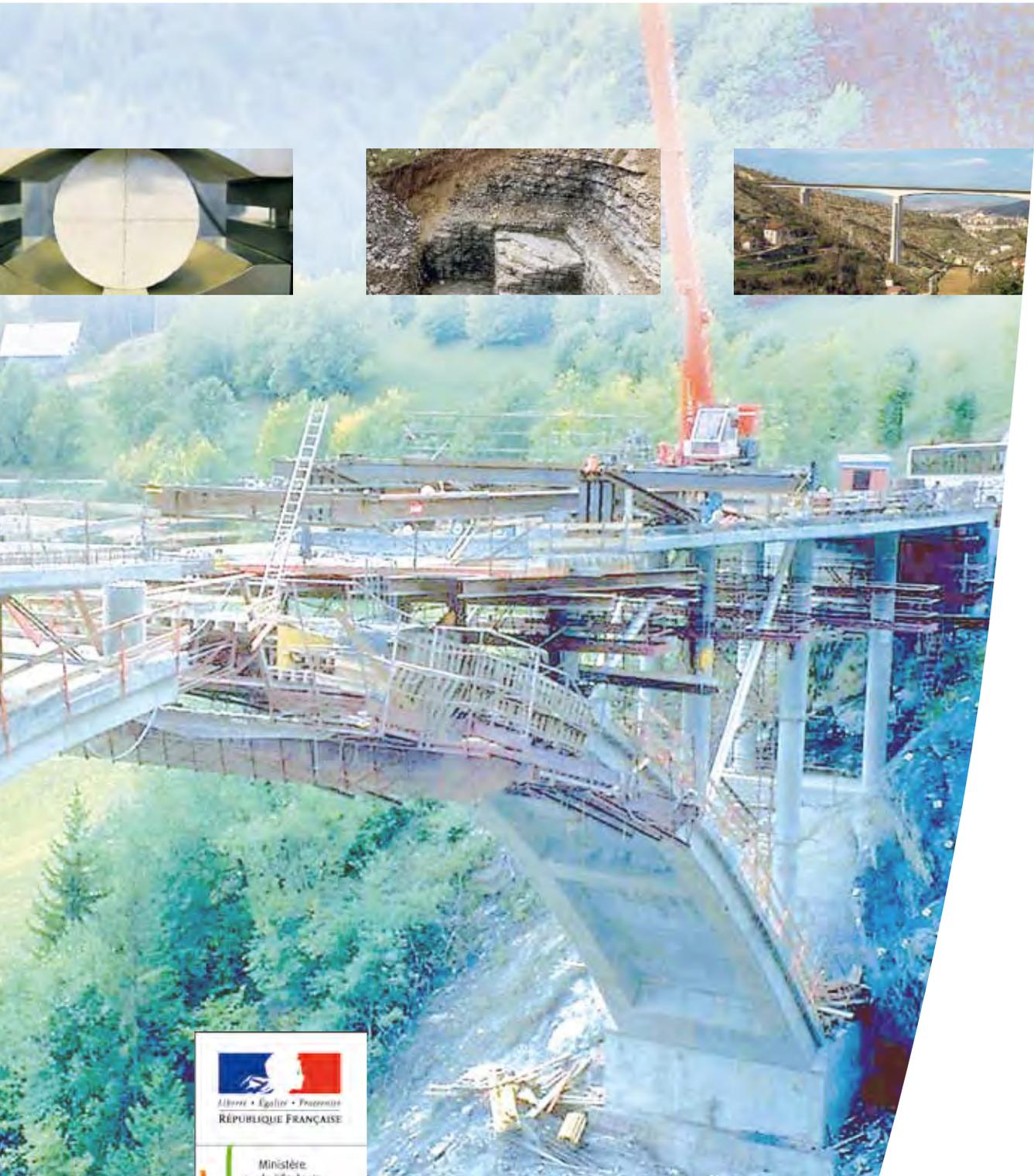


Fondations au rocher

*Reconnaissance des massifs rocheux,
conception et dimensionnement des fondations*



Ressources, territoires, habitats et logement
Énergie et climat Développement durable
Prévention des risques Infrastructures, transports et mer

**Présent
pour
l'avenir**

Guide technique

Fondations au rocher

*Reconnaissance des massifs rocheux,
conception et dimensionnement des fondations*



Ce document a été rédigé par :

- V. Darras (Sétra)
- J-L. Durville (LCPC puis CETE de Lyon)
- B. Gaudin (Egis)
- G. Haiun (Sétra)
- J-F. Jezequel (LRPC St Brieuc)
- D. Lefaucheur (Sétra)
- C. Maurel (Sétra puis LREP)
- M. Rat (LCPC puis CGPC)
- J. Renault (Sétra puis LREP)
- J. Restituto (LRPC Clermont-Ferrand)
- L. Rochet (LRPC de Lyon puis R&R Consultant)
- D. Virely (LRPC Toulouse)

Sommaire

| | |
|---|-----------|
| Avant-propos | 6 |
| Chapitre 1 - Objet du document - Domaine d'application | 7 |
| Chapitre 2 - Spécificités du milieu rocheux | 9 |
| 2.1 - Mécanique des roches - Mécanique des sols | 10 |
| 2.2 - Les « défauts » du massif rocheux | 10 |
| 2.3 - Effet d'échelle | 11 |
| 2.3.1 - Effet sur la dispersion | 11 |
| 2.3.2 - Effet sur la valeur moyenne | 12 |
| 2.4 - Modélisation | 12 |
| Chapitre 3 - La reconnaissance des massifs rocheux | 13 |
| 3.1 - Organisation | 14 |
| 3.1.1 - Objectif | 14 |
| 3.1.2 - Intervenants | 14 |
| 3.1.3 - Coordination entre la reconnaissance et les études de l'ouvrage | 14 |
| 3.1.4 - Principaux éléments à fournir au chargé d'études pour la reconnaissance | 15 |
| 3.2 - La reconnaissance générale | 16 |
| 3.2.1 - Phase préliminaire | 16 |
| 3.2.2 - La reconnaissance générale proprement dite | 17 |
| 3.3 - La reconnaissance détaillée | 26 |
| 3.3.1 - Les méthodes de reconnaissance | 27 |
| 3.3.2 - Le rapport final | 29 |
| Chapitre 4 - Principes de conception | 31 |
| 4.1 - Principes généraux | 32 |
| 4.2 - Principaux cas de fondations au rocher | 32 |
| 4.2.1 - Ouvrages de grande portée sur massif rocheux affleurant ou sub-affleurant, avec proximité d'un versant | 33 |
| 4.2.2 - Fondation sur un niveau rocheux situé sous une zone superficielle instable | 34 |
| 4.2.3 - Fondation en site aquatique et sur massif rocheux affleurant, ou fondation sur massif rocheux situé sous une couche de sols de faibles caractéristiques | 35 |
| 4.3 - Problèmes de réalisation | 36 |
| 4.3.1 - Pistes, plates-formes | 36 |
| 4.3.2 - Emploi des explosifs | 37 |

| | |
|---|-----------|
| 4.4 - Typologie des fondations au rocher | 38 |
| 4.4.1 - Fondation superficielle | 38 |
| 4.4.2 - Fondations massives (ou semi-profondes) sur puits unique | 39 |
| 4.4.3 - Fondations sur pieux ou puits multiples de gros diamètre | 40 |
| 4.4.4 - Fondations (superficielles) reposant sur un massif rocheux renforcé par ancrages passifs, micropieux, etc. | 42 |
| 4.4.5 - Utilisation des ancrages précontraints | 43 |
| 4.4.6 - Quelques principes généraux de conception | 44 |
| 4.5 - Cas particulier des fondations sur site rocheux avec présence de cavités naturelles (karsts, dissolutions) ou anthropiques (carrières) | 46 |
| 4.5.1 - Problématique des reconnaissances et évaluation du risque | 46 |
| Chapitre 5 - Dimensionnement | 49 |
| 5.1 - Paramètres influant sur la complexité du dimensionnement | 51 |
| 5.2 - Différents mécanismes de rupture | 52 |
| 5.2.1 - Les mécanismes où le massif peut être homogénéisé | 52 |
| 5.2.2 - Les mécanismes discontinus simples | 53 |
| 5.2.3 - Les mécanismes discontinus complexes | 55 |
| 5.3 - Choix des caractéristiques mécaniques de calcul | 57 |
| 5.3.1 - Méthodes d'homogénéisation | 57 |
| 5.3.2 - Représentation du massif par un milieu discontinu à blocs | 63 |
| 5.4 - Étude d'une fondation dans les cas homogénéisés | 65 |
| 5.4.1 - Généralités | 65 |
| 5.4.2 - Fondation superficielle | 66 |
| 5.4.3 - Fondation semi-profonde | 70 |
| 5.4.4 - Fondation profonde | 75 |
| 5.5 - Étude d'une fondation dans les cas discontinus simples | 76 |
| 5.5.1 - Généralités | 76 |
| 5.5.2 - Terrain à stratification horizontale | 77 |
| 5.5.3 - Mécanisme de glissement plan | 78 |
| 5.5.4 - Mécanisme à deux blocs (2D) | 80 |
| 5.5.5 - Mécanisme de glissement de dièdre | 81 |
| 5.6 - Étude d'une fondation dans les cas discontinus complexes | 81 |
| 5.6.1 - Généralités | 81 |
| 5.6.2 - Méthodes de calcul | 82 |
| 5.6.3 - Exemples | 82 |
| Chapitre 6 - Suivi géologique et instrumentation | 87 |
| 6.1 - Suivi des terrassements par un géologue | 88 |
| 6.1.1 - Principes | 88 |
| 6.1.2 - Cas des fondations superficielles | 89 |
| 6.1.3 - Cas des fondations profondes | 90 |
| 6.2 - Suivi instrumental de l'ouvrage pendant les travaux et en service – Exemples | 92 |
| 6.2.1 - Cas du pont sur l'Elorn | 92 |
| 6.2.2 - Cas du viaduc de Millau | 93 |

| | |
|---|------------|
| Annexes | 95 |
| 1 - Listes des normes et procédures d'essais existantes pour les roches | 96 |
| 2 - Quelques spécifications particulières pour les sondages carottés dans le rocher | 98 |
| 1 - Exécution des sondages carottés | 98 |
| 2 - Exploitation des sondages carottés | 98 |
| 3 - Représentation en diagrammes stéréographiques : principe, exemple | 100 |
| 4 - Spécifications pour l'utilisation d'explosifs pour les travaux de terrassement de fouilles de fondations d'ouvrages d'art | 101 |
| 5 - Classification RMR des massifs rocheux de Z.T. Bieniawski | 102 |
| 6 - Critère de Hoek et Brown et linéarisation | 104 |
| Références bibliographiques | 107 |

Avant-propos

Nota

Ce guide technique présente un caractère provisoire reflétant l'état actuel des connaissances et le degré encore peu avancé de leur formalisation.

Le Sétra sera heureux de recevoir toute remarque permettant de compléter et d'améliorer la rédaction.

Les méthodes spécifiques de reconnaissance et d'études des sites rocheux sont en règle générale méconnues des Maîtres d'œuvre et des chefs de projets qui souvent ne prévoient pas suffisamment tôt dans le phasage des études l'intervention de géologues spécialistes et de mécaniciens des roches. Une telle situation n'est pas rare dans la mesure où le terme rocher est souvent trop rapidement associé à bonne résistance du terrain de fondation ; elle peut conduire toutefois à la mise en cause sérieuse du parti adopté pour les fondations et/ou de l'implantation des appuis de l'ouvrage, avec des conséquences en termes de coûts, à un stade déjà trop avancé du projet, si ce n'est à la mise en cause de la conception même de l'ouvrage ou de son implantation.

Par ailleurs, il n'existe pas en France à l'heure actuelle de texte réglementaire ou normatif, voire de guide, traitant de la conception et du calcul des fondations d'ouvrages en site rocheux.

L'objet de ce guide est donc avant tout de sensibiliser les principaux intervenants aux problèmes particuliers posés par les fondations au rocher et leurs méthodes d'étude. Il présente un caractère provisoire qui reflète l'état actuel de nos connaissances et le degré encore peu avancé de leur formalisation, notamment pour ce qui concerne les règles de dimensionnement.

C'est d'ailleurs cette dernière situation qui a rendu difficile l'élaboration de ce guide et qui, probablement, rendra nécessaire une mise à jour après une période de pratique. C'est la raison pour laquelle il est demandé aux utilisateurs de ce guide de bien vouloir nous faire part de leurs observations éventuelles et de toute information susceptible de le compléter utilement.

Chapitre 1

Objet du document - Domaine d'application



Dans le domaine des fondations d'ouvrages d'art en site rocheux, en l'absence de texte à caractère réglementaire ou officiel, il est courant que les spécificités des massifs rocheux soient mal prises en compte et que les méthodes d'étude de la mécanique des sols soient utilisées de manière abusive.

En particulier, le fascicule 62 titre V du CCTG couvrant le calcul des fondations d'ouvrages d'art dans les sols est utilisé très souvent pour des fondations au rocher, hors de son domaine d'application.

L'eurocode 7 (EN1997 : calcul géotechnique) donne, dans sa partie 1, des règles générales applicables au dimensionnement des fondations. Si les principes généraux sont parfaitement utilisables pour les fondations au rocher, il n'en demeure pas moins que le texte est conçu en majeure partie pour les fondations en terrain meuble et qu'il ne mentionne que marginalement les particularités des sites rocheux.

De plus, les méthodes spécifiques de reconnaissance des sites rocheux sont souvent méconnues des maîtres d'œuvre et des chefs de projet qui ne prévoient pas suffisamment tôt dans le phasage des études l'intervention du mécanicien des roches.

Il a donc paru nécessaire d'éditer un guide technique dont le but est de sensibiliser les différents intervenants aux problèmes particuliers posés par les fondations au rocher et leurs méthodes d'étude, et ceci même si la formalisation des pratiques éprouvées en matière de fondation au rocher est encore peu avancée.

L'objectif est notamment de préciser les spécificités :

- de la reconnaissance en milieu rocheux (intervention de spécialistes géologues très en amont et intégrés à la conception) ;
- des méthodes d'étude de fondations en milieu rocheux (milieu de résistance élevée, influence de l'aspect structural et de l'effet d'échelle, rôle des discontinuités).

Ce guide s'adresse à tous les acteurs de la construction en milieu rocheux pour prendre en compte l'interaction entre les fondations et la structure : le maître d'œuvre, les bureaux d'étude et les géotechniciens :

- le maître d'œuvre et les bureaux d'études, pour leur préciser les principaux éléments spécifiques aux fondations au rocher permettant d'estimer et d'orienter judicieusement les études, en terme de phasage des reconnaissances, notamment géologiques ;
- le géotechnicien, en charge des études de fondations, pour lui fournir, dans les cas simples, des éléments pour la conception et le calcul des fondations en site rocheux. À cet égard, ce document pourra constituer un complément (sans le caractère réglementaire toutefois) au fascicule 62 titre V. Toutefois, compte tenu de la complexité géologique de certains sites, il ne saurait être question de se substituer aux spécialistes

de mécanique des roches : le guide permet d'identifier les cas plus complexes, pour lesquels il présente les méthodes d'études possibles, à confier à un mécanicien des roches.

Ce guide technique pour les fondations au rocher s'articule autour des principaux points suivants, après un rappel des spécificités des milieux rocheux :

- les spécificités des reconnaissances en terrain rocheux par rapport à celles des sols, avec en particulier les différences entre les caractéristiques mesurées sur échantillons et les caractéristiques du massif, l'importance des levés de terrain ;
- les critères de conception des fondations en milieu rocheux aux différents stades d'une étude, en fonction de la définition de l'ouvrage et de la connaissance des terrains de fondations ;
- une classification des problèmes de fondation en site rocheux, en distinguant les cas simples, pour lesquels une méthode de dimensionnement est indiquée, et les cas complexes où l'intervention d'un mécanicien des roches est nécessaire pour la justification du dimensionnement ;
- les principales dispositions à prévoir pour le suivi des fondations pendant les travaux et en phase d'exploitation.

En pratique, le présent document s'applique :

- aux problèmes de fondation, d'une façon générale, pour lesquels les méthodes usuelles de la mécanique des sols, notamment celles qui s'appuient sur l'emploi du pressiomètre ou du pénétromètre statique (fascicule 62 titre V) sont inadaptées ;
- aux ouvrages de grande portée avec des piles de grande hauteur exerçant de fortes charges sur les fondations. Les contraintes apportées et les déformations prévisibles doivent être dans tous les cas justifiées compte tenu de la qualité du massif rocheux et de la sensibilité de l'ouvrage aux déformations ;
- aux ouvrages plus modestes qui peuvent nécessiter des études approfondies compte tenu du site, notamment lorsqu'il s'agit de fondations sur versants, dont la stabilité vis-à-vis des discontinuités du rocher est à étudier dans tous les cas et peut nécessiter un renforcement spécifique.

Chapitre 2

Spécificités du milieu rocheux



2.1 - Mécanique des roches - Mécanique des sols

La distinction entre roche et sol repose essentiellement sur la cohésion du matériau. Un sable sec et propre ne possède pas de cohésion, une argile ou un sable argileux possède une cohésion apparente qui disparaît lors d'une agitation dans l'eau. Une roche possède une cohésion vraie, qui lie mécaniquement ses éléments entre eux. La limite entre roche et sol peut aussi être définie conventionnellement par un seuil de résistance en compression uniaxiale : les roches se situeraient au-dessus de 1 MPa environ, les sols en dessous.

En fait, un continuum existe entre roche et sol, comme le montre un profil d'altération de granite par exemple : on passe graduellement de la roche saine en profondeur à une arène granitique en surface (sable argileux). Les matériaux intermédiaires, roches tendres (craie, marnes, etc.) ou sols raides, posent des problèmes particuliers pour lesquels, dans l'état actuel des connaissances, les approches de la mécanique des sols et de la mécanique des roches sont souvent employées en parallèle.

À l'échelle de l'ouvrage, les discontinuités du massif rocheux jouent un rôle fondamental, à la fois mécanique et hydraulique ; ce sont des lacunes dans la continuité du massif, liées à l'histoire géologique du massif, depuis sa formation (dépôt des sédiments ou refroidissement d'un magma, par exemple) jusqu'aux époques récentes (rôle des glaciations et érosions du Quaternaire dans le développement et l'ouverture de discontinuités, par exemple). On distingue les joints sédimentaires, les diaclases, les failles, la schistosité, etc., dont la description constitue une partie importante de l'étude géotechnique. Les discontinuités



Figure 2.1 : un massif rocheux – Source : CETE de Lyon

ne sont pas distribuées au hasard, puisqu'elles sont liées à certains événements géologiques (les failles sont orientées en fonction des contraintes principales, etc.) ; elles confèrent au massif un caractère structuré, souvent anisotrope. Ces discontinuités sont peu marquées, voire inexistantes, dans les massifs de sols meubles, en raison de la déformabilité de ceux-ci, qui les oppose aux roches rigides à comportement plutôt fragile.

Aussi le massif rocheux, considéré à l'échelle de l'ouvrage (dimension décamétrique au moins), peut-il être considéré comme formé d'une roche ou matrice rocheuse, traversée par plusieurs familles de discontinuités (cf. figure 2.1).

2.2 - Les « défauts » du massif rocheux

La roche est un matériau résistant, qui généralement ne pose pas en soi de problème majeur (excepté certains cas particuliers comme les roches solubles). Mais le massif rocheux contient toujours des « défauts » qui ont pour conséquence de diminuer ses performances par rapport à celles que l'on pourrait estimer à partir d'essais de laboratoire :

- discontinuités, présentes dans tous les massifs avec des densités variables,
- cavités de dissolution karstique, dans les massifs de calcaire ou de gypse (cf. figure 2.2),
- zones d'altération localisée, en général situées au voisinage de la surface, mais parfois descendant profondément, en relation avec une faille, un filon, etc.,
- hétérogénéités diverses.



Figure 2.2 : cavité de dissolution karstique dans la craie (avec remplissage argileux) – Source : LCPC

Ces « défauts » du massif possèdent des caractéristiques mécaniques et hydrauliques bien souvent très différentes de celles de la roche, et donc influent notablement sur les propriétés d'ensemble. Le cas des discontinuités est patent : ce sont, par rapport à la roche qui les entoure, des lieux de circulation d'eau préférentielle, de forte déformabilité et de très faible résistance à la traction et au cisaillement ; en particulier, les ruptures du massif se localisent essentiellement le long des discontinuités.

2.3 - Effet d'échelle

Les échantillons soumis aux essais de laboratoire sont de dimension décimétrique, les essais *in situ* auscultent un volume qui n'est guère supérieur à 1 m³. Une des difficultés majeures en mécanique des roches est d'estimer les propriétés du massif rocheux à l'échelle de l'ouvrage, du fait de l'existence fréquente d'un effet d'échelle dû à la structure du massif rocheux (cf. figure 2.3).

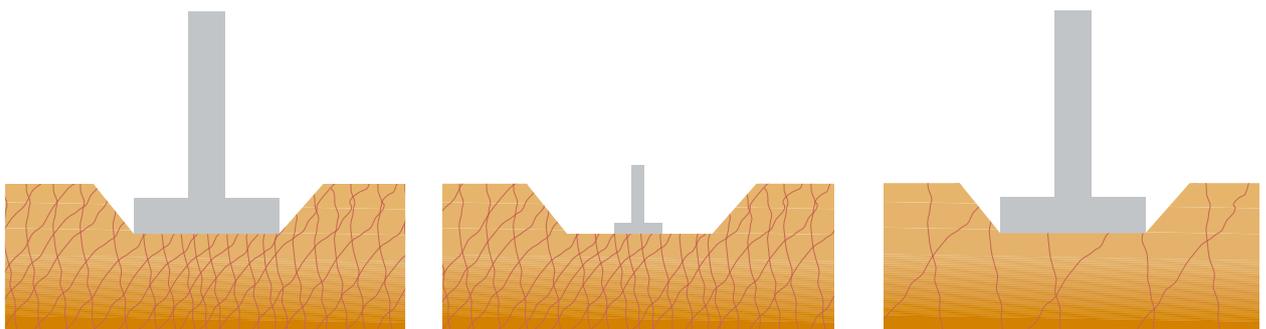


Figure 2.3 : rapport de dimension entre ouvrage et espacement moyen de discontinuités – Source : LCRC

2.3.1 - Effet sur la dispersion

Dans tout milieu hétérogène, la dispersion des valeurs d'une propriété P (module de déformation, vitesse du son, perméabilité) est forte lorsque les échantillons testés sont de petite taille, du fait de la présence d'un nombre plus ou moins grand de discontinuités (ou de défauts) ; la dispersion diminue lorsque la taille de l'échantillon augmente, pour se stabiliser à une valeur moyenne au-delà d'un volume qui contient « statistiquement » un nombre à peu près constant de discontinuités (cf. figure 2.4). Cependant cette stabilisation n'est pas assurée a priori, elle peut être mise en défaut par exemple si plusieurs échelles de fracturation sont présentes.

En conséquence, le résultat d'un petit nombre d'essais de laboratoire ne fournit en général qu'une estimation très approchée de la propriété recherchée à l'échelle de l'ouvrage.

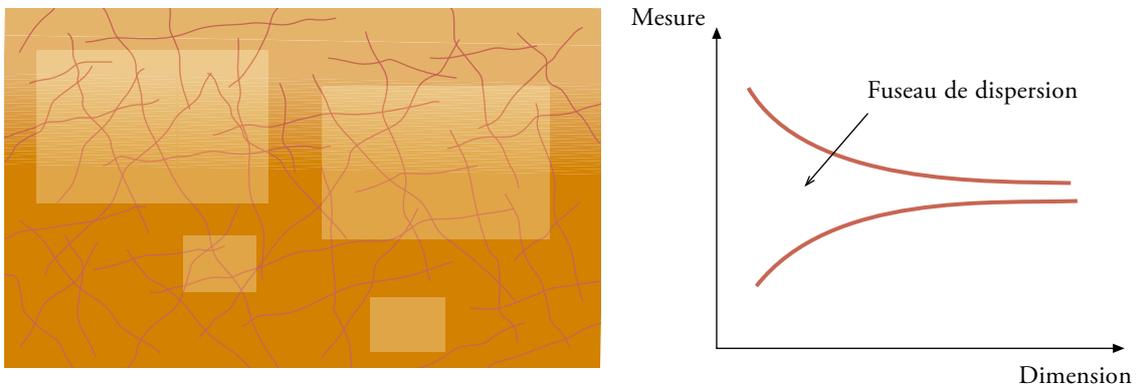


Figure 2.4 : influence de la dimension auscultée sur la dispersion des résultats de mesure – Source : LCRC

2.3.2 - Effet sur la valeur moyenne

Donnons deux exemples dans lesquels la résistance se modifie avec la taille de l'échantillon testé :

- la résistance au cisaillement d'une discontinuité est liée aux caractéristiques de frottement du matériau et aux aspérités des épontes (ces aspérités engendrent le phénomène de dilatance). La présence d'aspérités, de longueur d'onde métrique par exemple, peut apporter une résistance *in situ* supplémentaire par rapport à celle mesurée en laboratoire sur échantillon de 5 ou 10 cm de long ;
- du fait de la présence des discontinuités dans le massif, on peut dire schématiquement que les grands volumes de massif sont moins résistants que les petits volumes. En effet, les premiers contiennent en général plus de discontinuités que les seconds, et celles-ci sont des surfaces de faiblesse du massif ; il peut suffire d'une discontinuité mal orientée pour que la résistance de l'ensemble chute considérablement. Ceci est analogue à ce que l'on observe en laboratoire : la résistance en compression simple d'une éprouvette diminue en moyenne lorsque la dimension de l'éprouvette augmente.

En définitive, l'extrapolation d'un résultat de laboratoire à l'échelle de l'ouvrage est toujours une opération délicate.

2.4 - Modélisation

Le caractère discontinu des massifs rocheux conduit à construire des modèles contenant explicitement des plans de discontinuité correspondant aux failles, diaclases, etc., considérés comme les plus pertinents vis-à-vis du problème posé. En général, l'étude structurale met en évidence quelques familles de discontinuités, définies chacune par leur orientation ; la position précise (dans l'espace) des plans de discontinuité étant rarement connue, on peut soit incorporer une distribution statistiquement représentative de plans, soit considérer la répartition la plus défavorable pour obtenir un dimensionnement du côté de la sécurité.

Toutefois, il est parfois possible de remplacer un milieu discontinu par un milieu continu équivalent, en général bien plus simple à exploiter (*cf.* figure 2.5). On évalue alors des caractéristiques globales du massif ; cela suppose en particulier que l'espacement moyen des discontinuités soit petit devant la dimension de l'ouvrage. La perméabilité ou la déformabilité sont souvent estimées de cette façon, mais l'analyse de la rupture des massifs rocheux, principalement localisée le long des discontinuités, se prête plus difficilement à cette approche homogénéisée (*cf.* chapitre 5).

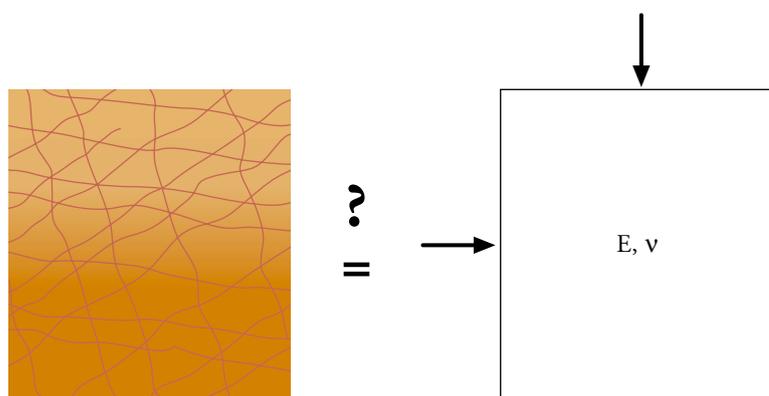


Figure 2.5 : peut-on assimiler la déformabilité du massif fracturé à celle d'un milieu continu élastique isotrope ? – Source : Lepc

Chapitre 3

La reconnaissance des massifs rocheux



3.1 - Organisation

3.1.1 - Objectif

L'objectif de la reconnaissance géotechnique est de manière générale la meilleure connaissance possible des terrains concernés par le projet, notamment : leurs caractéristiques descriptives (géométrie, homogénéité, nature, faciès, classification) et leurs caractéristiques mécaniques propres (résistance et déformabilité), ainsi que l'ensemble des données hydrogéologiques (niveaux des nappes, perméabilités).

Dans le cas particulier des sites rocheux, on devra s'intéresser de plus aux particularités du massif : fréquence et orientation de la fracturation, caractéristiques des discontinuités, présence de vides, hétérogénéités diverses.

La reconnaissance devra également porter sur les terrains concernés par les ouvrages provisoires et sur les problèmes d'exécution (soutènements provisoires, pistes d'accès, conditions de terrassement dans le cas des sites montagneux, possibilité de battage des palplanches en site aquatique...).

L'objet du présent document étant essentiellement de traiter des fondations au rocher, on détaille plus particulièrement dans ce qui suit les moyens à mettre en œuvre pour la reconnaissance en milieu rocheux ; pour l'étude des sols de couverture, il convient de se reporter aux documents concernant la reconnaissance des sols meubles⁽¹⁾.

Le document décrit l'ensemble des méthodes de reconnaissance préconisées pour les milieux rocheux : celles-ci ne sont pas toutes mises en œuvre systématiquement, le programme de reconnaissance devra être adapté à l'importance de l'ouvrage et à la complexité du site.

3.1.2 - Intervenants

Les études sont confiées par le chef de projet à un ingénieur géotechnicien appelé dans ce qui suit « chargé d'études ». Il est recommandé que celui-ci soit intégré à l'équipe de projet, dès les premières phases d'étude et jusqu'à l'exécution de l'ouvrage si nécessaire.

