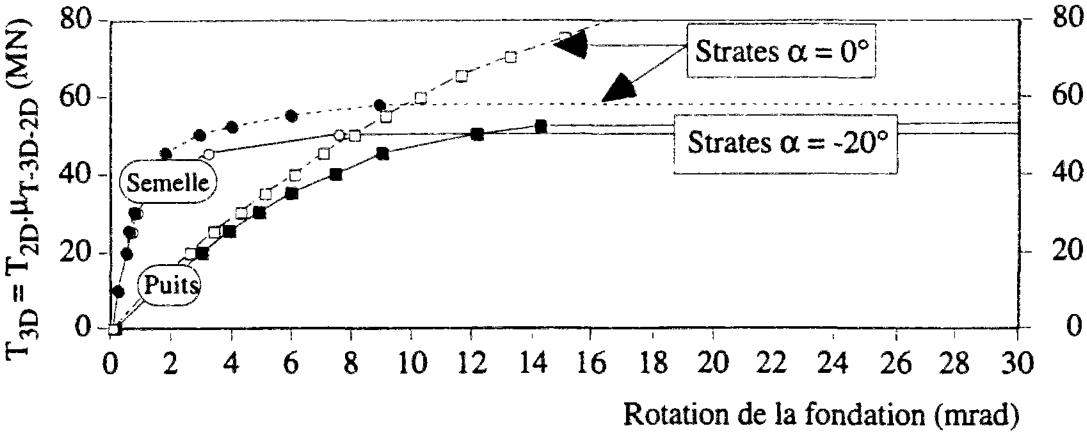


Fig. IX.9 : Influence du pendage des strates sur le comportement sous effort latéral d'un puits et d'une semelle dans un massif rocheux à surface horizontale

Pour le puits, le pendage des strates a une forte influence sur la charge limite de rupture alors qu'il en a peu pour la semelle.

Fondations semi-profondes

La rupture est beaucoup plus difficile à atteindre pour un pendage α de 0° que pour un pendage de 20°.

De grands déplacements des blocs le long des strates étant impossible, le glissement d'une quelconque butée ne peut se produire (cf. figure IX.10).

La fondation profonde est parfaitement encastrée dans le massif.

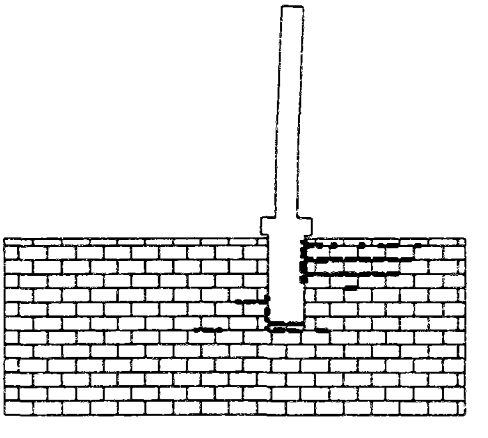


Fig. IX.10 : Mode de déformation du puits dans un massif à strates horizontales

Semelle

A l'opposé des fondations profondes, quel que soit le pendage α, la semelle superficielle comprime toujours la même zone du massif. Mais l'effort T_{3D} limite de rupture est tout de même légèrement différent selon le pendage : 57,5 MN pour un pendage de 0° et 50 MN pour un pendage de -20°.

Dans le cas d'un pendage de -20°, la charge limite est liée à la déformée du massif sous le coin de la fondation, et notamment au déplacement le long des discontinuités persistantes. Dans le cas à pendage horizontal, ce glissement intervient peu puisqu'il ne correspond pas au mouvement imposé par la fondation. Les bancs horizontaux sont plutôt comprimés les uns sur les autres.

Conclusion

Le mode de rupture de la fondation profonde fait intervenir le glissement d'une butée délimitée par les strates et le puits. Si le pendage est horizontal, il est alors difficile de chasser les blocs rocheux vers l'extérieur, la fondation est parfaitement encastrée.

Le basculement de la semelle est lui aussi fonction du pendage des discontinuités. Mais son influence est tout de même beaucoup plus faible que pour les fondations profondes.

En négligeant la diffusion des contraintes dans le massif, le puits a la même charge limite de rupture que la semelle. Ce calcul est pessimiste, car il a été montré (cf. figure IX.4) qu'une diffusion latérale de 30° par exemple, augmenterait la charge limite de rupture sous effort latéral de près d'un facteur 4 dans le cas d'un puits. Le puits est alors beaucoup plus stable que la semelle.

IX.2.b. Influence de la profondeur d'encastrement et du diamètre du puits

Nous vérifions ici que la charge limite de rupture est fonction de la profondeur et de la largeur du puits.

Pour cela, deux nouveaux modèles de puits dans un massif à pendage de -20° ont été réalisés : un puits de 4 m de diamètre sur 12 m de profondeur, et un puits de 5 m de diamètre sur 10 m de profondeur. Les facteurs de correction $\mu_{N\text{-}3D/2D}$ et $\mu_{T\text{-}3D/2D}$ sont différents pour ces deux puits.

L'allure de la rotation de chaque puits est tracée sur la figure IX.11 en fonction de l'effort T_{3D} appliqué en haut de la pile.

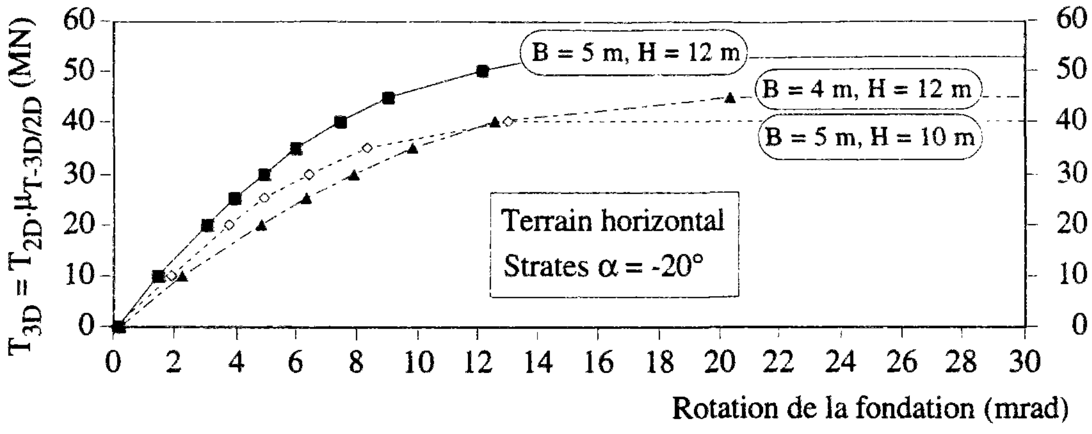


Fig. IX.11 : Influence de la profondeur et du diamètre d'un puits sur son comportement sous effort latéral dans un massif rocheux avec des strates inclinées de -20°

Comme il est visible sur la figure IX.11, le diamètre B du puits a moins d'influence sur l'effort T limite de rupture tridimensionnel que la profondeur H du puits. Un puits de 4 m de diamètre sur 12 m de profondeur a un effort latéral limite 3D de 45 MN, alors qu'un puits de 5 m de diamètre sur 10 m de profondeur a un effort latéral limite 3D de 40 MN.

Conclusion

Même en tenant compte de l'effet tridimensionnel, il vaut donc mieux rallonger le puits que d'augmenter son diamètre (le diamètre ayant très peu d'influence en bidimensionnel). Ceci est cohérent avec le mode de rupture observé.

IX.3. Fondations sur versants

Les mêmes fondations que précédemment ont été reprises. Mais celles-ci (cf. figure IX.12) sont réalisées dans un versant de pente 30° avec des strates à pendage de -20° vers l'aval (même massif que précédemment, frottement $\varphi = 35°$). En négligeant la diffusion dans le versant, les facteurs de correction $\mu_{T\text{-}3D/2D}$ sont identiques aux précédents.

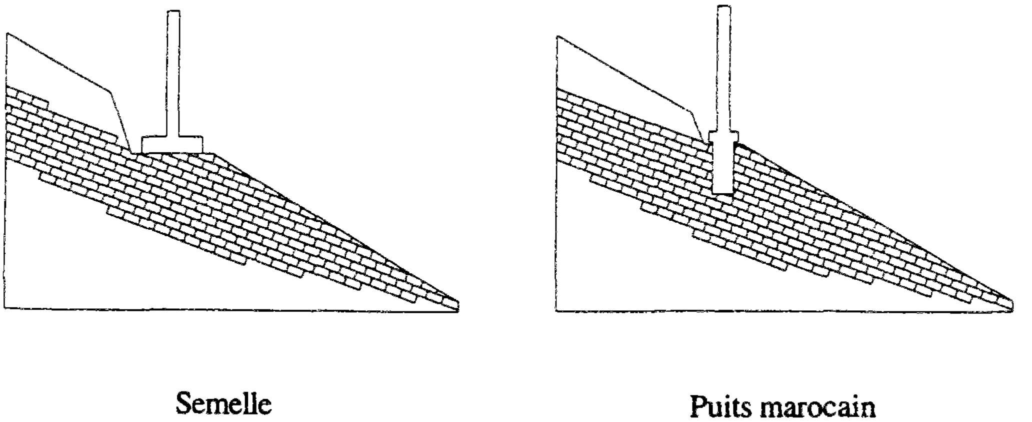


Fig. IX.12 : Fondations dans un versant fracturé de pente 30° avec des strates inclinées de -20°

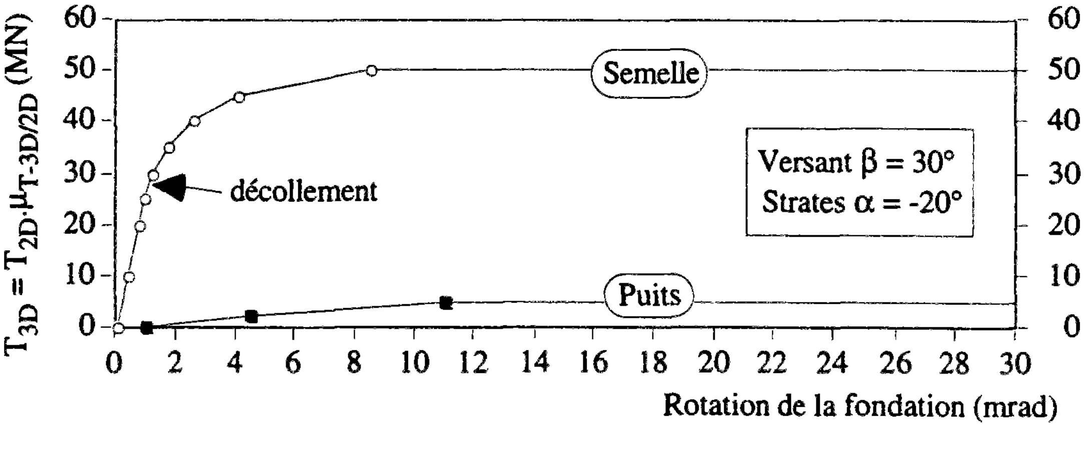


Fig. IX.13 : Comparaison du comportement sous effort latéral d'un puits et d'une semelle sur versant fracturé de pente 30° avec un pendage des strates de - 20°

La rupture de la semelle sous effort latéral reste inchangée par rapport à la semelle sur massif à surface horizontale (§ IX.2), ce qui semble normal puisqu'aucune rupture par dièdre n'avait lieu.

Le puits est, par contre, beaucoup moins stable sur versant que dans le cas du massif à surface horizontale : près de 6 MN au lieu de 50 MN! (cf. figure IX.13)

Le mode de rupture est différent : ce n'est pas la butée Ouest qui glisse le long des strates mais bien évidemment la butée Est qui glisse. Elle n'offre pratiquement aucune résistance. Le centre de rotation du puits n'est plus au sommet de la butée Est (comme dans la cas à surface horizontale), mais à la base du puits. Même en tenant compte d'une éventuelle diffusion à 30°, l'effort latéral limite du puits ne serait augmenté "que d'un facteur 6". La semelle est encore deux fois plus stable.

Ces résultats, qui donnent l'avantage à la semelle doivent être tempérés par les remarques suivantes :

- une semelle de 15 m de large nécessite de grands talus : les coûts de construction sont importants, et les versants sont défigurés.
- les caractéristiques mécaniques du modèle numérique ne tiennent pas compte d'une altération du rocher à la surface du versant : il est évident que celui-ci est plus altéré et fracturé en surface. Waltham (1994, cf. § II.1.a.2.3) propose une relation empirique entre la capacité portante d'une fondation et le RQD pour différentes valeurs de la résistance à la compression simple σ_c de la roche. Cette capacité portante diminue considérablement pour de faibles valeurs de σ_c et du RQD. Le puits étant fondé à 12 mètres de profondeur dans le rocher sain, l'altération de la surface du versant ne joue pas un rôle aussi important pour celui-ci que pour la semelle. Les résultats du puits ne sont donc pas optimistes comme ceux de la semelle.
- le mode de rupture de la semelle est le même, qu'elle soit dans un massif à surface horizontale, ou dans un versant. Un dimensionnement plus classique, comme celui recommandé par le Fascicule 62 (1993, cf. III.1.a.1) impose un coefficient minorant la capacité portante de la fondation, coefficient lié à l'inclinaison de la force et à la géométrie du versant. Le modèle numérique par éléments distincts ne fait pas apparaître de réduction. Mais, ce qui est plus important, c'est que l'on ne peut pas affirmer qu'il n'y aura pas de rupture sous l'emprise de la fondation par apparition d'un système à deux dièdres (cf. chapitre VIII). La grande capacité portante de la semelle présentée ici ne tient qu'au choix de ne présenter que les deux familles de discontinuités. Une seule discontinuité, mal orientée, peut réduire dramatiquement la capacité portante de la semelle (cf. chapitre VIII). Il n'en serait pas de même pour le

puits. Cela montre encore une fois toute l'importance d'une bonne analyse structurale du versant. Il ne faut pas faire aveuglément une analyse statistique de la densité de discontinuités. L'analyse structurale doit être menée en fonction du type de fondation envisagé et de son chargement.

- le puits est ici très proche du versant. Dans la réalité, celui-ci ne serait pas construit à moins d'un diamètre du profil topographique. La butée Est offrirait donc un volume de rocher plus important, et serait donc plus difficile à déstabiliser (environ +20% sans diffusion, si le puits est construit à un diamètre du profil topographique).

IX.4. Conclusion du Chapitre IX

Ce chapitre souligne l'importance du transfert 2D-3D sur le dimensionnement d'une fondation, et plus particulièrement celui d'un puits marocain soumis à un effort latéral et un moment renversant.

En tenant compte de la géométrie de la fondation et de la structure du massif, il est possible, de façon approchée, d'estimer des facteurs de transfert 2D-3D. Si la diffusion des contraintes dans le massif rocheux est négligée, c'est-à-dire, si le coefficient de transfert $\mu_{\delta\text{-}2D/3D}$ est égal à un , le comportement d'un puits marocain sous effort latéral et sous moment renversant est alors pessimiste. Le dimensionnement 2D d'un puits marocain sous effort latéral qui ne tient compte d'aucun facteur de transfert est donc très pessimiste.

Ce problème de passage 2D-3D mis à part, nous avons montré que le comportement d'un puits marocain sous effort latéral était beaucoup plus sensible au pendage des discontinuités, que le comportement d'une semelle. La rupture d'une semelle sous charge latérale correspond au basculement de celle-ci autour du coin opposé à l'effort quel que soit le pendage de la structure du massif, alors que la rupture d'un puits marocain sous effort latéral fait intervenir le glissement d'une butée le long des strates, si celles-ci affleurent à la surface du massif.

Partie B - Chapitre X

Modèles simplifiés estimant la déformée et la charge limite d'un puits marocain soumis à un effort latéral

Dans les chapitres VI, VII & IX ont été présentés, grâce à la méthode des éléments distincts, quelques modes de rupture de puits marocains soumis à un effort latéral et à un moment renversant. A partir de ces résultats numériques, nous essayerons dans un premier temps d'estimer à l'aide de méthodes simples à peu de blocs, la charge latérale limite admissible d'un puits marocain. Nous comparerons ensuite les déformées obtenues par UDEC à celles obtenues à l'aide de la méthode aux modules de réaction.

Seuls les puits marocains sont analysés dans ce chapitre, car des méthodes simples à peu de blocs ont déjà été exposées pour le cas des fondations superficielles dans la synthèse bibliographique (§ II.1.a.5) et dans les chapitres V & VIII.

X.1. Estimation de l'effort latéral limite d'un puits marocain à l'aide d'un modèle simplifié à peu de blocs

Les modes de rupture étant différents selon le massif dans lequel est réalisée une fondation semi-profonde, il faut distinguer les puits marocains sur terrains à surface horizontale des puits marocains sur versants fracturés.

X.1.a. Puits marocain sur terrain horizontal

A l'aide d'UDEC, nous avons vu que :

- pour un pendage plongeant vers l'Ouest (ou positif) (cf. chapitre VI), le mode de rupture du puits se produit par le glissement des blocs le long des strates à l'Est de la fondation et le soulèvement des strates à l'Ouest de la fondation,

- pour un pendage plongeant vers l'Est (ou négatif) (cf. chapitre IX), le mode de rupture du puits se produit par le glissement des blocs le long des strates à l'Ouest et la compression de la butée Est.

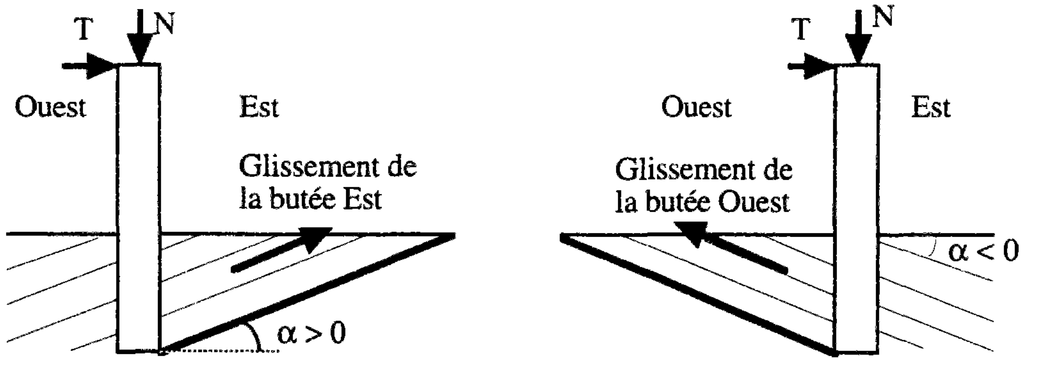


Fig. X.1 : Schéma du mode de rupture selon le pendage α

Connaissant le mode de rupture potentiel d'un puits marocain sur terrain horizontal, il serait très intéressant d'approcher les résultats numériques par une méthode analytique à peu de blocs, rapide et efficace.

X.1.a.1. Pendage plongeant vers l'Ouest

Equilibre de la butée Est

La butée Est est assimilée à un bloc triangulaire, de hauteur H, glissant le long d'une discontinuité de frottement φ et inclinée de l'angle α.

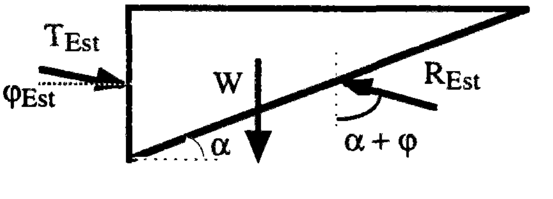


Fig. X.2 : Equilibre de la butée Est

La résolution des équations d'équilibre des forces aboutit à :

$$T_{Est} = W_{Est} \cdot \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\cos(\alpha + \varphi + \varphi_{Est})}$$

où :

- φ_{Est} est le frottement de l'interface verticale, et
- W_{Est} est le poids de la butée : $W_{Est} = \dfrac{H^2}{2.\tan\alpha} . \gamma$

Remarque : pour qu'il y ait glissement du bloc avec le jeu de forces dessinées, il faut que $\cos(\alpha+\varphi+\varphi_{Est}) > 0$, soit $\alpha+\varphi+\varphi_{Est} < 90°$.

Equilibre de la butée Ouest

Si nous supposons que le soulèvement de la butée Ouest se fait par le glissement le long d'une diaclase verticale de frottement φ, nous pouvons schématiser la rupture comme représenté sur la figure X.3. D'après les calculs UDEC, les blocs désolidarisés ont un volume équivalent à celui du puits.

L'équilibre des forces agissant sur la butée Ouest donne:

$$T_{Ouest} = W_{Ouest} \frac{\cos\varphi}{\sin(\varphi_{Ouest} - \varphi)}$$

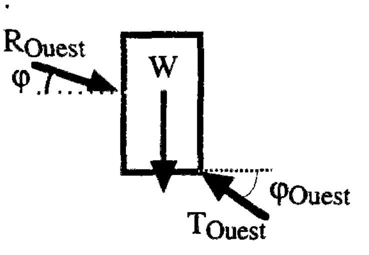


Fig. X.3 : Equilibre de la butée Ouest

où :

- φ_{Ouest} est le frottement sur l'interface puits/butée ($\varphi_{Ouest} > \varphi$), et
- W_{Ouest} est le poids de la butée : $W_{Ouest} = B.H.\gamma$

Equilibre de la fondation

Soient (cf. figure X.4) la fondation et la pile, d'une hauteur totale h, la butée Ouest et la butée Est :

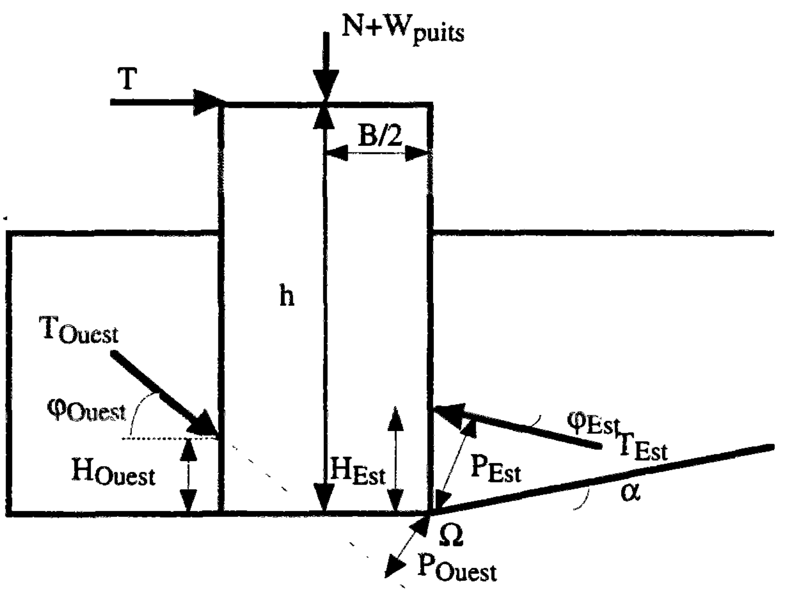


Fig. X.4 : Equilibre du puits pour un pendage plongeant vers l'Ouest (α positif)

En supposant une rotation de la fondation autour du coin droit du puits (Ω), les moments des charges T, N, du poids W_{puits} de la fondation, et des forces T_{Ouest} et T_{Est} s'expriment par :

$$\mathcal{M}_{T} = -T \cdot h$$

$$\mathcal{M}_{N+Wpuits} = (N+W_{puits}) \cdot B/2$$

$$\mathcal{M}_{TOuest} = T_{Ouest} \cdot P_{Ouest} = B.H.\gamma \frac{\cos\varphi}{\sin(\varphi_{Ouest}-\varphi)}\left(B-\frac{H_{Ouest}}{\tan\varphi_{Ouest}}\right)\sin\varphi_{Ouest}$$

$$\mathcal{M}_{TEst} = T_{Est} \cdot P_{Est} = \frac{H^2}{2.\tan\alpha}.\gamma.\frac{\sin(\alpha+\varphi)}{\cos(\alpha+\varphi+\varphi_{Est})}.H_{Est}.\cos\varphi_{Est}$$

pour $\alpha > 0$

L'équilibre des moments est fort délicat, puisque l'on ne connaît ni les points d'applications, ni les orientations des forces exercées par les butées Est et Ouest.