Le chargé d'études, aidé pour certaines étapes par un ou des spécialistes (géologue, hydrogéologue, mécanicien des sols ou des roches...), a la responsabilité d'établir les programmes d'investigation, de suivre et d'interpréter les reconnaissances, et de rédiger les rapports de synthèse et leurs conclusions.

(1) Voir liste de références en annexe

L'exécution des sondages, comme de certaines investigations spécifiques ou de certains essais particuliers, peut être confiée à des prestataires extérieurs.

De son côté, le chef de projet fournit au chargé d'études les moyens logistiques nécessaires au bon déroulement de ces opérations de terrain, et lui transmet toutes les données relatives à l'ouvrage dès les premières phases afin que le chargé d'études puisse en tenir compte pour établir le programme de reconnaissance.

La teneur des missions à confier au chargé d'études sera conforme à la norme NF P 94 500 définissant les missions géotechniques.

3.1.3 - Coordination entre la reconnaissance et les études de l'ouvrage

La reconnaissance géotechnique doit être coordonnée à tout moment avec les études techniques générales de l'ouvrage pour pouvoir prendre en compte le plus tôt possible toute anomalie géologique qui aurait des conséquences sur l'implantation ou le type de l'ouvrage.

De ce fait, la reconnaissance doit suivre les différentes étapes d'étude du projet et être menée de manière progressive :

- les premières investigations doivent intéresser une large zone qui s'étend au-delà du site strictement réservé à l'ouvrage et ceci d'autant plus que la géologie et/ou la topographie sont plus tourmentées ;
- les investigations complémentaires doivent être conduites de manière à résoudre les problèmes spécifiques, qui le cas échéant, ont pu être mis en évidence lors de ces premières investigations.

Les moyens à mettre en œuvre doivent être adaptés au degré d'avancement de la reconnaissance : il convient en première phase de privilégier les études géologiques et hydrogéologiques, l'aspect mesure des propriétés mécaniques des terrains étant plutôt réservé aux investigations complémentaires.

Cette progressivité des reconnaissances est propre à toutes les études géologiques : on établit en première phase un modèle géologique par des reconnaissances globales moins onéreuses, puis en seconde phase on cale le modèle proposé par des sondages ponctuels, de coût plus élevé et de représentativité plus limitée.

Cette méthodologie, qui permet de manière générale une optimisation économique des reconnaissances, est d'autant plus recommandée en site montagneux où le coût des sondages est plus élevé, et le modèle géologique plus difficile à établir.

Chaque étape de l'étude doit être conclue par un rapport de synthèse qui décrit les moyens utilisés, les résultats des observations et les mesures effectuées. Ce rapport doit comporter une synthèse des informations recueillies depuis l'origine, ainsi que des propositions pour l'étape ultérieure des reconnaissances.

Il est nécessaire que le chargé d'études suive au plus près les reconnaissances et fournisse à l'équipe de projet des résultats partiels, pour pouvoir, en cas de découvertes d'anomalies géologiques (karsts, venues d'eau, failles...) décider le plus tôt possible de modifier ou d'adapter le programme de reconnaissance initial, voire même de déplacer ou modifier l'ouvrage.

Il appartient au chef de projet d'assurer la bonne circulation des informations ainsi collectées au fur et à mesure de l'avancement des études et des reconnaissances.

3.1.4 - Principaux éléments à fournir au chargé d'études pour la reconnaissance

- bornage et levé topographique de la zone d'étude - fourniture de fonds topographiques à une échelle adaptée ;
- autorisations d'accès - préparation des accès aux points de sondage : débroussaillage, création de pistes, fourniture de support flottant pour site aquatique ;
- données générales relatives à l'ouvrage : administratives, fonctionnelles, architecturales, d'environnement, d'exploitation et économiques ;
- données techniques relatives à l'ouvrage : descentes de charges, méthodes de construction envisagées, ouvrages annexes.

| Phase de : • la reconnaissance selon NFP 94500 • l'étude | Objectifs | Moyens | Résultats produits |
|--|---|--|--|
| Reconnaissance générale selon NFP 94500 : mission G11 + G12 + investigations géotechniques (IG) Aps ou EPOA | <ul style="list-style-type: none"> • valider la position de l'ouvrage • donner un avis sur la position des appuis • choisir les types de fondations • mettre en évidence les spécificités géologiques du site pouvant influencer sur l'ouvrage ou les ouvrages annexes • fournir des éléments suffisants pour estimer le projet et comparer un grand nombre de solutions | Phase préliminaire : (mission G11 + IG éventuellement) <ul style="list-style-type: none"> • collecte/exploitation des documents existants • visite d'un géologue sur le site Phase de reconnaissance : (mission G12 + IG) <ul style="list-style-type: none"> • levés géologiques /étude structurale et pétrographique • géophysique de surface • sondages carottés et destructifs • exploitation des trous de forages • hydrogéologie | Notice interprétative et programme de la reconnaissance générale Rapport de synthèse et définition de la campagne de reconnaissance détaillée |
| Reconnaissance détaillée selon NFP 94500 : mission G2 + investigations géotechniques (IG) projet ou POA/ DCE | <ul style="list-style-type: none"> • dimensionner les fondations de l'ouvrage • définir les méthodes d'exécution • dimensionner les ouvrages provisoires • le cas échéant, fournir des éléments techniques nécessaires à la consultation des entreprises | Reconnaissances ponctuelles : <ul style="list-style-type: none"> • carottages • géophysique • essais en laboratoire • essais <i>in situ</i> • hydrogéologie | Rapport final <ul style="list-style-type: none"> • vues en plan (1/1 000° et 1/200° pour les appuis) • sondages, essais, diagrammes stéréo • synthèse |

Phasage des études et des reconnaissances en site rocheux

3.2 - La reconnaissance générale

Elle correspond en général à l'étape d'avancement du projet de l'avant-projet sommaire ou de l'étude préliminaire d'ouvrage d'art.

Elle doit permettre de :

- valider la position de l'ouvrage ;
- donner un avis sur le positionnement des appuis proposé par le projecteur ;
- choisir le principe des fondations ;
- mettre en évidence les problèmes liés à la géologie du site qui peuvent avoir une incidence directe sur les études ultérieures ou survenir lors des travaux, et dont on donne ci-dessous une liste non exhaustive :
 - les problèmes susceptibles de compromettre directement le projet ou d'entraîner sa profonde modification :
 - présence de cavités dans le terrain (karst, ouvrages souterrains anciens, tunnels de lave dans certaines formations éruptives),
 - instabilité de versant,
 - présence dans le massif rocheux de discontinuités au pendage défavorable,
 - présence de zones de roches faillées, altérées, broyées,
 - risque de chute de blocs sur les piles,
 - risques d'affouillement,
 - les problèmes susceptibles d'entraîner des difficultés lors de la réalisation d'ouvrages annexes (talus) ou d'ouvrages provisoires (batardeaux, pistes de chantier) :
 - terrassement (notamment à l'intérieur des batardeaux),
 - tenue des pentes de talus,
 - tenue des parois et assèchement des fouilles,
 - battage de palplanches,
 - injection des terrains,
 - altération ou gonflement des roches,
 - le mouvement des couches superficielles du versant.

La reconnaissance générale doit nécessairement être réalisée en deux phases :

- la phase préliminaire d'étude géologique sans intervention lourde sur le terrain qui permet de définir le programme des reconnaissances sur le site ;
- la phase de reconnaissance proprement dite, où l'on peut également échelonner les interventions (positionnement des sondages mécaniques après analyse des résultats de la géophysique de surface) si la complexité du site et l'importance de la reconnaissance le justifient.

3.2.1 - Phase préliminaire

Elle comprend la collecte et l'étude des documents existants ainsi qu'une ou des visites sur site.

L'intervention d'un géologue est à ce stade indispensable.

L'exploitation des documents existants

En plus des documents nécessaires à la compréhension du projet dans son état actuel, il convient que les documents suivants soient regroupés et correctement exploités :

- les cartes topographiques (et bathymétriques, le cas échéant) du site à une échelle convenable (1/1 000^e par exemple) sur lesquelles *cf.* figurent la position de l'ouvrage à construire et les repères de nivellement, dûment cotés (cotes N.G.F. et/ou cotes marines), indiqués par le chef de projet ;
- les coupes du projet envisagées par le chef de projet ;
- la carte géologique ;
- les photographies aériennes ;
- les études géotechniques ou autres, effectuées dans le voisinage ;
- des extraits des dossiers d'ouvrages construits dans le voisinage, notamment décrivant leurs systèmes de fondations et les ouvrages provisoires qui ont pu être réalisés lors de leur construction.

La ou les visites sur le site

La première visite sur site doit être effectuée par le chargé d'études en compagnie du chef de projet. Elle suffit généralement à mettre en évidence les difficultés principales du projet et à orienter judicieusement les méthodes à mettre en œuvre à ce stade.

La visite du géologue sur le site doit permettre de localiser les affleurements, d'identifier rapidement la nature pétrographique des roches et leur structure (pendages, directions structurales).

Plusieurs visites du géologue peuvent être nécessaires selon les difficultés d'accès, l'importance des affleurements et la complexité des structures du secteur visité (plus large que la seule zone du projet).



La notice interprétative

Elle doit fournir au minimum :

- une coupe géologique longitudinale,
- une carte géologique simplifiée avec les affleurements, les directions structurales (cf. figure 3.1),
- une notice décrivant les terrains du site,
- un premier avis sur l'implantation de l'ouvrage et les difficultés prévisibles,
- le programme de la reconnaissance générale déduit de cette analyse en explicitant l'implantation et la profondeur des sondages.

Nota

Les échelles des cartes et coupes seront en général celles des documents fournis par le chef de projet.

3.2.2 - La reconnaissance générale proprement dite

Elle est structurée par deux grands types d'investigations : les levés de terrain réalisés par un géologue, et les reconnaissances par sondages et par géophysique.

L'intervention systématique d'un géologue sur le terrain est une des spécificités des reconnaissances pour les fondations en site rocheux qu'il sera impératif de respecter.

En règle générale, les opérations de terrain doivent être surveillées en permanence par une personne compétente, mandatée par le chef de projet ou par le chargé d'études. Il est souhaitable que le surveillant appose régulièrement son visa sur les feuilles de chantier remplies par les opérateurs.

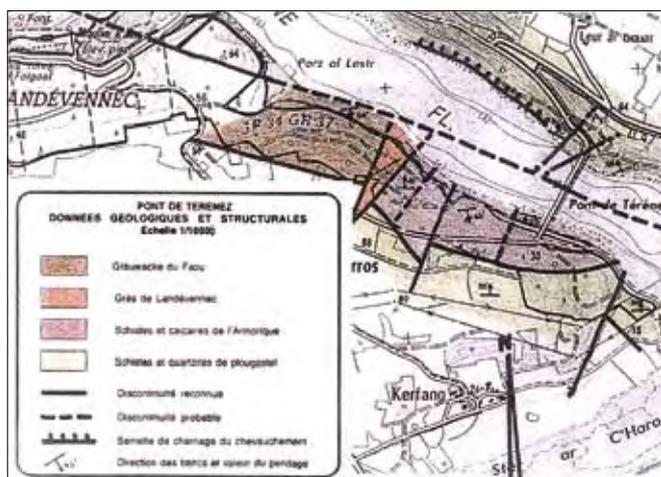


Figure 3.1 : site du viaduc de Terenez : carte géologique simplifiée

Source : S&P

Les levés de terrain

Dans le cas d'un massif rocheux affleurant, il convient d'entreprendre rapidement son étude structurale et de procéder à quelques prélèvements en vue de l'analyse pétrographique de la roche (cf. figure 3.2).

Si le massif est sub-affleurant, la couverture pourra être décapée à cet effet (tranchée exécutée à la pelle).

Ces deux aspects seront affinés à partir des informations qui seront recueillies par la suite, notamment à partir des prélèvements par sondages carottés.

La nature pétrographique de la roche

Il s'agit de déterminer la nature des minéraux qui composent la roche (présence éventuelle de minéraux très altérables...) ainsi que leur état d'altération et la structure de cette roche (granularité, litage, répartition préférentielle de certains minéraux...). Une attention particulière sera portée à la présence et à la description des roches tendres (marnes, gypse, craie, etc.).

L'examen macroscopique peut être utilement complété par un examen en lames minces en laboratoire à partir de prélèvements de blocs représentatifs.

À ce stade, on peut également effectuer des essais d'identification (masse volumique⁽¹⁾, porosité⁽¹⁾, vitesse du son⁽¹⁾) et des essais mécaniques [écrasement sur éprouvettes⁽¹⁾ ou sur blocs rocheux à la presse Franklin⁽¹⁾, essais de fragmentabilité⁽¹⁾, d'altérabilité⁽¹⁾ (à l'eau oxygénée ou autre) et de dégradabilité⁽¹⁾ (cycles d'imbibition et de séchage)].

(1) Liste des normes et procédures d'essai en Annexe 1



Figure 3.2 : affleurement de quartzite fracturée (viaduc de l'Ante)

Source - LCPC

La structure du massif rocheux

La structure du massif rocheux doit être étudiée à deux échelles différentes : à l'échelle régionale et à l'échelle locale correspondant à l'ouvrage.

À l'échelle régionale, on étudie la morphologie et les caractéristiques de la formation géologique concernée par l'ouvrage (vallées, lignes de crêtes, tracé des cours d'eau, végétation, découpage du rivage marin, présence probable ou avérée de cavités souterraines...) ainsi que le régime hydraulique (répartition des points d'eau naturels ou artificiels).

Cette étude peut être utilement faite à partir de l'interprétation des photos aériennes (cf. figure 3.3) et d'un parcours rapide sur le terrain, complétée, le cas échéant, par des analyses géomorphologiques du modèle numérique de terrain (MNT) avec les divers traitements associés (carte de pentes, carte de courbures, etc.), moyens permettant d'aider le géologue dans le travail de recherche et de détection d'accidents et/ou d'anomalies.

À l'échelle locale, on étudie les horizons qui seront sollicités par l'ouvrage lui-même ainsi que par les ouvrages provisoires.

On s'assure que le matériau rencontré est bien en accord avec ce que l'on peut attendre des conclusions de l'étude régionale, c'est-à-dire que le projet ne se situe pas sur un accident géologique (faille, cavité, altération plus marquée, conditions hydrauliques ou faciès particuliers).

On procède ensuite :

- à l'examen de la roche et de son altération (examen visuel, notamment par la couleur, état d'agrégation des minéraux, réponse aux chocs du marteau) ;
- au relevé des discontinuités (quelques dizaines au moins, direction et pendage, remplissage, morphologie des épontes, etc.) afin d'en obtenir une représentation synoptique par une méthode de projection stéréographique ; cette représentation

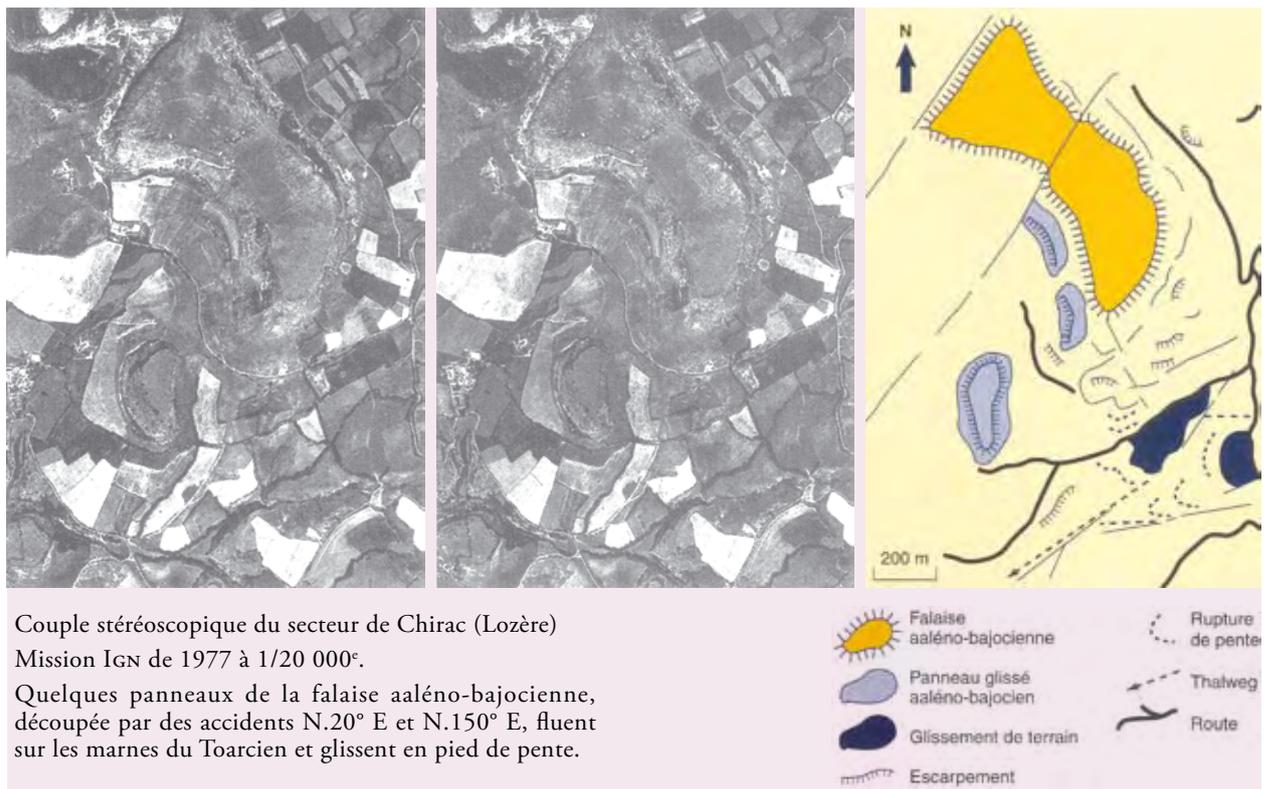


Figure 3.3 : photo aérienne – Source : LCPC

permet d'étudier l'organisation de ces discontinuités qui peuvent être, soit groupées en familles, soit plus rarement diffuses (cf. figure 3.4).

Il est conseillé de se référer aux classes proposées par l'AFTES (2003) pour la présentation des principales caractéristiques.

Les méthodes de reconnaissance

Le choix d'une méthode de reconnaissance dépend du degré de connaissance que l'on a du site à ce niveau de l'étude et de la nature et profondeur probables des différentes formations susceptibles d'intéresser l'ouvrage.

On rappelle que la couverture de sol meuble doit être étudiée par les moyens usuels de la mécanique des sols (essais in-situ, prélèvements intacts ou remaniés en vue d'identification et d'essais mécaniques en laboratoire).

Même si une fondation dans le rocher sous-jacent est probable, les caractéristiques mécaniques de cette couverture doivent être correctement appréciées en raison, en particulier, de leur incidence sur la faisabilité et le dimensionnement des ouvrages provisoires.

Les principales méthodes de reconnaissance sont :

- les sondages à la pelle lorsque la couverture meuble est peu épaisse, qui permettent d'examiner le toit du rocher,
- les puits de reconnaissance,
- les méthodes géophysiques,
- les sondages et leur exploitation.

La reconnaissance doit inclure également s'il y a lieu, le suivi des déplacements du versant (repères topographiques, inclinomètres).

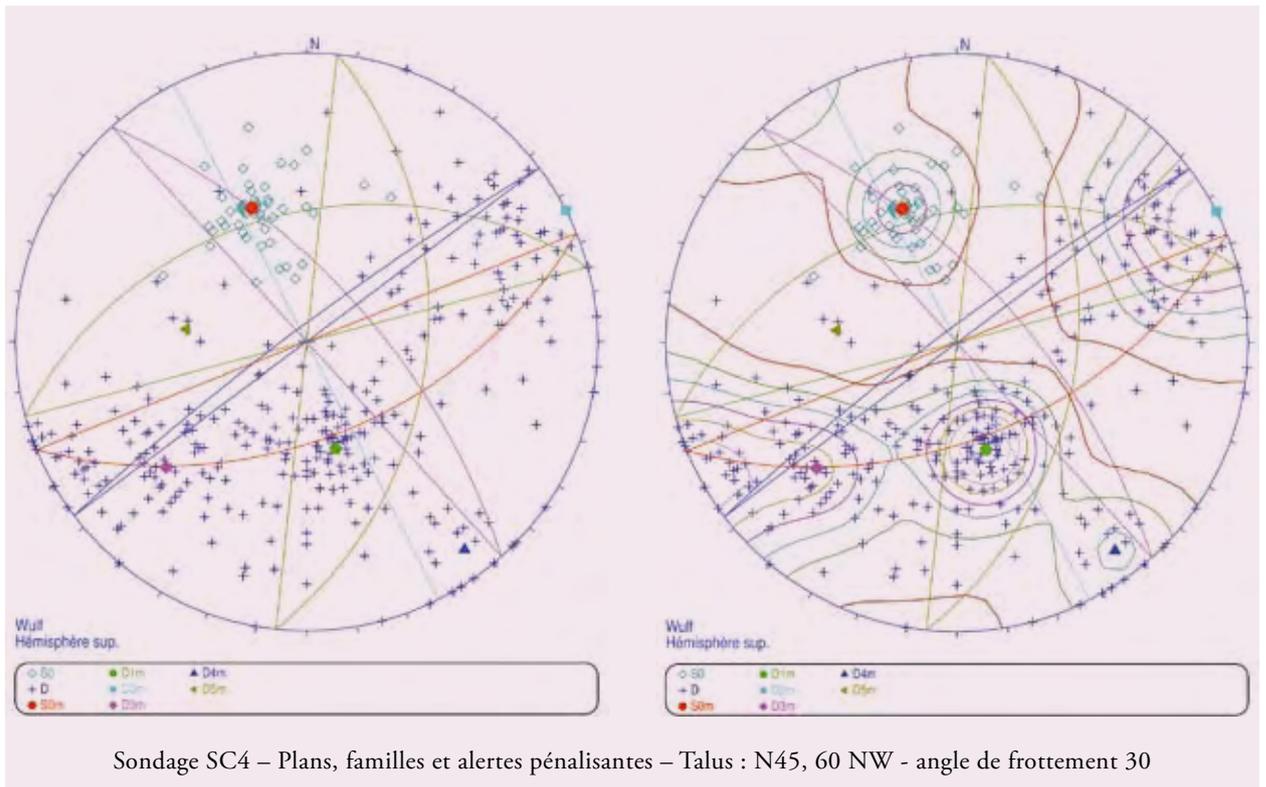


Figure 3.4 : diagramme stéréo – Source : LRPC d'Aix

La géophysique de surface

Les méthodes de prospection géophysiques (voir « Géophysique appliquée : guide de bonne pratique », 1992⁽¹⁾) sont bien adaptées à la reconnaissance générale des sites, notamment dans le cas d'un massif rocheux non affleurant (en site aquatique ou sous une couche de sols de faibles caractéristiques) pour déterminer l'épaisseur et la répartition des sols superficiels, et par suite la morphologie du toit du substratum. De même, ces méthodes permettent de connaître l'épaisseur de la frange altérée ou très fracturée d'un massif rocheux, affleurant ou non. Cependant, elles doivent toujours être calées par un ou plusieurs sondages mécaniques.

A ce stade de la reconnaissance, les deux méthodes les plus utilisées sont la sismique-réfraction et la prospection par courant électrique. La sismique réflexion a été parfois utilisée pour détecter une interface caractéristique (cf. figure 3.5).

(1) Voir Références.

La sismique-réfraction (voir « Guide Sismique Réfraction, 2005⁽²⁾) consiste à mesurer, à partir de la surface du terrain, le temps de propagation d'une onde sismique de compression après sa réfraction sur les différents dioptrés que constitue la superposition des couches de terrain. Cette méthode n'est opérante que si les couches rencontrées sont de compacité croissante avec la profondeur. Elle s'applique en particulier à la détermination de l'interface entre le sol meuble de surface et le substrat rocheux. C'est une méthode d'utilisation courante en site terrestre ; elle est également utilisable en site aquatique.

Les méthodes électriques, qui sont pour l'essentiel le traîné électrique et le panneau électrique, donnent des plans - coupes de résistivité qui fournissent une image des hétérogénéités telles que cavités, filons, zones faillées ou très altérées. Le traîné électrique peut être utilisé sous l'eau sauf si celle-ci présente des variations rapides de salinité (conductivité) comme c'est le cas dans l'embouchure des fleuves.

(2) Voir Références.

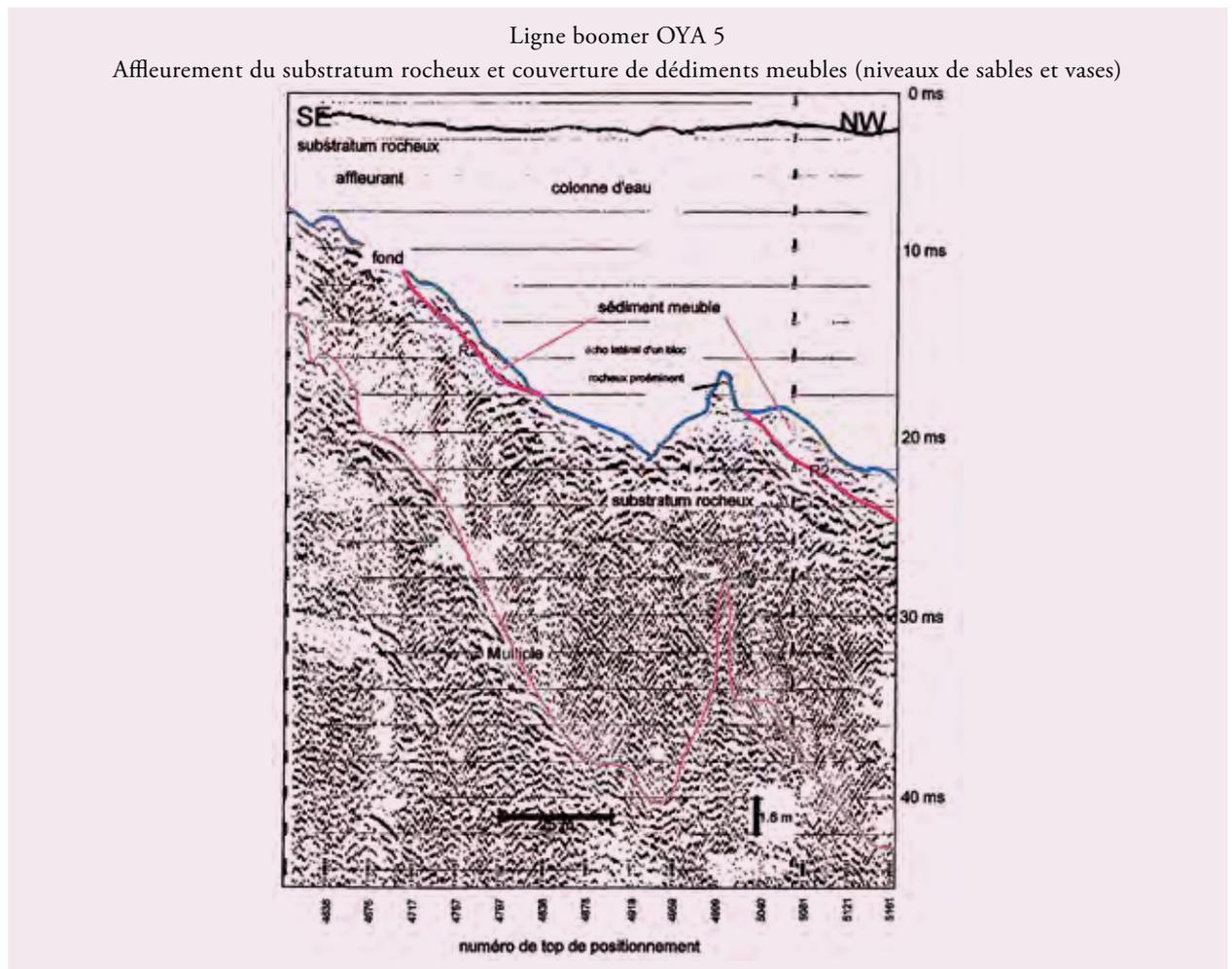


Figure 3.5 : exemple d'utilisation de la sismique réflexion pour déterminer le toit du rocher sous sédiments meubles et en site aquatique (Guyane, Franchissement de la rivière Oyapock, 2003)

Les sondages carottés et destructifs

Les sondages ont pour but principal de confirmer et de valider le modèle géologique ; à ce stade de la reconnaissance générale, leur nombre, leur profondeur et leur implantation sont plutôt liés aux conditions géologiques qu'aux appuis de l'ouvrage. Ces sondages permettent aussi d'avoir une première identification mécanique des terrains.

Les sondages sont le plus souvent verticaux. Toutefois on peut aussi réaliser des sondages obliques, soit pour être mieux orienté par rapport à une famille majeure de discontinuités, soit parce que le volume de terrain concerné par la fondation et à explorer n'est accessible que latéralement (cf. figure 3.6).

Des sondages carottés sont toujours nécessaires, eux seuls permettant de reconnaître en profondeur le rocher en l'absence d'affleurement et avec le minimum

de remaniement. On trouvera en annexe 2 quelques spécifications particulières concernant ce type de sondages dans le rocher.

Dans le cas d'un recouvrement général du massif rocheux par des formations superficielles, il conviendra de prévoir des sondages pénétrant suffisamment dans le rocher pour déterminer avec précision la morphologie du toit du substratum, et s'affranchir d'erreurs possibles (cas de gros blocs noyés dans les terrains meubles et isolés du massif, notamment) ; l'épaisseur d'altération au sommet du substratum sera également évaluée. La géophysique de surface est dans ce cas un bon moyen de déterminer l'épaisseur du recouvrement d'un sondage à l'autre.

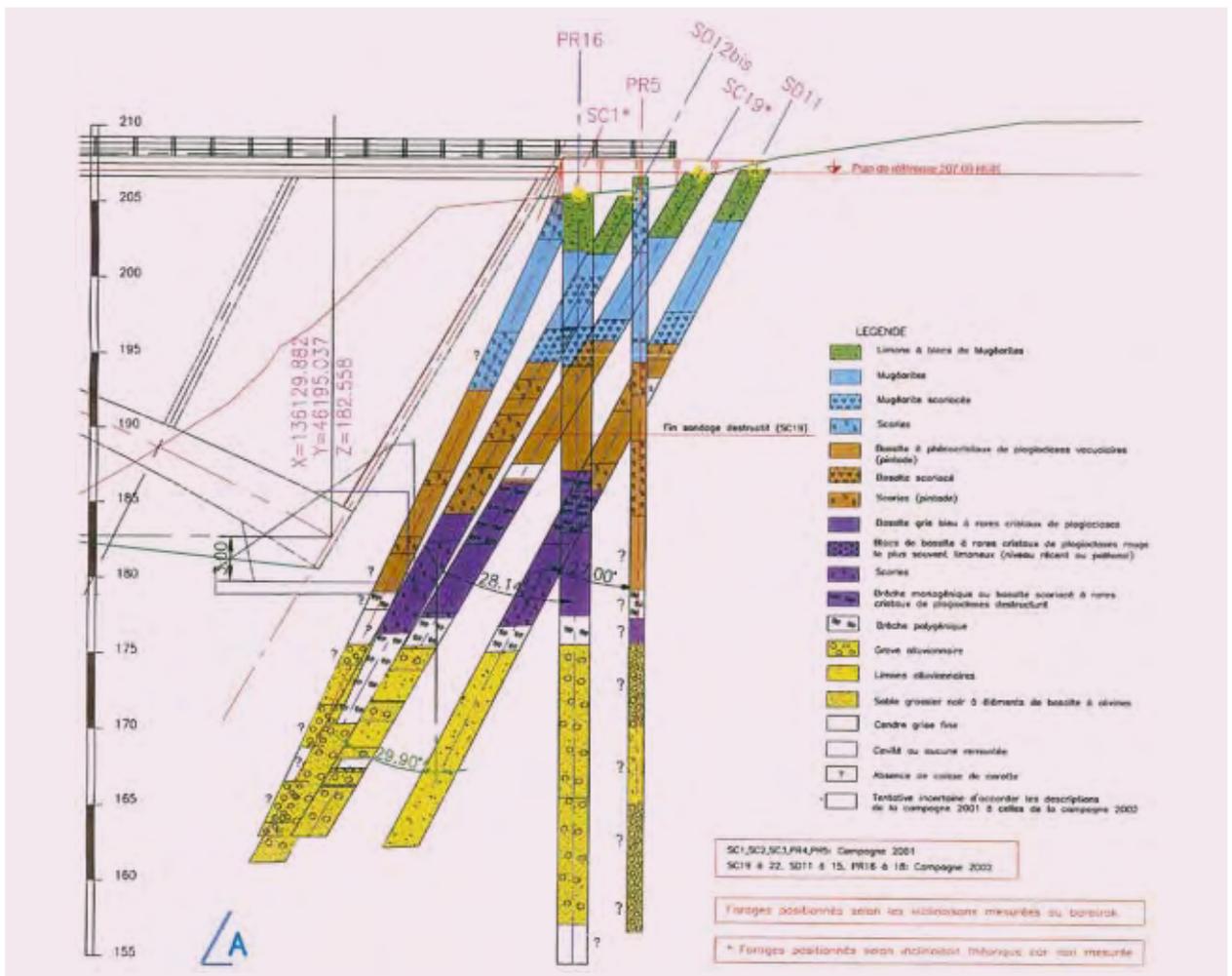


Figure 3.6 : reconnaissance par sondages obliques (viaduc de la Ravine Fontaine, La Réunion)

Un sondage de qualité doit être exigé, avec un taux de récupération supérieur à 90 %. L'exploitation d'un sondage carotté repose en premier lieu sur une bonne description des carottes et des discontinuités. Les carottes sont décrites par le géologue sur le plan pétrographique et quant à leur état de fracturation et d'altération ; un échantillonnage est pratiqué si nécessaire pour une analyse pétrographique ou pour des essais d'identification (masse volumique, porosité, vitesse du son, etc.). La description des discontinuités inclut celle de leur inclinaison par rapport au sondage (à défaut d'une orientation absolue), de la rugosité des surfaces, du remplissage, de l'état d'altération des épontes, etc. Les principaux indices quantitatifs fournis par ces sondages et utiles pour caractériser mécaniquement le massif rocheux sont le RQD (Rock Quality Designation), l'ID (Intervalle de Discontinuité), la FD (Fréquence de Discontinuité), évalués par portion homogène de sondage (voir les Recommandations AFES 2003⁽¹⁾ ainsi que les cf. figures 3.7 et 3.8).

Les sondages destructifs, moins onéreux que les sondages carottés, peuvent permettre, dans certains cas, de multiplier les points de calage du modèle, à la condition de les étalonner avec des sondages carottés.

Ils sont effectués soit au trépan rotatif soit au marteau fond de trou. Des méthodes de foration particulières (type O.D.E.X) peuvent s'avérer nécessaires si la couverture de sol meuble est constituée par des matériaux grossiers éboulés.

Les sondages destructifs doivent être effectués avec enregistrement des paramètres de foration (mesure de la vitesse d'avancement, de la poussée et du couple de rotation).

En plus des informations données par l'enregistrement des paramètres, ces forages permettent d'apprécier la nature des terrains traversés par examen des particules (forage à l'eau ou à la boue) ou des éclats qui remontent à la surface (forage à l'air comprimé).

Pour éviter les erreurs d'interprétation, il est essentiel de ne jamais travailler en aveugle mais de toujours établir une coupe lithologique du forage à partir de l'examen des cuttings ou sédiments.

(1) Voir Références



Figure 3.7 : photo d'un sondage carotté – Source : Sétra

L'exploitation des « trous » de forage

Les trous de forage peuvent être utilisés pour réaliser certaines observations ou mesures, par application de méthodes qui sont, pour certaines, tributaires de l'état du trou : tubé (tubage plastique ou métal) ou non tubé, rempli d'eau claire ou d'eau chargée, de boue bentonitique ou autre.

Parmi les investigations les plus courantes, on peut citer :

- les mesures piézométriques, indispensables pour caractériser l'hydrogéologie du site ;

Sondage : SC3

Date : 16/06/2000

Site :

x =

Echelle : 1/100

Affaire : 00/0968/E

y =

z = 314.927 NGF

| Cote NGF | Prof. | Nature du terrain | Echantillons | Eau | Outil | Tubage | Equipement | % CAR (%) | % RQD (%) | perméabilité m/s | Date |
|----------|-------|--|--------------|-------|---------|--------|------------|-----------|-----------|------------------|-------|
| 314.927 | 0.00 | éboulis calcaires à matrice limoneuse et blocs calcaires décimétriques | | | CAR 146 | | | | | | |
| 312.93 | 2.00 | calcaire gris clair fracturé | | | | | | | | | |
| 312.13 | 2.80 | calcaire beige clair fracturé | | | | | | | | | |
| 309.93 | 5.00 | calcaire gris clair compact et homogène, peu fracturé | | | | | | | | | |
| 307.93 | 7.00 | calcaire beige blanchâtre fracturé | | NEANT | CAR 116 | | | | | | |
| 297.93 | 17.00 | calcaire beige fracturé à très fracturé | | | | | | | | | 16/06 |
| 294.93 | 20.00 | | | | | | | | | | |

Figure 3.8 : coupe d'un sondage avec RQD – Source : LREP Clermont-Ferrand

- l'essai Lugeon⁽¹⁾ : c'est un essai d'eau de réalisation relativement simple qui permet d'évaluer le degré de fracturation de la roche en place et dont la réalisation s'impose dans la plupart des cas (cf. figure 3.9) ;
- la diagraphie microsismique qui renseigne sur le degré de fracturation de la roche en place ;
- la diagraphie de radioactivité naturelle (ou gamma-ray naturel) qui permet en particulier de corréler les différents horizons en raison du niveau de radioactivité qu'ils manifestent (utilisation courante).

(1) Liste des normes et procédures d'essai en Annexe 1

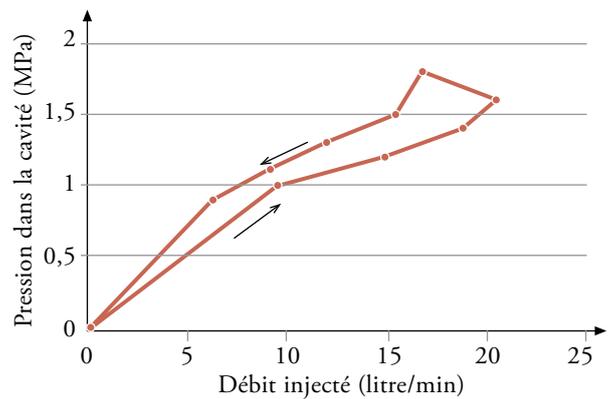


Figure 3.9 : exemple de courbe d'essai Lugeon : le débit d'eau est injecté en fond de forage avec un obturateur limitant la hauteur d'injection, sous différentes pressions, croissantes puis décroissantes ; le résultat de l'essai est exprimé en unités-lugeon : débit en litres par minute, ramené à une hauteur d'injection de 1 m et pour une pression de 1 MPa

– Source : LRPC Clermont-Ferrand

Il en existe aussi, d'usage plus spécifique :

- l'imagerie ou la fausse imagerie de paroi qui permettent de visualiser et d'orienter les discontinuités des parois des trous (cf. figure 3.10) ;
- la sismique cross-hole ou la tomographie sismique qui permettent la mesure des vitesses de propagation entre deux forages ;
- le radar géologique de forage qui permet de détecter la présence de fractures, de zones altérées ou de cavités au voisinage des trous de forage ;
- les diagraphies nucléaires (cf. figure 3.11) :
 - la diagraphie gamma-gamma qui donne en continu en fonction de la profondeur la masse volumique humide du terrain ;
 - la diagraphie neutron-neutron qui donne en continu en fonction de la profondeur la teneur en eau volumique en place.

Les essais *in situ*

On peut avoir recours aux essais pressiométriques et aux essais de dilatomètre au rocher et à la plaque, qui permettent la mesure en place des caractéristiques de résistance et/ou de déformation du terrain.

Il faut toutefois souligner que ces essais mécaniques *in situ* en forage, par principe, ne traduisent qu'imparfaitement le comportement mécanique du massif en raison du faible volume ausculté (au mieux 1 m³) en regard du massif et de l'espacement des discontinuités.

Il n'existe pas d'essai *in situ* ponctuel « idéal » pour caractériser le comportement global d'un massif rocheux discontinu.

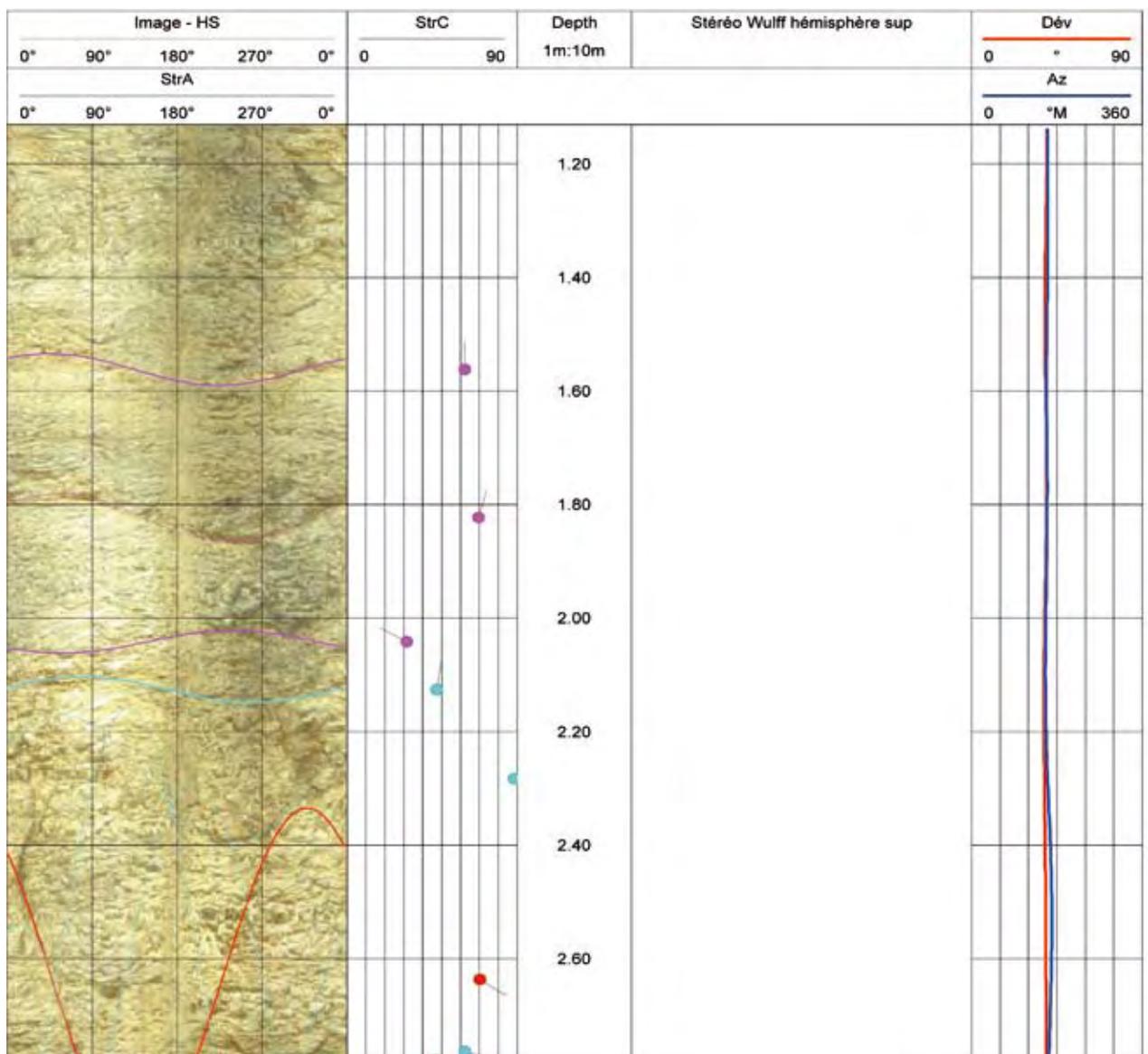


Figure 3.10 : exemple de résultats d'imagerie de paroi (viaduc de l'Ante)– Source : LRPC de Rouen

L'essai pressiométrique⁽¹⁾

L'essai pressiométrique est bien adapté pour caractériser les terrains meubles de couverture.

En raison de la compressibilité propre de l'appareil et de la limitation de capacité des sondes classiques autour de 5 MPa, cet essai conçu pour les sols ne permet pas d'évaluer correctement les propriétés mécaniques élevées des milieux rocheux : sous-estimation à la fois de la résistance limite et du module de déformation, mauvaise prise en compte d'une fracturation serrée.

Par contre, il est assez bien adapté à l'étude des terrains intermédiaires tels que les roches très altérées, les marnes et argilites indurées, ainsi que les roches tendres telles que la craie.

Actuellement, l'utilisation de sondes à haute pression (jusqu'à 10-12 MPa) permet d'étendre le domaine d'utilisation de cet essai à des roches un peu plus « résistantes ».

Le pressiomètre est souvent utilisé pour étudier dans un forage la progression sol/rocher très altéré/rocher altéré/rocher sain (cas des granites, gneiss, micaschistes, par exemple).

L'essai au dilatomètre de rocher et les essais à la plaque sont des essais lourds et relativement délicats à réaliser et à interpréter

Ils sont plutôt réservés aux phases ultérieures de reconnaissance (cf. § 3.3.1, les essais *in situ*).

(1) Liste des normes et procédures d'essai en Annexe 1

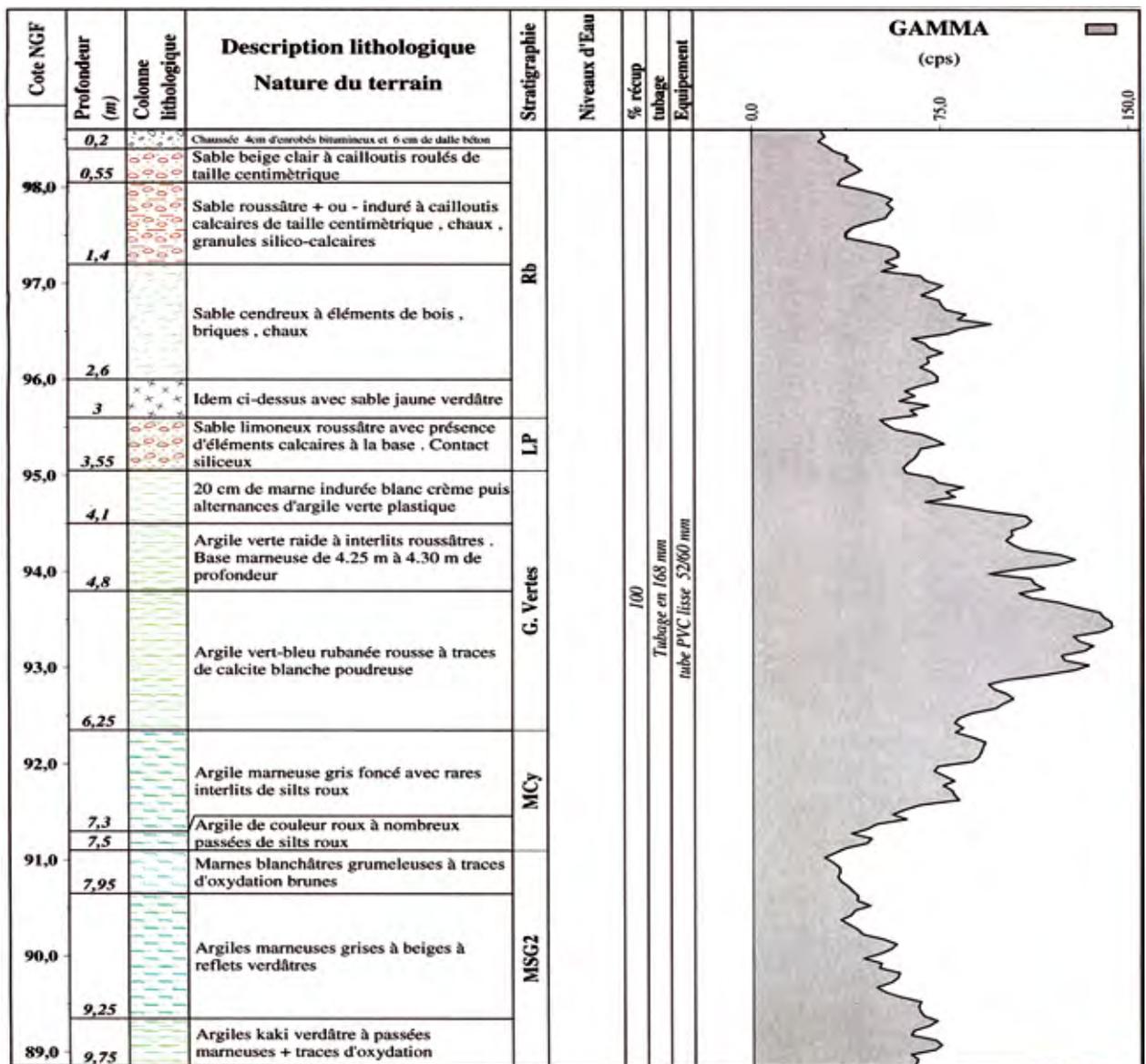


Figure 3.11 : exemple de diagraphe de radioactivité naturelle – Source : LREF

Le rapport de synthèse

Un rapport de synthèse doit être rédigé par le chargé d'études tenant compte de l'ensemble des données relevées au cours de cette phase de reconnaissance générale, en y incluant les éléments recueillis lors de la phase préliminaire.

Il comporte :

- les vues en plans à une échelle convenable où sont repérés les différents points de sondages et les autres types d'investigation,
- les coupes géologiques longitudinales et transversales (cf. figure 3.12),
- un recueil de tous les résultats des coupes de terrains, diagraphies et essais, photo-interprétation éventuelle du site,
- les niveaux d'eau sur l'ensemble du site,
- le rapport proprement dit.

Celui-ci doit indiquer si l'implantation prévue pour l'ouvrage et ses appuis est judicieuse ou si une autre implantation semble recommandée.

Il fournit également des indications sur le type de fondations à retenir et leurs niveaux prévisibles (avec prédimensionnement).

Les méthodes d'exécution des fondations et des ouvrages annexes sont évoquées, avec les difficultés prévisibles.

Si une campagne de reconnaissance complémentaire s'avère nécessaire, ce qui sera le cas général pour les ouvrages d'une certaine importance, le rapport en définit la consistance.

3.3 - La reconnaissance détaillée

Elle correspond à l'étape d'avancement du projet d'ouvrage d'art (POA) et du dossier de consultation des entreprises (DCE).

Son objet est de compléter les informations recueillies lors de l'étape précédente afin de pouvoir procéder au dimensionnement des fondations de l'ouvrage principal et de ses ouvrages annexes, dimensionnement qui nécessite la connaissance, d'une part, de la nature et des propriétés mécaniques de la matrice rocheuse et, d'autre part, de l'intensité et de l'orientation des discontinuités ainsi que de leurs propriétés de frottement.

Cette reconnaissance doit en outre permettre de définir les valeurs des paramètres mécaniques et de perméabilité des terrains qui seront nécessaires à la conception et au dimensionnement des ouvrages provisoires éventuels.

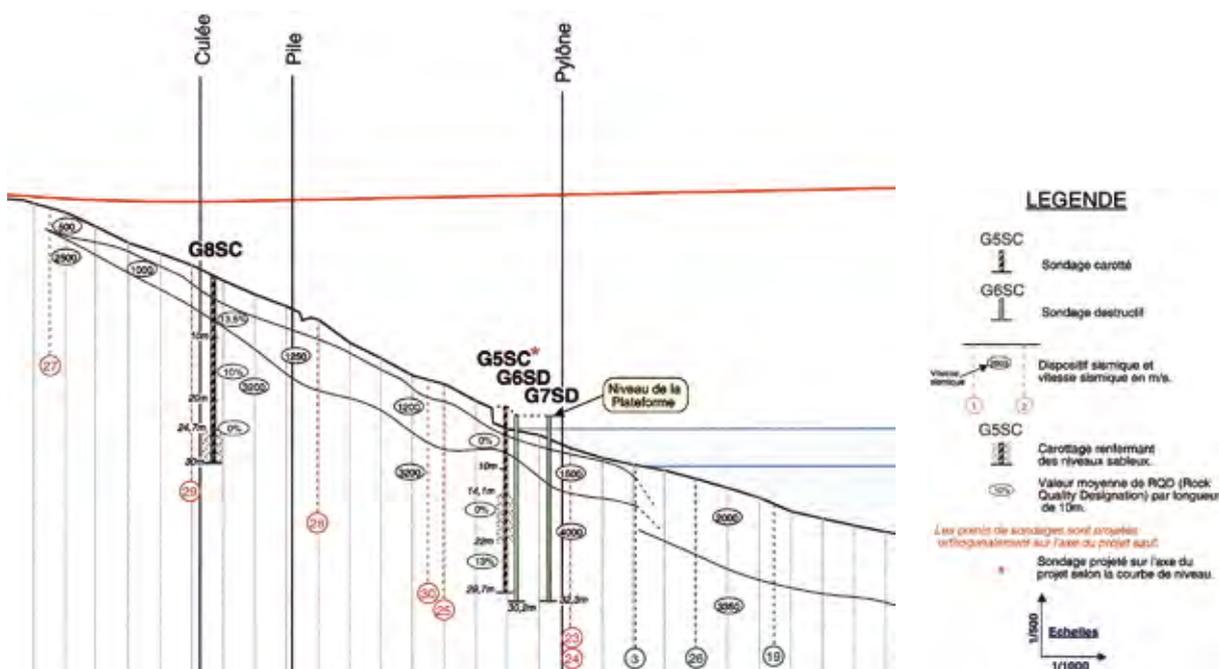


Figure 3.12 : profil en long géologique illustrant la reconnaissance en rive gauche du nouveau pont de Terenez (Longueurs verticales = 2 x longueurs horizontales) – Source : S&T

Contrairement aux interventions de la reconnaissance générale, les nouvelles investigations se concentrent sur l'emplacement retenu pour les appuis.

Les méthodes de reconnaissance sont donc, généralement, des méthodes plus ponctuelles que les précédentes.

Comme pour les investigations antérieures, les opérations de terrain menées dans le cadre de cette reconnaissance, et notamment les opérations de carottage ou les essais mécaniques *in situ*, doivent être surveillées en permanence par une personne compétente.

3.3.1 - Les méthodes de reconnaissance

On présente ci-dessous les méthodes plus spécifiquement utilisées dans cette phase de reconnaissance, en complément de celles présentées au paragraphe précédent.

Les sondages carottés et destructifs

La règle générale est que, pour un pont, il convient d'effectuer au moins un sondage carotté continu par appui, le sondage étant poursuivi sur plusieurs mètres au-dessous de la cote présumée de la fondation, à une profondeur égale au moins à une fois la largeur de la fondation comptée à partir de la cote présumée de celle-ci, pour en reconnaître sa zone d'influence immédiate. Cette profondeur doit être augmentée si des cavités, naturelles ou artificielles, sont à redouter (surprofondeur de $7\varnothing$ pour un puits de diamètre \varnothing , par exemple).

L'objectif des sondages carottés est de :

- vérifier la conformité des terrains au modèle géologique et l'absence d'anomalie,
- préciser la profondeur de la zone altérée du rocher,
- prélever des échantillons qui seront utilisés pour les essais de laboratoire.

Les recommandations relatives à ces carottages sont les mêmes que celles qui ont été décrites ci-dessus (cf. § 3.2.2, les méthodes de reconnaissance) et les parois des forages peuvent également être étudiées suivant les mêmes méthodes.

Les sondages destructifs peuvent compléter les sondages carottés pour caler des épaisseurs, à condition de les étalonner sous chaque appui avec un sondage carotté. Compte tenu de leur moindre coût, ils peuvent être employés en grand nombre pour reconnaître l'ensemble de la surface de la fondation, en cas de risque de cavités notamment.

Les enregistrements de paramètres fournissent également des indications précieuses sur l'état d'altération du rocher.

Les spécifications de réalisation sont les mêmes que celles qui ont été décrites ci-dessus (cf. § 3.2.2, les méthodes de reconnaissance).

Les piézomètres et les essais d'eau

A ce stade de l'étude, il est indispensable de prévoir des forages dédiés à la réalisation de piézomètres qui devront être conservés et relevés jusqu'à la date de réalisation des travaux, pour suivre l'évolution des niveaux d'eau sur le site.

Si les conditions hydrogéologiques sont homogènes sur le site, il est préférable de réaliser ces piézomètres à l'extérieur de la zone des appuis, pour qu'ils puissent être conservés pendant les travaux.

De plus, il est très fréquent que les méthodes d'exécution des fondations ou des ouvrages annexes nécessitent la connaissance des caractéristiques de perméabilité des terrains.

Il est donc recommandé de prévoir systématiquement des essais de perméabilité en forage : essais Lefranc⁽¹⁾, sans oublier que les hypothèses sur lesquelles reposent l'interprétation de cet essai (milieu poreux, homogène et isotrope) ne sont pas nécessairement celles rencontrées dans les milieux rocheux fracturés (perméabilité de fissures).

Cependant, le rayon d'action d'un tel essai est en général faible en regard de l'espacement des discontinuités du massif, pour une meilleure caractérisation de la perméabilité, on est alors amené à prévoir des essais de pompage dans des forages de gros diamètre, plus représentatifs.

L'essai Lugeon⁽²⁾ est plus utilisé pour caractériser l'état de fracturation et l'injectabilité du massif que pour des mesures de perméabilité, néanmoins il permet une évaluation approchée de la perméabilité d'un milieu poreux équivalent (1 unité Lugeon $\approx 10^{-7}$ m/s).

(1) Liste des normes et procédures d'essai en Annexe 1

(2) Liste des normes et procédures d'essai en Annexe 1

La géophysique et les diagraphies de forage

En plus des méthodes usuelles d'exploitation des trous de forage exposées précédemment, des méthodes géophysiques particulières de forage peuvent être recommandées notamment si de fortes hétérogénéités et/ou la présence de cavités sont à craindre sous les appuis : méthodes électriques à partir d'un ou plusieurs forages, radar géologique.

La mesure de la vitesse des ondes sismiques de compression et de cisaillement entre plusieurs forages (essai Crosshole) ou dans un même forage (essais Downhole/Uphole) est également assez courante : on en déduit les modules dynamiques des diverses couches⁽¹⁾

On trouvera la présentation des différentes méthodes géophysiques dans le « Code de bonne pratique de la géophysique appliquée »⁽¹⁾.

Les essais de laboratoire

Ces essais ont pour objet de mesurer sur des échantillons représentatifs de la matrice rocheuse les caractéristiques physiques et mécaniques (déformabilité et rupture).

Les essais les plus couramment pratiqués sont la détermination de la résistance à la compression uniaxiale⁽¹⁾, de la masse volumique⁽¹⁾, et les essais de traction par fendage (essais brésiliens⁽¹⁾). La résistance en compression uniaxiale est mesurée par écrasement sous presse ; un grand nombre d'essais doit être prévu compte tenu de la dispersion généralement importante.

Dans certains cas, ces essais de base peuvent être approfondis pour obtenir des mesures plus précises (mesure du module d'Young⁽¹⁾, du coefficient de Poisson⁽¹⁾, essais triaxiaux⁽¹⁾).

Un essai de résistance plus « grossier » peut également être réalisé sur des blocs si l'on ne dispose pas de carottes : essai à la presse Franklin⁽¹⁾ (écrasement de blocs de roche entre deux pointes).

Les essais d'identification (porosité⁽¹⁾, vitesse du son⁽¹⁾) doivent être prévus dans tous les cas sur un nombre d'échantillons suffisant.

Des essais spécifiques peuvent être réalisés pour des problèmes particuliers : essais d'altérabilité⁽¹⁾, de dégradabilité⁽¹⁾, de fragmentabilité⁽¹⁾, de résistance au gel et d'abrasivité.