Nous faisons l'hypothèse, arbitraire, suivante :

- l'effort T_{Ouest} est appliqué au coin droit de la butée Ouest (H_{Ouest} = 0 m), incliné de 45° (φ_{Ouest} = 45°),
- l'effort T_{Est} est horizontal (φ_{Est} = 0°), appliqué à mi-hauteur du dièdre (H_{Est} = H/2).

L'effort latéral T limite s'exprime alors par la relation :

$$\boxed{T=\frac{1}{h}\left[\left(N+W_{puits}\right)\frac{B}{2}+B^2H\gamma\left(\frac{\sin 45.\cos\varphi}{\sin(45-\varphi)}\right)+\frac{H^3\gamma}{4}.\frac{\tan(\alpha+\varphi)}{\tan\alpha}\right]} \qquad \alpha>0$$

Une application numérique est présentée au § X.1.a.3.

<u>X.1.a.2. Pendage plongeant vers l'Est</u>

Pour un pendage négatif, ou plongeant vers l'Est, le point Ω' de rotation de la fondation n'est plus le coin droit de la base du puits, mais comme vu au chapitre IX (figure IX.8), le sommet gauche de la butée Est.

Ici, la butée Ouest est assimilée à un bloc glissant le long d'une discontinuité de pendage α (à l'inverse de la butée Est dans le cas précédent). Comme pour le calcul à pendage positif, il est supposé que l'effort développé par ce bloc de hauteur H est horizontal et est appliqué à mi-hauteur (cf. figure X.5).

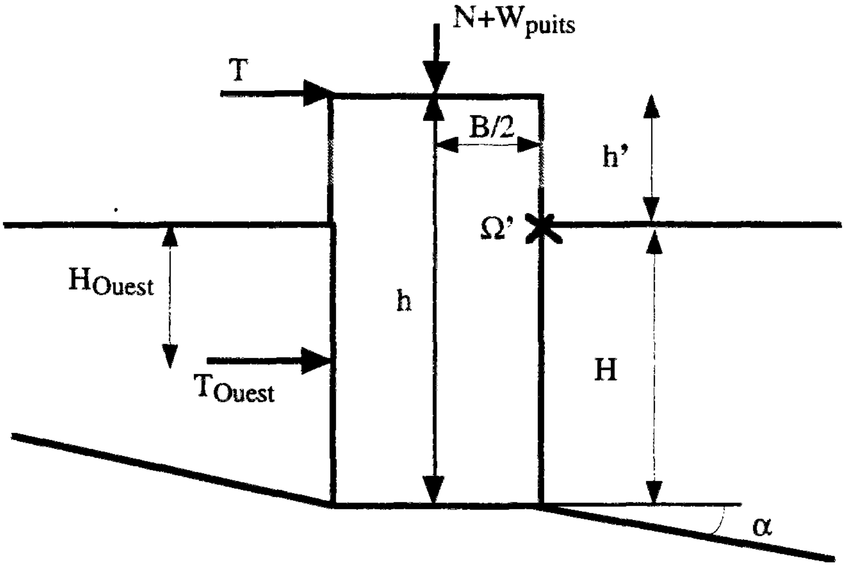


Fig. X.5 : Equilibre du puits pour un pendage plongeant vers l'Est (α négatif)

L'équilibre des moments des forces au point Ω' aboutit à l'effort T latéral T limite suivant :

$$\boxed{T = \frac{1}{h'}\left[\left(N + W_{puits}\right)\frac{B}{2} + \frac{H^3\gamma}{4}.\frac{\tan(\varphi - \alpha)}{\tan(-\alpha)}\right]} \qquad \alpha < 0°$$

X.1.a.3. Application numérique

A titre indicatif, les tableaux X.1 et X.2 présentent quelques applications numériques 2D correspondant aux puits présentés aux chapitres VI et IX.

α (°)	$N+W_{puits}$ (MN/m)	$\mathcal{M}_N$ (MN.m/m)	$\mathcal{M}_{TOuest}$ (MN.m/m)	$\mathcal{M}_{TEst}$ (MN.m/m)	$T_{analytique}$ (MN/m)	T_{UDEC} (MN/m)
+10	5,9	20,6	23,2	15,2	≈ 0,50	0,5
+20	5,9	20,6	23,2	10,5	≈ 0,45	0,6

Tab. X.1 : Quelques applications numériques du puits marocain du chapitre VI
($h = 118$ m ; $H = 8$ m ; $B = 7$ m ; $\varphi = 30°$; $\gamma = 25$ kN/m^3)

α (°)	H (m)	φ (°)	$N+W_{puits}$ (MN/m)	$\mathcal{M}_N$ (MN.m/m	$\mathcal{M}_{TOuest}$ (MN.m/m	$\mathcal{M}_{TEst}$ (MN.m/m)	$T_{analytique}$ (MN/m)	T_{UDEC} (MN/m)
+20	12	35	26,6	66,5	25,0	42,4	≈ 3,0	10
-20	12	35	26,6	66,5	42,4	–	≈ 3,3	10,5
-20	12	25	26,6	66,5	29,7	–	≈ 2,9	9
-20	10	35	26,3	65,8	24,5	–	≈ 2,7	8

Tab. X.2 : Quelques applications numériques du puits marocain du chapitre IX.
($h = 45$ m (pour calcul $\alpha > 0$) ; $h' = 33$ (pour calcul $\alpha < 0$); $B = 5$ m ; $\gamma = 25$ kN/m^3)

Dans le cas du puits présenté au chapitre VI (puits de 7 mètres de diamètre ancré dans 8 mètres de massif rocheux, dont les strates ont un pendage plongeant vers l'Ouest), le calcul analytique reflète à peu près bien les résultats numériques UDEC.

Il n'en est pas de même pour le cas du puits présenté au chapitre IX (puits de 5 mètres de diamètre ancré dans 12 mètres de massif rocheux, dont les strates ont un pendage plongeant vers l'Ouest ou vers l'Est). Il y a environ un rapport 3 entre les résultats analytiques et les résultats UDEC. Ceci s'explique par le choix arbitraire du point d'application et de l'inclinaison de la force développée par les butées, que nous avons pris identiques dans les deux modèles.

Il est intéressant de noter que le fait de diminuer le frottement de 10° réduit les résultats analytiques de 12% (14% pour les résultats UDEC). Raccourcir le puits de 2 m diminue par contre l'effort de 17% (24% pour UDEC).

<u>Conclusion</u>

Ces deux exemples montrent qu'il n'est pas évident de concevoir un modèle simplifié à peu de blocs qui retrouverait les résultats obtenus par la méthode des éléments distincts.

Cependant, le premier point positif ce cette méthode est qu'il est toujours possible d'obtenir un <u>ordre de grandeur</u> de l'effort T limite de rupture d'un puits marocain.

Le deuxième point positif est qu'une étude de sensibilité (frottement, profondeur d'encastrement) effectuée avec UDEC ou avec la méthode analytique donne les mêmes variations relatives.

X.1.b. Puits marocain sur versant fracturé

<u>X.1.b.1. Pendage plongeant vers l'Est</u>

L'étude du puits marocain menée au § IX.3 a montré que dans le cas d'un pendage plongeant vers l'Est, la butée Est apportait peu de résistance : elle glissait très rapidement.

Si les strates affleurent à la surface du versant, cette butée Est peut être assimilée à un bloc triangulaire, de hauteur H, limitée par la pente β du versant et la discontinuité (de frottement φ) inclinée de l'angle θ par rapport à la verticale (cf. figure X.6).

L'effort T_{Est} mobilisable par la butée s'exprime alors par la relation :

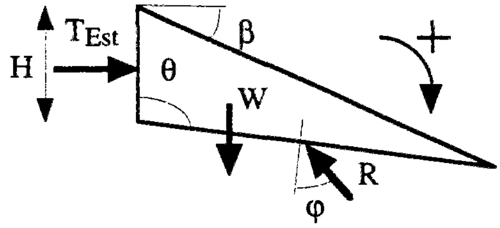


Fig. X.6 : Equilibre de la butée Est

$$T_{Est} = \frac{\gamma.H^2}{2}\cos\beta.[\sin\beta + \cos\beta.\tan(\theta-\beta)].\frac{\cos\theta + \tan\varphi.\sin\theta}{\sin\theta - \tan\varphi.\cos\theta} \qquad \forall\theta \in \left[0;\frac{\pi}{2}+\beta\right[$$

Le point de rotation n'est plus, comme dans le cas du terrain à surface horizontale, le sommet gauche de la butée Est, il se situe plutôt à la base du puits. Il est difficile de déterminer sa position précise.

En supposant que ce point de rotation est au coin droit de la base du puits, et que l'effort développé par la butée est horizontal et est appliqué à mi-hauteur de la butée, l'effort latéral limite admissible par le puits, appliqué à une hauteur h du centre de rotation, s'exprime par :

$$\boxed{T = \frac{1}{h}\left[(N + W_{puits})\frac{B}{2} + \frac{\gamma.H^3}{4}\cos\beta.[\sin\beta + \cos\beta.\tan(\theta-\beta)].\frac{\cos\theta + \tan\varphi.\sin\theta}{\sin\theta - \tan\varphi.\cos\theta}\right]}$$

Une application numérique est présentée au § X.1.b.3.

X.1.b.2. Pendage plongeant vers l'Ouest

L'étude du puits marocain menée au § VII.3 a montré que dans le cas d'un pendage plongeant vers l'Ouest, le mode de rupture ne fait pas intervenir le glissement d'une butée sur les strates (cf. figure VII.13). Cette analyse correspond à un pendage α de +30°.

Pour un pendage plus faible, 10°, le mode de rupture fait intervenir le glissement. L'effort latéral limite admissible par le puits peut être estimé de la même manière que pour un pendage plongeant vers l'Est.

X.1.b.3. Applications numériques

Le tableau X.3 présente quelques applications numériques pour les puits des § IX.3 & VII.3.

α (°)	θ (°)	β (°)	φ (°)	H (m)	h (m)	$N+W_{puits}$ (MN/m)	$\mathcal{M}_N$ MN.m/m	$\mathcal{M}_{TEst}$ MN.m/m	$T_{analytique}$ (MN/m)	T_{UDEC} (MN/m)
-20	110	30	35	12	45	26,6	66,5	13,6	≈ 1,8	1*
+10	80	40	30	10	22	57,2	128,7	5,2	≈ 6,1	4,2**
+30	60	40	30	10	22	57,2	128,7	7,6	≈ 6,2	15**

Tab. X.3 : Quelques applications numériques de puits marocains sur versants
(§ IX.3 ; ** § VII.3 ; $\gamma = 25\ kN/m^3$)*

Si les modèles simplifiés de puits marocains sur massifs, à surface horizontale, donnaient des résultats inférieurs à ceux d'UDEC, les modèles de puits sur versants donnent par contre des résultats supérieurs à ceux d'UDEC. La raison en est que le centre de rotation n'est pas situé au coin de la base du puits. Il est en fait situé entre le milieu et le coin droit de la base du puits, ce qui minimise le moment résistant dû à la charge normale.

De plus, ces modèles simples estiment grossièrement l'effort T limite uniquement dans le cas d'un mode de rupture simple de glissement de la butée. Pour un pendage de +10°, ou +30°, l'effort T limite de rupture analytique (cf. tableau X.3) reste sensiblement le même, alors que l'effort T limite obtenu avec UDEC varie dans un rapport de plus de trois. Ceci s'explique par le fait que pour le pendage de +10°, le mode de rupture fait intervenir principalement le glissement de la butée alors que dans le cas +30°, comme nous l'avions souligné au § VII.3, le mode de rupture fait intervenir un basculement des blocs.

Il est clair que ces méthodes simplifiées à l'extrême ne peuvent pas prendre en compte toute la complexité du mode de rupture d'un modèle numérique à plusieurs centaines de blocs.

X.1.c. Conclusion

Les approches par des calculs simplifiés à peu de blocs sont délicates à mener, car dans ce type de problème - puits marocain soumis à un moment renversant - ni les points d'application, ni les orientations des différentes forces en jeu ne sont connues. Néanmoins, dans le cas d'un glissement potentiel d'une butée le long d'une discontinuité, un calcul analytique à peu de blocs est réalisable. Les résultats ne sont guère précis, mais ils peuvent donner un ordre de grandeur de l'effort latéral limite admissible par un puits marocain.

X.2. Estimation des déformations à l'aide de la méthode aux modules de réaction

La méthode aux modules de réaction permet d'estimer les déplacements du puits ainsi que le moment fléchissant et l'effort tranchant dans le puits. Nous avons utilisé le logiciel PILATE (PILATE, 1989) afin d'estimer les déplacements d'un puits marocain dans un massif à surface horizontale et de les comparer à ceux obtenus avec UDEC (modèle du § VI.1.c à strates horizontales).

Une des principales difficultés est de déterminer les modules de réaction du massif rocheux (cf. § II.2.c.1). Cette difficulté est d'autant plus accrue ici, que nous n'avons aucun résultat d'essai pressiométrique parlant. Nous avons donc déterminé le module de réaction E_s du massif à l'aide du module de déformation équivalent E_m du massif (cf. § I.1.c.1.1) en utilisant la relation suivante (Frank, 1984) :

$$E_s \approx 4.G_m = 4.\frac{E_m}{2(1+\nu)}$$

On a : $E_s = 8$ GPa ($E_m \approx 5$ GPa, $\nu = 0{,}25$; valeurs correspondantes aux calculs UDEC).

Le puits a une rigidité $E.I = 4700.10^3$ MN.m^2 ($E_{béton} = 40$ GPa, diamètre = 7 m). Il est encastré dans 8 m de rocher sain ; on suppose que le rocher a un comportement élastique linéaire. La courbe de réaction du rocher est donc linéaire de pente E_s et ne présente pas de palier de plastification.

Les déplacements latéraux de la tête de puits sont calculés à l'aide de PILATE en fonction de l'effort latéral T et du moment renversant M (M = 100*T) (déplacements libres en pointe du puits).

Le calcul avec PILATE tient compte de l'effet tridimensionnel, il convient donc ici de transposer le résultats UDEC 2D par le facteur de transfert $\mu_{T\text{-}2D/3D}$ (cf. § IX.1). En négligeant la diffusion des contraintes dans le massif, on a : $\mu_{T\text{-}2D/3D} \approx 7$ m.

Les déplacements latéraux de la tête de puits sont tracés sur la figure X.7 en fonction de l'effort $T_{3D} = T_{2D}.\mu_{T\text{-}2D/3D}$.

Il est remarquable de constater que les déformations sont comparables dans la plage 0-7 MN de T_{3D}. Cependant, il semble que PILATE sous-estime la raideur initiale du massif par rapport à UDEC (qui la surestime peut être par rapport à la réalité). La déformée du puits obtenue avec PILATE est linéaire en fonction de l'effort latéral T, car le massif rocheux a une courbe de réaction linéaire et il n'y a pas de palier de plastification.

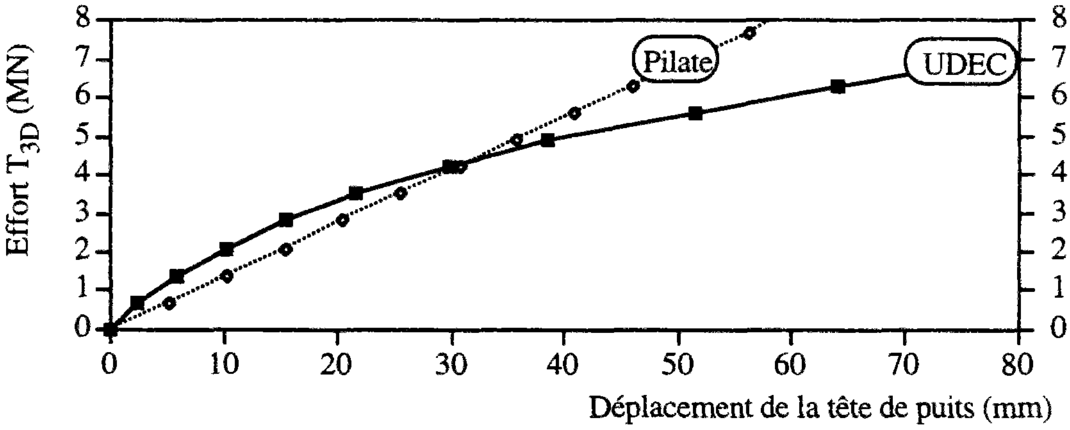


Fig. X.7 : Comparaison PILATE - UDEC pour le puits marocain du § VI.1.c.1 à strates horizontales

S'il est supposé que le rocher ne se plastifie pas sous les contraintes apportées par le puits, il n'en est pas de même des discontinuités qui, elles, peuvent glisser (ce qui est vérifié par UDEC). Mais comment choisir la bonne courbe de réaction du massif rocheux?

Certes, nous aurions pu faire d'autres calculs avec PILATE en tenant compte de ce palier de plastification du massif rocheux. Nous aurions pu certainement mieux approcher les résultats d'UDEC. Mais à quoi bon? Le but de cette thèse n'est pas de comparer théoriquement différents codes de calculs. Elle doit aider l'ingénieur à concevoir des fondations. Pour déterminer la déformée d'un puits sous effort latéral et moment renversant, le logiciel PILATE, tout comme UDEC, ne peuvent donner de bons résultats que si les paramètres mécaniques introduits dans ces programmes sont bien maîtrisés. Le problème est que, dans un cas comme dans l'autre, ni les raideurs normale et tangentielle introduites dans UDEC, ni les modules de réaction et les paliers de plastifications utilisés dans PILATE ne sont maîtrisés. Ces derniers sont déterminés à l'aide de l'essai pressiométrique. La sonde pressiométrique de petite taille ne peut tester un volume de roche à l'échelle de l'ouvrage. Il faudrait pouvoir estimer les modules de réaction à l'aide d'essais géotechniques de taille plus généreuse, tels que l'essai au dilatomètre. Pour ce qui est d'UDEC, les déformées du puits sont proportionnelles, entre autres, aux raideurs normale et tangentielle des discontinuités. Les calculs en déformation effectués avec UDEC sont donc à prendre avec précaution. L'avantage d'UDEC par rapport à PILATE est qu'il est possible d'exécuter des calculs en déformation et à la rupture (tout comme PILATE bien sûr), mais de déterminer aussi les modes de rupture.

X.3. Conclusion du chapitre X

Les méthodes simplifiées à peu de blocs ne peuvent simuler le comportement complexe d'un modèle numérique par éléments distincts à plusieurs centaines de blocs. Néanmoins, il est possible, de façon très approchée, de donner un ordre de grandeur de la charge latérale limite de rupture d'un puits marocain. Ces méthodes simplifiées ne peuvent être utilisées que pour des dimensionnements préliminaires ; il semble évident qu'il faut affiner les résultats en effectuant des modélisations numériques, celles-ci devant comporter des études de sensibilité des différents paramètres.

La méthode aux modules de réaction peut donner une estimation rapide de la raideur d'un puits dans un massif rocheux. Mais les résultats ne dépendent que du choix du module de réaction du massif. Son estimation à partir de l'essai pressiométrique est aléatoire et, de surcroît, elle ne tient pas compte de l'anisotropie du massif rocheux.

Conclusion générale

Nous avons souligné dans un chapitre préliminaire le caractère discontinu d'un massif rocheux, et catalogué les différents types de fondations au rocher.

L'étude bibliographique recense dans un premier temps les méthodes qui permettent de déterminer la déformabilité et la résistance d'un massif rocheux. Cette étude montre que les méthodes les mieux adaptées sont empiriques. Elles tiennent compte des caractéristiques de la matrice rocheuse et de celles des discontinuités à travers un indice tel que le RMR.

Dans un deuxième temps, sont répertoriées différentes méthodes pour déterminer le tassement et la capacité portante de fondations superficielles et semi-profondes. Les méthodes qui ne tiennent pas compte du rôle des discontinuités, comme par exemple la méthode pressiométrique, ne sont pas recommandées. En tout état de cause, elles doivent être utilisées avec précaution.

Dans son travail, l'ingénieur suit généralement une méthode de dimensionnement acceptée par les normes en vigueur. L'étude bibliographique met aussi en évidence que les réglementations, notamment françaises, ne sont pas toujours explicites. Seuls les Anglo-saxons (et Canadiens) ont une approche de type Mécanique des Roches, où le rôle des discontinuités est mis en avant. Les fondations au rocher ne sont pas traitées dans le Fascicule 62 qui régit les fondations d'ouvrages publics en France ; l'Eurocode 7 représente un progrès certain puisque le terme de discontinuité y est cité. Les insuffisances du Fascicule 62 sont confirmées par l'analyse des cas réels construits en France : la plupart des fondations sont dimensionnées à l'aide du pressiomètre.

De cette étude bibliographique, il ressort qu'un problème important n'est toujours pas résolu : celui des fondations au rocher soumises à des efforts verticaux et à des moments renversants, pour lesquelles il n'existe pas de méthodes de dimensionnement, et par là même de normes. Or, la construction d'ouvrages d'art de plus en plus imposants, tel que le futur Grand Viaduc de Millau, contraint les fondations à reprendre des efforts de plus en plus colossaux. Nous avons donc entrepris des modélisations numériques afin de mieux comprendre le comportement de ces fondations au rocher soumises à ces chargements complexes. Nous avons utilisé le code de calcul par éléments distincts UDEC, fréquemment utilisé en mécanique des roches depuis quelques années.

Nous avons montré que l'apport des calculs menés avec UDEC est significatif, et ceci pour plusieurs raisons :

- des résultats concernant les déformations, les charges limites et les modes de rupture des fondations sont fournis, en particulier pour des structures de massifs rocheux complexes, non réductibles à un modèle simple analytique à deux ou trois blocs,
- le rôle essentiel des discontinuités du massif rocheux et de son anisotropie est mis en évidence.