En outre, les caractéristiques mécaniques des discontinuités (frottement, dilatance) peuvent être quantifiées par des essais à la boîte de cisaillement⁽¹⁾.

(1) Voir Références



Figure 3.13 : essai de compression uniaxiale - Carotte de diamètre 50 mm - Marbre de Saint Béat - Source : LRPC Toulouse



Figure 3.14 : essai de cisaillement sur discontinuité rocheuse - Source : LRPC Lyon



Figure 3.15 : essai brésilien - Source : LRPC Toulouse

Les essais *in situ*

Des forages spécifiques doivent être réalisés pour réaliser les essais mécaniques (essai au dilatomètre⁽¹⁾ et/ou essai pressiométrique⁽¹⁾ s'il est adapté au terrain).

Ces forages doivent être implantés sous les appuis, leur nombre et leur profondeur dépendant de leur validité dans les terrains du site : nécessaires pour caractériser mécaniquement les sols de couverture et la frange altérée du rocher, ils ne doivent pas être prolongés au-delà de quelques mètres dans le rocher sain.

L'essai au dilatomètre de rocher⁽¹⁾, relativement délicat, permet de mesurer le module de cisaillement du rocher autour de la sonde, notamment sous chargement cyclique, à condition que le milieu ne soit pas trop fracturé.

Dans les cas les plus complexes (ouvrages très importants et/ou configuration de site ou de terrain particulière), la réalisation de puits de reconnaissance peut s'imposer. Elle permet l'examen en place du rocher et des discontinuités, ainsi que la réalisation d'essais de chargement du massif à la plaque en vue de déterminer un module de déformation.

3.3.2 - Le rapport final

Les résultats de l'ensemble de la reconnaissance doivent *cf.* figurer dans un rapport rédigé par le chargé d'études, on y trouve les informations suivantes :

- en introduction, le rappel de la mission précise confiée au chargé d'études, la chronologie des différentes étapes de la reconnaissance et les moyens mis en œuvre ;
- dans une première partie, la synthèse géotechnique d'ensemble, avec différents documents (*cf.* § 3.3.2 ci-après) et les résultats des sondages et essais effectués ;
- dans une deuxième partie, l'application au projet en ce qui concerne les fondations (positionnement, type, niveaux, dimensionnement, méthodes de construction) et les ouvrages provisoires.

On note que ce rapport final ne met pas un terme au travail du chargé d'études. Il est très souhaitable que ce dernier soit intégré à l'équipe projet et que la réception des fouilles lui soit confiée : lors de l'ouverture de ces fouilles, il sera le mieux placé pour s'assurer que les conclusions de l'étude sont bien confirmées et, le cas échéant, pour vérifier le bien fondé d'adaptations consécutives à la découverte d'anomalies. Ce suivi peut être formalisé par un mission G4 selon la norme NF P 94500.

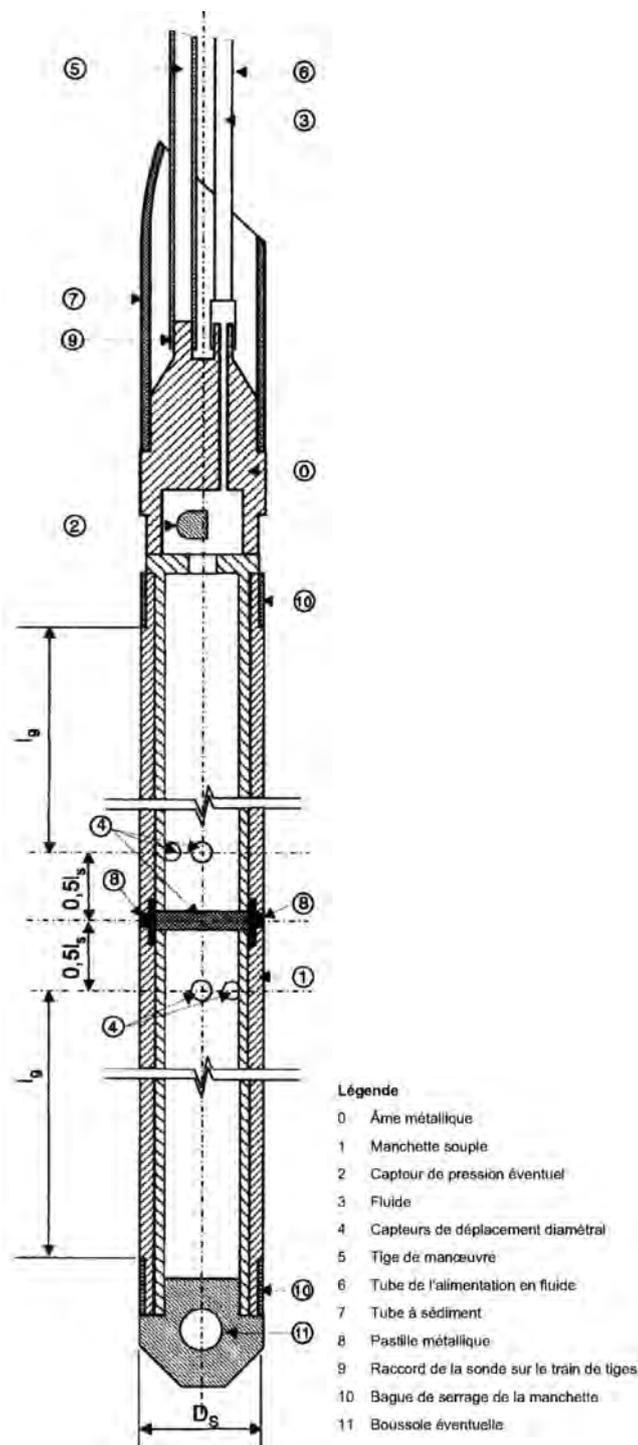


Figure 3.16 : sonde dilatométrique – Source : ©AFNOR - XP P94-443-1 de février 2002 (seule la version AFNOR dans son intégralité fait foi - pour se la procurer www.boutique-normes.afnor.org)

(1) Liste des normes et procédures d'essai en Annexe 1

Les documents relatifs à l'étude

Ces documents sont :

- la localisation du projet : extraits de la carte IGN (échelle 1/25 000^e par exemple) et de la carte géologique du site sur lesquels on aura situé le projet ;
- les vues en plan à une échelle convenable (par exemple 1/1 000^e pour l'ensemble et 1/200^e pour les appuis) avec le fond topographique (cf. figure 3.17) ;
- les coupes géologiques et géotechniques incluant les coupes de forages et les divers plans-coupes (avec report des campagnes de sondages et de géophysique ;
- les documents photographiques interprétés ;
- les résultats interprétés des essais et des mesures *in situ* et en laboratoire ;
- les stéréogrammes de l'étude structurale du massif (représentation conventionnelle des discontinuités du massif).

La synthèse et l'exploitation des résultats

Le rapport final doit faire la synthèse de l'ensemble des reconnaissances pour proposer une description des roches et du massif rocheux du site, c'est-à-dire un modèle géomécanique du site : définition, répartition spatiale et description des formations ou sous-ensembles qui ont été distingués *in fine*, caractéristiques mécaniques proposées (en fourchettes), principales incertitudes subsistantes à lever lors des fouilles, etc.

Les types de modélisation du massif rocheux sont détaillées au § 5.2 et le choix des caractéristiques au § 5.3.

On utilisera avantagement les classes proposées par l'AFTES (2003)⁽¹⁾ pour la présentation des principales caractéristiques, notamment :

- porosité, indice de continuité, dureté, abrasivité de la roche,
- résistance en compression uniaxiale de la roche,
- état d'altération du massif,
- continuité du massif,
- caractéristiques des discontinuités (espacement, fréquence, RQD, ID, nombre de familles),
- perméabilité du massif,
- déformabilité du massif.

On pourra également employer une « notation » des massifs rocheux telle que le RMR (rock mass rating)⁽²⁾, mais on gardera à l'esprit le caractère simplificateur de ces notations.

Le choix et la justification des fondations de l'ouvrage

C'est à partir des éléments précédents que le chargé d'études et l'équipe de projet pourront entamer l'étude des fondations proprement dite :

- choix des types de fondation, des niveaux,
- valeurs des paramètres de calcul à prendre en compte,
- dimensionnement des fondations,
- définition des méthodes d'exécution,
- étude des travaux annexes (injections, pompages) : choix, spécifications, estimation des quantités,
- éléments techniques pour la consultation des entreprises,
- dimensionnement des ouvrages provisoires,
- propositions d'instrumentation et de suivi de l'ouvrage,
- examen des solutions variantes possibles.

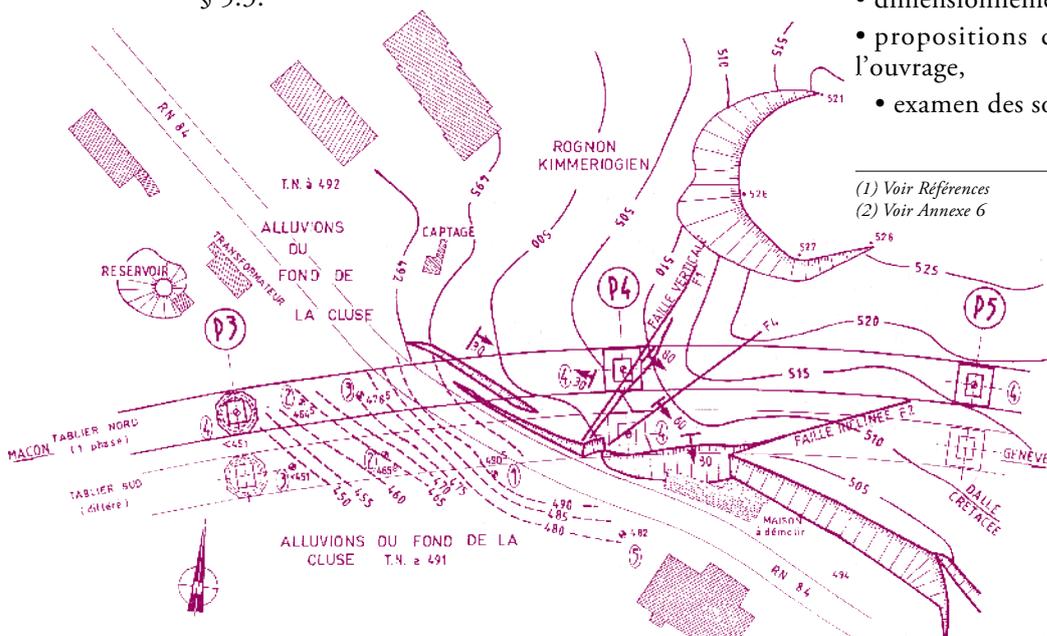


Figure 3.17 : plan d'implantation des reconnaissances (les différentes phases de la reconnaissance par sondages sont notées par des numéros encadrés)

Chapitre 4

Principes de conception



Dans ce chapitre, nous supposons le plus souvent que l'implantation des appuis a été décidée à l'issue des études préliminaires (choix d'une variante d'ouvrage en adéquation avec le contexte géotechnique général, les reconnaissances préliminaires, le parti architectural, les diverses contraintes du projet, fonctionnelles, environnementales, etc.). Pour chaque appui, il s'agit alors de définir de façon approchée la fondation, qui devra faire l'objet ensuite d'un dimensionnement détaillé.

4.1 - Principes généraux

Par définition, les fondations doivent garantir la stabilité de l'ouvrage dans toutes les situations susceptibles d'être rencontrées aux différentes étapes de la vie de l'ouvrage.

La démarche qui aboutit au choix du type de fondation et à son dimensionnement nécessite en conséquence l'étude :

- des mécanismes possibles d'instabilité. Ceux-ci peuvent préexister ou être induits par l'ouvrage, à une échelle locale ou plus générale. Ces problèmes concernent tout particulièrement le cas des appuis sur versant. Suivant les conditions topographiques et structurales du site, cette analyse doit être faite à l'échelle de chacun des appuis ou à une échelle plus large pouvant englober plusieurs appuis ;
- de la charge limite que peut supporter le massif rocheux sous la fondation, qui doit être comparée avec la charge réelle apportée par l'ouvrage, pour chaque cas de charge étudié. Cette charge limite dépend directement de la résistance du massif rocheux mais aussi de la géométrie de la fondation. Elle doit être déterminée à partir des schémas de rupture les plus pertinents en tenant compte des données structurales du massif rocheux : suivant les cas, le milieu pourra être considéré comme continu ou discontinu (*cf.* chapitre 5) ;
- des déformations induites par le chargement : tassements, et surtout rotations. Les rotations qui peuvent résulter des moments appliqués au niveau de la fondation et/ou de l'anisotropie et de l'hétérogénéité du massif rocheux, sont particulièrement importantes à vérifier pour les piles de grande hauteur dans la mesure où elles peuvent provoquer des effets de second ordre non négligeables et inadmissibles pour la structure ;
- des problèmes d'exécution des fondations : terrassements nécessaires pour les plates-formes, les pistes et les fondations, blindages ou soutènements des excavations, stabilité des talus, épuisements des fouilles, traitements des terrains, etc. L'expérience montre que les problèmes d'exécution relatifs à la partie « fondations » des travaux de construction d'un

ouvrage, parfois et à tort considérés comme « annexes », peuvent avoir une incidence forte sur le choix et l'optimisation du type de fondation. Dans un versant escarpé, il s'agit principalement des instabilités induites par les terrassements et nécessitant la disposition de soutènements en conséquence. Pour un site aquatique, il s'agit, entre autres problèmes, de la maîtrise des arrivées d'eau et de la prévision des moyens adaptés pour assurer l'épuisement des fouilles. Ces problèmes doivent être pris en considération suffisamment tôt par l'intervention d'un géotechnicien dans l'étude générale de l'ouvrage, si l'on veut éviter des adaptations coûteuses « de dernière heure ».

4.2 - Principaux cas de fondations au rocher

Dans une très grande majorité de cas, en particulier quand il s'agit d'ouvrages courants avec des conditions géologiques simples, les caractéristiques des massifs rocheux sous les fondations sont largement surabondantes, eu égard aux charges apportées, que ce soit en terme de portance, de tassements ou de stabilité.

Ce n'est pas sans raison que dans les analyses et concepts courants de la géotechnique, le « bed-rock » est souvent considéré comme une frontière en dessous de laquelle, les caractéristiques mécaniques changeant d'ordre de grandeur par rapport à celles des terrains de recouvrement, l'analyse d'un minimum de données (identification/état/structure) est suffisante pour garantir la surabondance de capacité du massif rocheux vis-à-vis des charges apportées.

En revanche, des problèmes de fondations au rocher nécessitant des études et analyses beaucoup plus poussées peuvent apparaître dès que l'ouvrage sort du cadre courant ou que les conditions géotechniques (géologiques, structurales, et mécaniques) deviennent plus complexes.

Dans tous les cas il appartient au chef de projet, assisté d'un chargé d'études géologue, de juger du niveau des reconnaissances et études spécifiques du massif rocheux qui devront être effectuées, en fonction du caractère de l'ouvrage et des conditions géotechniques du site.

Quelques-uns des principaux cas particuliers qui demandent des études plus spécifiques du massif rocheux, en raison de certains caractères de l'ouvrage ou de conditions géotechniques influant fortement sur le choix du type de fondation, sont évoqués dans les paragraphes qui suivent.

Toutefois la diversité des conditions possibles ne peut

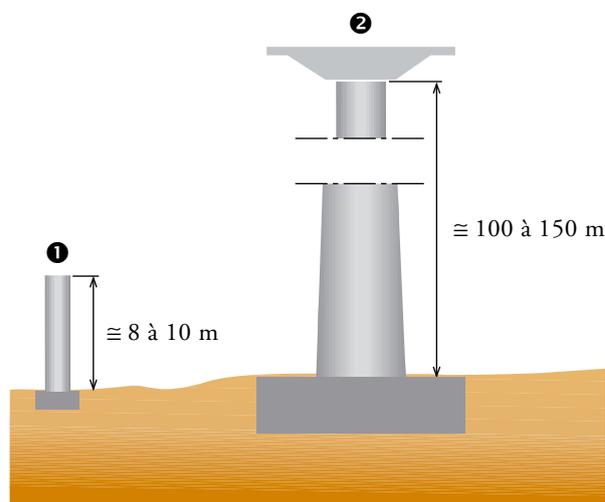
être résumée en un nombre réduit d'exemples types et, naturellement, d'autres cas plus ou moins complexes combinant des éléments caractéristiques des cas types évoqués ci-après se présenteront.

4.2.1 - Ouvrages de grande portée sur massif rocheux affleurant ou sub-affleurant, avec proximité d'un versant

Dans le cas de sites au relief marqué impliquant *de facto* la présence de formations rocheuses, le franchissement de brèches importantes peut conduire à concevoir des ouvrages exceptionnels se caractérisant par des travées de grandes portées (jusqu'à plusieurs centaines de mètres) et des hauteurs de piles élevées. Dans ces conditions, les efforts réduits M, N, T au niveau des fondations sont toujours très importants et dépassent très sensiblement les gammes de valeurs rencontrées sur les ouvrages habituels (*cf.* figure 4.1 ci-après).

Les efforts transversaux dus en particulier à l'effet du vent, des séismes, ou à des situations en cours de construction, peuvent entraîner des moments très élevés au niveau des fondations en raison de la grande hauteur des piles.

Pour ces ouvrages à caractère exceptionnel, bien plus encore que pour des ouvrages plus courants, le choix du type de fondations ne doit pas être dissocié de la conception même de l'ouvrage.



❶ Pile d'un PS routier courant

$N \approx 8 \text{ à } 10 \text{ MN}$ (800 t à 1 000 t)
 $M_{\text{long}} \approx 1,5 \text{ à } 2 \text{ MN.m}$ (150 à 200 t.m)

❷ Pile d'un grand viaduc

$N \approx 100 \text{ à } 200 \text{ MN}$ (10 000 t à 20 000 t)
 $M_{\text{tr}} \approx M_{\text{long}} \approx 500 \text{ à } 1\,000 \text{ MN.m}$ (50 000 à 100 000 t.m)

Figure 4.1 : différences d'ordre de grandeur des efforts entre un ouvrage courant et un ouvrage exceptionnel – Source : G. Gaudin (EGIS)

Dès les phases préliminaires d'études, il est très important de disposer de données géologiques et géotechniques suffisamment précises et fiables pour que l'ouvrage projeté soit bien adapté au contexte du site.

En fonction des données topographiques et géologiques/géotechniques, il peut apparaître en effet que certaines zones s'avèrent inadaptées pour y implanter des appuis (failles), d'autres zones étant par contre beaucoup plus favorables. Pour ces raisons, certains partis ou types d'ouvrages envisageables d'un point de vue architectural et/ou d'insertion dans un site peuvent être interdits ou bien s'avérer très coûteux en raison de la localisation et de la nature de leurs appuis.

Parmi les données indispensables, il faut souligner l'importance de disposer pour chaque appui de fonds topographiques précis à une échelle suffisamment grande (1/200°), venant compléter le plan général du site de l'ouvrage à 1/1 000°. Ces documents doivent être disponibles très tôt dans les études et ils doivent déborder suffisamment des zones d'appuis pressenties pour servir de support aux études structurales détaillées d'une part, et pour permettre des adaptations d'implantation des appuis d'autre part. Après analyse de ces documents une visite minutieuse du site s'impose.

Un autre trait particulier de la conception des fondations au rocher, qui doit chercher à utiliser au mieux les propriétés mécaniques naturelles du massif rocheux, tient aux spécificités de ce dernier : dans un massif rocheux, on observe généralement un contraste élevé de propriétés mécaniques entre matrice et discontinuités, dont découlent un effet d'échelle plus ou moins marqué et l'existence de surfaces de faiblesse mécanique prédéterminant la géométrie des surfaces de ruptures.

Par principe il faudra chercher :

- à éviter les travaux susceptibles de perturber et dégrader l'état naturel, notamment en limitant les grands terrassements, trop souvent accompagnés d'une fracturation parasite induite par l'usage excessif et sans précaution des explosifs ;
- à renforcer le massif rocheux, si nécessaire, pour garantir la permanence de ses propriétés naturelles.

Un massif rocheux naturel, moyennant au besoin des renforcements limités, pourra souvent avoir des propriétés mécaniques comparables ou supérieures à celles d'un massif équivalent de béton armé ; c'est pourquoi il faudra toujours bien analyser les justifications des solutions comportant des terrassements importants.

4.2.2 - Fondation sur un niveau rocheux situé sous une zone superficielle instable

Ce cas de figure est probablement l'un des plus complexes à analyser.

Avant d'envisager l'implantation d'une fondation, il est indispensable d'effectuer un diagnostic préalable relatif aux mécanismes potentiels d'instabilité et à leur importance.

De tels diagnostics peuvent nécessiter des moyens et des délais qui risquent de s'avérer difficilement compatibles avec le déroulement normal du projet, si le problème n'est pas mis en évidence suffisamment tôt. En effet, pour permettre un diagnostic fiable, notamment sur la vitesse d'évolution des phénomènes, les observations et mesures doivent être étalées sur une période suffisante, très généralement pluriannuelle.

Par ailleurs, dans ces cas d'espèce, le massif rocheux n'étant pas directement accessible à l'œil de l'observateur, sa reconnaissance et sa caractérisation n'en sont que plus difficiles. Quand les moyens classiques par sondages, avec essais et diagraphies associés, ne permettent pas de lever toutes les indéterminations, il y a lieu de recourir au creusement de puits de reconnaissance avec essais *in situ* ; ce moyen de reconnaissance, parfois un peu délaissé dans les programmes d'investigations, permet en fin de compte d'établir un diagnostic plus fiable des caractéristiques géotechniques du massif rocheux ; il est à recommander pour les grands ouvrages.

Enfin, dans de tels cas de fondations au rocher non courantes (grands ouvrages, site instable), il convient de prévoir, dès la phase du projet, des dispositions particulières de surveillance des déformations du

terrain ou de la fondation (cf. guide technique LCPC « Surveillance des pentes instables »⁽¹⁾).

Le cas d'une couche superficielle constituée de sols ou d'éboulis en état d'instabilité avérée, mais reposant sur un massif rocheux stable, est relativement simple à traiter dans le principe, même quand cette épaisseur est relativement importante.

Dans le cas où la couche est d'épaisseur modérée (inférieure à 6 - 10 m environ), il peut être envisagé de faire reprendre les efforts induits par d'éventuels mouvements par la fondation elle-même en adaptant au mieux sa conception (barrettes ou pieux dans le sens de la pente) et/ou en prévoyant par exemple l'utilisation de tirants d'ancrage précontraints.

Dans le cas où l'épaisseur de la couche est plus importante, la solution consiste généralement à opérer une désolidarisation entre la structure de fondation reposant sur le massif rocheux stable et les éléments de soutènement de la couche instable.

Dans tout les cas, ces dispositions peuvent être associées à un drainage, destiné à ralentir les mouvement du versant.

Suivant le diagnostic, le soutènement pourra être conçu, soit comme un moyen de stabilisation de la couche instable, soit comme un moyen plus limité assurant la reprise des efforts parasites générés par le glissement et accompagnant celui-ci dans ses déplacements.

Ce dernier cas est le cas type des fondations isolées de la couche instable par une enceinte de soutènement conçue pour se déplacer avec la couche de surface (cf. figure 4.3 ci-après). La durée de vie de l'ouvrage est alors conditionnée par la vitesse de déplacement

(1) Voir références



Figure 4.2 : viaduc du Charmaix – Source : Sétra

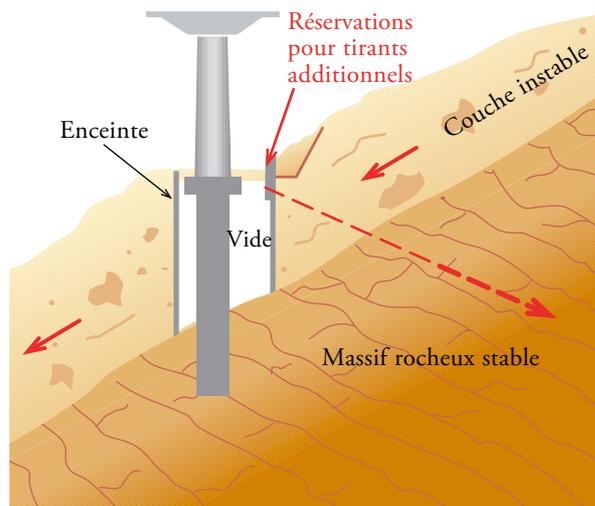


Figure 4.3 : principe de fondation au rocher avec désolidarisation dans la couche superficielle de sols instables – Source : G. Gaudin (EGIS)

de la couche superficielle ; les incertitudes, pouvant subsister sur la fiabilité des prévisions à moyen ou long terme, conduisent en général à prévoir des dispositions constructives permettant de renforcer la structure de soutènement (réservations pour tirants additionnels par exemple) ou plus exceptionnellement, de s'adapter aux mouvements de la pente en réservant la possibilité de faire glisser la pile sur la fondation (exemple : réparation du Viaduc du Charmaix, cf. figure 4.2)

Dans tous les cas, un suivi des mouvements de la pente et de la fondation s'impose tout au long de la vie de l'ouvrage.

Un cas beaucoup plus délicat à analyser est celui des versants rocheux affectés par les mécanismes de fauchage, qui se manifestent par un basculement des couches structurales initialement très redressées (pendage vers l'amont ou sub-vertical) des versants. Ces phénomènes, dont l'initialisation est souvent attribuée au retrait des glaciers après les dernières grandes glaciations, sont très fréquents dans certaines formations rocheuses foliées (gneiss, schistes, etc.). Dans ces configurations (cf. figure 4.4) sous des formations d'éboulis superficielles, on rencontre des niveaux rocheux plus structurés mais correspondant à des couches fauchées, donc très fracturées, présentant souvent des fractures ouvertes, et il sera toujours délicat de localiser avec certitude le niveau du massif rocheux stable à partir duquel on pourra envisager d'établir une fondation. Sur certains versants les niveaux fauchés sont en effet très épais et on devra s'interroger sur le risque d'instabilité des couches fauchées et sur la possibilité éventuelle d'y faire reposer une fondation.

On pourra utilement se reporter au recueil de l'AFPC⁽¹⁾ qui donne de nombreuses références d'exemples de réalisation se rapportant aux différentes situations rencontrées.

(1) Voir références : Conception d'ouvrages d'art en site instable, Guide AFPC

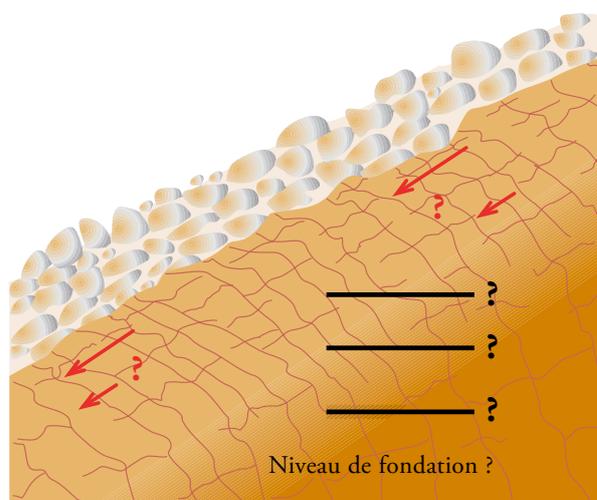


Figure 4.4 : incertitudes sur la localisation du niveau de fondation dans un versant rocheux affecté par des phénomènes de fauchage
Source : G. Gaudin (EGIS)

4.2.3 - Fondation en site aquatique et sur massif rocheux affleurant, ou fondation sur massif rocheux situé sous une couche de sols de faibles caractéristiques

Une autre configuration type de fondation au rocher correspond au cas où le massif rocheux est situé sous l'eau ou sous une couche de sols peu consistants et de caractéristiques mécaniques très faibles, avec un niveau de nappe élevé, voire une hauteur d'eau libre plus ou moins importante (cas des sites maritimes par exemple).

L'inaptitude totale des sols de recouvrement à supporter des charges concentrées entraîne automatiquement la nécessité de positionner l'assise des fondations dans le massif rocheux sous-jacent.

Le massif rocheux n'étant pas accessible à l'examen direct, la détermination précise de la morphologie du toit de celui-ci peut s'avérer délicate (cf. figure 4.5), particulièrement si l'on doit craindre la présence « d'encorbellements » dans le substratum. Les règles en usage prescrivant de reconnaître un volume de massif rocheux à l'échelle de la zone d'influence de la fondation, même dans le cas de pieux faiblement encastrés, prennent ici un sens tout particulier et il faut souligner le risque encouru si on limite les reconnaissances à la frange superficielle du massif rocheux et à la stricte surface de la fondation.

Outre ces problèmes de reconnaissance et de qualification géotechnique, ce sont principalement des problèmes de conception et réalisation qui se posent alors.

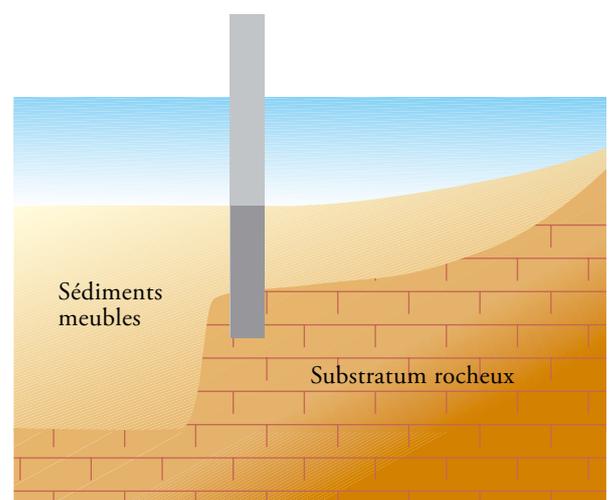


Figure 4.5 : importance de la morphologie du substratum caché par les alluvions – Source : Sétra

Pour des appuis de grande surface, tels que des semelles, il est nécessaire d'ouvrir des fouilles importantes à l'abri d'écrans qui doivent assurer un double rôle, de soutènement des sols superficiels et de barrière aux écoulements (cf. figure 4.6).

L'impossibilité d'assurer la pénétration, de palplanches par exemple, dans un massif rocheux avec les moyens courants habituels (refus de battage au toit du rocher) et les difficultés pour réaliser les encastremets nécessaires pour assurer l'équilibre et la stabilité des rideaux rendent problématique la réalisation de ces écrans de soutènement. On doit alors recourir à d'autres solutions d'écrans faisant appel à des techniques plus lourdes à mettre en œuvre : berlinoises (hors d'eau), rideau de pieux forés sécants ou de colonnes de jet grouting, parois moulées, palplanches scellées dans des tranchées forées, etc.

La prévision et la maîtrise des circulations d'eau s'avère tout aussi incertaine. Lors des terrassements à l'intérieur de l'enceinte de soutènement, ces circulations peuvent se révéler très conséquentes au niveau de la base des écrans quand ceux-ci sont faiblement ou mal encastrés dans le rocher. Les circulations d'eau peuvent par ailleurs se trouver relayées par la fracturation du massif rocheux et sortir directement du fond de fouille.

Des contraintes de cette nature peuvent conduire à revoir la conception de la fondation (en passant à une conception de fondation sur pieux par exemple) ou à recourir à des solutions très lourdes telles les caissons préfabriqués havés sous air comprimé, voire dans certains cas extrêmes la constitution d'endigements provisoires.

Il convient aussi de signaler la pose de caissons préfabriqués sur une assise de ballast (pont de la

confédération au Canada) ou sur un gros béton coulé sous l'eau après purge des sols recouvrant le rocher (palées provisoires de l'arc sur la Rance).

Pour des appuis ponctuels du type pieux, la difficulté de pénétration dans le rocher peut conduire à exclure des solutions de battage (caissons de palplanches par exemple) si les pieux doivent être encastrés dans le rocher, ce qui ne pourra pas être garanti par cette méthode. Cela concerne plus particulièrement les pieux susceptibles d'être soumis à des cas de chargement en traction, de reprise d'efforts horizontaux ou de moments importants.

Il est alors le plus souvent nécessaire de recourir à des solutions de pieux forés qui seules permettent d'assurer la réalisation de l'encastrement requis dans le rocher et d'éviter de s'appuyer sur un bloc isolé. L'entreprise devra alors choisir des moyens adaptés à la résistance du rocher et suffisamment puissants. Lorsque le rocher est particulièrement dur l'entreprise doit pouvoir réaliser à la base de la fouille si nécessaire, un trou pour contrôler que l'on ne s'arrête pas sur un bloc isolé, ainsi que des avant-trous pour permettre d'atteindre le niveau souhaité

4.3 - Problèmes de réalisation

4.3.1 - Pistes, plates-formes

Pour chaque appui, outre les critères de portance, tassement, stabilité, il est indispensable de prendre en considération les modes de construction les plus adaptés qui devront être mis en œuvre pour le réaliser.

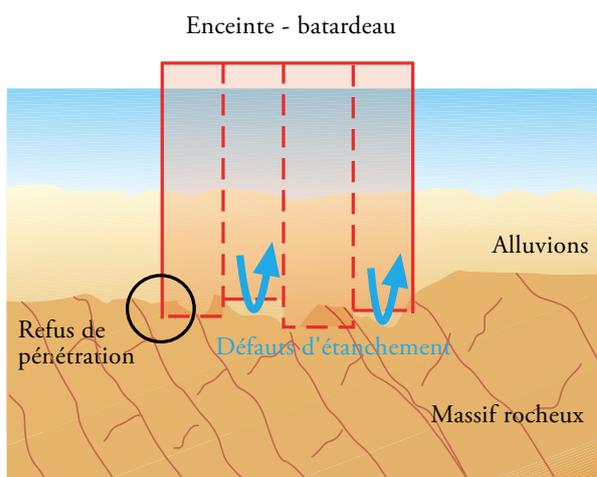


Figure 4.6 : difficultés de réalisation des fondations au rocher non affleurant en site aquatique (fermeture, stabilité et étanchement des enceintes) – Source : G. Gaudin (EGIS)

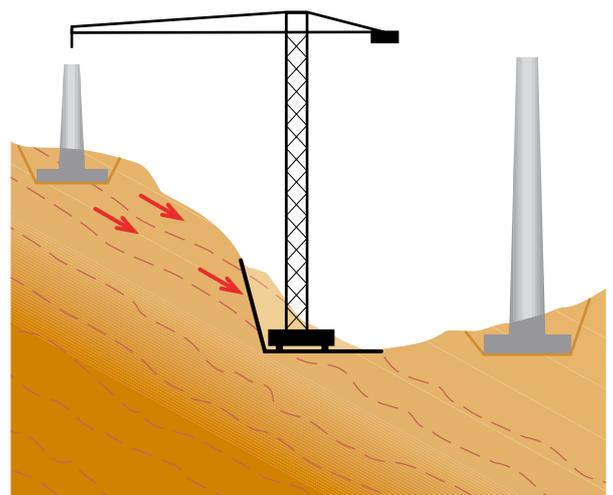


Figure 4.7 : déstabilisation de versant du fait de terrassements en déblais intempestifs : pour implanter la grue de service du chantier, des terrassements non prévus initialement sont réalisés au pied d'un versant conforme à l'une des directions structurales principales du massif sur lequel sont implantés les appuis – Source : G. Gaudin (EGIS)

Cet aspect concerne tout spécialement les problèmes d'accès aux sites des appuis et de réalisation de pistes et plates-formes de travail à partir desquelles seront construites les fondations et les piles, cela même indépendamment du terrassement strictement nécessaire à la fondation proprement dite.

Quand ces dispositions constructives (parfois considérées à tort comme secondaires) n'ont pas été suffisamment prises en compte au niveau des projets, elles peuvent être à la source de difficultés dont la solution en cours de chantier n'est jamais totalement satisfaisante et se traduit toujours par un renchérissement substantiel de l'ouvrage.

Les pistes, à caractère généralement provisoire, mais parfois aussi définitif quand elles constituent des accès pour les moyens de visite d'ouvrages en service, doivent faire l'objet d'études et être prises en compte dès les phases amonts, au même titre que les appuis. En effet, elles peuvent avoir une incidence sur la stabilité locale ou plus générale des versants et peuvent aussi interférer avec les zones d'influence des fondations. Par ailleurs les impératifs relatifs à l'intégration de l'ouvrage dans le site et à la protection du milieu naturel peuvent contribuer à exclure certains types de solutions d'accès.

Ces diverses considérations conduisent en général à écarter les solutions à base de terrassements importants pouvant apparaître a priori moins onéreuses au profit de solutions plus complexes, déblais/remblais, permettant de minimiser les terrassements moyennant, si besoin est, la mise en œuvre de diverses techniques de renforcement de talus : clouage, micropieux, colonnes de jet-grouting...



Figure 4.8 : soutènement provisoire par clouage pour construction d'une pile (viaduc de la Sioule) – Source : D. Criado (Sétra)

Dans des cas extrêmes, on peut même être conduit à se passer de pistes moyennant un accès « par le haut » avec utilisation d'une grue de service, d'un blondin, voire d'un hélicoptère.

4.3.2 - Emploi des explosifs

Les terrassements rocheux nécessaires pour réaliser les déblais des plates-formes de travail et les fouilles des fondations (semelles, massifs ou puits) nécessitent en général l'utilisation de l'explosif. Ce moyen d'abattage est certainement le mieux adapté et le plus économique sous réserve d'être correctement mis en œuvre. Toutefois, le brise-roche hydraulique peut aussi être employé pour des terrassements de faible ampleur.

Dès le stade de définition du projet, lors de la définition des géométries des fouilles, il conviendra d'analyser les conditions d'exécution et les moyens techniques auxquels l'entrepreneur devra recourir pour réaliser ces terrassements.

On se trouve dans la situation apparemment paradoxale où l'on doit « détruire et construire » simultanément :

- détruire la cohésion de la masse de roche à terrasser ;
- construire des talus, parois et fonds de fouilles stables sans entraîner de dégradations des propriétés mécaniques de la partie du massif rocheux laissée en place (minimisation des « effets arrière » liés au tir).

Les moyens et méthodes à mettre en œuvre pour obtenir des résultats satisfaisants dans ce domaine existent et ont déjà fait leurs preuves sur de nombreux chantiers correctement conduits.

Les tirs pour la réalisation de fouilles pour fondations sont très particuliers dans leur conception du fait des dimensions et des configurations imposées pour ces excavations. Il n'existe pas de document spécifique de recommandations pour ce type de tirs. On trouvera en annexe 4 des spécifications particulières et les références bibliographiques de quelques documents récents traitant de travaux à l'explosif, qui pourront être consultés utilement pour la conception et l'optimisation de ces plans de tirs.

4.4 - Typologie des fondations au rocher

Les différentes fondations au rocher peuvent être regroupées suivant la typologie suivante :

- fondation superficielle,
- fondation massive (ou semi-profonde),
- fondation sur plusieurs pieux ou puits de gros diamètre,
- fondation (superficielle) reposant sur un massif rocheux renforcé (par inclusions, ancrages passif, micropieux, etc.).

4.4.1 - Fondation superficielle

C'est le type de fondations le plus simple auquel on cherchera donc à recourir en priorité.

C'est « la solution triviale » quand le niveau du rocher sain, reconnu apte à supporter la fondation, se trouve assez proche de la surface.



Figure 4.9 : fondation superficielle (tranchée couverte Agos Vidalos RN20) – Source : S&tr

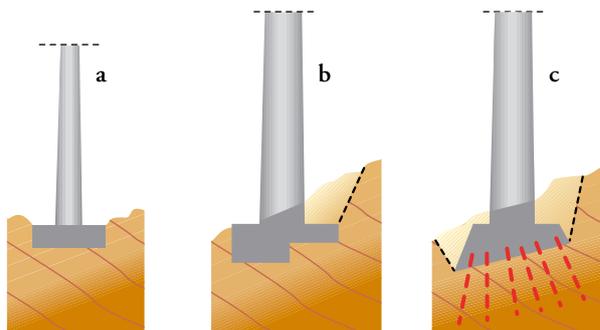


Figure 4.10 : fondations superficielles : adaptations à la topographie – Source : G. Gaudin (EGIS)

Les fondations superficielles trouvent leurs limites :

- quand les fondations sont soumises à des moments importants :
 - les dimensions de la semelle doivent permettre de respecter les règles générales de justification de ce type de fondations (cf. chapitre 5) qui imposent entre autres que le massif d'appui reste comprimé sous celle-ci, y compris sous combinaisons fréquentes ;
 - dans le cas de moments très importants, ce qui se produit généralement avec des piles de grande hauteur, le respect de ces règles peut conduire à des surfaces d'appui trop importantes et nécessitant des terrassements rédhibitoires. On est alors conduit à recourir à des solutions devenant progressivement plus « enterrées » : massifs de béton, barrettes, puits, avec des modes de fonctionnements plus spécifiques à l'une ou l'autre solution ;
- quand la pente du terrain naturel nécessite de trop grands terrassements amont pour réaliser une plateforme suffisamment encastree dans le massif pour assurer des conditions homogènes de rigidité.

Toutefois, même dans ce cas, et sous réserve que les conditions structurales s'y prêtent, on peut essayer de conserver la solution superficielle, moyennant la réalisation d'une semelle à niveaux décalés ou comportant des redans pour s'adapter à la topographie naturelle (cf. figures 4-10 a, et b).



Figure 4.11 : fondation de la pile P2 du viaduc de Roquebilière (déviation RN20 à Cahors) - fouille à redans permettant d'adapter l'appui à la forte pente du toit des formations calcaires du Kimméridgien sous les éboulis – Source : EGIS

Cette solution est également bien adaptée dans le cas d'un pont en arc (photo de couverture Sallanches).

Il est également possible, dans l'un ou l'autre de ces deux cas d'utiliser des ancrages passifs pour solidariser la semelle au massif rocheux (cf. figure 4.10 c) ; il est dans ce cas recommandé :

- qu'ils soient sollicités essentiellement en traction ;
- que leur rôle soit limité à certaines situations provisoires ou exceptionnelles (cf. § 4.4.4) ;
- que le massif d'appui reste entièrement comprimé sous la fondation sous combinaisons fréquentes.

Pour assurer un meilleur « encastrement », le bétonnage à pleine fouille est recommandé.

4.4.2 - Fondations massives (ou semi-profondes) sur puits unique

Entrent dans cette catégorie les fondations sur puits cylindrique unique (généralement circulaire ou elliptique) les fondations sur massif parallélépipédique ou sur barrette de grandes dimensions. Celles ci sont le plus souvent réalisées par la technique du puits marocain.

Cette solution permet de diminuer l'emprise au sol par rapport à celle de la semelle superficielle. Le recours à ce type de fondations est justifié davantage encore quand le rocher portant est à une certaine profondeur (en cas d'altération).

La transmission des efforts de la structure au massif rocheux s'opère par les réactions sur la base et sur

les faces du massif de fondation. Celles-ci peuvent reprendre des efforts de butée frontale (faces avant ou arrière) ou de cisaillement (faces latérales).

La répartition des contraintes sous le massif et sur ces faces latérales (diagramme linéaire) assure la reprise des moments.

Le dimensionnement peut être en partie conditionné par la butée limite mobilisable, notamment sur la face avant située du côté du versant (cf. figure 4.12). La détermination de ce paramètre, ainsi que la loi de comportement régissant la réaction, dépendent assez directement de la structure continue ou discontinue du massif rocheux à l'échelle de la fondation et des hypothèses retenues pour le modéliser (chapitre 5). La proximité d'un versant en pente diminue sensiblement la butée mobilisable, en particulier s'il existe des familles de discontinuités d'orientations défavorables. On peut être alors conduit d'une part à neutraliser une tranche plus ou moins importante du massif rocheux située près de la surface, d'autre part à estimer la butée limite à partir de la résistance au cisaillement de volumes de massifs rocheux découpés par les discontinuités en avant du massif de fondation. Il n'existe pas de règle générale sur la hauteur neutralisée : celle-ci doit être appréciée par un mécanicien des roches en fonction des données géométriques (pente du versant), géologiques et géotechniques (par exemple de présence d'une couche superficielle de massif rocheux altéré).

- Lorsque la base de la pile est inscrite dans le diamètre du puits, il n'y a pas lieu de prévoir une semelle ; il suffit de prévoir une reprise de bétonnage à 1,50 m ou 2 m du sommet pour assurer le recouvrement des aciers.

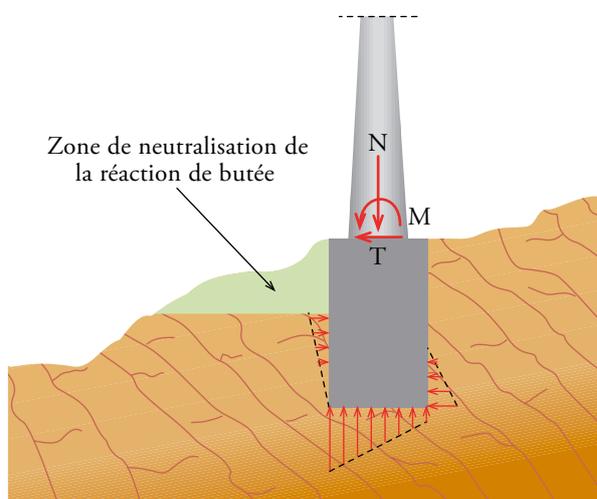


Figure 4.12 : fondation sur massif (exemple de fonctionnement)
Source : G. Gaudin (EGIS)

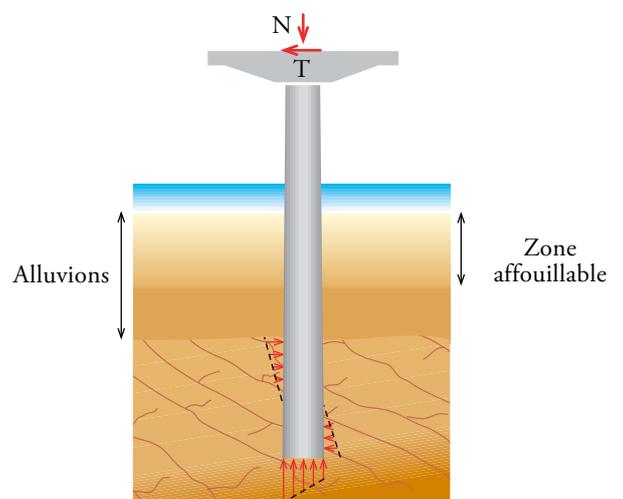
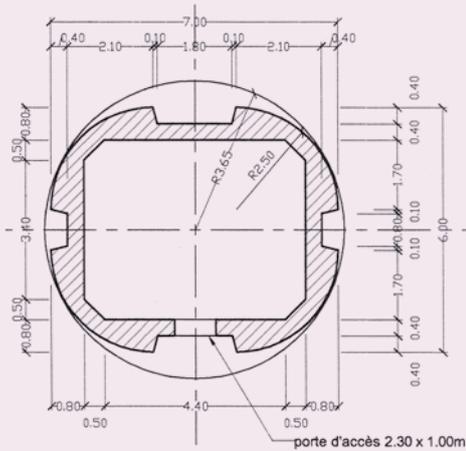
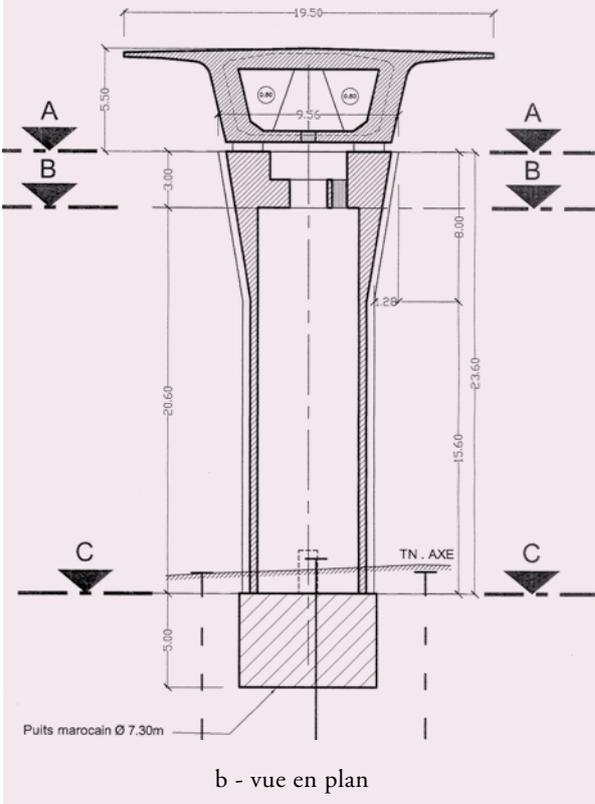


Figure 4.13 : fondation sur puit unique de gros diamètre
Source : G. Gaudin (EGIS)



a - plan coupe



b - vue en plan

Figure 4.14 : viaduc de la Colagne (RN88) : pile circulaire sur un seul puit ($\varnothing = 7,3 \text{ m}$) – Source : Sétra

- Une mention particulière doit être faite du cas des fondations sur un puits unique pour certaines piles d'ouvrages implantés en fond de vallées dans des lits de rivières affouillables (cf. figure 4.13). Pour ce mode de fondation, la difficulté essentielle réside dans l'appréciation des moyens à mettre en œuvre pour la réalisation de l'encastrement dans le massif rocheux, nécessaire pour assurer la reprise des moments. En effet, si le travail d'excavation en fond de puit creusé à sec en descendant (puits marocain) ne soulève pas généralement de difficultés particulières, il n'en va plus de même si ce travail doit être opéré sous l'eau. La désagrégation ou le trépannage du massif rocheux dans des diamètres généralement supérieurs à 2,5 m à 3,5 m, nécessite des moyens matériels très importants et bien adaptés à la nature pétrographique de la roche. De tels moyens peuvent être rentabilisés si le nombre d'appuis à réaliser est suffisant. Cela n'est plus le cas si, dans un projet, le nombre des appuis de cette sorte se limite à une ou quelques unités.

4.4.3 - Fondations sur pieux ou puits multiples de gros diamètre

Dès lors qu'un massif de fondation doit avoir une certaine profondeur d'encastrement pour assurer les conditions générales de stabilité, les volumes de terrassements des fouilles et de béton armé deviennent très importants.

Il est alors plus rationnel et économique de recourir à une fondation constituée d'une semelle (ou un chevêtre) peu encastree dans le terrain naturel qui transmet les efforts au massif rocheux par l'intermédiaire de puits

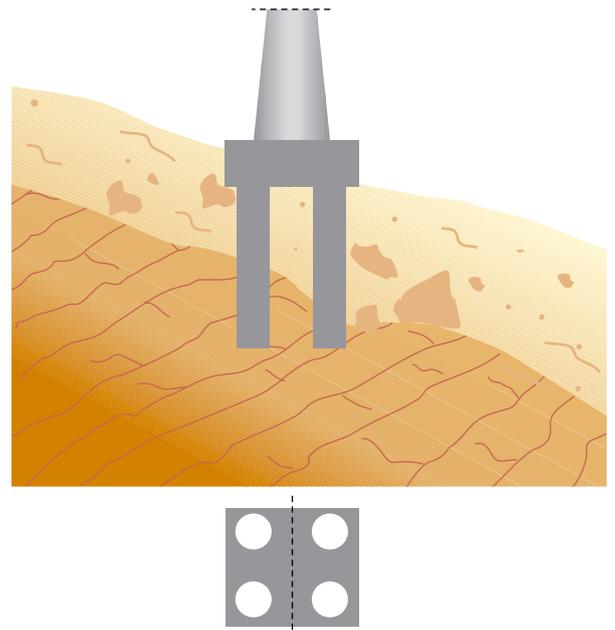


Figure 4.15 : fondations sur puits multiples – Source : G. Gaudin (EGIS)

(ou pieux creusés mécaniquement) généralement au nombre de 2 ou 4 (en fonction du rapport des moments), disposés aux sommets d'un rectangle ou d'un losange inscrit dans la semelle.

Pour réduire le volume de la semelle, sa surface mais aussi son épaisseur, les puits sont si possible situés sous les efforts de compression et de traction pour minimiser les efforts de flexion dans la semelle. Les entraxes de puits sont en général faibles, de l'ordre de deux diamètres, voire légèrement moins pour les très gros diamètres ; un espace minimum entre les puits est cependant nécessaire (4 à 5 m) pour permettre le creusement des puits à l'explosif. Lorsque la disposition est favorable l'épaisseur de la semelle peut être réduite à environ $\frac{1}{2}$ diamètre. On note que la rigidité du puits est alors supérieure à celle de la semelle et que la base du puits participe à la reprise des efforts de flexion, une modélisation adaptée est nécessaire.

En principe, pour les cas de charges correspondant à des états limites de service, il convient de s'assurer que les puits restent comprimés, ou au minimum soumis à une traction en tête compensée par le poids du puits.

Pour les cas de charges correspondant à des états limites ultimes, il est possible d'admettre le travail en traction d'un ou de plusieurs puits, sous réserve naturellement que l'équilibre du volume de massif rocheux sollicité par le cisaillement au contact puits/massif soit assuré. Il convient en particulier de vérifier que le poids du « cône » de massif rocheux découpé par les discontinuités et mobilisé par le puits en traction est suffisant pour compenser l'effort transmis par le puits.

On peut à cet effet renforcer le massif rocheux autour du puits (scellement de barres passives) pour garantir la solidarisation avec un cône de volume suffisant.

Dans le cas où les puits doivent traverser une couche superficielle instable, il peut être envisagé de les désolidariser de celles-ci suivant les principes évoqués au § 4.2.2 - et cela, en règle générale, dès que la hauteur de la couche instable dépasse quelques mètres.

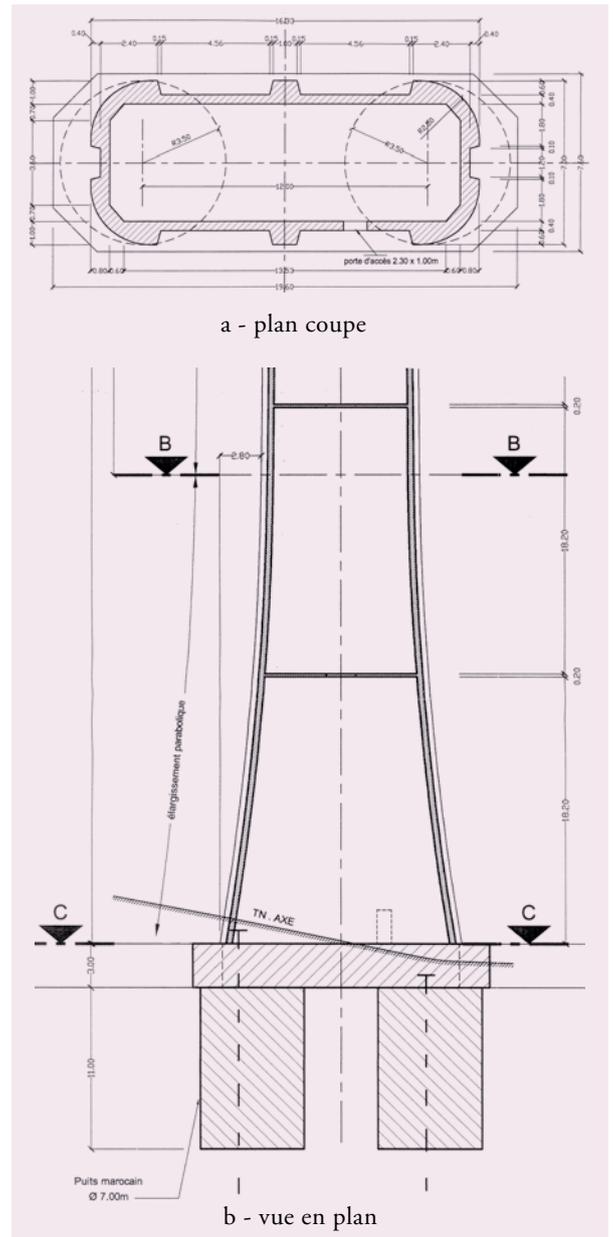


Figure 4.16 : pile P3 du viaduc de la Colagne (RN88), 2 puits de 7 m de diamètre/espace de 5 m entre les puits/semelle de 19,60 m x 7,60 m et d'épaisseur 3 m (débord de 0,30 m par rapport aux puits)
Source : Sétra



Figure 4.17 : fondation sur puits multiples de la pile P1 du viaduc du Milliau – Source : Sétra

4.4.4 - Fondations (superficielles) reposant sur un massif rocheux renforcé par ancrages passifs, micropieux, etc.

L'utilisation d'ancrages passifs intégrés à un massif rocheux sous une fondation vise principalement à pérenniser, sinon améliorer, la résistance intrinsèque de celui-ci. Ils peuvent aussi être utilisés pour répondre à une sollicitation particulière lors d'une phase provisoire de la construction.

D'une manière générale, les massifs rocheux se prêtent particulièrement bien au renforcement par ancrages passifs. En effet les ruptures qui s'y développent résultent généralement d'un défaut de résistance au cisaillement le long de surfaces de discontinuité préexistantes et quelquefois d'un défaut de résistance à la traction suivant des surfaces particulières. C'est la raison pour laquelle le renforcement des massifs rocheux par ancrages passifs sollicités en traction et/ou cisaillement au niveau des discontinuités interceptées est généralement très efficace. Dans ces conditions, lors de la conception d'une fondation, si la recherche de conditions assurant la stabilité conduit à approfondir le niveau de fondation dans le massif rocheux, il sera toujours opportun d'examiner la possibilité de conserver une fondation plus superficielle moyennant le renforcement du massif rocheux sous l'appui.

Il convient de ne pas confondre ce renforcement du massif sous la fondation superficielle avec un « épingleage » de la fondation au massif (cf. § 4.4.1) qui doit être réservé à des cas exceptionnels et des situations provisoires ou accidentelles.

La conception du renforcement du massif rocheux dans la zone d'influence de la fondation peut être abordée suivant deux objectifs :

- prévention vis-à-vis de ruptures par cisaillement suivant des surfaces de discontinuité :

Il est recommandé dans ce cas de limiter l'utilisation des ancrages aux seules situations provisoires (durant la construction notamment), en sollicitant les barres essentiellement en traction. En phase d'exploitation de l'ouvrage, la sécurité ne doit pas reposer sur les seuls ancrages (cf. § 5.5.3). Il est également nécessaire de s'assurer que les déplacements occasionnés lors des phases de construction (la mobilisation des ancrages passifs suppose un certain mouvement le long de la discontinuité renforcée) ne sont pas incompatibles avec la phase définitive

Nota

Les conditions autorisant la sommation des efforts élémentaires mobilisables sur chaque ancrage sont souvent ignorées alors que dans la réalité les ancrages ne sont pas nécessairement tous soumis simultanément au même mode de fonctionnement, avec le même niveau de sollicitation.