Donnons ici quelques idées générales sur les différents modes de rupture de fondations superficielles et semi-profondes dévoilés au cours de cette recherche. Il ne s'agit pas d'une liste exhaustive car ces modes de rupture dépendent des caractéristiques géométriques et mécaniques des massifs rocheux. Ces caractéristiques sont fonction de multiples paramètres, ce qui conduit à un grand nombre de configurations. Pour plus de précision, se reporter aux chapitres où les modèles ont été étudiés.

<u>Fondations superficielles (cf. figure C.1)</u>

Cas N°1 (§ V.2 - terrain horizontal)
Une rupture par effet de coin (système à deux blocs rocheux sous l'emprise de la semelle) peut diminuer considérablement la capacité portante d'une fondation. C'est un mode de rupture qui nécessite des efforts excentrés importants, et qui est très lié à la géométrie des blocs et au frottement mobilisable sur les discontinuités.

Cas N°2 (§ IX.2 - terrain horizontal)
Le mode de rupture d'une semelle sur un massif à surface horizontale découpé par des discontinuités qui ne font pas apparaître un système à deux blocs (Cas N°1) correspond au basculement de la semelle autour du coin opposé à l'effort.

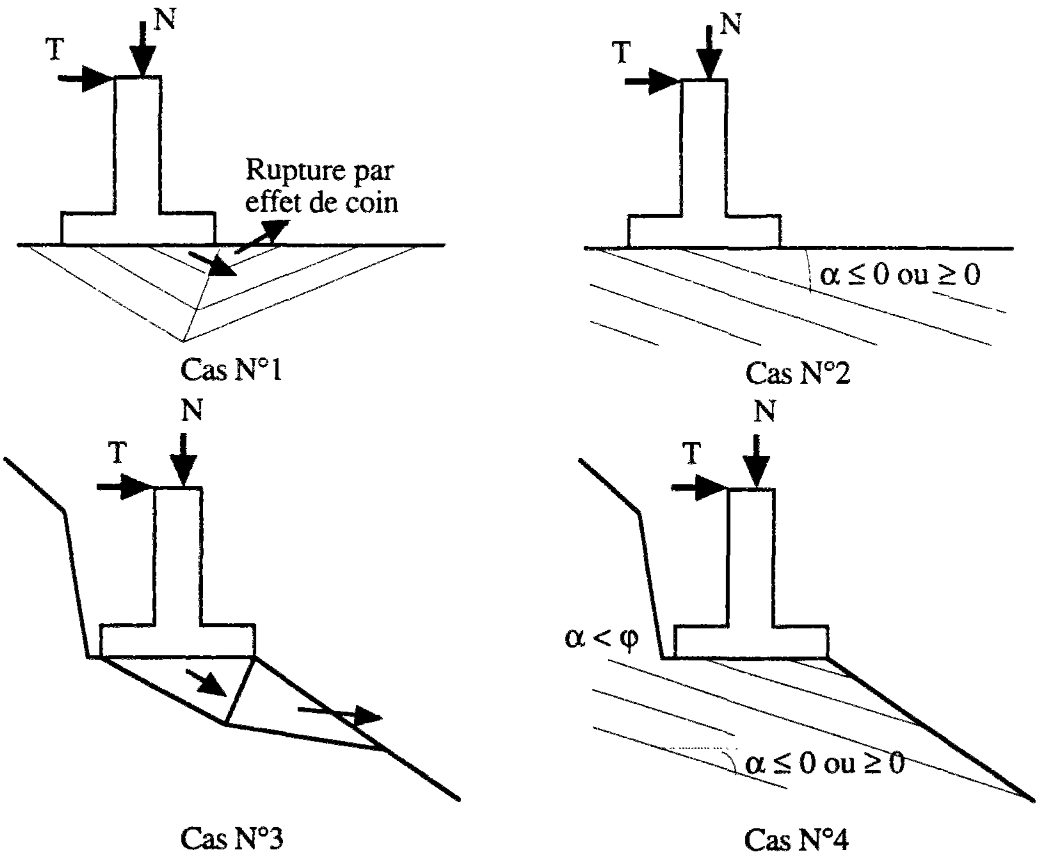


Fig. C.1 : Synthèse des modes de rupture de semelles sur massifs à surface horizontale et sur versants

Cas N°3 (§ VIII.2 - versant)

Comme pour le cas N°1, dès qu'un système à deux blocs apparaît, la capacité portante de la fondation est nettement diminuée.

Cas N°4 (§ IX.3 - versant)

Comme pour le cas N°2, s'il n'y a pas de mécanisme à deux blocs, la rupture de la semelle est liée au basculement de celle-ci autour du coin droit opposé à l'effort latéral.

<u>Fondations semi-profondes (cf. figures C.2 & C.3)</u>

Cas N°5 (§ VI.1 - terrain horizontal)

Dans le cas d'un pendage strictement nul, les blocs rocheux ne peuvent être expulsés à l'extérieur du massif. Le puits est alors parfaitement encastré. La rupture exige des efforts très importants, et mettrait en jeu la résistance de la matrice rocheuse.

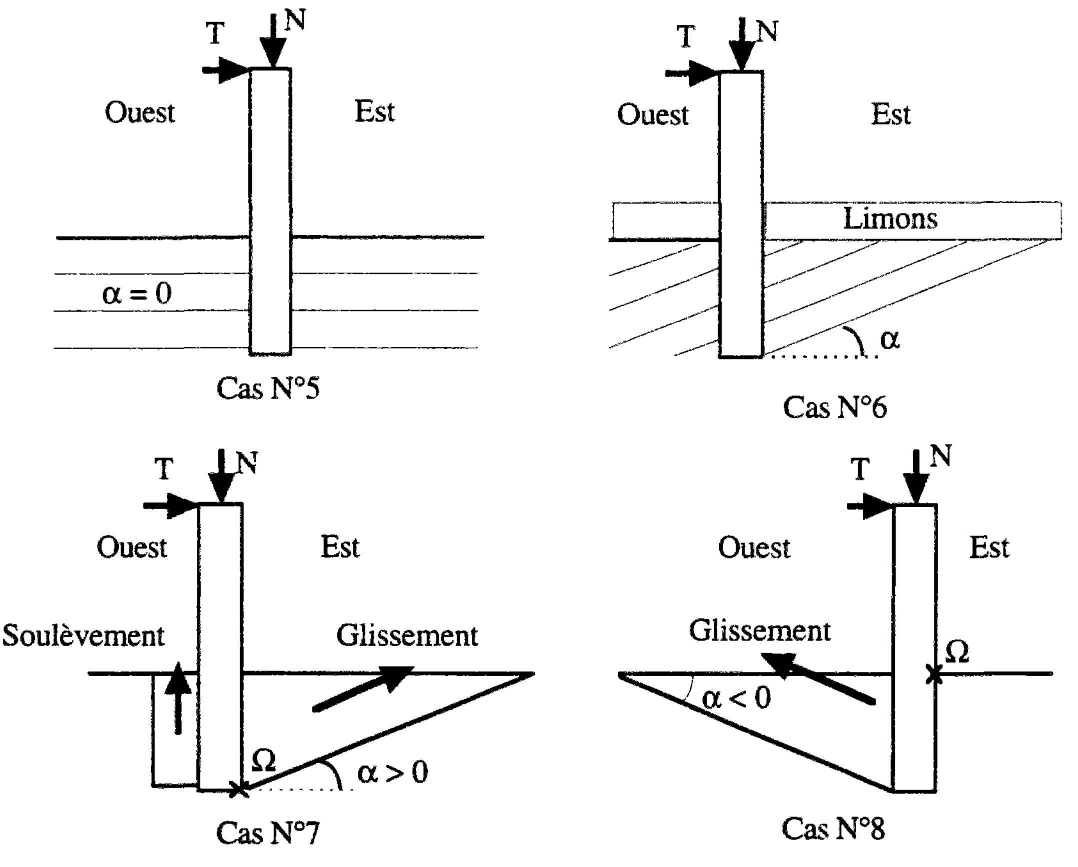


Fig. C.2 : Synthèse des modes de rupture de puits sur massifs à surface horizontale

Cas N°6 (§ VI.1 - terrain horizontal)
En présence d'une surcharge (apportée ici par une couche de limons) gênant le déplacement des blocs rocheux, la rupture par glissement d'une butée est très difficile à atteindre.

Cas N°7 (§ VI.1 & X.1 - terrain horizontal)
Pour un pendage plongeant vers l'Ouest et un effort latéral dans la direction Ouest-Est, la rupture d'un puits marocain sur terrain horizontal fait intervenir le glissement de la butée Est le long des discontinuités et le soulèvement de la butée Ouest. Il est possible, de façon approchée, de déterminer la charge limite de rupture à l'aide d'un modèle à peu de blocs (cf. § X.1).

Cas N°8 (§ IX.2 & X.1 - terrain horizontal)
Pour un pendage plongeant vers l'Est et un effort latéral dans la direction Ouest-Est, la rupture d'un puits marocain sur terrain horizontal fait intervenir le glissement de la butée Ouest le long des discontinuités et la compression de la butée Est. Il est possible, de façon approchée, de déterminer la charge limite de rupture à l'aide d'un modèle à peu de blocs (cf. § X.1).

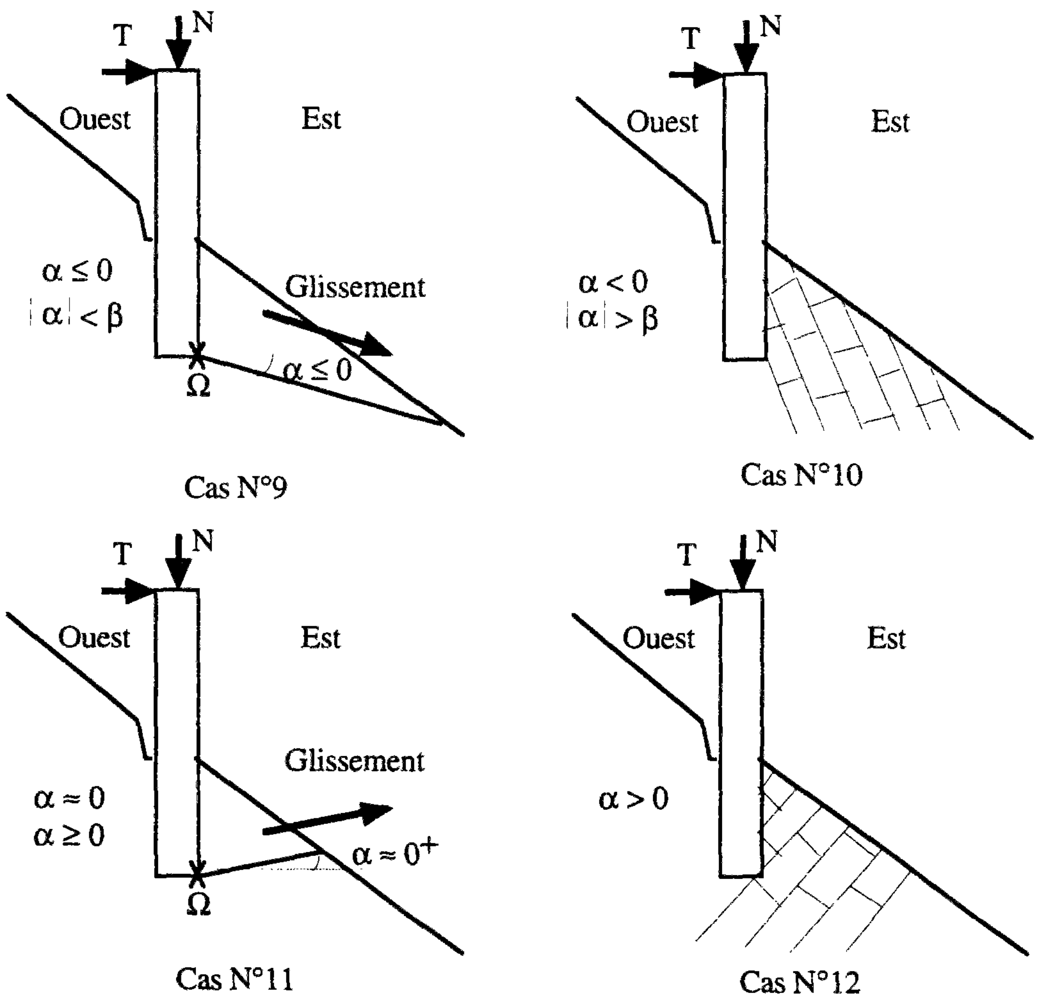


Fig. C.3 : Synthèse des modes de rupture de puits sur versants

Cas N°9 (§ IX.3, VII.3 - versant)

Pour un pendage aval des discontinuités, et si celles-ci affleurent à la surface du versant, la rupture du puits sous effort latéral fait intervenir le glissement banc sur banc de la butée délimitée par les discontinuités et le versant. Il est possible, de façon très approchée, d'estimer l'effort latéral limite admissible par le puits à l'aide d'une méthode à peu de blocs.

Cas N°10 (§ VII.3 - versant)

Pour un pendage aval des discontinuités, et si celles-ci n'affleurent pas à la surface du versant, la rupture du puits sous effort latéral est complexe. Une ligne de rupture se propage le long des discontinuités. Il n'y a pas de glissement pur dans cette rupture, celle-ci étant liée à des basculements et à des flexions des bancs rocheux. Il n'a pas été possible de déterminer la charge limite de rupture à l'aide d'un modèle simplifié à peu de blocs.

Cas N°11 (§ VII.3 - versant)
Pour un pendage proche de zéro et légèrement positif (≈10°), la rupture du puits marocain fait intervenir le glissement d'une butée délimitée par les discontinuités et le versant. Il est possible, de façon très approchée, d'estimer l'effort latéral limite admissible par le puits à l'aide d'une méthode à peu de blocs.

Cas N°12 (§ VII.3 - versant)
Dès que le pendage augmente (≈20-30°), la rupture devient plus complexe et elle ne fait plus intervenir uniquement le frottement. Il n'a pas été possible de déterminer la rupture de la fondation par un modèle simple à peu de blocs.

Si la modélisation à l'aide d'UDEC s'est avérée très utile pour analyser les modes de rupture de fondations, elle a néanmoins montré quelques limites :

1) tous les calculs numériques effectués sont bidimensionnels, et comme souligné au chapitre IX, le dimensionnement d'un puits marocain soumis à un moment renversant ne peut pas se faire correctement sans prendre en compte une diffusion des contraintes dans le massif par l'intermédiaire des blocs rocheux. Dans les modélisations, nous avons utilisé des facteurs de transfert 2D/3D empiriques. Il serait très intéressant de comparer les résultats obtenus avec UDEC corrigés par ces facteurs, à une modélisation de la fondation à l'aide de codes de calcul par éléments distincts tridimensionnels. A la différence d'un sol, que l'on peut toujours considérer comme isotrope dans un plan horizontal, et pour lequel un facteur de transfert peut être évalué sans trop de difficulté, le massif rocheux peut être découpé par des diaclases verticales en particulier, de façon anisotrope. Il paraît alors illusoire d'espérer définir un facteur de transfert de façon universelle.

2) la résolution numérique ne permet pas de fracturer les blocs au cours de la procédure. Il arrive que certains éléments soient soumis à des contraintes irréalistes qu'un bloc rocheux naturel ne pourrait accepter. Il s'agit notamment de blocs très allongés, de blocs soumis à des écrasements ponctuels, ou encore de blocs en forme de "L" en contact avec la base des fondations. Dans la modélisation, il faut donc veiller, dans la mesure du possible, à découper au préalable ces éléments particuliers.

Les résultats que nous avons obtenus avec UDEC n'ont pas été validés sur des sites réels. S'il est clair qu'en termes de déformation, les résultats numériques sont directement liés aux valeurs des raideurs normale et tangentielle introduites dans les modèles, la modélisation par éléments distincts effectuée à l'aide d'UDEC est-elle proche de la réalité en termes de charge limite de rupture et de mode de rupture? La question se pose en particulier pour les modèles composés de blocs rigides, dans lesquels la déformation est concentrée aux joints. Cette schématisation peut paraître outrancière, mais nous avons l'intuition qu'elle accorde la place qui leur revient aux discontinuités du massif. Nous pensons que cette méthode numérique apporte, à ce jour, une contribution importante au dimensionnement de fondations au rocher. Après tout, la schématisation couramment utilisée en mécanique des sols, par un massif continu homogène isotrope, est-elle beaucoup plus proche du sol réel que la nôtre du rocher réel?

Si davantage de mesures de tassements d'ouvrages réels étaient disponibles, cela permettrait de contrôler les modélisations obtenues par UDEC dans le domaine des petites déformations. Il faudrait de plus réaliser un essai de pieu en vrai grandeur soumis à un effort latéral et à un moment renversant, afin de comparer les résultats expérimentaux obtenus à ceux d'une modélisation numérique.

Le futur Grand Viaduc de Millau, dont certaines piles seront fondées dans un massif dolomitique, pourrait donner l'impulsion nécessaire pour exécuter ce type d'essai coûteux.

Références bibliographiques

AFTES, 1993 : Tunnels et Ouvrages Souterrains : Description des massifs rocheux. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, Supplément au N°117, mai-juin, pp.12-21, 1993

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1989 : Standard Specification for Highway Bridges, 14th edition, 420 pp., AASHTO, 444 North Capitol St., N.W. 225, Washington D.C., 1989

Bandis S.C., Lumsden A.C. & Barton N.R., 1983 : Fundamentals of Rock Joint Deformation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 20, N°6, pp. 249-268

Barton N., 1973 : Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Eng. Geology*, Vol. 7, pp. 287-332

Barton N., By T.L., Chryssanthakis P. & al., 1992 : Comparison of prediction and performance for a 62 m span sports hall in jointed gneiss. *Proc. Joint Rock Mech. and Rock Eng. Conf.*, Torino, Paper 17

Barton N., Lien R. & Lunde J., 1974 : Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.*, Vol. 6/4, pp. 189-236

Bieniawski Z.T., 1974 : Geomechanics classification of rock masses and its application in tunelling. *Proc. 3rd ISRM Int. Cong. Rock Mech.*, Denver, Vol. 2-A, Part 2, pp. 27-32, Publ. Rotterdam : AA Balkema, 1974

Bieniawski Z.T., 1976 : Rock Mass Classification in Rock Engineering. *Exploration for rock engineering, Proc of the Symp.*, CapeTown, Vol. 1, pp. 97 - 106. Publ Rotterdam : AA Balkema, 1976

Bieniawski Z.T., 1978 : Determining rock mass deformability : experiences from case histories. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 15, pp. 237-247

Bieniawski Z.T., 1979 : The Geomechanics Classification in Rock Engineering Applications. *Proc Xth Cong. Int. Soc. Rock Mech.*, Montreux, Vol. 2, pp. 41 - 48. Publ Rotterdam : AA Balkema, 1979

Bieniawski Z.T., 1989 : Engineering Rock Mass Classification. *Proc Xth Cong. Int. Soc. Rock Mech.*, Montreux, Vol. 2, pp. 41 - 48. Publ New York : Wiley 1979

Bishnoi B.W., 1968 : Bearing Capacity of Jointed Rock. *Thèse presentée au Georgia Institute of Technology , 1968*

British Standards Institution, 1972 : Code of practice 2004, Foundations

Canadian Geotechnical Society, 1985 : Canadian Foundation Engineering Manual, 2nd edition, 460 pp., Bitech Publishers Ltd., 1985

Canadian Geotechnical Society, 1994 : Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations, 2de édition, 480 pp., Bitech Publishers Ltd., 1994

Combarieu O., 1996 : L'essai pressiométrique et la charge portante en pointe des pieux. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées,* N°203, Mai-Juin 1996, Réf. 4008, pp. 61-73

Cundall P.A. & Hart R., 1985 : Development of generalized 2D and 3D distinct element programs for modelling jointed rock. Itasca Consulting Group. Misc. Paper SL-85-1, U.S. Army Corps of Engineers

Cundall P.A., 1971 : A computer model for simulation progressive, large scale movements in blocky rock systems. *Int. Symp. on Rock Fracture, ISRM,* Nancy (France), Vol. 1, Paper n°II.8, 1971

Cundall P.A., 1980 : A generalized distinct element program for modelling jointed rock. Final technical report to European Research Office. U.S. Army, Contract DAJA37-79-C-0548. NTIS order n°AD-A087610/2

Deere D.U. & al., 1967 : Design of surface and Near-Surface Construction in Rock. *Failure and Breakage of Rock, Proc. 8th Symp. on Rock Mechnics,* American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, 1967, pp. 237-302

Duncan J.M. & Goodman R.E., 1968 : Finite Element Analysis of Slopes in Jointed Rock. *Contract Report S-68-3.* U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., Feb. 1968

Eurocode 7, 1994 : Eurocode 7 : Calculs géotechniques - Partie 1 : Règles générales. *Comité Européen de Normalisation,* Prénorme ENV 1997-1 : 1994. AFNOR, 123 pp.

Fadeev A.B., 1990 : Scale effects of rock stength Theme 1. *Proc. of the 1st Int. Workshop on scale effects in rock masses.* Loen / Norway / 7-8 june 1990, pp. 183-189

Fascicule 62 - Titre V du C.C.T.G, 1993 : Fascicule N° 62 - Titre V "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil", 182 pages. *Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux.* Ministère de l'Equipement, du Logement et des Transports

Frank R., 1984 : Etudes théoriques de fondations profondes et d'essais en place par autoforage dans les LPC et résultats pratiques (1972-1983). *Rapport de Recherche LPC* , N°128, 1984

Franklin J.A., Dusseault M.B., 1989 : Rock Engineering. Mc Graw-Hill

Franklin J.A., Dusseault M.B., 1991 : Rock Engineering Applications. Mc Graw-Hill

Goodman R.E., 1976 : Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rock. West, New York, pp. 472

Goodman R.E., 1989 : Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons

Goodman R.E., Taylor R.L., Brekkle T.L., 1968 : A Model for the Mechanics of Jointed Rock. *Journal of the Soil Mech. & Found. Division*, ASCE, Vol. 94, N° SM3, Proc. Paper 5937, May 1968, pp. 327-350

Grimstad E. & Barton N., 1993 : Updating the Q-System for NMT. *Proc. Int. Symp. on Sprayed concrete - Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support*, Fagernes. Publ Norwegian Concrete Assn., Eds : Opsahl & Berg

Hart R., Cundall P.A. & Lemos J., 1988 : Formulation of a three-dimensionnal distinct element model. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 25, pp. 117-126

Hoek E. & Brown E.T., 1980 : Underground excavation on rock. *The Institution of Mining and Metallurgy*, London

Hoek E. & Brown E.T., 1980b : A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. *J.Geotech. Engng. Div.*, ASCE Vol 106, (GT9), pp. 1013-1035

Hoek E. & Brown E.T., 1988 : The Hoek-Brown failure criterion. *15th Canadian Rock Mechanics Symposium*, Toronto, Canada

Hoek E., 1983 : Strength of jointed rock masses. *Geotechnique*, Vol 33, 3, pp. 187-223

Hoek E., 1990 : Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion,Technical Note. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 27, N°3, pp. 227-229

Hoek E., 1994 : Strength of Rock and Rock Masses. *Int. Soc. Rock Mech. News Journal*, Vol. 2, N°2, pp. 4-16, nov. 1994

Hoek E., Wood D. & Shah S., 1992 : Empirical Strength criterion for rock masses. *Proc. Rock characterization, Int. Soc. of Rock Mech. Symp.*, London. Eurock'92, J.A.Hudson (eds), 1992 Brit. Geol. Soc., pp. 209-214

Hornby P.G. & Lawrence W., 1987 : Development of mathematical modelling. *Techniques for coal mine design ACIRL*, 100 pp.

Horvath R.G. & Kenney T.C., 1980 : Results of tests to determine shaft resistance of rock-socketed drilled piers. *Int. Conf. on Structural Foundations on Rock* . Sydney / 7-9 May 1980, pp. 349-361

Houpert R., 1989 : La modélisation des massifs rocheux. *20ème anniversaire du Comité Français de Géologie de l'Ingénieur.* Paris, 16 mars 1989

Hudson J.A., 1993 : Comprehensive rock Engineering, Vol. 1-5. Hudson J.A. (eds), Publ. Pergamon Press, 1993

Hungr O. & Coates D.F., 1978 : Deformability of joints and its relation to rock foundation settlements. *Canadian Geotech.*, Journal Vol. °24 N°2, pp. 239-249, May 1978

Itasca, 1993 : Universal Distinct Element Code (UDEC), Version 2.0. Itasca Consulting Group Inc., 708 South Third Street Suite 310, Mineapolis, Minnesota 55415, USA

Jaeger J.C. & Cook N.G.W., 1981 : Fundamentals of Rock Mechanics. Chapman & Hall, 3ème édition

Jaeger J.C., 1971 : Friction of rocks and stability of rock slopes. *Geotechnique*, Vol 21, N°2, pp. 97-134

Jaeger J.C., 1972 : Rock Mechanics and Engineering. Cambridge University Press, 1972

Johnston I.W., 1994 : Movement of foundations on rock. *Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, Geotechnical Special Publication, N°40, Vol.2, pp. 1703-1717, ASCE

Kulhawy F.H., 1978 : Geomechanical model for rock foundation settlement. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers*, february 1978, Vol. 104, N°GT2, pp. 211-227

Lama R.D. & Vutukuri V.S., 1978a : Handbook on the Mechanical Properties of Rocks. Vol. I, Trans Tech Publications, Claustral, Germany, pp. 87-138

Lama R.D. & Vutukuri V.S., 1978b : Handbook on the Mechanical Properties of Rocks. Vol. II, Trans Tech Publications, Claustral, Germany, pp. 105-48

Lo K.Y., Ogawa T., Lukajic B. & Dupak D.D., 1991 : Measurements of strength parameters of concrete-rock contact at the dam-foundation interface. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 14, N°4, December 1991, pp. 383-394

Londe P., 1973 : The role of rock mechanics in the reconnaissance of rock foundations. *Qly J. Engng. Geol.* , Vol. 6/1

Londe P., 1994 : Le projet des grands ouvrages hydrauliques, La sécurité des barrages. *Conf.*, Bergamo, 6 octobre 1994, pp. 1-17

Maeda H., 1983 : Horizontal behaviour of pier foundation on a soft rock slope. *Proc. 5th ISRM Int. Cong. Rock Mech.*, Melbourne, 1983, T. 1, pp. C181-C184, Publ Rotterdam : AA Balkema 1983

Maury V., 1970 : Mécanique des milieux stratifiés, expériences et calculs. Dunod, Paris, 1970

Mizuno M., Fujisawa T. & Saito K., 1983 : A study on the correlation between dam foundation bedrock classification and in situ shearing test value. *Proc. 5th ISRM Int. Cong. Rock Mech.*, Melbourne, 1983, T. 1, pp. B9-B13. Publ Rotterdam : AA Balkema 1983

Muralha J. & Cunha A.P., 1990a : About LNEC experience on scale effects in the mechanical behaviour of joints. *Proc. of the 1st Int. Workshop on scale effects in rock masses.* Loen / Norway / 7-8 june 1990, pp. 131-148

Muralha J. & Cunha A.P., 1990b : Analysis of scale effects in joint mechanical behaviour. Theme 1. *Proc. of the 1st Int. Workshop on scale effects in rock masses.* Loen / Norway / 7-8 june 1990, pp. 191-200

National Cooperative Highway Research Program, 1991 : Manuals for the Design of Bridge Foundations. *Rapport 343, 308 pp.*, Transportation Reasearch Board, Washington D.C, 1991

Osterberg J.O. & Gill S.A., 1973 : Load transfert mechanisms for piers socketed in hard soils or rock. *Proc. 9th Canadian Rock Mech. Symp.*, Montreal, 1973, pp.235-62

Panet M. & al., 1976 : La mécanique des roches appliquées aux ouvrages de Génie Civil. Presses de l'ENPC, 235 pp.

Peck R.B. & al., 1974 : Foundation Engineering, 2nd edition. John Wiley & Sons, 1974, 514 pp.

PILATE, 1989 : Programme de calcul d'un pieu Isolé soumis à des efforts de flexion en tête et à des poussées LATérales de sol - Notice d'Utilisation - Version 10.4, novembre 1989

Pratt H.R., Black A.D. & Brace W.F., 1972 : The effect of specimen size on the mechanical properties of unjointed diotite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 9, N°4, pp. 513-529

Puech J.P., 1977 : Fondations d'ouvrages lourds sur pentes rocheuses. Nouvelles tendances. *Revue Travaux,* juillet-août 1977, pp. 9-13

Rachez X. & Durville J.-L., 1996 : Numerical modelling of a bridge foundation on a jointed rock slope with the distinct element method, *Int. Symp. EUROCK'96,* Torino, 2-5 sept 1996, Vol. 1, pp. 535-541, Balkema

Rachez X., 1993 : Etude de fondations rocheuses à l'aide du logiciel UDEC. *Rapport de DEA,* Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Rat M., 1994 : Communication personnelle

Rochet L., 1990 : Mécanique des massifs rocheux. *Université Européenne d'Eté sur les Risques Naturels : Mouvements de terrain.* Sion, Valais (Suisse), 1990

Rochet L., 1994 & 1996 : L'analyse de stabilité, Excavations (talus, versants), Fondations. *Travaux & Ouvrages en Milieu Rocheux, séminaire de formation continue de l'E.N.PC., 29-11/01-12-1994 & 11-13/06/1996*

Rode N., 1991 : Caractérisation et Modélisation des Massifs Rocheux Fracturés en blocs. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, 155 pp.

Rowe R.K. & Armitage H.H., 1986a : Theoretical solutions for axial deformation of drilled shafts in rock. *Canadian Geotech.,* Journal N°24, pp. 114-125, 1987

Rowe R.K. & Armitage H.H., 1986b : A design method for drilled piers in soft rock. *Canadian Geotech.,* Journal N°24, pp. 126-142, 1987

SAA Piling Code, 1978 : Rules for the Design and Installation of Piling. *Australian Standard,* AS 2159-1978, 45 pp., Standards Association of Australia, 80 Arthur St., Nth Sydney, N.S.W., 1978

Sage J.D., Aziz A.A. & Danek E.R., 1990 : Aspect of scale effects on rock closure. Theme 1., *Proc. of the 1st Int. Workshop on scale effects in rock masses.* Loen / Norway / 7-8 june 1990, pp. 175-180

Serafim J.L. & Pereira J.P., 1983 : Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. *Proc. Int. Symp. on enginering Geology and Underground Construction,* Lisbon, Vol. 1 (II), pp. 33-44

Sowers G.F., 1979 : Soil Mechanics anf Foundations : Geotechnical Engineering, 4th edition ; Chapter 10 : Foundations pp. 442-499, McMillan Publishing Co., Inc. , NYork ; Collier McMillan Publishers, London

Srivastana R.K., Jalota A.V. & Amir A.A.A., 1990 : Laboratory studies on shear behaviour and strength prediction of grout jointed sandstone. *Proc. of the 1st Int. Workshop on scale effects in rock masses,* Loen / Norway / 7-8 june 1990, pp. 149-154

Stille H. & Olsson L., 1982 : Rock Mechanical measurements at the excavation of underground station Huvudsta. *Proc. ISRM Symp. Caverns and pressure shafts,* Aachen, 1982

Tahiri, 1992 : Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts. *Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées,* 20 Mai 1992, 202 pp.

Talobre J.A., 1967 : La Mécanique des Roches. Dunod, 2ème éd., 1967, 442 pp.

Waltham A.C., 1994 : Foundations of Engineering Geology. Blackie Academic & Professsional, Publ. Chapman &Hall, 1994, 88 pp.

Winterkorn H.F. & Fang H.F., 1975 : Foundation Engineering Handbook. Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 148-66

Wittke W., 1990 : Rock Mechanics. Springer-Verlag

Wyllie D.C., 1992 : Foundations on Rock. E & FN Spon, Chapman & Hall, pp. 333

Yoshii Y., 1996 : UHV pylon foundation design for mountainous areas - Establishment of design methods based on full scale tests. *Proc. of the Int. Workshop on Rock Foundation,* Tokyo, Japan, 30 september 1995, pp.47-56. Eds. Yoshinaka & Kikuchi, Balkema, 1995

Yudhbir, Lemanza W. & Prinzl F., 1983 : An empirical failure criterion for rock masses. *Proc. 5th ISRM Int. Cong. Rock Mech.,* Melbourne, 1983, T. 1, pp. B1-8, Publ Rotterdam : AA Balkema, 1983

Bibliographie

Billaux D., Feuga B. & Gentier S., 1984 : Etude théorique et en laboratoire du comportement d'une fracture rocheuse sous contrainte normale, *Revue Française de Géotechnique,* N°26, 1er trimestre 1984, pp. 21-29, Presses de l'ENPC

Castro A.T., Lemos J.V., Pina C.A. & Silva H.S., 1993 : Identification of the deformability of an arch dam foundation, *Proc. Int. Soc. of Rock Mech. Symp.,* Lisboa, 21-24 june 1993, pp. 37-43, Eurock'93, Ribeiro e Sousa & Grossmann (eds), 1993, Balkema

Chappell B.A., 1990 : Rock Mass Characterization for Dam Foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, N°4, June 1990, pp. 625-646. Publ. American Society of Civil Engineers

Choubey V.D. & Chaudhari S., 1990 : Geotechnical appraisal of the foundation rock mass behaviour of Narmada Sagar Dam project, central India : a case study, *Canadian Geotech.,* Journal Vol. 28, N°1, pp. 148-159, Feb. 1991

Cunha A.P., 1993 : An overview of the Loen Workshop, *Proc. of the 2nd Int. W. on scale effects in rock masses,* Lisbon / Portugal / 25 june 1993, pp. 3-14

Douglas D.J., 1988 : Prediction study rock socketed piles, *5th Australia - New Zealand Conf. on Geomechanics*, Australian Geomechanics, Special Issue, Publ. : Institution of Engineers, Australia, aug. 1988, pp. 92-94

Fishman Yu.A., Ukhov S.B., Fadeev A.B., 1983 : Main principles and methods of investigations of in-situ rock masses, *Proc. 5th ISRM Int. Cong. Rock Mech.,* Melbourne, 1983, T. 1, pp. B69-B77, Publ Rotterdam : AA Balkema 1983

Gill S.A., 1980 : Design and construction of rock caissons. *Int. Conf. on Structural Foundations on Rock* . Sydney / 7-9 May 1980, pp. 241-252

Grenoble A., Amadei B. & Illangasekare T.H., 1987 : Stability analysis of concrete gravity dams on blocky rock foundations, *Institution of Mining and Metallurgy, CARE'88,* pp. 71-81

Kodikara J.K. & Johnston I.W., 1994 : Analysis of compressible axially loaded piles in rock. *Int. Jounal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* Vol. 18, pp. 427-437, John Wiley & Sons, 1994

Kulatilake P.H.S.W., 1993 : Scale effects on rock mass deformability, *Proc. of the Int. Conf. Geomechanics 93*, Hradec, Ostrava, Czech Republic, 28-30 sept. 1993, pp. 151-159, Geomechanics 93, Rakowski (eds), 1994 Balkema, Rotterdam

Kulhawy F.H. & Goodman R.E., 1980 : Design of foundations on discontinuous rock. *Int. Conf. on Structural Foundations on Rock* . Sydney / 7-9 May 1980, pp. 209-220

Londe P. & Le May Y., 1993 : Fondations rocheuses de barrages. *Commission Internationale des Grands Barrages,* Bulletin 88, 1993, 78 pp.

Londe P. & Tardieu B., 1975 : Practical Rock Foundation Design for Dams, *Proc. 16th Symp. Rock Mech. Design Methods in Rock Mech.*, Meet, Univ. of Minn., Minneapolis, Sept 22-24 1975, pp. 115-138, Publ. ASCE, N.York, 1977

McCreath R., 1991 : Use of nonlinear strength criteria in stability analyses of bridge foundation on jointed rock, *Transportation Research Record,* Washington D.C., 1991-01-01, N°1330, pp. 10-21

McNearny R.L. & Abel Jr J.F., 1993 : Large-scale Two-dimentional Block Caving Model Tests, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 30, N°2, pp. 93-109

Mgalobelov Yu.B. & Solovjeva L.D., 1991 : Three dimentional computational studies of limit state on rock foundation of concrete dams, *Proc. 7th ISRM Int. Cong. Rock Mech.,* Aachen, 1991, pp. 779-784, Publ Rotterdam, Balkema, 1991

Natau O., 1990 : Scale effects in the determination of the deformability and strength of rock, *Proc. of the 1st Int. Workshop on scale effects in rock masses,* Loen / Norway / 7-8 june 1990, pp. 77-88

Papaliangas T. & al., 1993 : The Effect of Frictional Fill Thickness on the Shear Strength of Rock Discontinuities, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 30, N°2, pp. 81-91

Rosso R.S., 1976 : A Comparison of Joint Stiffness, Measurements in Direct Shear, Triaxial Compression, and In Situ, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 13, pp. 167-172

Sales A.A., 1988 : The performance of rock socketed piles in low strength siltstone,*Western Australia, Main Roads Dpt, Australian Geomechanics,* Publ. : Institution on Engineers, Australia, 1988-12, N°16, pp. 9-18

Selvadurai A.P.S., 1980 : The elastic settlement of a rigid circular foundation anchored to a tranversely isotropic rock mass, *Int. Conf. on Structural Foundations on Rock,* Sydney / 7-9 may 1980, pp. 23-28

Serrano A. & Olalla C., 1994 : Ultimate Bearing Capacity of Rock Masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 31, N°2, pp. 93-106

Souley M. & Homand F., 1993 : Influence of joint constitutive laws on the stability of jointed rock masses. *Proc. Int. Soc. of Rock Mech. Symp., Lisboa, 21-24 june 1993.* Eurock'93, Ribeiro & al. (eds), 1993 Balkema, pp. 203-209

Table des matières

Partie A - Chapitre II
Les méthodes de dimensionnement de fondations au rocher

Partie A - Chapitre III
Réglementation française et étrangère
La pratique de la construction actuelle en France

PARTIE B : MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Partie B - Chapitre IV
La méthode de calcul par éléments distincts

Partie B - Chapitre V
Fondations superficielles sur terrains horizontaux

Partie B - Chapitre VI
Fondations semi-profondes sur terrains horizontaux

Partie B - Chapitre VII
Fondations semi-profondes sur versants fracturés

Partie B - Chapitre VIII
Fondations superficielles sur versants fracturés

Partie B - Chapitre IX
Passage 2D/3D et comparaison de différents types de fondations

Partie B - Chapitre X
Modèles simplifiés estimant la déformée et la charge limite d'un puits marocain soumis à un effort latéral

Liste des Figures

Chapitre O

Partie A - Chapitre I

Partie A - Chapitre II

Partie A - Chapitre III

Partie B - Chapitre IV

Partie B - Chapitre V

Partie B - Chapitre VI

Partie B - Chapitre VII

Partie B - Chapitre VIII

Partie B - Chapitre IX

Partie B - Chapitre X

Conclusion

Liste des Tableaux

Partie A - Chapitre I

Partie A - Chapitre II

Partie A - Chapitre III

Partie B - Chapitre V

Partie B - Chapitre IX

Partie B - Chapitre X

ANNEXES - PARTIE A

Annexe A.I
La déformabilité et la résistance des massifs rocheux

Annexe A.II
Les méthodes de dimensionnement de fondations au rocher

Annexe A.I
La déformabilité et la résistance des massifs rocheux

A.I.1 La classification géomécanique RMR (Rock Mass Rating)

Bieniawski (1974) a établi la classification RMR, qui est aujourd'hui largement utilisée. L'auteur a fait évoluer cette classification RMR de nombreuses fois (Bieniawski 1974, 1976, 1979, 1989).

Cette classification dépend des six paramètres suivants :

- la résistance à la compression simple de la roche,
- la fracturation du massif déterminée par le RQD (établie par Deere, 1963),

  Le RQD correspond au pourcentage de carottes de longueur supérieure à 10 cm obtenues dans un sondage d'un diamètre d'au moins 5 cm. Le RQD mesure la fracturation du massif, mais il est dorénavant insuffisant dans les études géotechniques, car il ne précise pas l'état et l'orientation des discontinuités.
- l'espacement des discontinuités,
- les caractéristiques des discontinuités,

  Elles précisent l'état des discontinuités (altération), le remplissage (matériau, épaisseur, ...), la rugosité des contacts, etc.
- les pressions interstitielles d'eau,

  Celles-ci sont utilisées pour les creusements de tunnels.
- l'orientation des discontinuités.

A chacun de ces paramètres est associé un nombre de points, le RMR est la somme de ces points. Il varie de 13 (RMR de 1974), de 18 (RMR de 1976), ou encore de 23 (RMR de 1989) pour des roches fortement fracturées et altérées à 100 pour des roches intactes exemptes de fissurations.

Remarque : Dans une étude sur la corrélation entre la classification des roches de fondation de barrage et les valeurs des essais de cisaillement in-situ, Mizuno et al. (1983) ont souligné le fait que cette classification devrait prendre en compte l'orientation des discontinuités en fonction de celle du chargement. Il ne faut pas se fier aveuglement aux valeurs du RMR pour en déduire des caractéristiques mécaniques du massif rocheux, celles-ci pourraient se révéler aberrantes dans certaines configurations.

Le RMR de 1974 (cf. tableau A.I.1) prenait en compte l'orientation des discontinuités. Mais certaines discontinuités, dont l'orientation était très défavorable à la stabilité, augmentaient tout de même le RMR de 3 points (+15 points si l'orientation des discontinuités était très favorable). Dans la nouvelle définition de 1979, Bieniawski a revu cette définition en ne donnant aucun point si l'orientation est favorable à la stabilité, et en enlevant jusqu'à 25 points pour des problèmes de fondation si les discontinuités sont très défavorables (cf. tableau A.I.2).

1	Uniaxial compressive strength of intact rock	> 200 MPa	100 - 200 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	< 25 MPa
	Rating	10	5	2	1	0
2	Drill core quality RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25% or highly weathered
	Rating	20	17	14	8	3
3	Spacing of joints	> 3 m	1 - 3 m	0,3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm
	Rating	30	25	20	10	5
4	Strike and dip orientations of joints	Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
	Rating	15	13	10	6	3
5	Condition of joints	Very tight: separation < 0,1 mm Not continuous		Tight: < 1 mm and continuous No gouge	Open: 1 - 5 mm Continuous Gouge < 5 mm	Open > 5 mm Continuous Gouge > 5 mm
	Rating	15		10	5	0
6	Ground water inflow (per 10 m of tunnel length)	None		< 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres/min
	Rating	10		8	5	2

B. ROCK MASS CLASSES AND THEIR RATINGS

Class No.	I	II	III	IV	V
Description of class	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock
Total rating	100 ← 90	90 ← 70	70 ← 50	50 ← 25	< 25

C. MEANING OF ROCK MASS CLASSES IN TUNNELLING

Class No.	I	II	III	IV	V
Unsupported span	5 m	4 m	3 m	1,5 m	0,5 m
Average stand-up time	10 years	6 months	1 week	5 hours	10 minutes

Tableau A.I.1 : Paramètres déterminant le RMR de 1974 (d'après Bieniawski, 1974)

	PARAMETER		RANGES OF VALUES						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		>2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces OR Gouge < 5 mm thick OR Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick OR Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	None	< 10 litres/min	10-25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125		
		OR Ratio $\frac{\text{joint water pressure}}{\text{major principal stress}}$	0	0.0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		OR General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

B. RATING ADJUSTMENT FOR JOINT ORIENTATIONS

Strike and dip orientations of joints		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
Ratings	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 20
Class No	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES

Class No	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	10 years for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2,5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of the rock mass	> 400 kPa	300 - 400 kPa	200 - 300 kPa	100 - 200 kPa	< 100 kPa
Friction angle of the rock mass	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°

Tableau A.I.2 : Paramètres déterminant le RMR de 1979 (d'après Bieniawski, 1979)

A.I.2 La classification géomécanique Q (Rock Mass Quality)

Cette classification Q, établie par Barton, Lien & Lunde (1974), est principalement appliquée aux ouvrages souterrains. Elle est fonction de six paramètres géomécaniques :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$$

où :

- RQD est le Rock Quality Designation,
- J_n est l'indice du nombre de discontinuités,

  pondération de J_n selon le nombre de discontinuités dans le massif,

- J_r est l'indice de la rugosité,
  pondération de J_r selon la rugosité des discontinuités,
- J_a est l'indice de l'altération des discontinuités,
  pondération de J_a selon l'altération des discontinuités,
- J_w est l'indice hydrogéologique,
  pondération de J_w selon la présence de l'eau, les pressions interstitielles,
- SRF est le Strength Reduction Factor,
  pondération de SRF selon les zones de faiblesse du massif entraînant des instabilités, des écroulements (tunnels).

Q varie de 0,001 pour des roches particulièrement mauvaises (fluantes, gonflantes) à 1000 pour des roches d'excellente qualité, exemptes de fissurations.

Dans une étude de synthèse, portant sur plus de 110 tunnels et mines, Bieniawski (1976) en est venu à la relation suivante entre le RMR et Q :

$$RMR = 9 \log_e Q + 44$$

A.I.3 Le Geological Strength Index (GSI)

Afin de déterminer les paramètres m_m et s du critère de rupture de Hoek & Brown d'un massif fracturé, Hoek (1994) définit le Geological Strength Index GSI, qui n'est autre qu'un RMR ou un Q retravaillé. Les définitions du RMR n'étant pas les mêmes selon leur année de parution, Hoek donne des correspondances pour les années 1976 et 1989.

RMR de 1976 :

En supposant le massif rocheux totalement sec (le paramètre correspondant à l'eau est donc fixé à 10), et en supposant une orientation de discontinuités favorable (paramètre correspondant fié à 0), Hoek propose la relation :

$$GSI = RMR_{1976} \quad \text{avec } RMR_{1976} > 18$$

Le RMR_{1976} étant limité à la valeur inférieure de 18, Hoek propose alors de déterminer le GSI à partir du Q pour des massifs rocheux peu résistants.