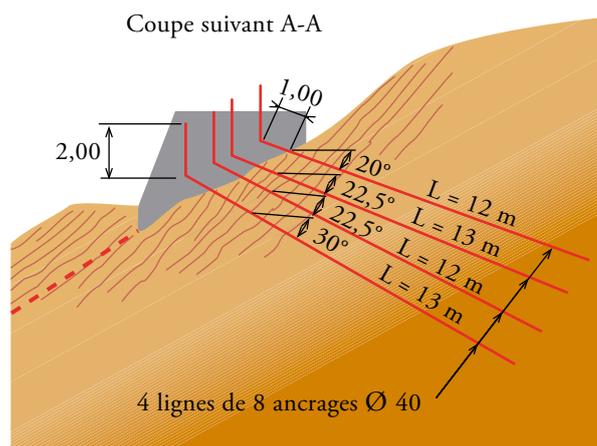
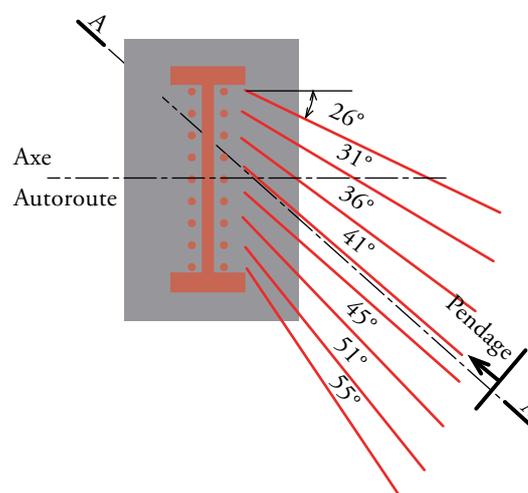
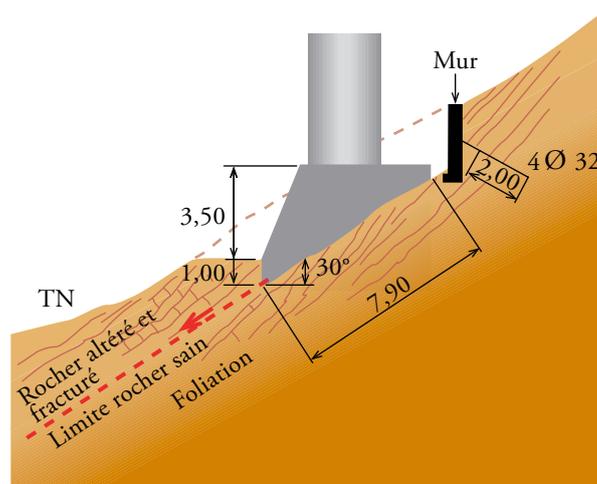


Figure 4.18 : autoroute A9 le Boulou/le Perthus - Viaduc des Pox - fondations superficielles des piles 6 et 7 sur massif de gneiss, renforcées par ancrages passifs (SCETAUROUTE/Coyne et Bellier - 1977)

Source : association amicale des anciens élèves ingénieurs de l'école nationale des Ponts et Chaussées

- « homogénéisation » (voire « augmentation », sous certaines conditions) du module de déformation et amélioration de la diffusion des efforts au sein du massif rocheux, par exemple lorsque celui-ci est très fracturé : dans ce cas, l'utilisation d'ancrages passifs (voire de micro-pieux) est bien adaptée pour obtenir un massif de « roche armée » ; contrairement au cas précédent, il s'agit d'un rôle permanent dans l'ouvrage en service (cf. figure 4.19).

Dans tous les cas de conception de fondations avec ancrages définitifs, il est indispensable de prendre en compte la durabilité de ces derniers :

Les armatures des ancrages passifs sont en acier ductile de même qualité que les aciers utilisés en béton armé. Ces ancrages ne peuvent être utilisés ici à titre définitif que dans un environnement reconnu peu corrosif vis-à-vis de l'acier (au sens de la norme A 05-251), en réservant dans ce cas une épaisseur minimale d'acier sacrifiée à la corrosion de 2 à 4 mm sur le rayon, et en utilisant systématiquement une protection étanche de l'armature dans un environnement même moyennement corrosif ; on pourra se référer utilement à la norme NF P 94 240 relative au renforcement des sols par clouage, en sachant toutefois que les ancrages dans le rocher ne font pas partie de son domaine d'application. L'utilisation d'ancrages passifs définitifs dans un milieu reconnu corrosif ou fortement corrosif est totalement déconseillée. En tout état de cause, il est recommandé d'employer des armatures de fort diamètre (diamètre minimal de 32 mm), et de prévoir des dispositions pour assurer un suivi de l'état des armatures des ancrages si ces derniers ont un rôle dans l'ouvrage en service (type témoins de durabilité notamment).

4.4.5 - Utilisation des ancrages précontraints

Les ancrages précontraints qui permettent d'appliquer des forces de grandeur et de direction connues ont principalement deux applications dans le domaine des fondations au rocher :

- soit comme éléments participant à l'équilibre et à la stabilité de soutènements généralement conçus pour rester désolidarisés de la fondation proprement dite (cf. § 4.2.2) ;
- soit comme éléments apportant un effort additionnel permettant d'assurer la stabilité de la fondation pour des cas de charge particuliers et exceptionnels, pouvant correspondre à certaines phases de construction (effort de poussage par exemple) ou bien à des cas de charge accidentels (chute de voussoir par exemple, séismes, etc.).

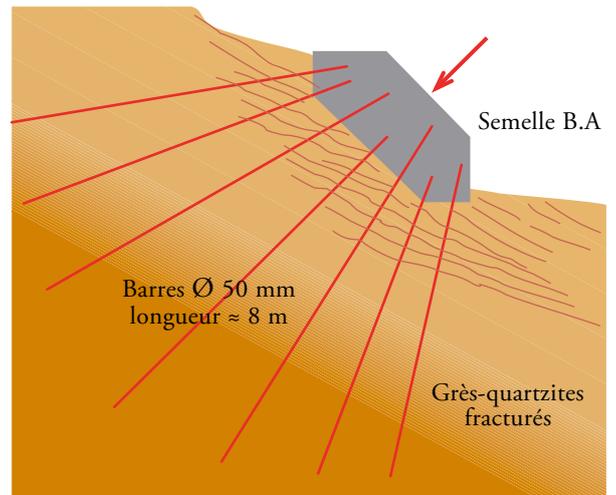


Figure 4.19 : RN 158 - schéma de principe des fondations des béquilles du viaduc sur l'Ante (Calvados). Les barres occupent un cône de demi-angle au sommet égal à 35° - Source : LCPC

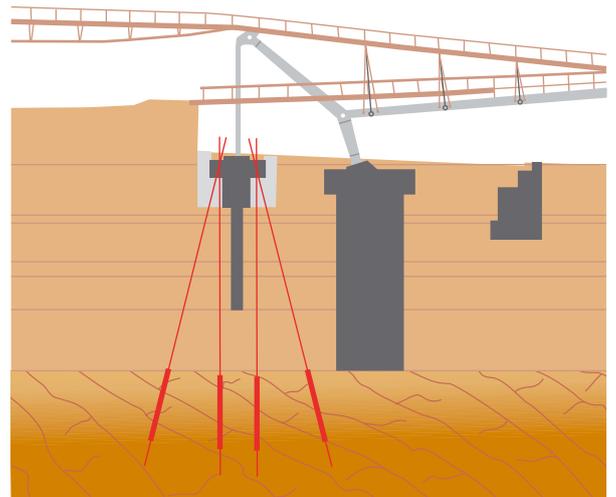


Figure 4.20 : passerelle de Bercy « Simone de Beauvoir » (2006) : implantation des tirants rive gauche - Source : S&T

Sur le plan des principes il n'est pas impossible de recourir à l'emploi des ancrages précontraints pour assurer la stabilité d'une fondation. Toutefois, dans les faits, on observe que leur utilisation reste très marginale. Pour des cas de chargement correspondant aux états limites de service, l'utilisation d'ancrages précontraints est exceptionnelle et réservée à quelques ouvrages très spéciaux (exemple : passerelle de Bercy Tolbiac/Simone de Beauvoir à Paris (cf. figure 4.20)).

Le choix du type de fondation dépendra bien évidemment du chargement apporté par l'ouvrage tout autant que des caractéristiques des massifs et de celle des cavités. Étant donnée la diversité des situations, il n'est pas possible de donner de règles générales, mais seulement quelques orientations (cf. § 4.5.2). Chaque cas est un cas particulier dont la solution ne peut être optimisée qu'à l'issue des campagnes de reconnaissances spécifiques, reconnaissances dont le contenu et le volume sont difficiles à fixer a priori mais doivent pouvoir être adaptés en fonction des données progressivement acquises (cf. figure 4.21).

Il convient de noter par ailleurs que les problèmes liés à la karstification peuvent présenter certaines spécificités suivant qu'il s'agira de calcaires ou de gypses, spécificités dont il faudra tenir compte pour le choix des solutions.

Par exemple, en ce qui concerne l'évolution des dissolutions, le facteur temps n'intervient pas avec la même échelle dans les deux milieux : les évolutions par dissolution peuvent être très rapides, rapportées à la durée de vie des ouvrages, dans les gypses, si le massif est soumis à des circulations d'eau agressives (c'est-à-dire non saturées).

Dans le cas de karsts en milieux calcaires, l'évolution par dissolution de la roche mère est par contre beaucoup plus lente. Le risque de formation de vides nouveaux sera plutôt le résultat du lessivage ou de l'entraînement des matériaux de remplissage

de cavités anciennes par les circulations. Ce type de désordre n'est pas exceptionnel dans le cas de fortes fluctuations de niveaux piézométriques avec mises en charge épisodiques des réseaux karstiques. Lorsque les terrains de recouvrement de la formation karstifiée sont constitués par des sols ou des formations peu résistantes (argiles, marnes), le « vidage » d'un karst peut alors entraîner la formation d'un fontis remontant par régression jusqu'au terrain naturel.

4.4.6 - Quelques principes généraux de conception

Le développement de la karstification dans un niveau donné est susceptible de mettre en cause la stabilité du massif qui le surmonte (affaissements, fontis), surtout si le karst est actif :

- si le massif surmontant présente une épaisseur et des caractéristiques mécaniques suffisantes pour que le risque d'instabilité en surface soit mineur, on cherchera naturellement à tirer parti au mieux de ce niveau en y appuyant la fondation et en ménageant la garde maximale entre celle-ci et les niveaux altérés. Cette solution de fondations superficielles peut être satisfaisante pour des ouvrages courants n'apportant pas de surcharge importante sur le massif, les diffusions des contraintes dans le massif se faisant alors bien au-dessus du niveau karstifié et n'interagissant pas avec celui-ci ;

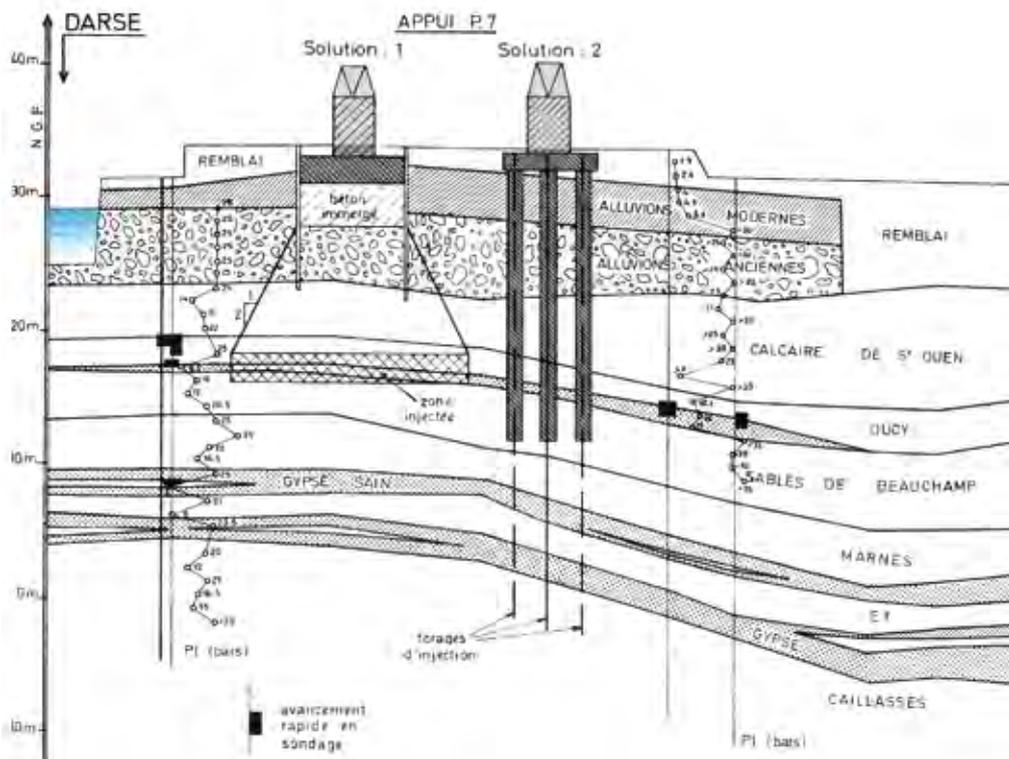


Figure 4.21 : viaducs de l'autoroute A86 au sud de Paris : horizons de gypse dans les Marnes et caillasses et dans le calcaire de Saint-Ouen
Source : article BTPC n° 135 - Sétra

- lorsqu'il s'agit d'ouvrages dont les appuis doivent supporter des charges très lourdes ou qui sont soumis à des limitations rigoureuses des tassements, le principe est alors de recourir à des fondations profondes reportant les charges au delà des niveaux karstifiés, ce qui peut conduire à des profondeurs importantes et des procédés assez complexes d'exécution, par exemple dans le cas de forages de pieux, afin d'éviter les pertes brutales de boues et les éboulements de forages lors de la rencontre de karsts.

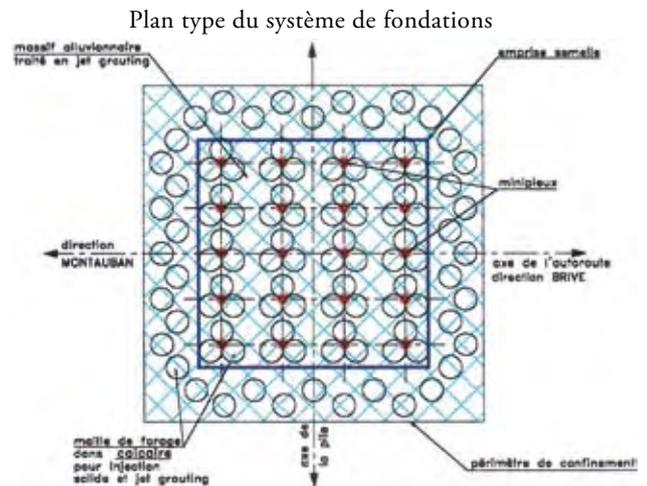
Malgré son apparente fiabilité, cette solution de fondation profonde ne constitue toutefois pas toujours une garantie absolue de stabilité dans le cas d'un karst actif qui peut provoquer des efforts parasites importants sur les structures enterrées (pieux, puits) en cas de réajustements du massif rocheux. C'est pourquoi, en fonction de l'évaluation faite du niveau de risque et de l'importance de l'ouvrage, des dispositions supplémentaires de traitement par remplissage et injection des niveaux karstifiés (injection de coulis, injection solide) peuvent être mises en œuvre, à titre de précautions, afin de réduire l'aléa. Ces traitements de terrain peuvent être conçus avec un objectif relativement limité de simple remplissage de vides par un matériau cohérent. Ils peuvent aussi avoir un objectif plus ambitieux de consolidation en améliorant les propriétés mécaniques d'un volume de massif rocheux conséquent (zone d'influence de la fondation). La même démarche s'applique à la traversée de carrières souterraines abandonnées, les puits de fondation devant être dimensionnés pour résister à des effondrements partiels et les vides au moins localement comblés.

Lorsque les niveaux susceptibles d'être karstifiés sont trop profonds, il n'est pas envisageable de reporter les charges en dessous : on peut alors envisager de réaliser par diverses techniques de renforcement un massif de fondation « consolidé », suffisamment rigide pour reprendre les charges appliquées, y compris au sein d'un milieu karstifié (cf. figure 4.22).

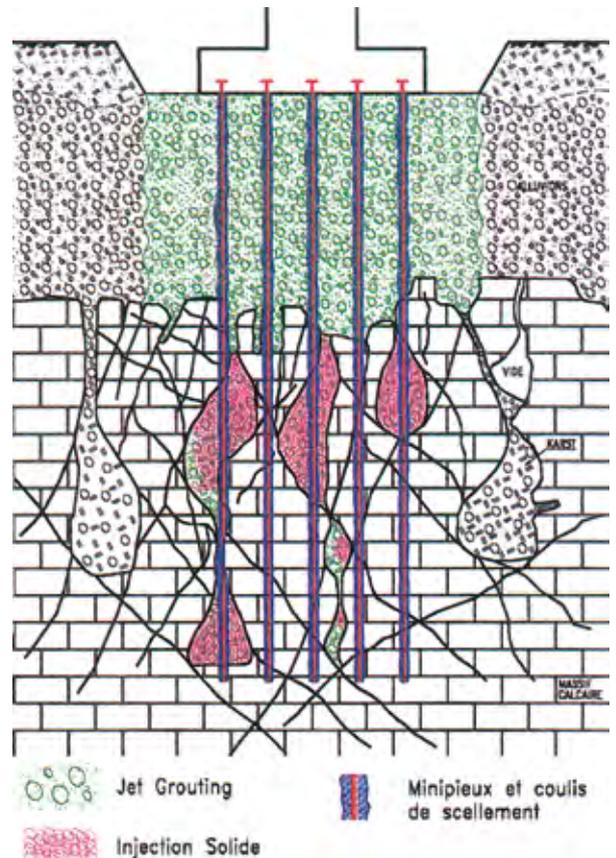


Massif de jet grouting en cours de recépage avec ses mini-piles

Les techniques de renforcement les plus couramment utilisées sont les injections sous pression, réalisées depuis la surface ou la base de la fondation en une ou plusieurs phases et qui assurent plusieurs fonctions : amélioration de la connaissance des terrains et de leurs hétérogénéités grâce aux forages, remplissage des cavités, amélioration mécanique des zones décomprimées (injections, jet grouting), réduction de la perméabilité (et donc des circulations d'eau).



Coupe type du système de fondations



Figures 4.22 - 4.24 : autoroute A20 - fondations des appuis du viaduc sur la Dordogne⁽¹⁾ – Source : « Le viaduc de la Dordogne sur l'autoroute A20 Brive/Montauban : des fondations très spéciales » O. Bonifazi-Grenouilleau, Y. Guerpillon, D. Thiriart, E. Coppi, R. Massonnet - Travaux N775 - Mai 2001 (crédit Travaux-ESI)

(1) Voir référence : « le viaduc de la Dordogne sur l'autoroute A20 Brive/Montauban : des fondations très spéciales »

Indépendamment des aspects économiques, cette pratique s'explique par les réticences des ingénieurs à utiliser, pour des sollicitations correspondant à des états limites de service, une technique contraignante pour différents aspects :

- essais systématiques à prévoir, même pour un faible nombre de tirants (cf. normes P 94 321 et P 94 153),
- dispositions de protection contre la corrosion généralement sévères,
- surveillance particulière obligatoire pendant toute la durée de service,
- dispositions (réservations, renforcements) à prévoir dans la fondation pour pallier la défaillance d'un ou plusieurs tirants,
- s'il y a lieu, justification en cas de défaillance d'un ou plusieurs tirants.

Il convient de mentionner toutefois que l'on est assez souvent conduit à recourir aux ancrages précontraints pour renforcer des ouvrages en service (cf. figure 4.25) car il s'agit dans bien des cas de la seule solution techniquement envisageable.

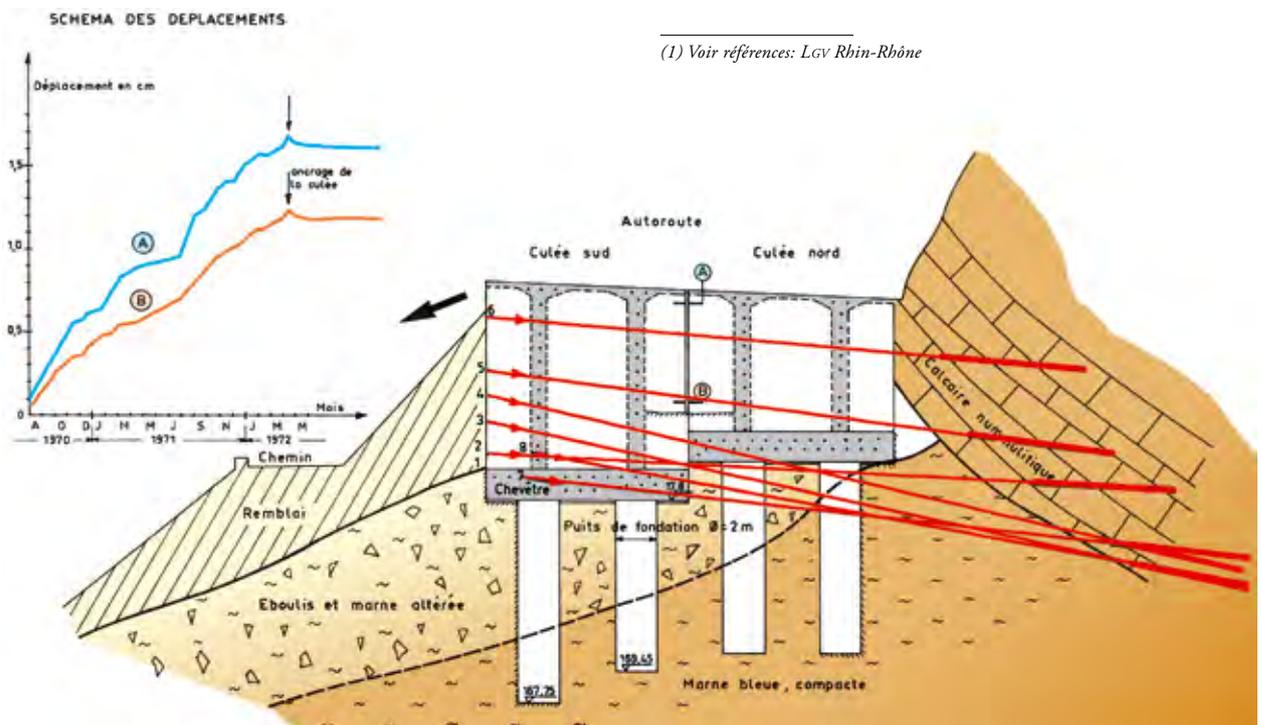
Les tirants précontraints ont aussi été utilisés pour provoquer, en phase de construction, la fermeture des fractures d'un massif avant chargement par un appui sensible aux déformations (béquilles du viaduc de la Truyère).

4.5 - Cas particulier des fondations sur site rocheux avec présence de cavités naturelles (karsts, dissolutions) ou anthropiques (carrières)

4.5.1 - Problématique des reconnaissances et évaluation du risque

Dans le domaine des fondations au rocher, les problèmes posés par les fondations d'ouvrages dans les massifs rocheux affectés par la présence de vides souterrains et notamment de karstification⁽¹⁾, que ce soit dans les roches calcaires ou dans les roches évaporitiques, sont probablement les plus délicats à résoudre. On peut également citer le cas des tunnels de lave.

En effet, les méthodes d'étude et d'analyse des massifs rocheux usuels (matrice + discontinuités) postulent que le massif rocheux est un milieu structuré, obéissant à une certaine logique d'organisation, notamment pour tout ce qui concerne la fracturation, et qu'il est possible d'en établir un modèle pertinent pour un volume défini (zone d'influence d'un appui par exemple) à partir d'un nombre relativement limité de données.



(1) Voir références: LGV Rhin-Rhône

Figure 4.25 : stabilisation par tirants précontraints des déplacements de la culée du viaduc de Garavan sur l'autoroute A8 – Source : Association amicale des anciens élèves ingénieurs de l'École nationale des ponts et chaussées

À partir du moment où ce même massif est affecté par un réseau de cavités de géométrie aléatoire, dont le module de déformation et la résistance sont nuls ou très faibles, le modèle pertinent du massif devient beaucoup plus problématique à définir et établir.

La principale difficulté réside dans la détermination précise de la géométrie et de l'extension des vides souterrains :

Pour les cavités naturelles, la probabilité de présence de karsts affectant certains niveaux géologiques identifiés ainsi que l'organisation générale du développement des réseaux karstiques peut être appréciée de manière relativement satisfaisante à partir de l'histoire géologique et de la fracturation régionale. Pour ces analyses, il est naturellement très utile de rechercher les contributions que peuvent apporter des géologues régionaux spécialisés dans le domaine⁽¹⁾.

Par contre, le caractère par trop aléatoire de la genèse et de l'organisation des réseaux karstiques à un niveau local, rend toute prévision précise quasi impossible à l'échelle détaillée d'un projet, sauf à effectuer des reconnaissances très détaillées des zones intéressées, en faisant appel aux diverses techniques de la géophysique et des sondages. Mais même en y mettant tous les moyens adéquats (sondages, gravimétrie, sismique, radar, etc.)⁽²⁾, l'expérience montre que ces

reconnaisances ne permettent pas toujours d'obtenir toutes les informations sur la localisation et l'extension des zones karstifiées avec la précision souhaitée.

À défaut d'avoir une définition parfaite du réseau karstique, il est très important pour un projet :

- de savoir si le karst est actif ou s'il est fossile et plus ou moins colmaté ;
- de connaître le type de morphologie du karst présent sur le site :
 - il peut s'agir de chenaux bien délimités en extension horizontale et/ou verticale dans un massif par ailleurs sain ;
 - il peut s'agir d'une karstification plus généralisée du massif constitué alors de quelques masses rocheuses résiduelles « emballées » dans les produits de dissolution et d'effondrements ;
 - il peut s'agir de toutes les formes intermédiaires entre ces deux extrêmes.

Pour les carrières en revanche, on peut espérer déterminer la géométrie des vides soit par l'exploitation de cartes existantes, soit par des visites. Le cas de petites carrières souterraines « non déclarées » et difficilement visitables reste toutefois problématique.

L'organisation logique des galeries de carrières souterraines est cependant un point favorable pour la détermination de leur géométrie, sous réserve de confier ce type d'étude à un spécialiste régional.

(1) Voir www.karstologie.com : Site de base à consulter, offrant de nombreuses références et/ou liens ou avec les sites français et étrangers s'intéressant aux karsts et à la spéléologie

(2) Voir référence : guide méthodologique de détection des cavités souterraines par méthodes géophysiques (LCPC)

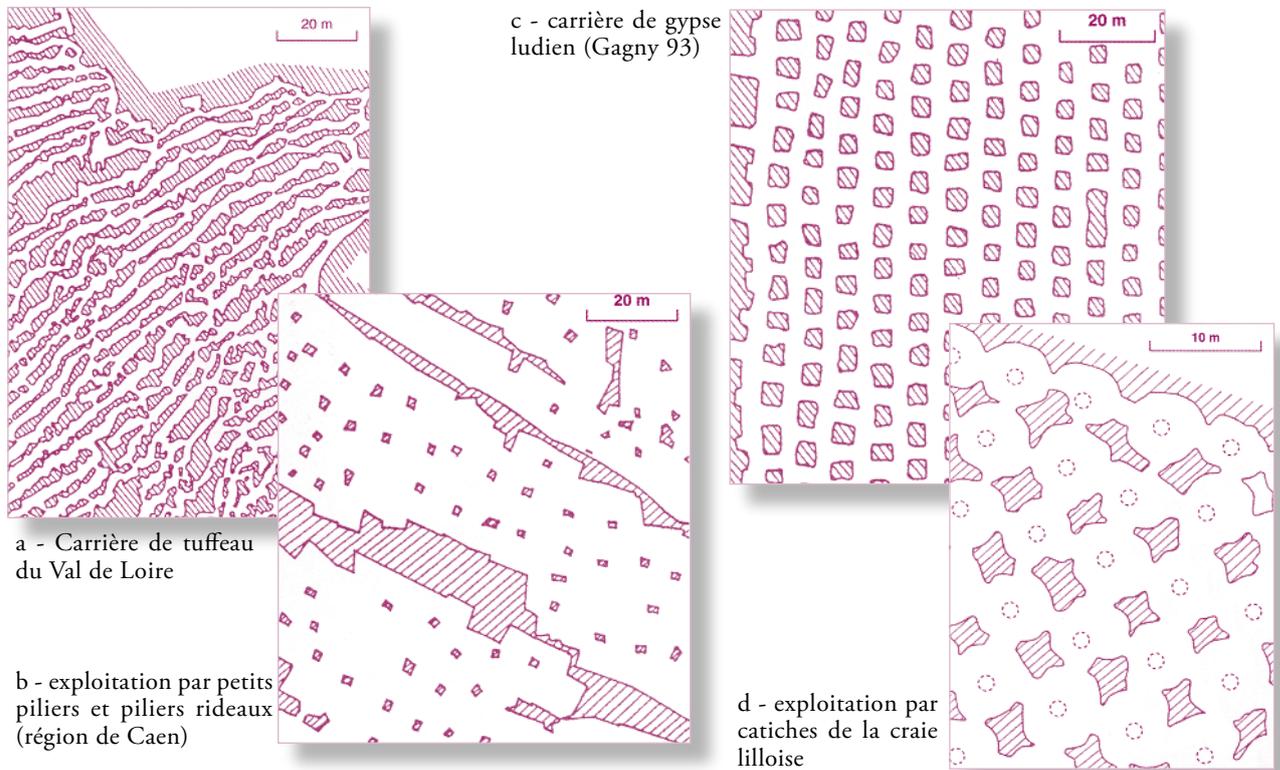


Figure 4.26 : différentes géométries d'exploitations souterraines – Source : LCPC

Le risque d'effondrement brutal avec apparition de fontis remontant jusqu'au niveau du terrain naturel est bien entendu celui qui est le plus redouté des concepteurs. Les reconnaissances correctement conduites permettent de l'apprécier et le cas échéant de concevoir les fondations, avec des traitements de terrain éventuels, afin de s'en prémunir.

Par contre le risque que se produise un tassement d'appui consécutif à des dissolutions et des réajustements au sein du massif sans qu'il y ait nécessairement d'effondrement (cas des affaissements miniers) est plus insidieux et plus difficile à apprécier. C'est pourquoi, lorsque les reconnaissances et les études préalables peuvent faire craindre ce type de situations, il conviendra d'orienter le concepteur vers des structures d'ouvrages moins sensibles aux tassements d'appui, et comportant des dispositifs éventuels de recalage de tabliers. Ainsi lorsqu'un affaissement anormal d'un appui est constaté sur un ouvrage en service, il est alors possible de renforcer le massif rocheux sous la fondation par un traitement approprié pour stopper l'évolution du phénomène et procéder éventuellement au recalage du tablier pour rétablir ses caractéristiques d'usage.