RMR de 1989 :

Le paramètre correspondant à un massif sec est fixé à 15 au lieu de 10, Hoek propose donc la relation :

$$GSI = RMR_{1989} - 5 \qquad \text{avec } RMR_{1989} > 23$$

Le RMR_{1989} étant limité à la valeur inférieure de 23, Hoek propose alors de déterminer le GSI à partir du Q pour des massifs rocheux peu résistants.

Pour des RMR_{1976} inférieurs à 18 ou des RMR_{1989} inférieurs à 23, Hoek définit le Rock Mass Quality modifié Q', où les termes SRF et J_w sont fixés à 1. On a alors la relation simple :

$$GSI = 9 \log_e Q' + 44 \qquad \text{avec} \qquad Q' = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a}$$

A.I.4 Critère de rupture de Hoek & Brown

Rock type	Class	Group	Texture: Course	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
				← Greywacke → (18)		
	Non-Clastic	Organic		← Chalk → 7		
				← Coal → (8-21)		
		Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists (10)	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
	Dark		Diorite (28)		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
			Norite 22			
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

Tableau A.I.3 : Constantes m_r de roches intactes pour déterminer le critère de rupture de Hoek & Brown (d'après Hoek, 1994)

GENERALISED HOEK-BROWN CRITERION

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$$

σ_1' = major principal effective stress at failure

σ_3' = minor principal effective stress at failure

σ_c = uniaxial compressive strength of *intact* pieces of rock

m_b, s and a are constants which depend on the composition, structure and surface conditions of the rock mass

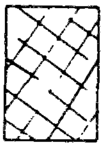
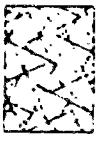
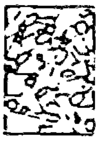
STRUCTURE		SURFACE CONDITION	VERY GOOD Very rough, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
	BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	m_b/m_i	0.60	0.40	0.26	0.16	0.08
		s	0.190	0.062	0.015	0.003	0.0004
		a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
		E_m	75,000	40,000	20,000	9,000	3,000
		ν	0.2	0.2	0.25	0.25	0.25
		GSI	85	75	62	48	34
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	m_b/m_i	0.40	0.29	0.16	0.11	0.07
		s	0.062	0.021	0.003	0.001	0
		a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.53
		E_m	40,000	24,000	9,000	5,000	2,500
		ν	0.2	0.25	0.25	0.25	0.3
		GSI	75	65	48	38	25
	BLOCKY/SEAMY - folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks	m_b/m_i	0.24	0.17	0.12	0.08	0.06
		s	0.012	0.004	0.001	0	0
		a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.55
		E_m	18,000	10,000	6,000	3,000	2,000
		ν	0.25	0.25	0.25	0.3	0.3
		GSI	60	50	40	30	20
	CRUSHED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks	m_b/m_i	0.17	0.12	0.08	0.06	0.04
		s	0.004	0.001	0	0	0
		a	0.5	0.5	0.5	0.55	0.60
		E_m	10,000	6,000	3,000	2,000	1,000
		ν	0.25	0.25	0.3	0.3	0.3
		GSI	50	40	30	20	10

Tableau A.I.4 : Estimation des constantes m_m/m_r (ou m_b/m_i d'après la notation originelle), s, a, du module de déformation E_m et du coefficient de Poisson ν pour le critère de rupture généralisé de Hoek & Brown d'un massif rocheux fracturé non perturbé par les travaux d'excavation (d'après Hoek, 1994)

<u>NB :</u> Le module de déformation E_m du massif rocheux est calculé à partir de la relation de Serafim et Pereira (1983) : $E_m = 10^{(RMR-10)/40}$

A.I.5 Ordres de grandeur des caractéristiques de discontinuités naturelles

Nous avons résumé dans le tableau A.I.5 les rares valeurs de raideurs normale et tangentielle de discontinuités naturelles relevées dans les références bibliographiques.

Ces valeurs dépendant fortement de la discontinuité, de sa préparation et de son altération, elles ne peuvent constituer qu'un ordre de grandeur.

Le rapport entre K_n et K_s oscille entre 2 et $10.K_s$ croît avec la contrainte normale (écrasement plus au moins fort des épontes qui change la raideur tangentielle).

Roches sédimentaires	φ_r (°)	d (°)	K_n MPa/mm	K_s (MPa/mm) σ_n (MPa)	 K_s
Calcaire d'Ottawa (Hungr, 78)			11-46	0,5-2,2	3-17
Calcaire (Bandis et al., 1983) Calcaire très légèrement altéré Calcaire altéré			 7,9-30,6 3,8-12,9	 0,2-1,8 0,3-1,5	 1,7-6,9 0,7-1,9
Barrage de Aslantas (Turquie) (Muralha & Cunha, 1990) Grès et mudstone sans remplissage remplissage de 1-3 mm d'argile remplissage de 10-20 mm d'argile	 26 18 14	 11 9 6	 $2K_s$ $< K_n <$ $4K_s$	?	0,5-2
Grès de Nepean (Hungr & al, 78)	32	7	13-25	0,5-2,2	5-20
Roches métamorphiques	φ_r (°)	d (°)	K_n MPa/mm	K_s (MPa/mm) σ_n (MPa)	 K_s
Interface (Lo & al., 91) Gneiss / béton				 0,35-1,4	 1,8-4
Schiste (Muralha & Cunha, 90) Schiste vert aire comprise entre 20 et 40 cm^2 aire compr. entre 220 et 240 cm^2 Schiste argileux aire comprise entre 20 et 40 cm^2 aire compr. entre 180 et 220 cm^2	φ_{pic} (°) 26-47 25-43				 1-12 2-4 1-7 2-3
Ardoise (Bandis et al., 1983) Ardoise saine Ardoise altérée			 24,1-46,5 11,6-13,8	 0,5-2,3 0,4-1,5	 5,6-12,6 0,6-1,3
Roches magmatiques	φ_r (°)	d (°)	K_n MPa/mm	K_s (MPa/mm) σ_n (MPa)	 K_s
Dolérite (Bandis et al., 1983) Dolérite très légèrement altérée Dolérite altérée			 21,7-26,7 8,1-13,4	 0,3-2,1 0,3-1,1	 1,8-5 0,9-2,2
Granite (Muralha & Cunha, 90) discontinuité horizontale fractures verticales	φ_{pic} (°) 38-46 23-42	c (kPa) 60-160 20-150			2-7

Tableau A.I.5 : Ordres de grandeur des caractéristiques de discontinuités naturelles

Annexe A.II
Les méthodes de dimensionnement de fondations au rocher

A.II.1 Détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle par la méthode pressiométrique

TYPE DE SOL	EXPRESSION DE k_p
Argiles et limons A, craies A	$\left[1+0,27.\left(0,6+0,4\frac{B}{L}\right)\frac{D_e}{B}\right]$
Argiles et limons B	...
Argiles C	...
Sables A	...
Sables et graves B	...
Sables et graves C	...
Craies B et C	$1,0.\left[1+0,27.\left(0,6+0,4\frac{B}{L}\right)\frac{D_e}{B}\right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$1,0.\left[1+0,27.\left(0,6+0,4\frac{B}{L}\right)\frac{D_e}{B}\right]$

Tab. A.II.1 : Valeurs du coefficient de portance k_p pour une fondation superficielle (Fascicule 62, 1993)

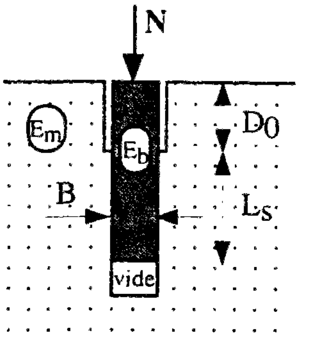
A.II.2 Le tassement de fondations superficielles - approche milieu élastique homogène isotrope

	Circ.	Rectangulaire						
H/B	diam. B	L/B 1	L/B 1,5	L/B 2	L/B 3	L/B 5	L/B 10	L/B ∞
0,1	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
0,25	0,24	0,24	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
0,5	0,48	0,48	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
1,0	0,70	0,75	0,81	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83
1,5	0,80	0,86	0,97	1,03	1,07	1,08	1,08	1,08
2,5	0,88	0,97	1,12	1,22	1,33	1,39	1,40	1,40
3,5	0,91	1,01	1,19	1,31	1,45	1,56	1,59	1,60
5,0	0,94	1,05	1,24	1,38	1,55	1,72	1,82	1,83
∞	1,00	1,12	1,36	1,52	1,78	2,10	2,53	∞

Tab. A.II.2 : Valeurs du coefficient de forme C'_d en fonction de la profondeur H du substratum pour le calcul du tassement du centre de fondations

A.II.3 Tassement d'un pieu dû à l'interface rocher / béton

$$s = RF \frac{N.I}{B.E_m}$$



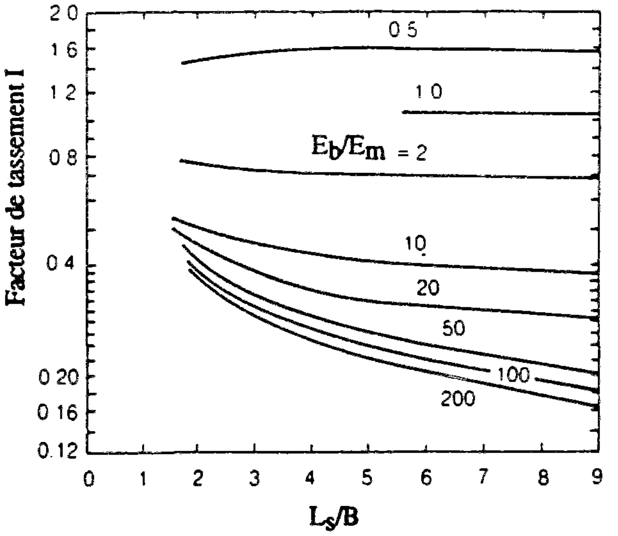


Fig. A.II.1 : Facteur de tassement I (d'après Pells et Turner, 1979)

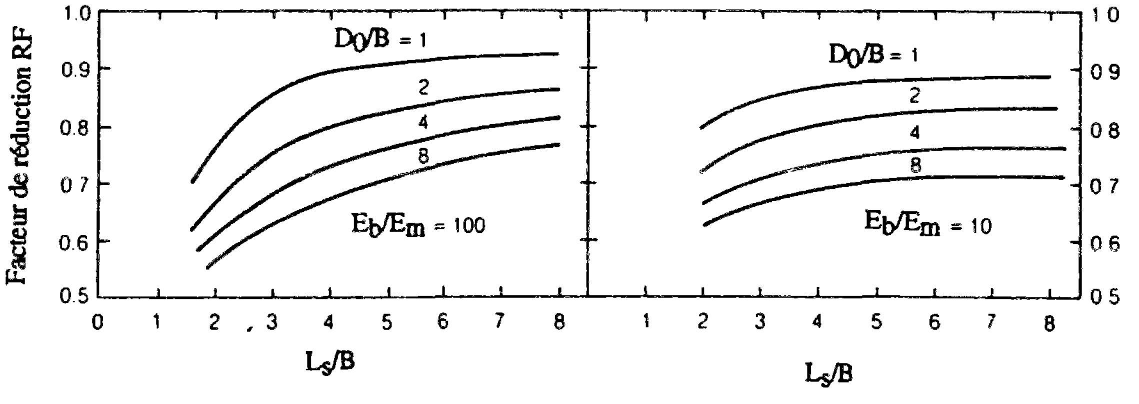
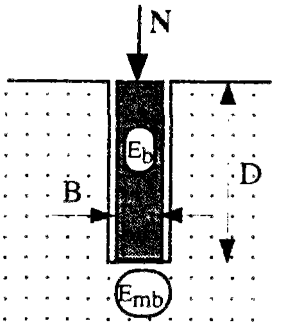


Fig. A.II.2 : Facteur de réduction RF (d'après Pells et Turner, 1979)

A.II.4 Tassement d'un pieu dû à sa base uniquement

$$s = \frac{4N}{\pi . B^2}\left(\frac{D}{E_b} + \frac{RF' . C_d . B . (1 - \nu^2)}{E_{mb}}\right)$$



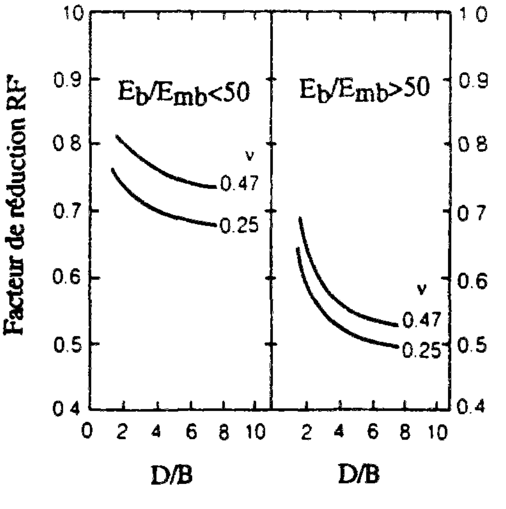


Fig. A.II.3 : Facteur de réduction RF' (d'après Pells et Turner, 1979)

A.II.5 Tassement d'un pieu dû à son interface et à sa base

$$s = \frac{N.I'}{B.E_m}$$

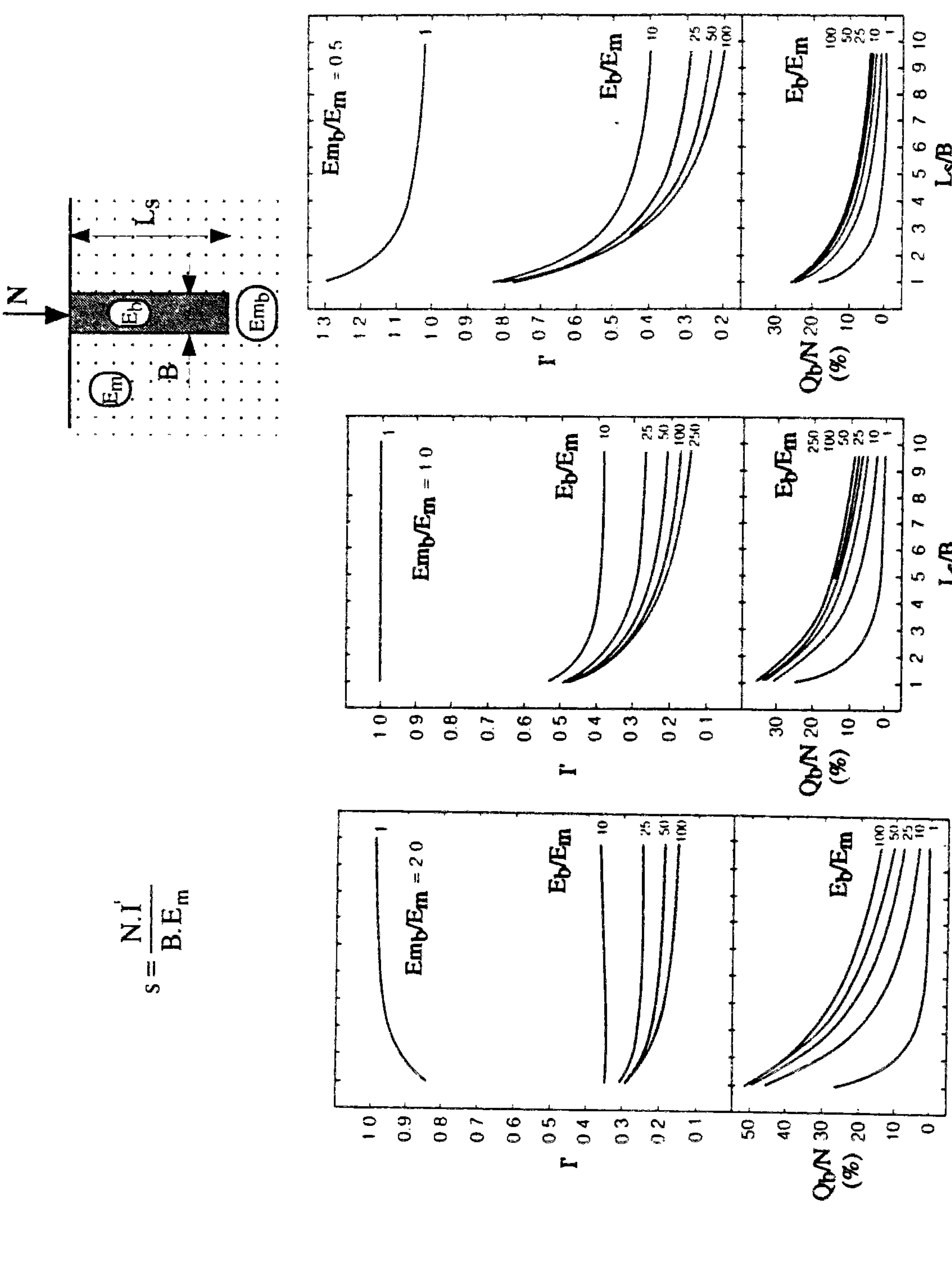


Fig. A.II.4 : Facteurs de tassement I' et rapports entre la charge normale N et la charge Q_b reprise par la base du pieu

(d'après Rowe et Armitage, 1987)

ANNEXES - PARTIE B

Annexe B.IV
La méthode des éléments distincts
Présentation du logiciel UDEC

B.IV.1. Le calcul selon UDEC : la procédure de résolution explicite

Le temps intervient de manière explicite dans la résolution des équations de mouvement. Les paramètres physiques calculés à l'instant "t" pour chaque élément, sont déduits des paramètres correspondants à l'instant précédent "t-1". L'interdépendance des variables n'est vérifiée que sur un intervalle de temps très court, tel que les perturbations qui se propagent à travers le système pendant cet intervalle ne puissent être transmises qu'aux blocs adjacents, et non pas à tout le système (Itasca, 1993).

Un pas de temps de calcul Δt_n est donc défini pour satisfaire le critère de stabilité des déformations internes (blocs déformables), et un pas de temps de calcul Δt_b pour satisfaire la stabilité des déplacements relatifs aux blocs (discontinuités) :

$$\Delta t_n = 2 \,.\, \min\sqrt{\frac{m_i}{K_i}}$$

où m_i est la masse associée au nœud i d'un bloc,
K_i est une fonction complexe de la raideur des blocs avoisinant le nœud i,

$$\Delta t_b = f \,.\, \sqrt{\frac{m_{min}}{K_{max}}}$$

où m_{min} est la masse du bloc le plus léger du système,
K_{max} est la plus grande raideur du système,
f est un coefficient que l'on peut changer manuellement pour accélérer les calculs (quand on a beaucoup de petits blocs) ou de ralentir les calculs (pour que le logiciel ait le temps de reconnaître les nouveaux contacts).

Le logiciel choisit automatiquement le pas de temps Δt tel que :

$$\Delta t = \min(\Delta t_n \,,\, \Delta t_b)$$

Du fait que Δt soit proportionnel aux petites masses, et à l'inverse des plus grandes raideurs du système, les temps de calculs engendrés peuvent être considérablement longs. C'est un des inconvénients de cette méthode explicite. Par contre, elle évite la détermination simultanée de plusieurs inconnues, et les manipulations de grosses matrices. Elle est donc rapide et peut modéliser sans difficulté des comportements non linéaires en fonction du temps.

B.IV.2. Les équations de mouvement et la stabilisation numérique

Les équations du mouvement des blocs sont données par la seconde loi de Newton à laquelle est ajouté un terme d'amortissement proportionnel à la vitesse des blocs, afin d'éliminer les oscillations irréalistes du système, et de converger ainsi vers un état d'équilibre.

$$F = m.\ddot{U} + C.\dot{U}$$

avec	$\ddot{U}(\dot{U})$	:	accélération (vitesse) du bloc
	F	:	force appliquée
	m	:	masse du bloc
	C	:	terme d'amortissement mécanique

Pour les problèmes statiques, il est fait en sorte que les calculs intègrent dans le temps les équations jusqu'à ce que les composantes dynamiques soient amorties. Le choix des coefficients d'amortissement (automatique ou manuel dans UDEC) est primordial pour que les calculs convergent.

B.IV.3. La modélisation des blocs et des contacts

Les blocs peuvent être rigides, semi-déformables ou déformables. Les blocs semi-déformables sont globalement rigides, mais leurs contours sont susceptibles de se déformer. Les blocs déformables sont discrétisés en zones triangulaires régulières ou non, à l'aide d'un maillage par différences finies, et définissent un milieu continûment déformable. Les relations contrainte / déformation de la matrice rocheuse sont régies par les équations de l'élasticité, ou celles de l'élastoplasticité, avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb.

Le contact dans UDEC est créé à chaque angle en liaison avec un autre angle ou une arête des autres blocs. Pour pouvoir bien définir le contact et éviter une concentration de contraintes au niveau des points discrets angle/arête ou angle/angle, l'angle des blocs est représenté par un arrondi.

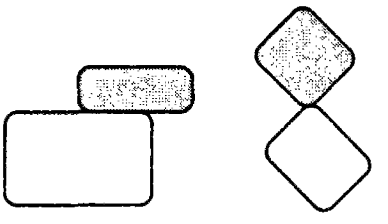


Fig. B.IV.1 : Contacts

La courbure de l'arrondi n'intervient que dans le calcul des contacts. Une valeur trop importante de la courbure reviendrait à surévaluer l'écrasement de la roche au niveau des discontinuités, et donc entraînerait de faux calculs. Il faut donc veiller à choisir le rayon de courbure de l'ordre de 1 % de la dimension caractéristique des blocs du système (Itasca, 1993).

Dans le cas de la pénétration de deux blocs initialement sans contact commun, le logiciel ne reconnaît pas instantanément les limites des blocs. Ils s'ignorent et s'interpénètrent, ce qui bien sûr n'est pas physiquement représentable. Une fonction qui limite la pénétration des blocs est définie. La profondeur maximale de pénétration est fixée automatiquement à 35 fois la valeur de l'arrondi, mais il reste toutefois possible de changer manuellement cette valeur.

NB : Il n'est pas possible de définir qu'une seule valeur d'arrondi pour tout le modèle. Ceci n'est pas très pratique lorsque coexistent des grands et des petits blocs dans le modèle. Il faut choisir une valeur moyenne de l'arrondi.

B.IV.4. Les lois de comportement des joints

La déformabilité des joints est représentée par un système ressort-patin situé au point de contact entre blocs. Elle est régie par des relations contrainte / déplacement permettant d'évaluer les contraintes normale et tangentielle entre blocs :

$$\delta\sigma_{n,s} = K_{n,s} \cdot \Delta U_{n,s}$$

avec :

$\delta\sigma_{n,s}$ variation de la contrainte normale (tangentielle)

$\Delta U_{n,s}$ variation du déplacement normal (tangentiel)

$K_{n,s}$ coefficient de raideur normale (tangentielle)

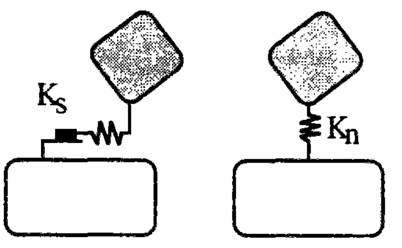


Fig. B.IV.2 : Ressort-patin

Plusieurs comportements mécaniques sont modélisables :

- la loi élastique linéaire où les coefficients de raideur K_n et K_s sont constants (cf. figure B.IV.3),
- la loi élastoplastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb ($\tau \leq c + \sigma_n . \tan \varphi$) (cf. figure B.IV.4),
- la loi d'endommagement continu.

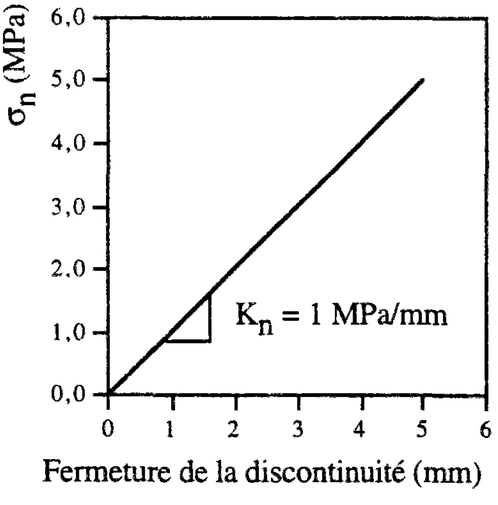


Fig. B.IV.3 : Comportement normal élastique linéaire

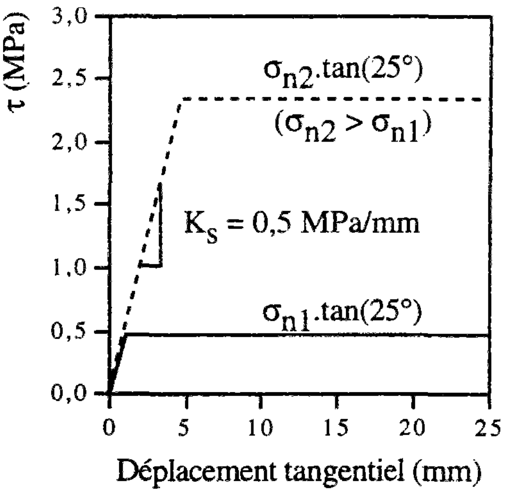


Fig. B.IV.4 : Comportement tangentiel avec critère de rupture de Mohr-Coulomb

Cette loi d'endommagement continu simule :

- la fermeture d'une discontinuité rocheuse sous contrainte normale (cf. figure B.IV.5),
- le cisaillement des épontes et l'effet dilatant d'une discontinuité rocheuse sous effort tangentiel (cf. figure B.IV.6).

Pour simuler la fermeture d'une discontinuité rocheuse, le logiciel UDEC comporte une option qui permet d'augmenter la raideur de la discontinuité avec la contrainte normale σ_n, c'est-à-dire avec sa fermeture. La raideur a pour équation :

$$\forall \sigma_n / \quad 0 \leq \sigma_n \leq \sigma_{n.min} \qquad K_n = K_{n.min}$$
$$\forall \sigma_n / \quad \sigma_{n.min} \leq \sigma_n \leq \sigma_{n.max} \qquad K_n = a_n . \sigma_n^p$$
$$\forall \sigma_n / \quad \sigma_{n.max} \leq \sigma_n \qquad K_n = K_{n.max}$$

où a_n et p sont les paramètres du modèles
avec $K_{n.min}$, limite inférieure et $K_{n.max}$, limite supérieure de la raideur.

D'après les essais de fermeture de discontinuités rocheuses (Bandis & al., 1983), nous savons que p est généralement compris entre 2 et 3. Il ne reste alors plus qu'à choisir a_n, $K_{n.min}$ et $K_{n.max}$ de manière à avoir une discontinuité qui est supposée ouverte sous une contrainte $\sigma_{n.min}$, supposée fermée sous une contrainte $\sigma_{n.max}$, et qui ait une fermeture totale qui convienne.

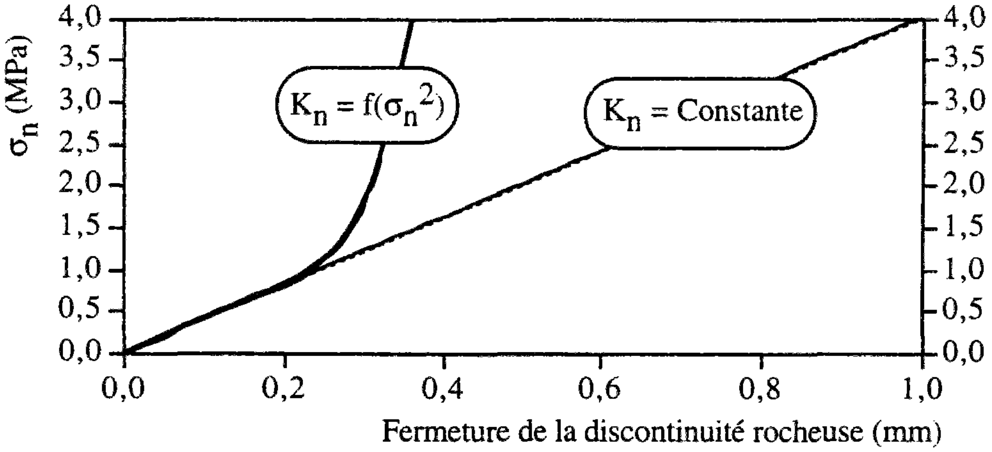


Fig. B.IV.5 : Fermeture d'une discontinuité rocheuse

La figure B.IV.5 représente un exemple de fermeture de discontinuité. La raideur choisie varie en fonction du carré de la contrainte normale, cette raideur est limitée à 4 MPa/mm pour une contrainte normale inférieure à 1 MPa, et à 40 MPa/mm pour une contrainte normale supérieure à 2,5 MPa. Cette discontinuité présente alors une fermeture d'environ 0,4 mm sous une contrainte normale de 4 MPa, au lieu de 1 mm pour la discontinuité à raideur constante de 4 MPa/mm.

La loi d'endommagement continu sous cisaillement a été proposée par Cundall et Hart (1985). Elle simule le mécanisme intrinsèque de la rupture progressive d'une discontinuité dilatante sous cisaillement. La résistance au cisaillement a pour équation (K_s est ici constant en fonction de σ_n) :

avant le pic de résistance : $\tau = F.K_s.U_s$

après le pic de résistance : $\tau_m = \sigma_n.\tan(\varphi_{eff})$

où :

- F est le facteur d'endommagement,
- φ_{eff} est le frottement effectif, fonction du frottement initial avant tout cisaillement, du frottement résiduel quand toutes les épontes ont été cisaillées, et de la rugosité.

Cette loi complexe est délicate à mettre en oeuvre (Rode, 1991). Il est difficile de simuler une discontinuité naturelle dont les résultats ont été obtenus à partir d'un essai de cisaillement. La seule valeur qui soit facile à choisir est la valeur du frottement résiduel obtenue lors de l'essai de cisaillement. Les autres paramètres (frottement initial, rugosité, raideur tangentielle) ont tous une influence sur le pic de résistance au cisaillement, le déplacement tangentiel et le déplacement normal, pour lesquels ce pic de résistance est atteint.

Pour choisir le comportement sous effort latéral d'une discontinuité rocheuse dilatante, la façon la plus adaptée est de faire quelques essais de cisaillement numériques, et de faire varier les paramètres de manière à rapprocher les résultats de l'essai de cisaillement de la discontinuité naturelle.

La figure B.IV.6 représente quelques exemples de cisaillements numériques de discontinuités à endommagement continu.

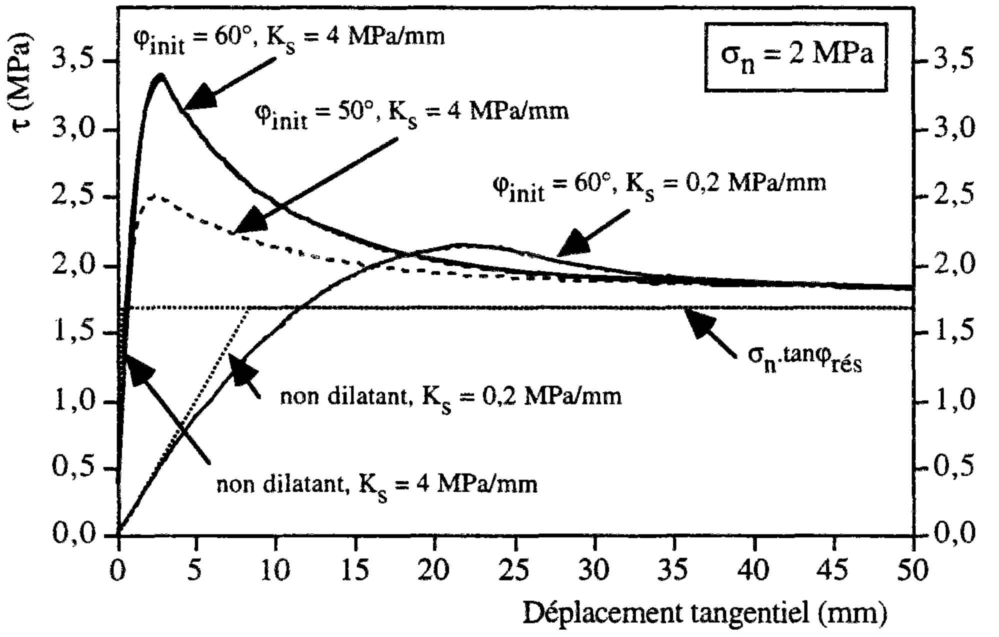


Fig. B.IV.6 : Courbes $\tau = f(U_s)$ obtenues lors d'essais de cisaillement numériques (rugosité = 1 cm, frottement résiduel $\varphi_{rés}$ = 40°, K_n = 4 MPa/mm)

Le pic de résistance est fonction de K_s et du frottement initial φ_{init}. Le déplacement tangentiel pour atteindre ce pic dépend de K_s.

Annexe B.V
Fondations superficielles sur terrains horizontaux

B.V.1. Le tassement de fondations superficielles

B.V.1.a. Présentation du modèle

Pour des raisons de résolution numérique, l'assemblage de blocs est posé sur un élément fixe horizontal et est limité latéralement par deux autres éléments fixes (cf. figure V.1). La largeur du massif (112 m) est suffisamment grande par rapport à celle de la semelle (14 m) pour que ce massif soit supposé infini et que les effets de bords soient négligés. Afin de permettre, au niveau des éléments latéraux, de grands déplacements du massif lors de sa consolidation, le frottement entre ces éléments et le massif est fixé à 0°.

B.V.1.b. Résultats numériques

A K_n et K_s fixées, le tassement du massif sous le centre de la fondation est relevé en fonction de la pression N/B sous la semelle (supposée uniforme), pour différentes inclinaisons α . Le tassement est linéaire en fonction de la pression sous la semelle (cf. figure B.V.1).

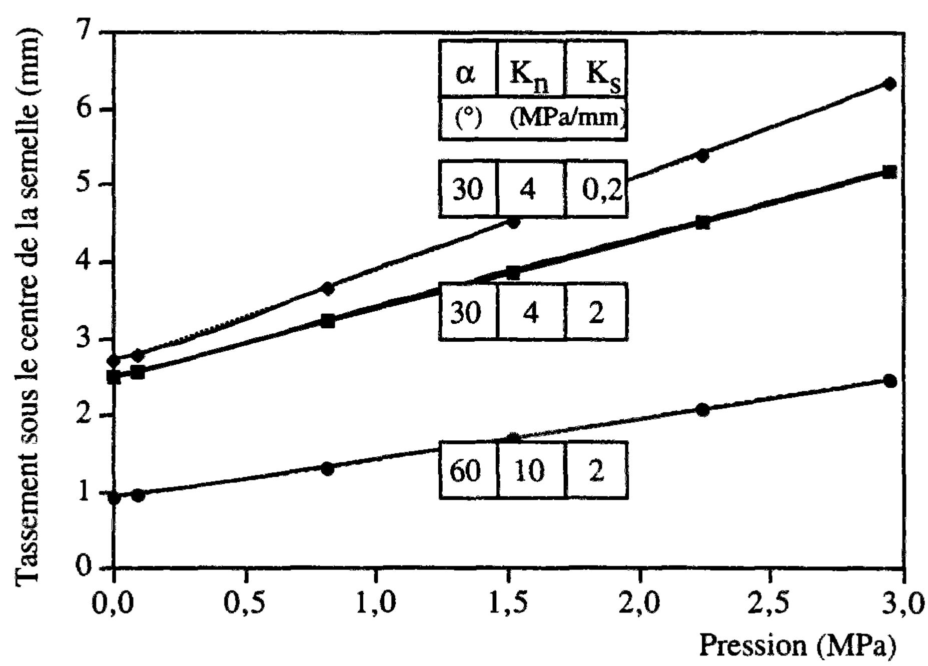


Fig. B.V.1 : Tassement du massif sous le centre de la fondation en fonction de la pression uniforme sous la semelle pour différentes valeurs de α, K_n et K_s.

B.V.1.c. Influence de la dilatance

Dans la nature, les discontinuités ne sont pas parfaitement horizontales ou verticales, elles ne sont pas non plus parfaitement lisses. Nous pouvons améliorer le modèle numérique dont les résultats sont présentés § V.1 en considérant des discontinuités dilatantes.

Deux nouveaux types de joints sont donc introduits dans les deux familles de discontinuités (cf. figure B.V.2) :

- un joint avec un frottement résiduel de 40° et un angle de frottement au pic de 60°,
- un joint avec un frottement résiduel de 40° et un angle de frottement au pic de 50°.

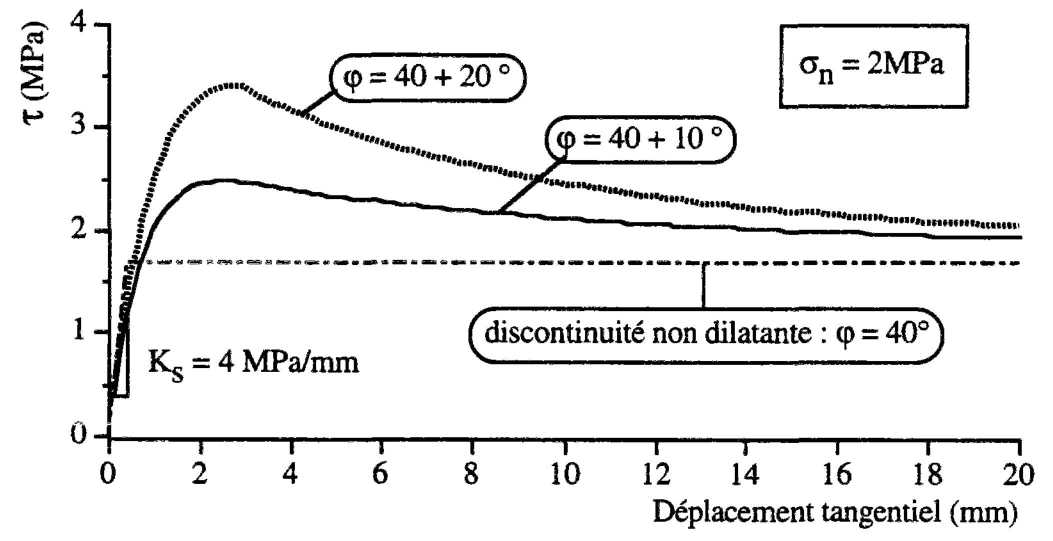


Fig. B.V.2 : Courbes Effort tangentiel - Déplacement tangentiel des discontinuités obtenues par des essais de cisaillement "numériques" sous σ_n = 2 MPa

La résistance au pic de cisaillement est mobilisée très rapidement, après 2-3 mm de déplacement tangentiel. Après le cisaillement total des aspérités (le terme de rugosité introduit dans UDEC est de 10 mm), le joint φ = 40+20° s'écarte d'environ 3,3 mm, alors que le joint φ = 40+10° se soulève de 1,6 mm.

Le tassement du massif sous le centre de la semelle est toujours linéaire en fonction de la pression sous la semelle. Les raideurs normales équivalentes peuvent donc encore être définies. Elles sont tracées sur la figure ci-dessous en fonction de l'inclinaison α.

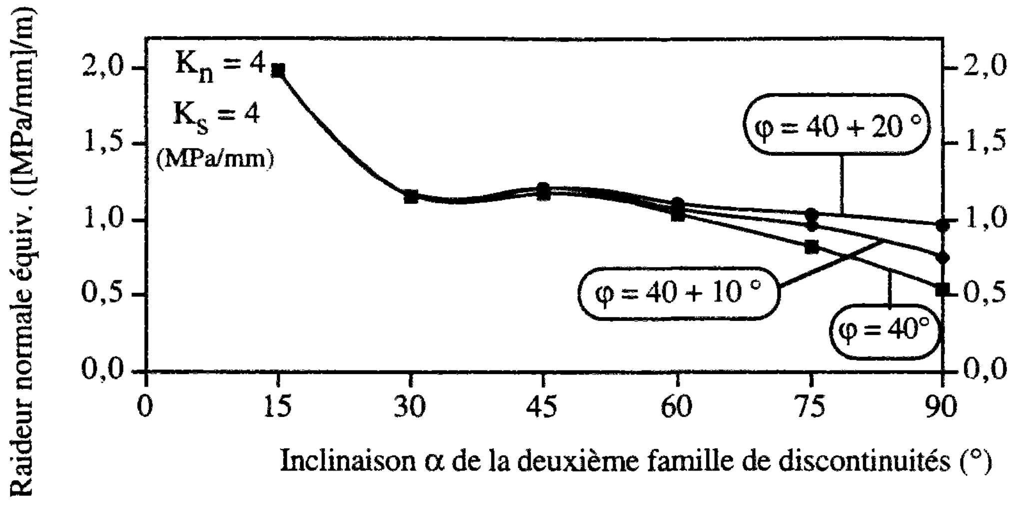


Fig. B.V.3 : Influence de la dilatance sur la raideur normale équivalente en fonction de l'inclinaison α

La figure montre que pour des inclinaisons inférieures à 45°, le comportement dilatant des discontinuités n'a aucune influence sur le tassement de la fondation. Par contre, plus la deuxième famille est inclinée, plus le rôle de la dilatance prend de l'importance, et plus le modèle est rigide.

Lors de la consolidation du modèle α = 90°, les blocs se déplacent le long des fractures verticales, mais la rugosité mobilise latéralement les blocs. Par effet de dilatance empêchée (la largeur du modèle est fixée), il y a apparition de contrainte horizontale.

Ceci est vérifié sur la figure ci-dessous, où l'allure de la raideur normale équivalente est tracée en fonction de α pour deux discontinuités dilatantes de K_S, de 2 et 4 MPa/mm, et pour les deux discontinuités non dilatantes correspondantes.

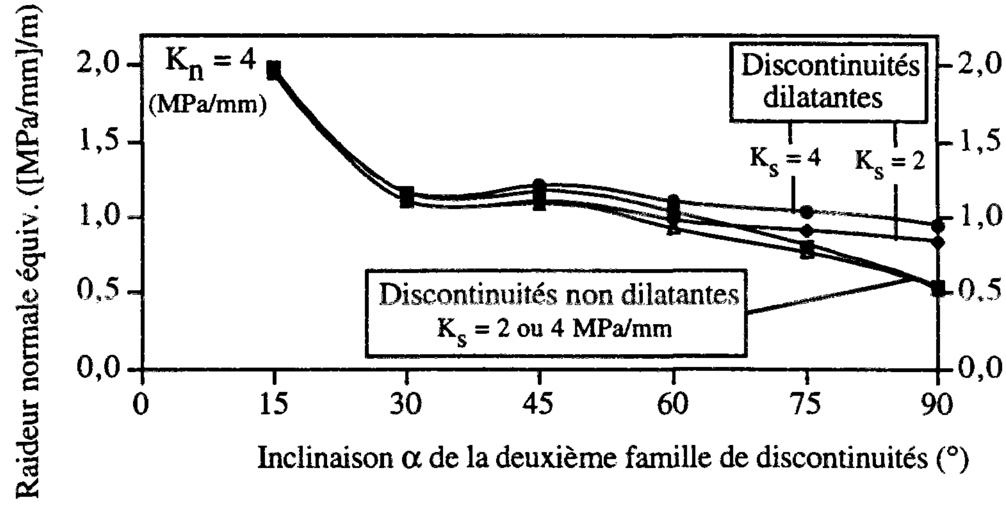


Fig. B.V.4 : Effet de la dilatance sur l'influence du K_S sur la raideur normale équivalente

Dans le cas de discontinuités dilatantes, une contrainte horizontale s'exerce sur les fractures verticales. Le tassement se trouve aussi lié au K_s. C'est encore une influence très faible par rapport à celle induite par le K_n. Mais rappelons que nous avons choisi de représenter deux familles de mêmes caractéristiques mécaniques dans nos modèles. Si nous devions modéliser une famille horizontale de faibles caractéristiques par rapport à celles de la famille inclinée, le rapport entre le K_n de la famille horizontale et le K_s de la famille inclinée serait inversé. L'influence du K_s de la famille inclinée ne serait alors plus négligeable.

Afin de mieux analyser le rôle de la contrainte horizontale, le modèle initial a été modifié, en libérant les deux éléments latéraux, et en leur appliquant une force horizontale de manière à ce que la contrainte horizontale σ_h soit équivalente à 0,5 σ_v. La raideur normale équivalente des modèles reste inchangée, sauf pour le cas $\alpha = 90°$ où il y a une très faible augmentation. Par exemple, pour le couple (K_n = 10, K_s = 2), la raideur normale équivalente passe de 1,3 à 1,5 [MPa/mm]/m, variation qui peut être considérée comme négligeable.

Nous pouvons conclure ici que le rôle de la dilatance dans une étude de tassement de fondation sur terrain horizontal n'est pas primordial. L'influence des raideurs K_n et K_s est plus importante. Certes, la raideur équivalente est quand même doublée pour le cas α=90°, mais celui-ci constitue un cas numérique particulier, où la dilatance empêchée crée une contrainte horizontale, qui n'existe pas dans le modèle numérique à discontinuités non dilatantes.

B.V.1.d. Influence de la loi de fermeture des discontinuités

Dans les figures ci-dessous sont représentées la variation de K_n et la fermeture de la discontinuité modélisée dans le § V.1.c, en fonction de la charge normale qui lui est appliquée.