Chapitre 5

Dimensionnement



Le dimensionnement des fondations d'un ouvrage en terrain rocheux pourra suivre une démarche d'étude différente selon les situations rencontrées et le type de rupture envisagé pour la justification. Selon les paramètres principaux rappelés ci-dessous et avec l'appui d'un spécialiste en mécanique des roches, on pourra distinguer deux familles de mécanismes de rupture pour les fondations au sein du massif rocheux :

- les mécanismes de rupture où le massif se comporte comme un milieu continu (homogénéisation) et où les surfaces de rupture ne sont en majorité pas prédéterminées par les discontinuités du massif ;
- les mécanismes de rupture où les discontinuités du massif jouent un rôle majeur et déterminent dans leur majorité les surfaces de rupture.

Les différentes justifications à mener vis-à-vis de la rupture pour les fondations devront être conduites vis-à-vis d'un ou plusieurs mécanismes appartenant à l'une ou l'autre de ces deux familles. En effet, pour une même fondation les différentes justifications à conduire pourront se référer à ces deux différents mécanismes de rupture : par exemple, une fondation pourra être justifiée vis-à-vis du poinçonnement selon un mécanisme de rupture en massif homogénéisé, et vis-à-vis de la stabilité globale selon un mécanisme de rupture déterminé par certains plans de discontinuité.

Si l'on fournit ci-après quelques éléments de méthode de dimensionnement, les mécanismes de rupture faisant appel aux discontinuités sont très souvent complexes, du fait de l'interaction entre les différentes familles de discontinuités : ils doivent être traités par des études spécifiques confiées à des spécialistes et ne sont décrits ici que les principes de ces études.

Les justifications vis-à-vis des déformations de la fondation sont également à mener, notamment vis-à-vis des états limites de service ; elles sont le plus souvent menées en homogénéisant le massif sous la fondation.

Pour les justifications des fondations il est fait référence notamment d'une part, à l'Eurocode 7 partie 1 (EN 1997-1) et son annexe nationale ainsi qu'aux normes d'application à paraître qui vont s'y référer, et d'autre part au fascicule 62 titre V du CCTG relatif aux règles de justification des fondations.

Les règles du fascicule 62 titre V du CCTG ont été conçues pour une application aux fondations sur sols meubles, mais les principes généraux restent applicables aux fondations sur massifs rocheux : on ne reprendra donc pas dans le présent document l'ensemble des règles concernant la définition des actions, leurs combinaisons et les valeurs des coefficients de pondération et de sécurité partiels à appliquer ; on se limitera à préciser les éventuelles différences à prendre en compte dans le cas des massifs rocheux.

5.1 - Paramètres influant sur la complexité du dimensionnement

Les situations rencontrées lors de l'étude des fondations d'un ouvrage en terrain rocheux peuvent être très diverses selon la nature et l'importance de l'ouvrage, les difficultés de la topographie et la nature des terrains.

Le niveau de complexité des études est variable suivant les cas, selon les paramètres principaux suivants (voir aussi le chapitre 4) :

- l'importance de l'ouvrage

Il est commode de distinguer les ouvrages dits courants caractérisés par un niveau de sollicitation relativement modeste par rapport aux caractéristiques de résistance et de déformation du rocher de fondation, et les ouvrages importants ou grands ouvrages pour lesquels les fondations sont soumises à des descentes de charges importantes mobilisant fortement la capacité de résistance ou de déformation du massif rocheux.

À titre d'exemple la plupart des PS, les petits ouvrages d'art, les murs de soutènement, les contreforts et autres ouvrages de confortement fondés au rocher peuvent être considérés comme des ouvrages courants. À l'inverse les grands ouvrages (viaducs de grande hauteur, ouvrages de grandes portées) ou sollicitant de manière particulière leurs appuis (ponts à béquilles, ponts en arcs) entrent dans la catégorie des ouvrages non courants.

- la situation topographique

Les ouvrages fondés au rocher sont fréquemment implantés dans des zones de relief difficile. On distinguera trois situations topographiques types :

- les fondations sur un massif rocheux horizontal ou subhorizontal (pente inférieure à 10 %). La surface à considérer est celle du substratum rocheux qui peut être différente de celle du terrain naturel du plan topographique ;
- les fondations sur pente : c'est le cas général des appuis d'ouvrages implantés sur un versant. Selon l'épaisseur des terrains de couverture et les conditions topographiques locales, la fondation pourra être réalisée sur le rocher affleurant (naturellement ou par terrassement de la couverture) ou en profondeur à travers les formations de surface ;
- les fondations en crête de talus ou de falaise : c'est le cas général pour les culées d'ouvrages d'art en site rocheux, mais cette disposition peut également être rencontrée dans d'autres situations, et notamment pour des piles de rives ou des appuis intermédiaires.

- le type de fondation

Mis à part les cas très spécifiques (fondations ancrées, etc.), trois types principaux de fondations rocheuses sont à considérer (cf. chapitre 4) :

- les fondations superficielles sur semelle : ce type de fondation est d'application très générale sur sol horizontal ou à faible pente ;
- les fondations massives ou semi-profondes : entrent dans cette catégorie les fondations massives encastrées dans le rocher, constituées par un puits bétonné, par des barrettes ou par des pieux courts de gros diamètre solidarités par un chevêtre ou une dalle de liaison. Ce type de fondation est généralement bien adapté aux appuis sur versant pour lesquels les contraintes d'implantation et de stabilité sont souvent incompatibles avec l'importance des terrassements nécessaires pour une semelle superficielle ;
- les fondations profondes sur pieux de gros diamètre ou puits multiples, solidarités par un chevêtre ou une semelle en tête.

- la géologie du site

Par commodité, on regroupera sous cette appellation générale quatre types de données essentielles qui constituent les composantes du modèle géologique représentatif pour le projet :

- la lithologie : celle-ci caractérise la nature géologique et l'organisation des différentes formations constitutives du site concerné par l'ouvrage et des zones intéressées par les appuis ;
- la structure : la structure d'un massif rocheux joue un rôle essentiel dans les mécanismes de déformation et de rupture. Selon qu'elle est plus ou moins marquée ou plus ou moins complexe, le niveau de difficulté des études de dimensionnement pourra être largement variable ;
- les caractéristiques géomécaniques : celles-ci concernent à la fois les différents types lithologiques et les différents faciès intéressés par le projet, et également les systèmes principaux de discontinuité sollicités ou concernés par celui-ci (stabilité générale, stabilité locale, déformation) ;
- l'hydrogéologie : les données relatives à l'hydrogéologie du site et des zones d'appui en particulier doivent être prises en compte pour la définition des hypothèses de calcul concernant la stabilité des fondations et la stabilité générale des appuis.

- l'environnement

Entrent notamment dans cette catégorie les conditions particulières liées aux ouvrages maritimes. Ces éléments doivent être pris en compte dans la conception, le dimensionnement et la réalisation des fondations de ces ouvrages.

5.2 - Différents mécanismes de rupture

L'identification du ou des mécanismes de rupture susceptibles de se développer dans le massif rocheux de fondation d'un ouvrage est essentielle pour la justification de celle-ci.

Schématiquement, on distinguera deux cas :

- cas où les discontinuités jouent un rôle mineur dans la rupture : massif peu fracturé ou confiné ou éloigné d'une surface libre (nommés ici : cas où le massif peut être homogénéisé) ;
- cas où les discontinuités jouent un rôle déterminant dans le mécanisme de rupture et peuvent subir de grands déplacements (nommés ici : cas discontinus).

5.2.1 - Les mécanismes où le massif peut être homogénéisé

Entrent dans cette catégorie les cas pour lesquels, dans la zone d'influence de la fondation, le massif

rocheux peut être considéré comme homogène et assimilable à un milieu continu au regard des charges transmises par la fondation et de la faible influence des discontinuités.

Deux critères sont à considérer :

- l'importance et le type de l'ouvrage : les petits ouvrages ou les ouvrages courants apportent des sollicitations généralement faibles par rapport aux caractéristiques de résistance mobilisables dans un massif rocheux sain ;
- les caractéristiques du massif rocheux : les conditions de structure et de géométrie interne du massif sont telles qu'elles n'influent pas sur les mécanismes de rupture ; le massif peut être considéré comme homogène à l'échelle de la fondation et de sa zone d'influence.

L'hypothèse d'un milieu homogène et continu peut généralement être faite dans les cas principaux suivants (cf. figures 5.1 et 5.2) :

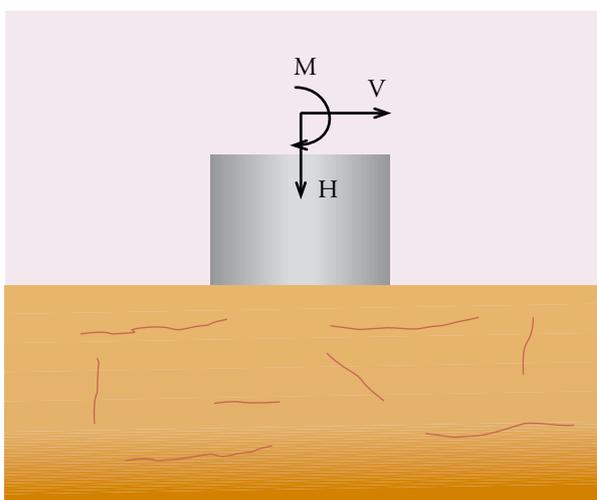


Figure 5.1 – Source : Sétra

Massif sain ou peu altéré, sans discontinuités marquées (discontinuités diffuses, fermées, de faible extension). Le massif peut être constitué de roches de résistance élevée ou faible, de caractéristiques globalement homogènes.

Un cas particulier où le massif peut être homogénéisé est celui des massifs de roches « tendres », dans lesquels la rupture se développe principalement au sein de la matrice rocheuse.

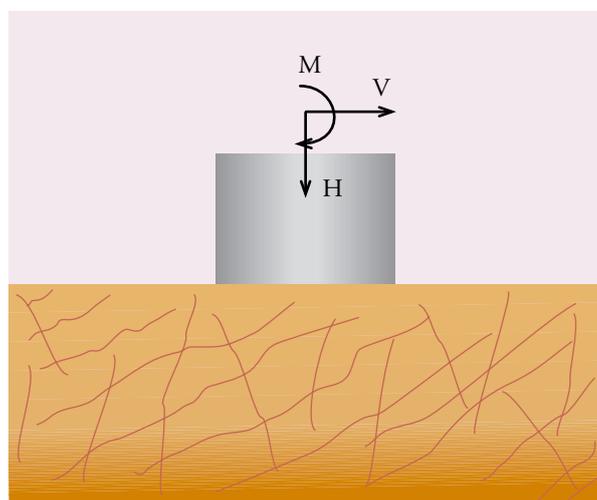


Figure 5.2 – Source : Sétra

Massif densément fracturé constitué de roches dures peu altérées, recoupé par de nombreuses discontinuités d'orientation dispersée. À l'échelle de la fondation le massif apparaît globalement homogène et isotrope, sans direction de faiblesse dominante.

Massif rocheux altéré, intensément fissuré sans surfaces de discontinuité majeures localisées.

Les mécanismes de rupture à prendre en compte dans ces cas homogénéisés ne sont pas déterminés par les discontinuités ; ils sont analogues à ceux d'un milieu continu de caractéristiques mécaniques équivalentes : poinçonnement symétrique ou dissymétrique pour un massif horizontal, cisaillement généralisé sous l'appui et glissement d'ensemble pour une fondation sur pente ou en crête de talus.

Dans le cas des ouvrages courants fondés sur un massif sain peu fracturé, les caractéristiques de résistance de ce dernier sont généralement largement surabondantes vis-à-vis des mécanismes de rupture par poinçonnement.

Néanmoins dans tous les cas, la justification vis-à-vis de la stabilité locale au poinçonnement, au glissement et à la non-décompression sous la fondation est menée à partir de l'estimation des caractéristiques de rupture homogénéisées du massif (cf. § 5.3.1 « Caractéristiques de rupture »), et par les méthodes classiques de dimensionnement en appliquant les dispositions de l'EN 1997-1, du fascicule 62 titre V relatif aux fondations, éventuellement modifiées comme indiqué ci-après (cf. § 5.4 « Cas homogénéisés »).

5.2.2 - Les mécanismes discontinus simples

Il s'agit des cas pour lesquels l'hypothèse d'un milieu continu, homogène et isotrope ne peut plus être appliquée du fait des caractéristiques lithologiques, structurales ou de fracturation du massif, mais pour lesquels le massif est sain et possède un petit nombre de familles de discontinuités bien marquées qui permettent d'identifier clairement des mécanismes de rupture simples. La construction du modèle géomécanique représentatif du site repose sur le choix de retenir certaines discontinuités majeures et de négliger d'autres discontinuités (faible extension, faible persistance, orientation non défavorable).

Là encore deux critères sont à considérer :

- l'importance et le type de l'ouvrage : les cas dits discontinus simples sont limités aux ouvrages pour lesquels les sollicitations apportées par la fondation sont peu importantes par rapport aux caractéristiques de résistance de la matrice rocheuse saine ;
- les caractéristiques lithologiques et structurales du massif : les notions de structure et de géométrie interne du massif deviennent prédominantes ; les mécanismes de rupture sont principalement déterminés et guidés par l'existence, la distribution et l'orientation d'un ou deux systèmes de discontinuité du massif.

L'hypothèse d'un milieu discontinu simple est adaptée notamment dans les cas présentés sur les figures 5.4 à 5.8.

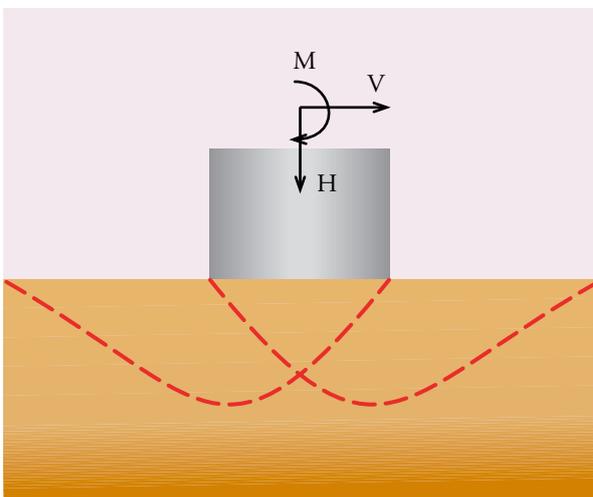


Figure 5.3 : schéma de rupture sur terrain horizontal (analogie avec un milieu continu) – Source : Séttra

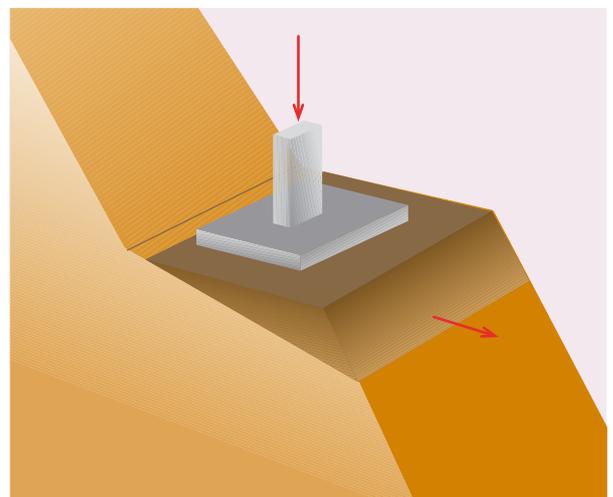


Figure 5.4 – Source : Séttra

Massif sain ou peu altéré comportant un système majeur de discontinuités subhorizontales ou à pendage aval débouchant sur un versant, recoupé par un ou plusieurs systèmes de fractures d'extension importante (au moins comparable à la dimension de la fondation).

Le mécanisme de rupture est lié au développement d'une rupture par cisaillement et par glissement suivant le plan de discontinuité majeur (glissement d'un coin sous la fondation).

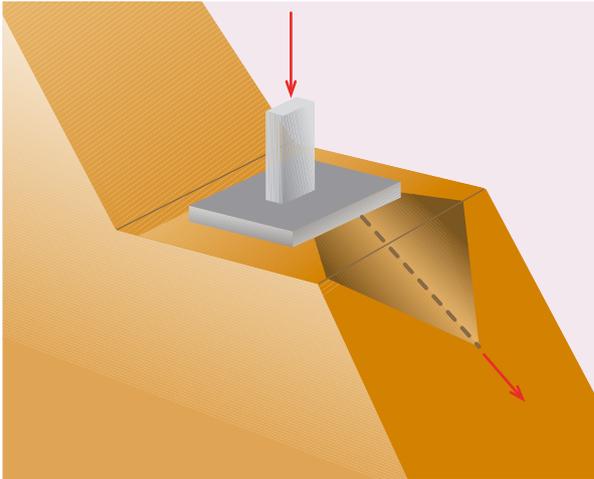


Figure 5.5 – Source : Sétra

Massif rocheux sain ou peu altéré comportant deux systèmes majeurs de discontinuité sécants associés à un ou plusieurs systèmes secondaires de fractures.

Le mécanisme de rupture est lié au développement d'une rupture par cisaillement et glissement suivant les deux plans de discontinuité principaux (dièdre de rupture sous la fondation).

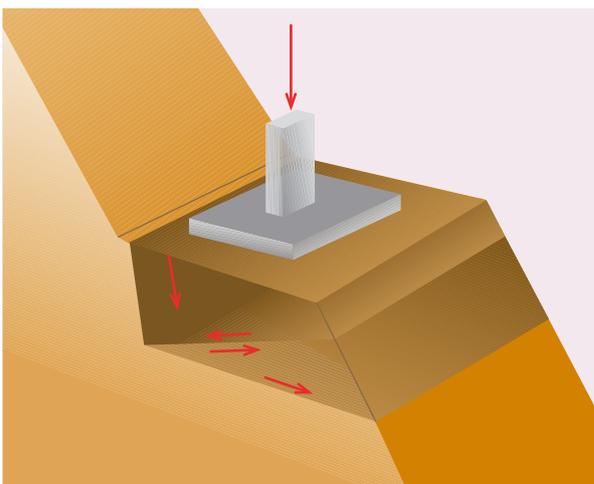


Figure 5.6 – Source : Sétra

Massif rocheux comportant plusieurs systèmes de discontinuités dont certains plans de faible résistance au cisaillement débouchant sur une surface libre (surface du massif ou versant).

Les mécanismes de rupture sont liés au développement d'une rupture par cisaillement et glissement suivant des plans de discontinuité majeurs localisés individualisant une ou plusieurs masses rocheuses supportant la fondation. Ici, le mécanisme ne mobilise plus le cisaillement d'une seule direction de discontinuité suivant une cinématique simple (glissement d'ensemble) mais le cisaillement de plusieurs plans principaux associés dans un mécanisme et une cinématique plus complexes (coin de rupture sous la fondation associé à un coin de butée en avant de celle-ci).

Nota

Ce cas se situe à la limite des cas complexes, évoqués ci-après.

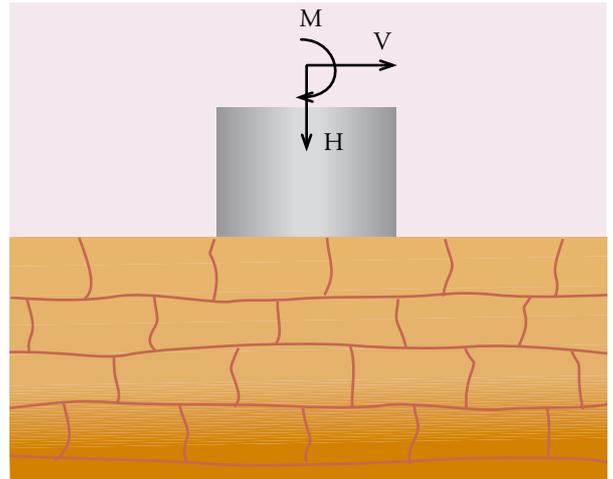


Figure 5.7 – Source : Sétra

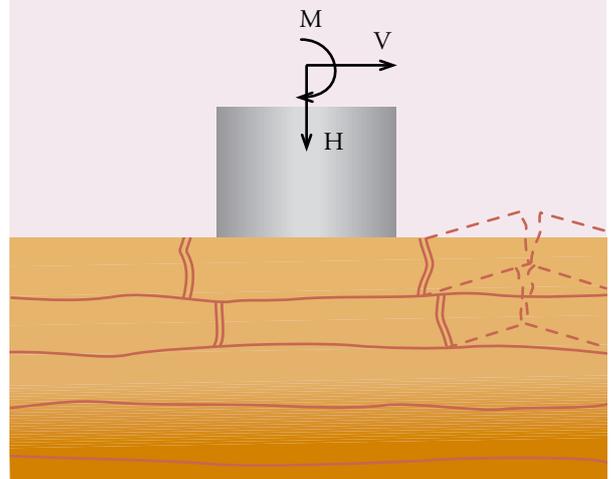


Figure 5.8 – Source : Sétra

Massif rocheux sain ou peu altéré horizontal à stratification subhorizontale recoupée par un ou plusieurs systèmes de fracturation subverticaux.

Les mécanismes de rupture sont dans ce cas de deux types principaux (figures 5.7, 5.8) :

- rupture par poinçonnement à travers la stratification due à un excès de charge verticale. La rupture matricielle de la roche n'est possible que pour des roches de résistance faible ou très altérées. La justification peut être effectuée comme pour les cas homogénéisés ;
- rupture par cisaillement et glissement sur la stratification, due à une insuffisance de résistance au cisaillement sous la fondation et à un défaut de butée horizontale en avant de celle-ci. À l'exception des cas particuliers d'ouvrages exerçant des efforts horizontaux importants au niveau de leur fondation (appuis de voûtes, bajoyers, contreforts, ...), la plupart des ouvrages sollicitent peu leurs appuis dans cette direction et la stabilité au glissement est généralement vérifiée de manière surabondante.

La justification de la fondation doit être effectuée dans chaque cas en prenant en compte pour les différents systèmes de discontinuité concernés des caractéristiques de cisaillement convenablement représentatives à l'échelle des mécanismes de rupture (cf. § 5.3.2, « Caractéristiques de rupture des discontinuités »).

L'étude de la stabilité est effectuée essentiellement au moyen d'une modélisation de type milieu discontinu à blocs, généralement dans l'hypothèse de blocs rigides (cf. § 5.5). La stabilité locale au poinçonnement sous la fondation devient secondaire mais doit être vérifiée à partir des caractéristiques matricielles et des méthodes du § 5.4 « Cas homogénéisés ».

5.2.3 - Les mécanismes discontinus complexes

Sont à considérer en première analyse comme complexes, les cas pour lesquels ni l'hypothèse d'un milieu homogène, ni celle d'un milieu discontinu où les mécanismes de rupture sont facilement identifiables ne peuvent plus être appliquées du fait des caractéristiques lithologiques, structurales, de fracturation ou d'altération du massif. Dans ce cas, une étude spécifique de mécanique des roches et une justification particulière seront généralement nécessaires.

Là encore deux critères sont à considérer :

- l'importance et le type de l'ouvrage : pour les ouvrages non courants et notamment pour les grands ouvrages, les charges généralement élevées transmises au rocher de fondation peuvent solliciter de manière importante la structure du massif rocheux et déterminer le développement de mécanismes de rupture particuliers polarisés par celle-ci ;
- les caractéristiques lithologiques et structurales du massif : les notions de structure et de géométrie interne du massif deviennent prédominantes. Les mécanismes de rupture sont principalement déterminés et guidés par l'existence, la distribution et l'orientation des principaux systèmes de discontinuités du massif. Les plans de discontinuité (stratification, foliation, schistosité, fractures, failles) constituent des plans de faiblesse par lesquels sont induits et se développent les mécanismes de rupture.

L'hypothèse d'un milieu discontinu complexe s'impose dans les cas principaux suivants (cf. figures 5.9 à 5.12) :

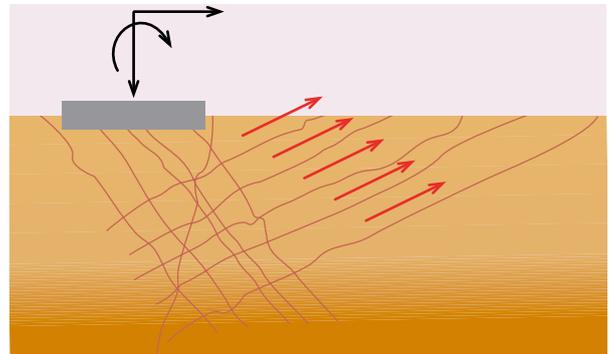


Figure 5.9 – Source : Sétra

Massif sain ou peu altéré comportant plusieurs systèmes majeurs de discontinuité inclinés débouchant en surface, recoupé par des systèmes de fractures sécantes d'extension importante.

Ici, le mécanisme ne mobilise plus le cisaillement d'une ou deux directions de discontinuité suivant une cinématique simple mais le cisaillement de plusieurs systèmes principaux associés dans un mécanisme et une cinématique plus complexes (plusieurs coins de rupture sous la fondation, plastification locale ou généralisée suivant les directions majeures de discontinuité)

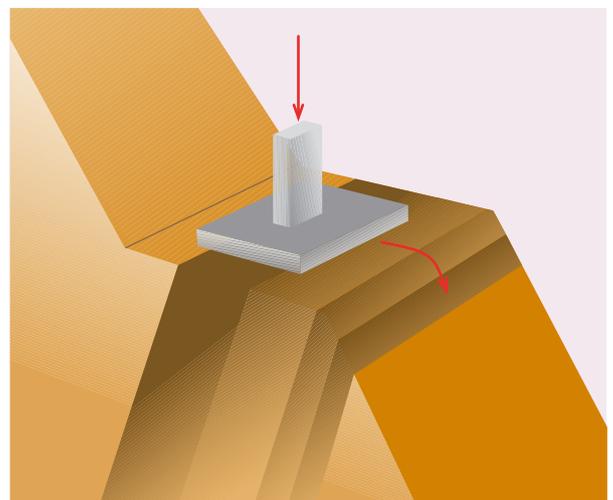


Figure 5.10 – Source : Sétra

Fauchage : le massif est découpé en lanières à fort pendage rentrant dans la pente ; ces lanières subissent sous l'effet de la pesanteur un basculement vers l'aval aggravé par le chargement

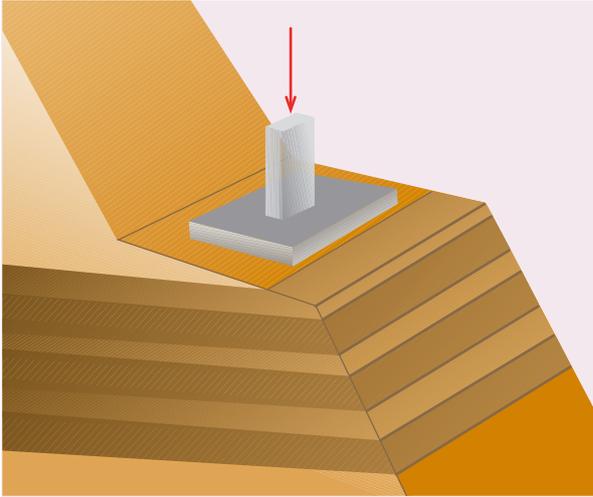


Figure 5.11 – Source : S&trra

Massif hétérogène constitué d’alternance de rocher sain et de roches tendres ou altérées pour lequel les mécanismes de rupture peuvent impliquer à la fois les discontinuités et la matrice (flyschs, marno-calcaires).

La justification de la fondation doit être effectuée pour les mécanismes de rupture les plus critiques vis-à-vis des cas de charges dimensionnants. Elle nécessite dans chaque cas la constitution de modèles géométriques et géomécaniques prenant en compte pour les différents systèmes de discontinuité concernés, des caractéristiques de cisaillement convenablement représentatives à l’échelle des mécanismes de rupture (cf. § 5.3.2, « Caractéristiques de rupture des discontinuités »). L’étude de la stabilité est effectuée essentiellement au moyen d’une modélisation de type milieu discontinu à blocs, généralement dans l’hypothèse de blocs rigides, plus rarement déformables (cf. § 5.5).

Pour tous ces cas complexes, l’étude doit nécessairement être effectuée par un spécialiste de mécanique des roches.

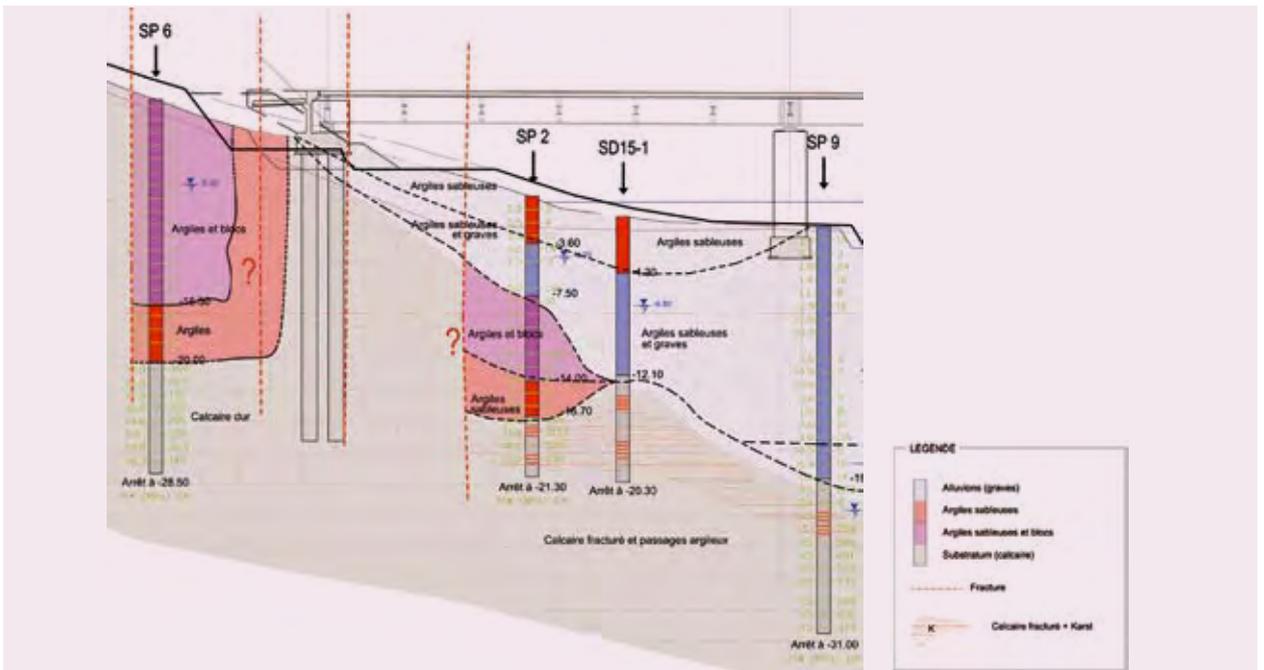


Figure 5.12 : coupe longitudinale de la culée ouest du viaduc sur la Tardoire – Source : S&trra

Massif rocheux très hétérogène, structures complexes, présence d’accidents géologiques, karsts, vides ou zones de dissolution.