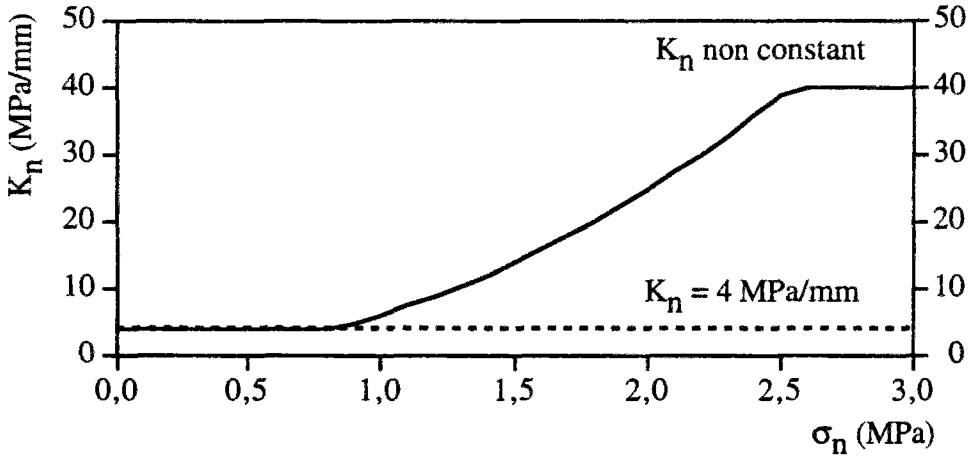


Fig. B.V.5 : Variation de la raideur normale K_n en fonction de la contrainte normale

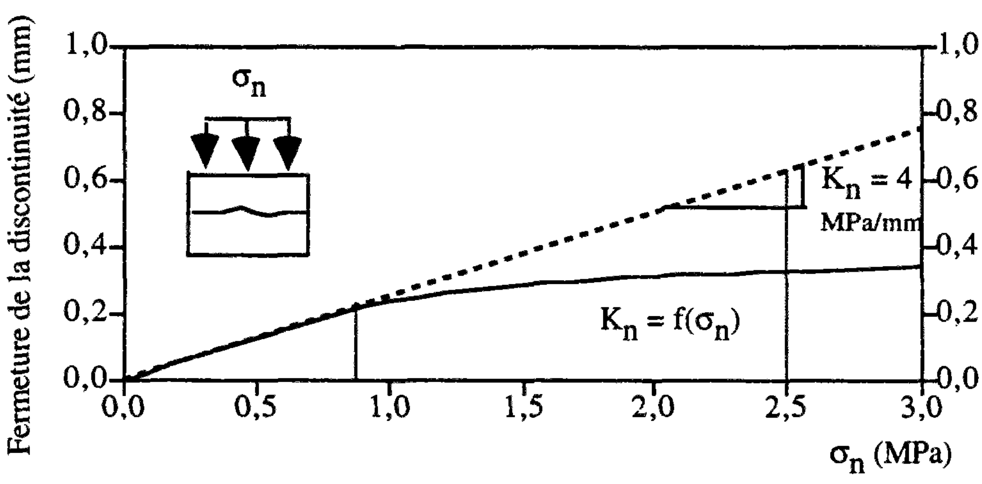


Fig. B.V.6 : Fermeture de la discontinuité rocheuse sous contrainte normale

Pour une loi de fermeture linéaire, la discontinuité se ferme indéfiniment alors que, pour la loi de fermeture asymptotique choisie, la discontinuité se ferme très rapidement de 0,3 mm, pour atteindre une fermeture totale d'environ 0,4 mm.

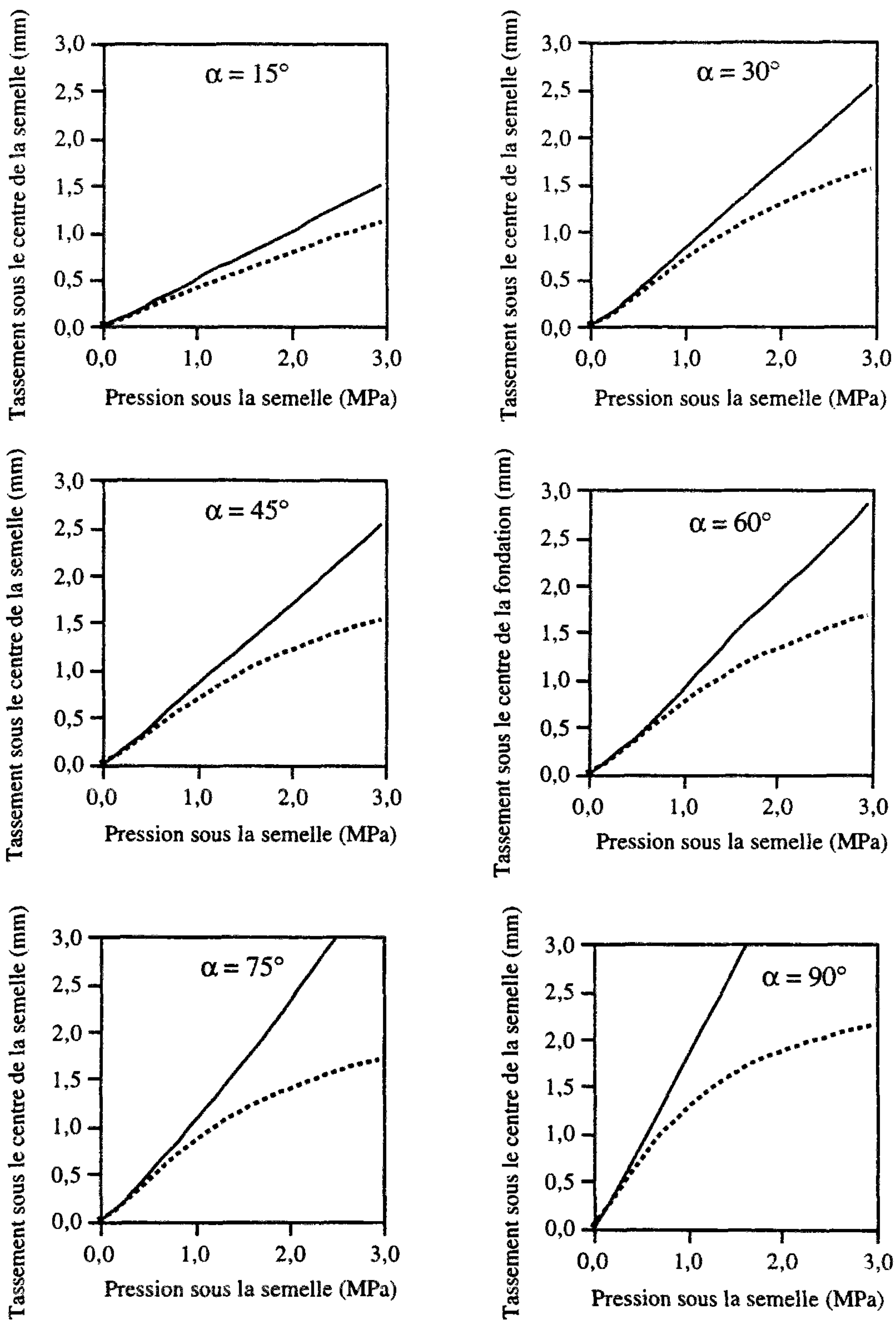


Fig. B.V.7 : Tassement du massif sous le centre de la semelle pour différents α pour les discontinuités, à K_n constant (4 MPa/mm, en trait continu), et à K_n variable (tireté)

B.V.2. Le mode de rupture d'une fondation superficielle reposant sur un système à deux blocs

B.V.2.a. Analyse bidimensionnelle

B.V.2.a.1. Présentation du modèle

pour $\delta = 0°$

$$\boxed{Z = -W_2 \frac{\sin(\alpha_2 + \varphi).\sin(\alpha_1 + \alpha_3 - 2\varphi)}{\sin(\alpha_2 - \alpha_3 + 2\varphi).\sin(\alpha_1 - \varphi)} - W_1}$$

avec :

$$W_2 = \frac{1}{\tan\alpha_2} - \frac{1}{\tan\alpha_3} \qquad \text{et} \qquad W_1 = \frac{1}{\tan\alpha_1} + \frac{1}{\tan\alpha_3}$$

NB: pour obtenir la charge Z^* en Newton, la charge Z adimensionnelle doit être multipliée par le terme $\gamma h^2/2$ (γ étant le poids volumique).

B.V.2.a.2. Etude de sensibilité de l'analyse 2D

Nous présentons ici les résultats de l'analyse de sensibilité introduite au § V.2.a.2.

Influence de l'angle α_1

Soient les trois modèles représentés schématiquement ci-dessous, pour trois valeurs α_1 de 30, 45 et 60° (α_3 étant fixé à 90°, δ à 0° et φ à 20°).

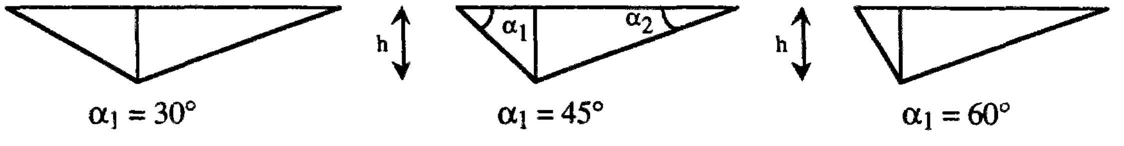


Fig. B.V.8 : Schéma des trois modèles pour différentes valeurs de α_1

La charge Z adimensionnelle est tracée (cf. figure B.V.9) en fonction de α_2 pour les trois valeurs de α_1.

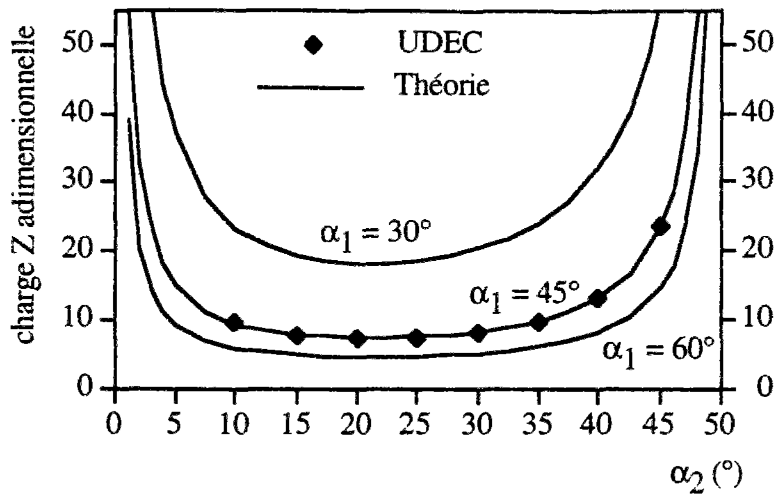


Fig. B.V.9 : Influence de l'angle α_1 ($\alpha_3 = 90°$, $\delta = 0°$, $\varphi = 20°$)

Il existe une stabilité infinie quel que soit α_1 pour α_2 supérieur à (α_3-2φ).

Plus α_1 est grand, c'est-à-dire plus la discontinuité P1 délimitant le dièdre (I) est inclinée, plus le système est instable. Pour un α_2 de 20°, le système est trois fois plus stable avec α_1 de 30°, que avec α_1 de 60°.

Influence de l'angle α_3

Soient les trois autres modèles représentés ci-dessous pour différentes valeurs de α_3 (α_1 étant fixé à 45°, δ à 0° et φ à 20°).

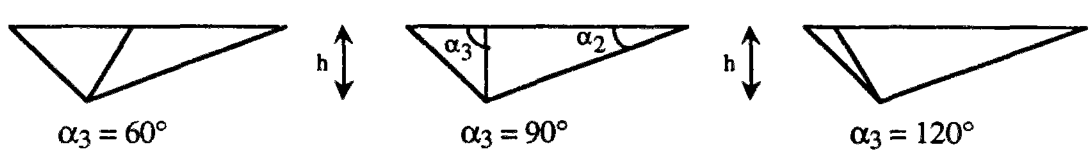


Fig. B.V.10 : Schéma des trois modèles pour différentes valeurs de α_3

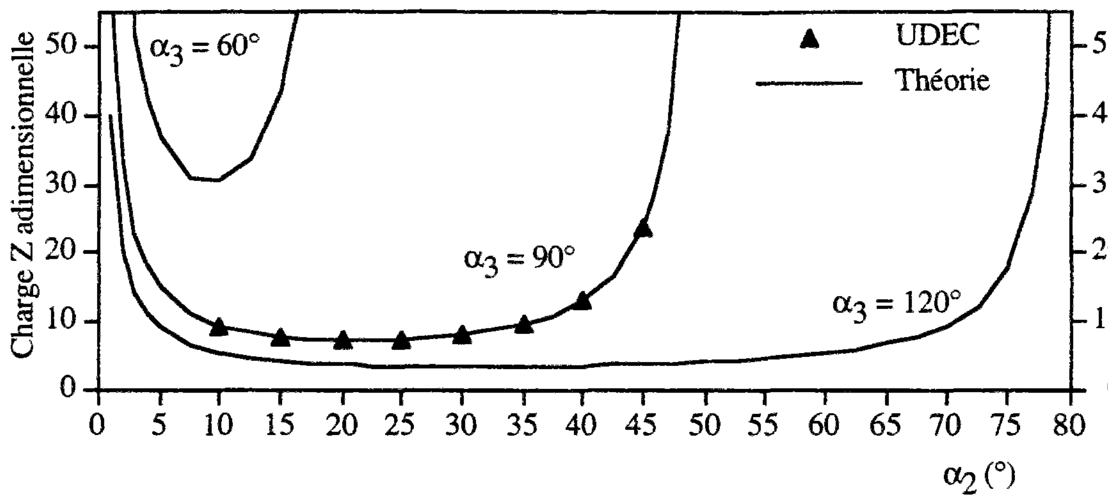


Fig. B.V.11 : Influence de l'angle α_3 (α_1 = 45°, δ = 0°, φ = 20°)

Comme le montre la figure B.V.11, il y a toujours stabilité infinie pour : $\alpha_2 \geq \alpha_3 - 2\varphi$.

On note une forte sensibilité à l'angle α_3. La charge limite Z minimale excède 30 pour un α_3 de 60°, alors qu'elle est inférieure à 5 pour un α_3 de 120°. La raison réside dans l'angle α_3 qui joue sur l'orientation de la réaction R_3 entre les deux dièdres (I) et (II), celle-ci déstabilisant l'élément (II).

Dans l'équation donnant la charge limite Z, la diminution du terme W_1 est négligeable devant l'augmentation du terme $W_2 \dfrac{\sin(\alpha_2 + \varphi).\sin(\alpha_1 + \alpha_3 - 2\varphi)}{\sin(\alpha_2 - \alpha_3 + 2\varphi).\sin(\alpha_1 - \varphi)}$.

Comme dessiné ci-dessous, plus α_3 est grand, plus la réaction R_3 est inclinée vers la surface, et donc plus R_3 a tendance à déstabiliser le dièdre (II).

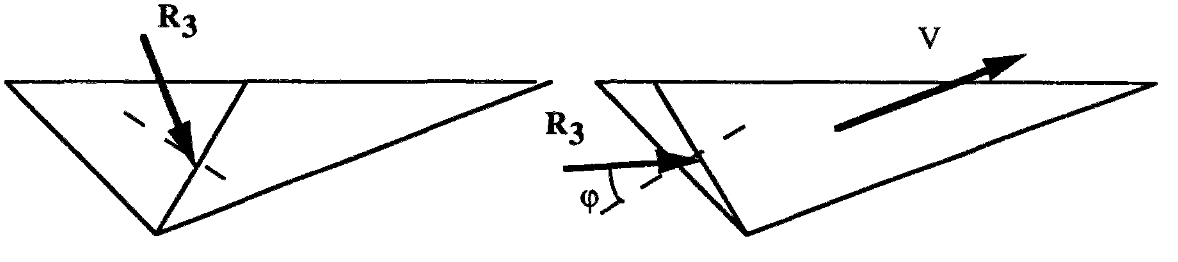


Fig. B.V.12 : Inclinaison de la réaction R_3 en fonction de α_3

<u>Influence de l'angle δ</u>

Nous avons étudié l'influence de la pente δ de la surface du dièdre (II) en prenant les trois modèles représentés ci-dessous (α_1 étant fixé à 45°, α_3 à 90°, et φ à 20°).

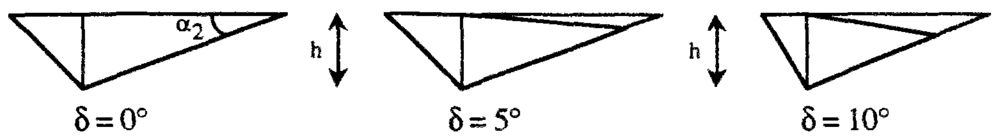


Fig. B.V.13 : Schéma des trois modèles pour différentes valeurs de δ

La figure B.V.14 donne l'allure de la charge Z en fonction de l'angle α_2 pour les trois valeurs de 0, 5 et 10° de la pente δ.

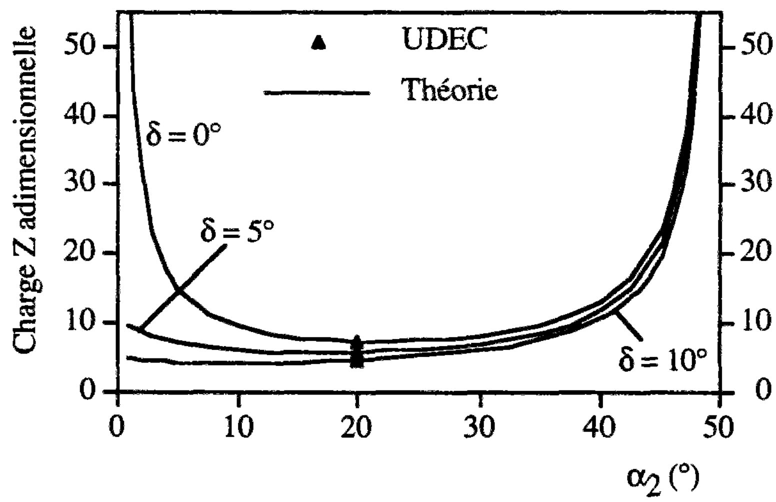


Fig. B.V.14 : Influence de la pente δ du dièdre (II)

Si la surface de l'élément (II) est en pente, le volume de l'élément et la surface frottant sur le rocher sont réduits ; l'instabilité du système est donc accrue. Ceci est confirmé par la figure B.V.14.

L'influence du paramètre δ est importante pour de petites valeurs de α_2, c'est-à-dire lorsque la diminution du poids et de la surface de frottement est importante. Par contre, cette influence est négligeable pour de grandes valeurs de α_2 ($\geq 30°$).

B.V.2.b. Analyse tridimensionnelle

B.V.2.b.1. Présentation du modèle

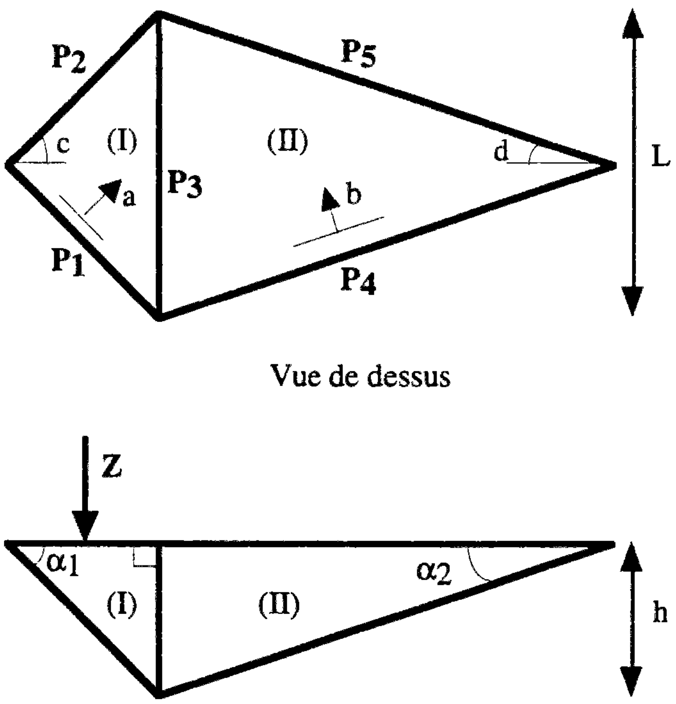


Fig. B.V.15 : Modèle 3D à deux dièdres

$$\boxed{Z = -W_2 \frac{\tan\psi + \dfrac{\cos a + \tan\varphi.\sin\alpha_1}{\sin c.\sin a - \tan\varphi.\cos\alpha_1}}{\tan\psi - \dfrac{\cos b - \tan\varphi.\sin\alpha_2}{\sin d.\sin b + \tan\varphi.\cos\alpha_2}} - W_1}$$

avec :

ψ l'angle de frottement de la discontinuité P3 verticale,

φ l'angle de frottement des autres discontinuités P1, P2, P4 et P5,

les poids adimensionnels des dièdres (I) et (II) : $W_1 = \dfrac{L/h}{6.\tan\alpha_1}$ $\quad W_2 = \dfrac{L/h}{6.\tan\alpha_2}$

les angles c et d : $\quad c = \arctan\left(\dfrac{L}{h}\dfrac{\tan\alpha_1}{2}\right)$ et $d = \arctan\left(\dfrac{L}{h}\dfrac{\tan\alpha_2}{2}\right)$

les pentes a et b : $\quad a = \arctan\left(2/\left[\dfrac{L}{h}.\cos c\right]\right)$ $\quad b = \arctan\left(2/\left[\dfrac{L}{h}.\cos d\right]\right)$

<u>NB</u> : terme de dimensionnalité : γh^3 (γ : poids volumique du rocher)

B.V.2.b.2. Etude de sensibilité de l'analyse 3D

Influence du frottement et de l'angle α_2

Comme pour l'analyse 2D, l'allure de la charge limite Z_{3D} adimensionnelle est tracée (cf. figure B.V.16) en fonction de α_2 pour trois valeurs de frottement φ et ψ de 10, 20 et 30° (α_1 étant fixé à 45° et L/h à 2). En traits pointillés, sont rajoutées les allures des charges Z_{2D} déterminées au § V.2.a.2.

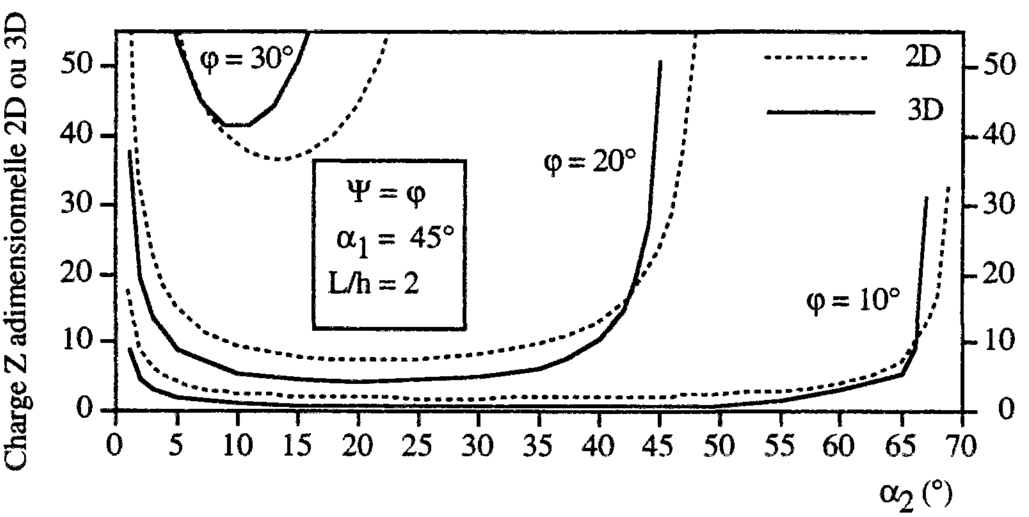


Fig. B.V.16 : Influence des frottements φ et ψ en fonction de α_2 (α_1 = 45° et L/h = 2)

Les valeurs adimensionnelles Z_{2D} et Z_{3D} ne doivent pas être comparées aveuglément. Pour avoir les charges correspondantes 2D et 3D, il faut multiplier Z_{2D} par $\gamma h^2/2$ et Z_{3D} par γh^3 (γ étant le poids volumique).

Ce qu'il faut retenir ici, c'est que l'influence de α_2 ou de φ est la même pour un système 3D à deux blocs que pour un système 2D :

- plus α_2 est petit, plus l'élément (II) est volumineux, et donc plus il est difficile de déstabiliser le système,
- il existe un angle α_2 limite, fonction du frottement, tel que le système est très stable au delà de cette valeur.

Comme pour l'étude 2D, nous avons étudié l'influence de l'angle α_1 en fonction de α_2. Elle est la même en 3D qu'en 2D : plus α_1 est grand, plus le système est instable.

Influence de L/h

La stabilité du dièdre (I) dépend aussi des pendages a et b des discontinuités P1, P5 et P1, P4. Dans le modèle, ces pendages sont liés, entre autres, au rapport entre la largeur L et la hauteur h des deux dièdres.

La figure B.V.17 donne l'allure de la charge limite Z_{3D} en fonction de α_2 pour trois valeurs du rapport L/h (α_1 étant fixé à 45° et les frottements ψ et φ égaux à 20°).

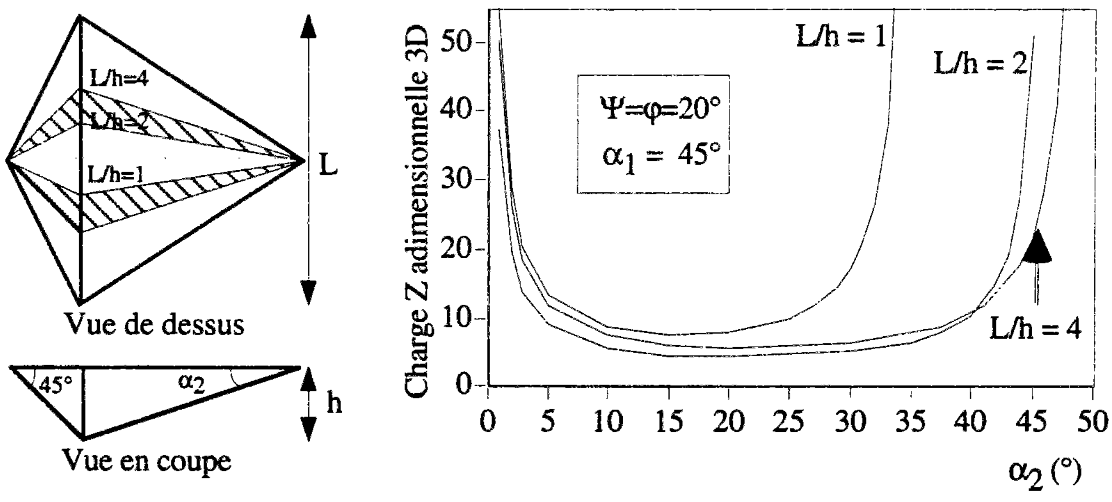


Fig. B.V.17 : Influence du rapport L/h en fonction de α_2 (α_1 = 45°, $\varphi = \psi$ = 20°)

Plus les pendages a et b sont forts, plus le système est stable, ceci n'étant sensible que pour $\alpha_2 \geq 20°$. Pour un rapport L/h de 2 ou 4 et un frottement des discontinuités de 20°, la charge limite Z_{3D} minimale est de l'ordre de 5 pour un angle α_2 compris entre 15 et 30°.

Annexe B.VI
Fondations semi-profondes sur terrains horizontaux

B.VI.1. Puits soumis à un effort latéral et un moment renversant

B.VI.1.a. Présentation de l'étude et du modèle de base

A l'aide du logiciel UDEC, le puits, la semelle et la pile sont modélisés par un unique élément rigide, dont la géométrie est résumée dans le tableau B.VI.1.

	Puits	Semelle	Pile
Hauteur (m)	18	3	97
Largeur (m)	7	9	7 & 5

Tab. B.VI.1 : Dimensions de l'élément rigide

Les 10 m de limons sont représentés par un élément très déformable élastique linéaire ($E = 10$ MPa, $\nu = 0{,}2$, $\rho = 2000$ kg/m^3). Le massif rocheux est constitué d'un assemblage de blocs élastiques ($E = 10$ GPa, $\nu = 0{,}25$) (valeurs choisies d'après la résistance à la compression simple de la roche, d'après les déterminations du module de déformation du massif rocheux à l'aide du RMR et des essais dilatométriques du site réel).

Le comportement de ces discontinuités est régi par une loi élastoplastique, dont les caractéristiques sont données dans le tableau B.VI.2. Le frottement et l'encastrement au niveau des limons sont négligés. Les caractéristiques de cette interface limons / béton sont données dans le tableau B.VI.3.

	φ (°)	raideur normale K_n (MPa / mm)	raideur tangentielle K_s (MPa / mm)	espacement (m)
dans la zone autour du puits				
Strates	30	6	3	2
Diaclases	30	9	4,5	2,33
dans la zone où la densité de blocs est plus faible				
Strates	30	2	1	6
Diaclases	30	3	1,5	7

Tab. B.VI.2 : Caractéristiques mécaniques des strates et des diaclases

	φ (°)	raideur normale K_n (MPa / mm)	raideur tangentielle K_s (MPa / mm)
Interface limons / béton	0	0,02	0,01
Interface rocher / béton	45	3	1,5
Interface limons / rocher	30	2	1

Tab. B.VI.3 : Caractéristiques des interfaces limons /béton, rocher / béton & limons / rocher

B.VI.1.b. Influence du pendage des diaclases sur les modèles sans limons

A partir du modèle sans limons à strates horizontales, nous avons analysé l'influence du pendage des diaclases, en créant deux modèles où les diaclases sont inclinées de ± 10° par rapport à la verticale (pendage β de 80 et 100°).

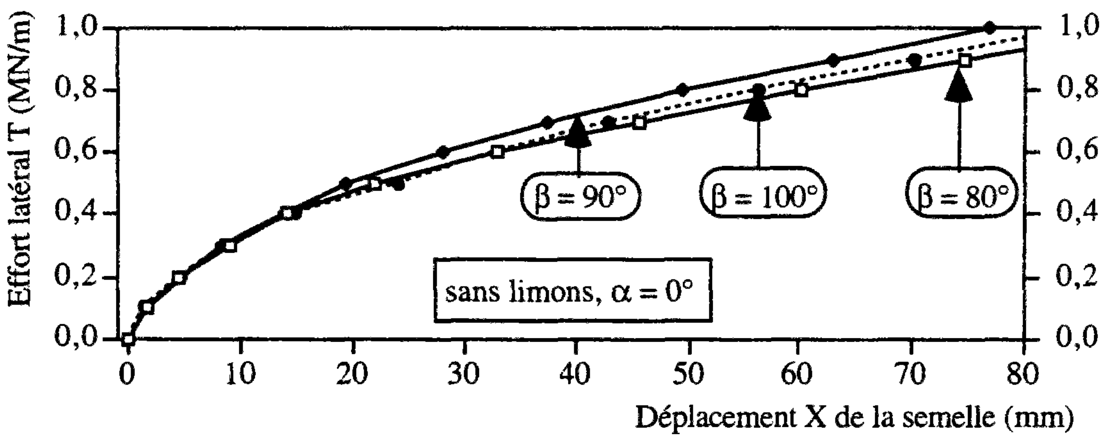


Fig. B.VI.1 : Influence du pendage des diaclases - Massif rocheux sans limons

Les déplacements de la semelle sont tracés dans la figure B.VI.1 en fonction de l'effort latéral pour les trois pendages β des diaclases de 80, 90 et 100°.

Pour un pendage β voisin de la verticale, les déformations du massif sont quasiment identiques à celle du modèle de base à diaclases verticales.

Le mode de rupture est toujours le même, à savoir, le soulèvement des strates du côté gauche du puits.

Conclusion

Une inclinaison de ±10° des diaclases par rapport à la verticale ne change pas le comportement de la fondation soumise à un moment renversant. Pour un pendage beaucoup plus faible (de l'ordre de 20 ~ 30° par exemple), il serait beaucoup plus facile de chasser les blocs du côté droit de la fondation. Le rôle des diaclases serait dans ce cas certainement nettement plus important.

B.VI.2. Puits soumis à un effort de traction

B.VI.2.a. Présentation de l'étude et du modèle de base

Le massif rocheux est modélisé par un assemblage de blocs rigides délimités par deux familles de discontinuités relevées sur le site :

- des discontinuités horizontales ou peu inclinées, de persistance infinie, représentant la foliation des gneiss,
- des discontinuités perpendiculaires aux précédentes, de persistance 1/2, représentant les diaclases.

Il n'y a pas de contraintes horizontales imposées. Un effort de traction pure est appliqué par paliers successifs de 2 MN/m à la tête du puits.

Les caractéristiques des discontinuités sont résumées dans le tableau B.VI.4.

Discon-tinuités	Espacement (m)	Raideur normale (MPa/mm)	Raideur tangentielle (MPa/mm)	Frottement initial (°)	Frottement résiduel (°)	Rugosité (cm)
Interface	–	4	2	50	40	1
Diaclases	2	10	5	45	40	1
Foliation	1	4	2	35	35	0

Tab. B.VI.4 : Caractéristiques mécaniques "UDEC" des discontinuités

B.VI.2.b. Etude de sensibilité sur différents paramètres du modèle

Nous présentons ici les résultats de l'étude de l'influence de la cohésion sur la foliation et la contrainte horizontale.

Influence des contraintes horizontales

Il est peut-être pessimiste de ne mettre aucune contrainte horizontale initiale. En l'absence de dilatance des discontinuités, et sans contrainte horizontale, le massif n'offre évidemment aucune résistance à l'arrachement du puits.

Nous avons effectué un calcul, avec les discontinuités dilatantes, où une contrainte horizontale σ_h est appliquée, égale à la contrainte verticale elle-même supposée égale au poids des terres : le graphique de la figure B.VI.2 (courbe "σ_h") montre que le gain est très faible.

Influence d'une résistance à la traction des joints horizontaux

L'influence de la cohésion (et de la résistance à la traction) des joints horizontaux se révèle relativement faible (courbe "traction" de la figure B.VI.2, où les strates ont 0,1 MPa de cohésion et de traction). Ceci s'explique par le mode de rupture, dans lequel les "bancs" sont progressivement fléchis et les blocs arrachés un par un.

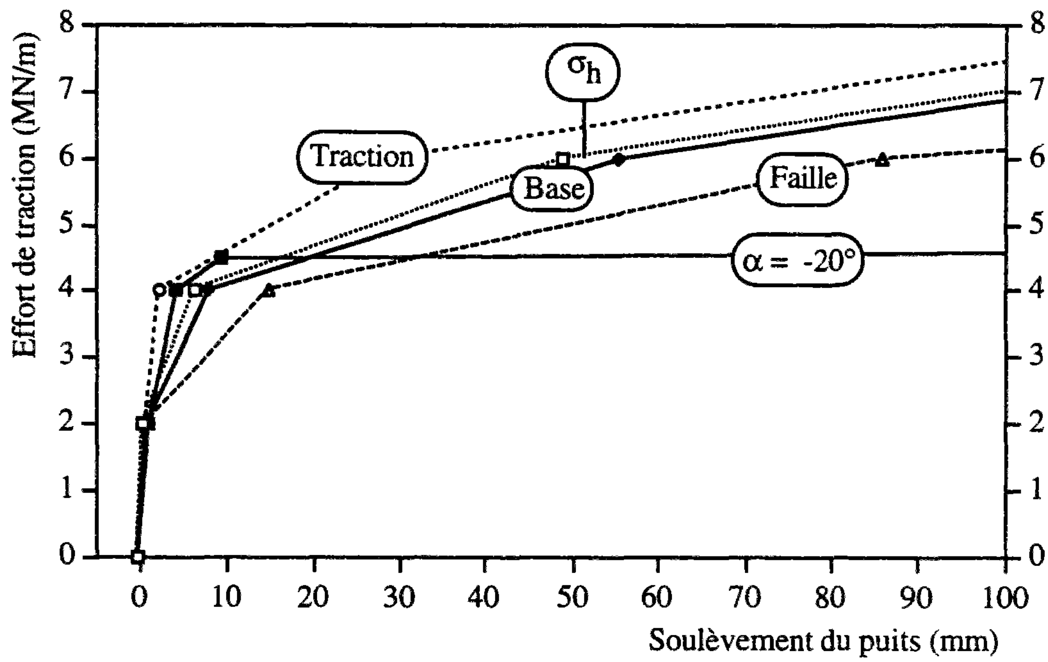


Fig. B.VI.2 : Soulèvement du puits en fonction de l'effort de traction dans différents modèles

Annexe B.VII
Fondations semi-profondes sur versants fracturés

B.VII.1. Géométrie et caractéristiques mécaniques du modèle de base

A l'aide du logiciel UDEC, nous modélisons en 2D le puits, la semelle et la pile par un unique élément rigide, dont la géométrie est résumée dans le tableau ci-contre.

	Puits	Semelle	Pile
Hauteur (m)	10	2,4	10
Largeur (m)	4,5	5,0	4

Tab. B.VII.1 : Dimensions de l'élément rigide

Le tableau B.VII.2 résume la taille des blocs pour les différentes zones du massif.

Etat du massif	Taille des blocs (m x m)	Profondeur de la zone sous la tête de puits
très fracturé	2 x 2	10
fracturé	2 x 4	25
sain	>> 2 x 4	> 30

Tab. B.VII.2 : Taille des blocs en fonction de l'état du massif

Les discontinuités sont toutes de mêmes caractéristiques, résumées dans le tableau B.VII.3. Elles n'ont pas de cohésion, ce qui donne des résultats du côté de la sécurité.

	φ (°)	Raideur normale K_n (MPa / mm)	Raideur tangentielle K_s (MPa / mm)
Discontinuités	30	4	2
Interface rocher / béton	45	4	2

Tab. B.VII.3 : Caractéristiques des discontinuités

B.VII.2. Quelques modèles de l'étude paramétrique

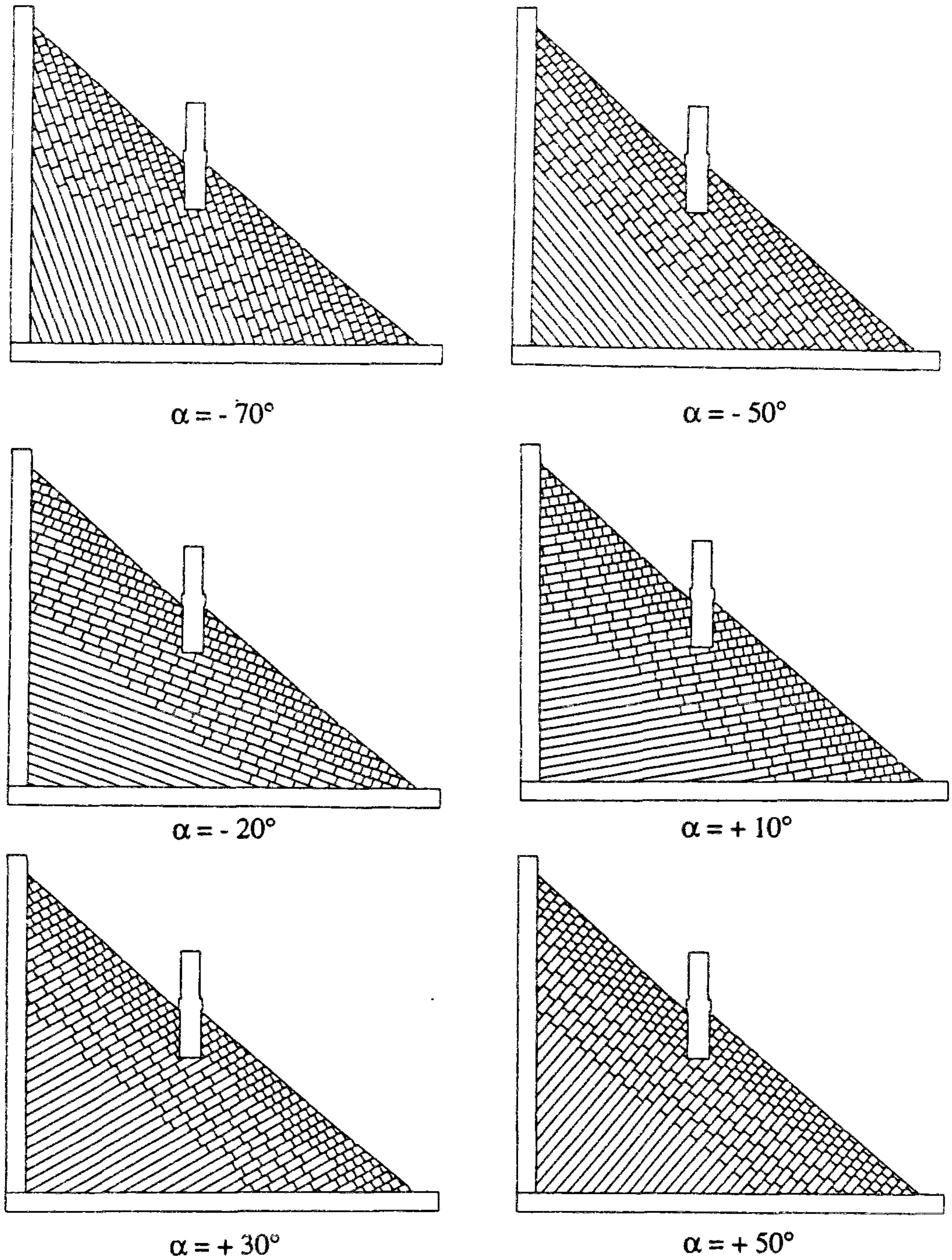


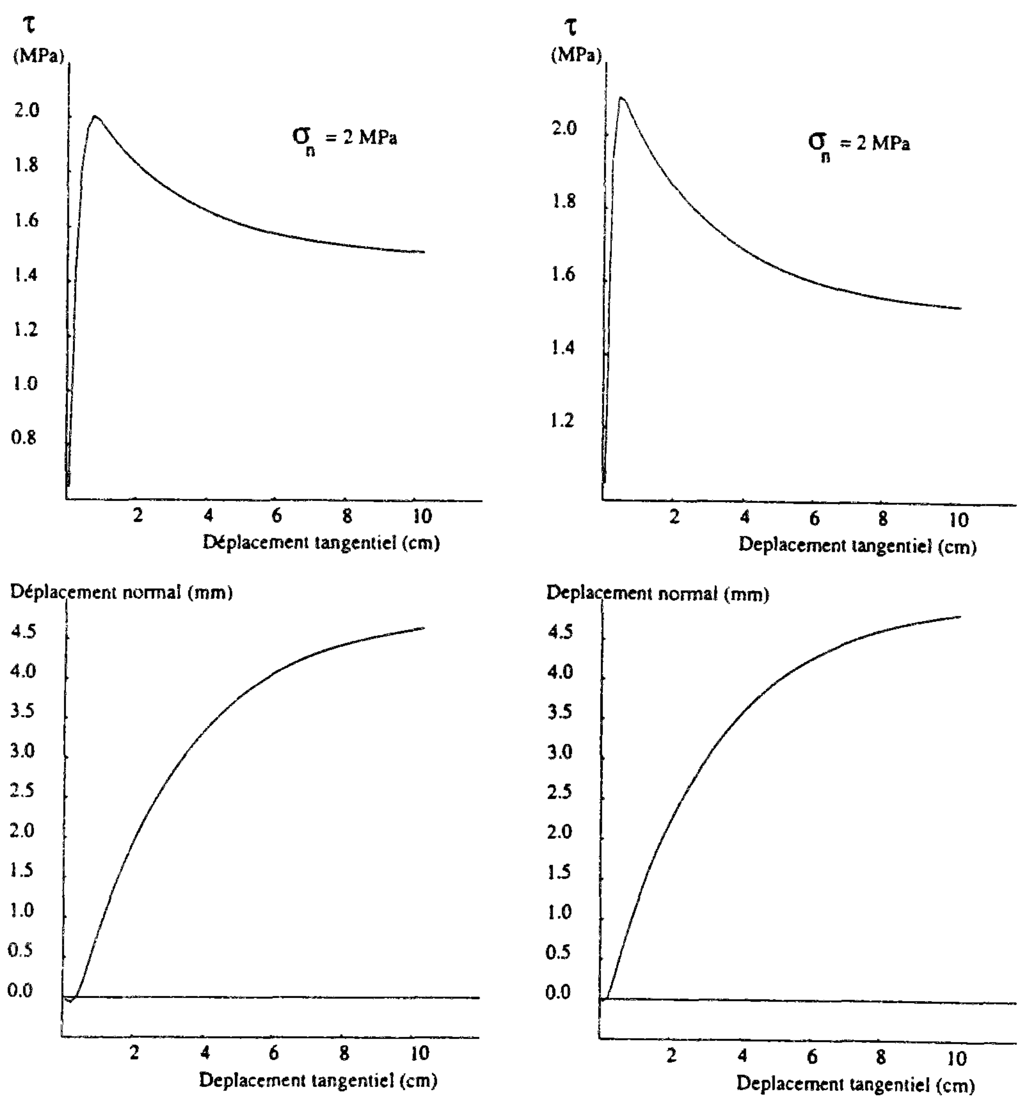
Fig. B.VII.1 : Quelques modèles pour différents pendages de la foliation des gneiss

Annexe B.IX
Comparaison de différents types de fondations

B.IX.1. Loi de comportement des discontinuités du massif

Discon-tinuités	Espacement (m)	Raideur normale (MPa/mm)	Raideur tangentielle (MPa/mm)	Frottement initial (°)	Frottement résiduel (°)	Rugosité (cm)
Interface	–	2	1	45	35	3
Diaclases	4	4	2	45	35	3
Strates	2	2	1	35	35	0

Tab. B.IX.1 : Caractéristiques mécaniques "UDEC" des discontinuités



Interface rocher / béton Diaclases

Fig. B.IX.1 : Essai de cisaillement "UDEC" de l'interface rocher / béton et des diaclases sous une contrainte normale de 2 MPa.