5.3 - Choix des caractéristiques mécaniques de calcul

La caractérisation géomécanique du massif consiste à déterminer les éléments constitutifs de la modélisation de la fondation rocheuse de chaque appui de l'ouvrage. Elle doit être menée avec l'aide d'un mécanicien des roches. Trois familles d'éléments sont à prendre en compte et à évaluer :

- les données géométriques et structurales représentatives du massif et de l'appui, qui interviennent pour le comportement de la fondation (stabilité et déformation) ;
- le ou les mécanismes de rupture à considérer pour chaque appui, en fonction des données topographiques, géologiques et des conditions de chargement ;
- les caractéristiques mécaniques associées aux mécanismes de rupture et de déformation considérés, représentatives du massif à l'échelle de la fondation.

Là encore, on distingue deux cas de figure selon le mécanisme de rupture : modélisation par un milieu continu équivalent (homogénéisation) et modélisation par un milieu discontinu à blocs.

5.3.1 - Méthodes d'homogénéisation

Ce type de modélisation est applicable aux cas pour lesquels le massif peut être considéré comme globalement ou statistiquement homogène, sans éléments structuraux dominants dans la zone d'influence de l'appui.

Le massif est alors caractérisé par les paramètres d'un milieu continu équivalent pour permettre l'application de méthodes de la mécanique des sols ou de la mécanique des roches, éventuellement adaptées (cf. § 5.4).

Caractéristiques descriptives - Classifications

Les reconnaissances géologiques et géotechniques permettent de déterminer l'ensemble des caractéristiques descriptives principales du massif rocheux et d'utiliser différentes classifications de mécanique des roches.

Les principales sont : la classification AFTES⁽¹⁾, très précise pour la description des massifs mais qui n'est pas utilisée pour des dimensionnements, et la classification de Bieniawski (désignée également sous le terme de classification RMR : Rock Mass Rating) décrite ci-après. On peut citer également le GSI (Geological Strength Index) introduit par Hoek en

(1) Voir référence : AFTES 2003 *Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux...*

1995 et utilisé dans certaines méthodes empiriques de dimensionnement, ou l'indice Q de Barton utilisé uniquement pour les tunnels.

La classification de Bieniawski (annexe 5) prend en compte un certain nombre de caractéristiques principales géologiques et géotechniques pour déterminer un indice global attribué au massif (indice RMR) ; chaque paramètre reçoit une note selon la grille d'évaluation définie dans la classification :

- caractérisation de la matrice rocheuse :
 - résistance en compression uniaxiale de la roche (note A1),
- caractérisation des discontinuités du massif :
 - indice de fracturation R_{QD} (note A2),
 - espacement des discontinuités (note A3),
 - état d'altération et de rugosité des épontes (note A4),
- caractérisation hydrogéologique du massif :
 - état hydrique,
 - conditions hydrauliques (note A5),
- il est également défini une note d'ajustement (note B) dépendant de l'orientation des discontinuités (azimut et pendage).

L'indice RMR du massif ou de la partie du massif considérée est défini comme la note globale obtenue par sommation des notes partielles (A1 à A5) et de la note d'ajustement B ; compte tenu de la nature empirique de cet indice, on donnera toujours une fourchette de valeurs.

Cette estimation devra être faite sous le contrôle d'un spécialiste de mécanique des roches.

Dans le cas de l'utilisation de l'indice RMR pour le dimensionnement de fondations, on se limitera en général aux notes A1 à A5 définies ci-dessus. La note d'ajustement (tableau B) pourra être prise en compte pour l'évaluation du module de déformation du massif dans certains cas particuliers, par exemple pour le tassement d'une fondation : l'orientation pénalisante est celle où les joints sont orthogonaux à la direction des efforts appliqués.

Des versions successives de la classification de Bieniawski ont été publiées par l'auteur. Ces différentes versions présentent quelques différences dans la grille d'évaluation. En conséquence, il est convenu de retenir comme référence dans le présent document la version publiée en 1989⁽²⁾ et qui a été reprise par l'AFTES en 2003 dans les « Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains »⁽³⁾ ; cet indice est noté ci-après RMR_{89} .

(2) Voir référence : Z. T. Bieniawski 1989 et Annexe 5

(3) Voir référence : AFTES 2003 *Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux...*

On définit aussi pour l'application de certaines méthodes empiriques RMR'_{89} comme l'indice RMR_{89} calculé sans la note B et avec une note eau (A5) égale à 15.

Le GSI ou Geological Strength Index peut se déduire de l'indice RMR'_{89} .

Pour les valeurs de $RMR'_{89} > 23$, $GSI = RMR'_{89} - 5$.

On peut également déterminer le GSI à partir de la description géologique du massif (tableau en annexe 6).

Caractéristiques de rupture

De manière générale dans ce chapitre, on distinguera les notations des caractéristiques mécaniques du massif rocheux (sans indice) de celles de la matrice rocheuse (affectées d'un indice i).

Ces caractéristiques doivent être déterminées pour chaque zone homogène du massif d'appui, notamment pour chaque formation géologique et géotechnique différenciée et pour chaque appui.

Pour les roches tendres, on pourra retenir les caractéristiques de rupture mesurées directement par essais de laboratoire sur échantillons (valeurs basses de la fourchette des résultats, compte tenu de l'effet d'échelle).

Dans les autres cas, avec l'approche homogénéisée du massif rocheux, les caractéristiques de rupture du massif peuvent être représentées par un critère de type parabolique. Le plus utilisé est le critère de Hoek & Brown (fig. 5.13), qui est défini par la relation empirique suivante (qui ne s'applique pas au cas des massifs très altérés) :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s}$$

dans laquelle :

- σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales respectivement majeure et mineure (compressions notées positivement),
- σ_{ci} est la résistance en compression uniaxiale de la matrice rocheuse, mesurée en laboratoire,
- m_b et s sont des paramètres caractérisant la roche et la fracturation du massif.

L'annexe 6 détaille les modalités d'application de cette méthode.

On note que la « résistance en compression uniaxiale du massif rocheux » σ_c est égale à $\sigma_{ci} \sqrt{s}$.

Remarque : pour des valeurs de $GSI < 25$ (massif très fracturé et altéré, de caractéristiques très médiocres), le critère de Hoek et Brown s'exprime sous une forme sensiblement différente. Ces cas particuliers justifient de faire appel à un mécanicien des roches expérimenté.

Les valeurs de m_b et s peuvent être estimées à partir de l'indice RMR_b , de l'index GSI du massif et de la nature pétrographique de la roche (voir annexe 6). Le paramètre m_b pour le massif est déduit du paramètre m_i , lié à la fragilité de la roche (ce dernier est voisin du rapport σ_c/σ_t , où σ_t est la résistance en traction de la roche) ; le paramètre « s » qui est plus spécialement lié à la fracturation est compris entre 1 (milieu sans discontinuité) et 0 (milieu extrêmement fracturé, réduit à l'état granulaire).

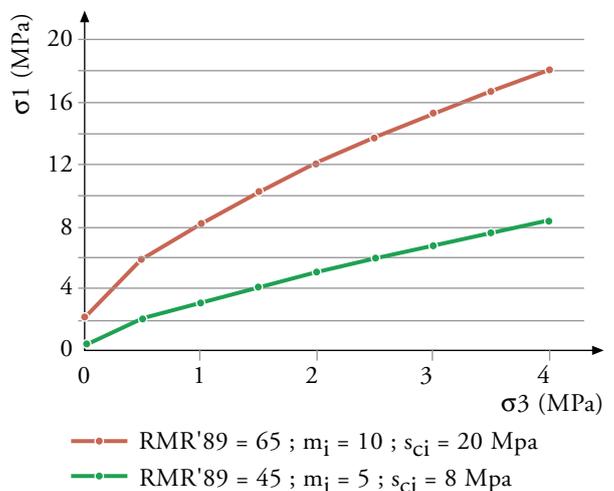


Figure 5.13 : critère de Hoek & Brown - points verts : massif peu fracturé - points rouges : massif très fracturé

Des versions successives du critère de Hoek & Brown ont été publiées par les auteurs. La plus récente propose un critère de rupture généralisé (Hoek & Brown, 2002)⁽¹⁾ qui, par une approche plus analytique, peut s'appliquer à tous les cas de massifs.

Pour ne pas perdre de vue le caractère empirique de cette méthode, il a semblé préférable de prendre comme référence dans le présent document le critère de rupture plus simple indiqué ci-dessus [publié en 1997 dans International Journal Of Rock Mechanics and Mining Sciences (vol. 34, n° 8)⁽¹⁾]. Le détail de la méthode avec les tableaux correspondants fournissant les valeurs de m_b et s est présenté en annexe 6.

Cette approche nécessite une compétence en mécanique des roches pour choisir dans quelles classes rattacher le massif ; en cas de difficulté de classification, il est vivement recommandé de travailler « en fourchette » entre deux classes.

(1) Voir références

Un critère de rupture voisin dit « critère parabolique » ou en paraboloïde a été implanté dans le logiciel CESAR-LCPC. Si l'on pose :

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2]$$

Ce critère s'exprime sous la forme suivante (σ_c et σ_t sont respectivement la résistance en compression et en traction uniaxiales, à l'échelle du massif, toutes deux comptées positivement) :

$$J_2 - \frac{\sigma_c - \sigma_t}{3} I_1 - \frac{\sigma_c \sigma_t}{3} = 0$$

Si $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, on retrouve bien les deux solutions pour σ_1 : σ_c et $-\sigma_t$.

Remarquons pour terminer, que ces critères de rupture sont isotropes : ils sont donc à manier avec discernement lorsqu'une famille de discontinuités est prépondérante et confère au massif une anisotropie marquée.

Linéarisation du critère de Hoek & Brown :

Il est possible d'approcher le critère de Hoek & Brown par une droite de Mohr Coulomb et de déterminer des caractéristiques c , ϕ du massif (homogénéisé).

En raison de l'allure parabolique de la courbe traduisant le critère de Hoek & Brown, une bonne approximation linéaire de celle-ci nécessite de connaître l'état de contrainte du massif sollicité par la fondation. En fait, la cohésion apparente augmente avec la contrainte de confinement σ_3 , tandis que l'angle de frottement diminue. Il conviendra donc d'être très prudent dans cette démarche de linéarisation du critère parabolique de Hoek & Brown, et de considérer que cette linéarisation n'est valable que si elle est faite dans une plage de contraintes correspondant à l'état de contrainte dans le massif sollicité par la fondation.

Une hypothèse simplificatrice habituellement utilisée consiste à considérer pour l'évaluation des caractéristiques c et ϕ , un domaine de contraintes de référence défini par le cercle de Mohr de résistance en compression uniaxiale du massif σ_c ($\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot \sqrt{s}$; $\sigma_3 = 0$) et le cercle de rupture sous contrainte triaxiale associée à une contrainte de confinement $\sigma_3 = \sigma_c$ (fig. 5.14). Les valeurs des paramètres c' et ϕ' sont définies par la droite de Mohr-Coulomb tangente à ces deux cercles. Elles sont données par les expressions suivantes :

$$\phi = \text{Arc sin} \left(1 - \frac{2}{1 + \sqrt{\frac{m_b}{\sqrt{s}} + 1}} \right) \quad c = \sigma_{ci} \sqrt{s} \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi}$$

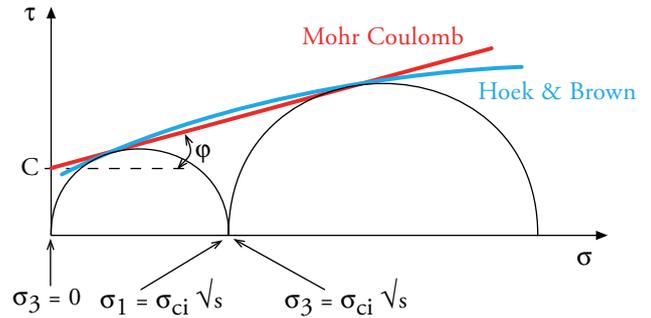


Figure 5.14 : linéarisation du critère de Hoek et Brown par une droite de Mohr Coulomb

Il existe également des corrélations sommaires entre l'indice RMR et les paramètres c et ϕ (voir annexe 5) :

$$c \text{ (kPa)} \approx 5 \times \text{RMR} \quad \phi \text{ (}^\circ\text{)} \approx 5 + \frac{1}{2} \text{RMR}$$

L'usage de ces corrélations forfaitaires, et donc très grossières, doit être limité à une description globale préliminaire et ne peut déboucher sur un dimensionnement. Elles peuvent néanmoins être utiles à titre de comparaison avec une linéarisation automatique du critère parabolique que proposent certains logiciels.

Dans tous les cas une analyse critique des caractéristiques obtenues est indispensable.

Note

Il convient de signaler l'existence du logiciel RocLab⁽¹⁾, téléchargeable sur le site internet de l'auteur, qui permet de calculer automatiquement les paramètres du critère de Hoek et Brown pour un massif rocheux à partir des données de la roche intacte et de son indice GSI. Il faut toutefois souligner la prudence dont il convient de faire preuve dans son usage comme dans les applications que l'on peut en faire.

Caractéristiques en déformation

La déformabilité du massif, en général caractérisée à l'aide d'un module d'Young et d'un coefficient de Poisson, résulte :

- de la déformabilité de la matrice rocheuse, telle que l'on peut la mesurer en laboratoire ;
- de la déformabilité des discontinuités, rarement mesurée, généralement plus élevée que la précédente.

(1) www.rosience.com (on y trouve aussi plusieurs articles récents sur l'utilisation du critère de H & B ainsi que sur les nombreuses corrélations proposées par divers auteurs pour évaluer les modules de déformations des massifs rocheux).

Nota

- compte tenu de la non-linéarité du comportement des discontinuités, liée à leur fermeture progressive sous l'effet des contraintes normales appliquées, on constate très généralement que la déformabilité résultante du massif n'est pas constante et diminue au fur et à mesure du chargement ;

- les déformations différées peuvent le plus souvent être négligées dans un massif rocheux sain ; dans certains cas particuliers en revanche (massif de « roches tendres » - craie, schistes altérés, marnes, gypse - ou discontinuités avec remplissage argileux, par exemple), une évaluation, en général forfaitaire et empirique, doit en être faite.

Si pour des petits ouvrages ou ouvrages courants fondés sur du rocher sain, les tassements prévisibles sont très faibles et ne justifient pas un calcul, pour des ouvrages apportant des charges importantes aux fondations et sensibles aux tassements de leurs appuis, l'estimation de la déformabilité du terrain support est nécessaire.

Si l'espacement des discontinuités est faible devant la largeur de la fondation, on pourra en général raisonner par homogénéisation et assimiler le terrain à un milieu continu.

Estimation empirique de la déformabilité du massif

Celle-ci est possible à partir des classifications de massifs rocheux, grâce à des corrélations proposées par différents auteurs⁽¹⁾ ; l'usage de telles corrélations doit cependant être fait avec prudence.

(1) Voir références

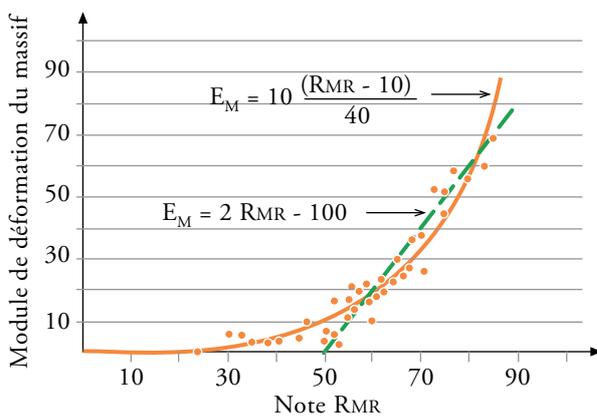


Figure 5.15 : estimation du module du massif

La figure 5.15 fournit un exemple de telle corrélation entre l'indice RMR (cf. § 5.3.2, « Caractéristique géométrique des modèles ») et la déformabilité E du massif :

$$E = 10 \frac{RMR-10}{40} \text{ en GPa (Serafim et Pereira 1983, pour } 25 < RMR < 85)$$

$$E = 2.RMR - 100 \text{ en GPa (Bieniawski 1978, pour } RMR > 50)$$

Estimation du module du massif E d'après les mesures sur échantillons

Le module de Young E_i et le coefficient de Poisson de la matrice peuvent être déterminés sur échantillons de laboratoire (norme NF P 94-425). Dans un massif hétérogène, par exemple formé d'une alternance de bancs calcaires et de bancs plus marneux, on prendra une valeur moyenne pondérée des modules des différents faciès.

Pour certaines roches sujettes au fluage (craie par exemple), le module à long terme E_∞ est sensiblement plus faible que le module mesuré dans l'essai normalisé (typiquement, la moitié pour la craie).

Les valeurs de modules ainsi obtenues sont toujours plus élevées que les valeurs réellement applicables à l'échelle de l'ouvrage, dans un rapport qui peut atteindre 10 (effet d'échelle).

Le rapport entre le module du massif E et celui de la matrice rocheuse mesuré en laboratoire E_i peut être relié de manière grossière aux paramètres caractéristiques de la fracturation : RQD, RMR (voir figure 5.16). La corrélation suivante a été proposée par Deere en 1969 :

$$\frac{E}{E_i} = [0,0231.RQD - 1,32]$$

(applicable pour RQD > 60)

On peut également estimer le module du massif rocheux par corrélation avec la résistance en compression et le RMR.

Dans tous les cas, l'usage de telles corrélations doit être fait avec prudence.

Exemple de la corrélation due à Hoek (1996)

$$E = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}(MPa)}{100}} 10 \frac{RMR-15}{40} \text{ (en GPa) } \sigma_{ci} < 100 \text{ MPa}$$

Évaluation *in situ* du module du massif E

Les essais de déformabilité *in situ* (essai au dilatomètre, essai à la plaque) permettent de dépasser l'échelle de l'éprouvette de laboratoire, mais ils n'auscultent cependant qu'un volume de l'ordre du mètre cube, faible devant le volume concerné par une fondation, et leurs résultats ne sont en général utilisables qu'après correction de l'effet d'échelle.

Les essais de géophysique entre forages de type cross-hole peuvent également fournir une évaluation du module du massif sur une échelle un peu plus représentative (distance entre forages jusqu'à 8 m) ; le principe de cette mesure est présenté sur la figure 5.17 ; la mesure des vitesses de propagation des ondes sismiques de compression V_p et de cisaillement V_s peut permettre de calculer les modules dynamiques E et G (correspondant à de faibles déformations, environ 10^{-6}), si l'on dispose de la masse volumique du rocher (entre 2 000 et 3 000 kg/m^3 suivant la nature de roche) ; il faut noter cependant que la mesure de V_s est délicate.

Rappelons les formules de l'élasticité :

$$E = \rho V_s^2 \frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} \quad G = \rho V_s^2$$

Le type de sollicitation et le domaine de déformation sont très différents de ceux du chargement statique considéré pour la stabilité de la fondation. Les valeurs du module dynamique sont supérieures aux valeurs sous charge statique dans un rapport pouvant atteindre de 2 à plus de 10 en fonction de l'état du massif.

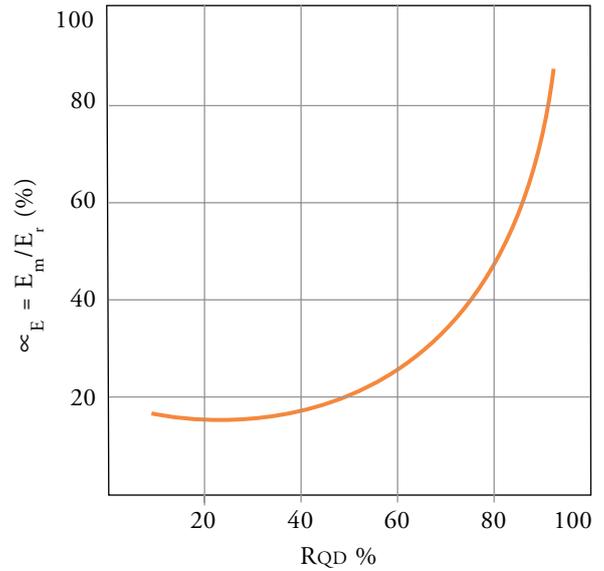


Figure 5.16 : relation entre le rapport des modules E/E_r et la valeur du RQD – Source : Sétra. (Pour plus de précisions on pourra se reporter au tableau 5 p 340 de l'article : « Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses » Lianyang Zhang and H. H. Einstein, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Volume 41, Issue 2, February 2004, Pages 337-341)

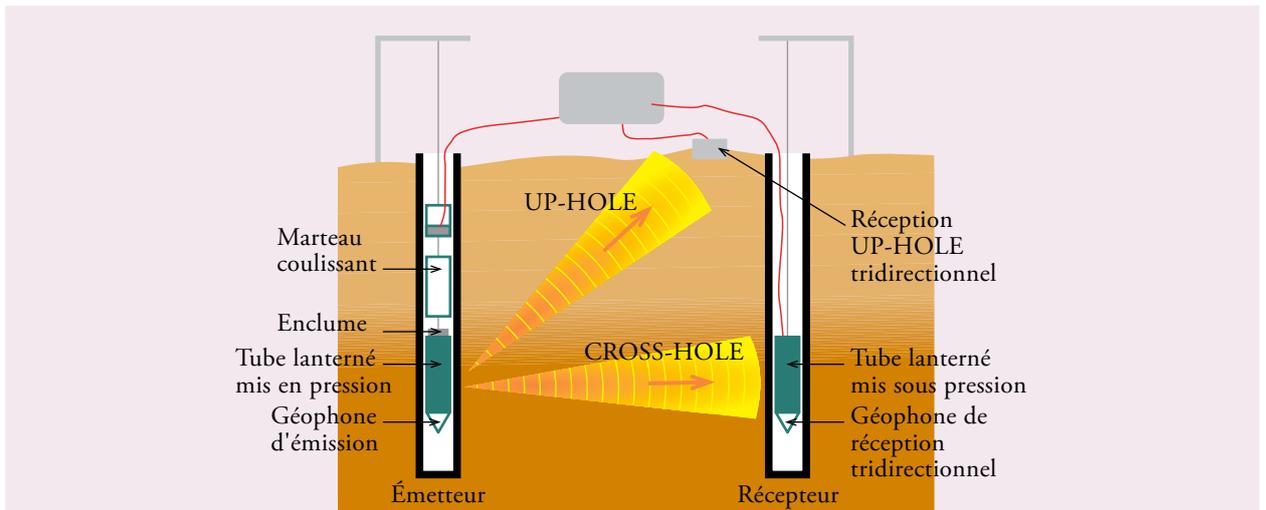


Figure 5.17 : essai Cross-hole principe – Source : Sétra

Le mode opératoire consiste à exécuter des mesures de vitesses entre deux ou plusieurs forages. On émet un signal (ébranlement sismique) à un niveau déterminé dans un forage et on réceptionne ce signal au même niveau dans un ou plusieurs forages voisins. Les signaux à l'émission et à la réception sont enregistrés simultanément. La détermination des temps de propagation des ondes P et S entre l'émission et la ou les réceptions permet de calculer les vitesses des ondes P et S, connaissant les distances séparant les points d'émission et de réception.

Évaluation analytique du module du massif E

En présence d'une famille majeure de discontinuités, on peut, comme le décrit la figure 5.18, évaluer analytiquement le module E du massif, en fonction des caractéristiques mécaniques de la matrice et des caractéristiques des discontinuités, principalement raideur normale K_n . Celle-ci s'exprime en général en MPa/mm : elle est comprise en pratique entre 0,5 et 10 MPa/mm. Elle augmente avec la contrainte (effet de la fermeture des discontinuités) : la faible raideur du massif constatée lors du coulage de la semelle et de la base de la pile fait place à une raideur plus élevée lorsque l'ouvrage est terminé, du fait de la fermeture progressive des discontinuités à faible pendage situées sous la fondation.

Différents facteurs viennent limiter la validité de ce type de méthode simplifiée, en particulier :

- la difficulté d'apprécier la raideur normale K_n des plans de discontinuité dominants caractérisant la structure, ne peut guère être appréciée dans la pratique que par des essais de déformabilité *in situ* à une échelle représentative. Cette faculté reste donc très théorique ;
- l'anisotropie du milieu équivalent (dans la figure précédente par exemple, le module sous chargement horizontal est plus élevé que sous chargement vertical,

puisque voisin du module de la matrice) ; l'utilisation d'une méthode numérique de type éléments finis peut permettre d'évaluer la déformabilité sous chargement complexe ;

- la présence de discontinuités au voisinage de la fondation, d'orientation proche de la verticale, qui limitent la diffusion latérale des contraintes et augmente *ipso facto* la charge supportée par la colonne de terrain située sous la semelle, et donc aussi le tassement ; une méthode numérique de type éléments distincts peut se révéler utile pour évaluer cet effet.

Conclusion

En définitive, la question de l'estimation des propriétés de déformabilité à l'échelle du massif est toujours délicate, et il est fortement recommandé de pratiquer plusieurs approches ; la détermination d'un module à 50 % près est en général considérée comme satisfaisante.

Il est recommandé de procéder à des mesures de déformation en cours de travaux pour apporter la validation nécessaire. La spécificité des massifs rocheux très peu déformables nécessitera d'employer des moyens adaptés à la mesure de très faibles déformations (*cf.* chapitre 6).

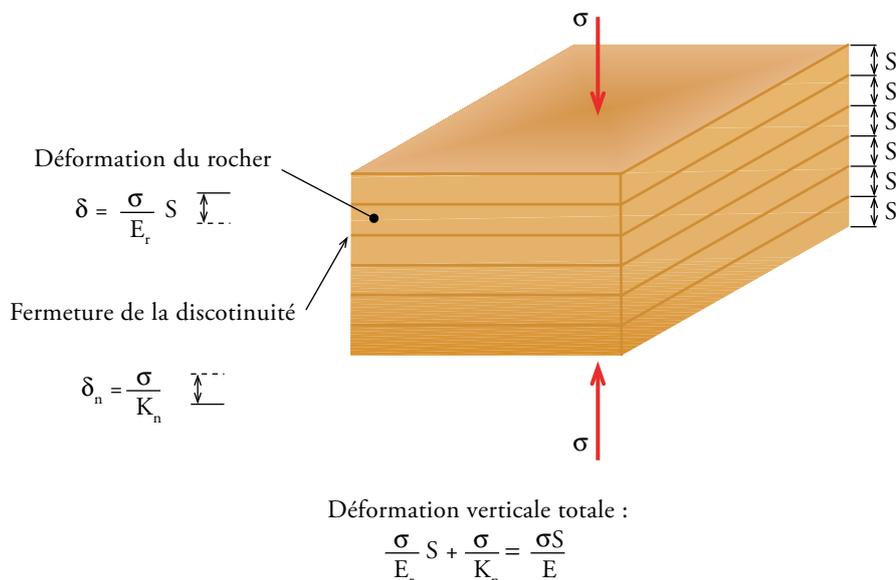


Figure 5.18 : évaluation analytique du module E du massif

5.3.2 - Représentation du massif par un milieu discontinu à blocs

Ce type de représentation doit être appliqué lorsque les données structurales du massif rocheux sont prédominantes et induisent des mécanismes de rupture polarisés liés à l'orientation et à la position des plans de discontinuité du massif. Dans ce cas, une approche homogénéisée n'est pas applicable et il est nécessaire de prendre en compte la structure du massif et la géométrie du chargement par rapport à celle-ci.

Le niveau de complexité des modèles peut être largement variable en fonction des caractéristiques structurales du massif et des conditions de chargement de l'appui. Pour les ouvrages importants et les données structurales défavorables ou complexes, l'étude de la fondation devra être effectuée par un spécialiste de mécanique des roches : elle consistera à définir les caractéristiques des discontinuités et à identifier les mécanismes de rupture les plus pertinents.

Caractéristiques géométriques des modèles

La première étape consiste à déterminer la géométrie des modèles de calcul synthétisant les données essentielles topographiques, géométriques et structurales du massif rocheux et de la fondation dans la zone d'influence de celle-ci.

L'étude devra intégrer l'influence des incertitudes sur la définition des caractéristiques géométriques des modèles :

- sur les données topométriques définissant le modèle de terrain. Il est indispensable de disposer d'un modèle de terrain fiable, représentatif et à une échelle adaptée de la topographie du massif influencé par l'implantation de l'appui ;
- sur les données structurales, concernant la position des plans de discontinuité principaux et la représentation de la géométrie interne du massif, notamment la localisation des différents plans de rupture possibles.

Les incertitudes sur les données géométriques et notamment sur la configuration et la localisation des surfaces de rupture possibles peuvent imposer une approche paramétrique préalable de la détermination de la géométrie des modèles de calcul, permettant d'identifier les configurations critiques à prendre en compte.

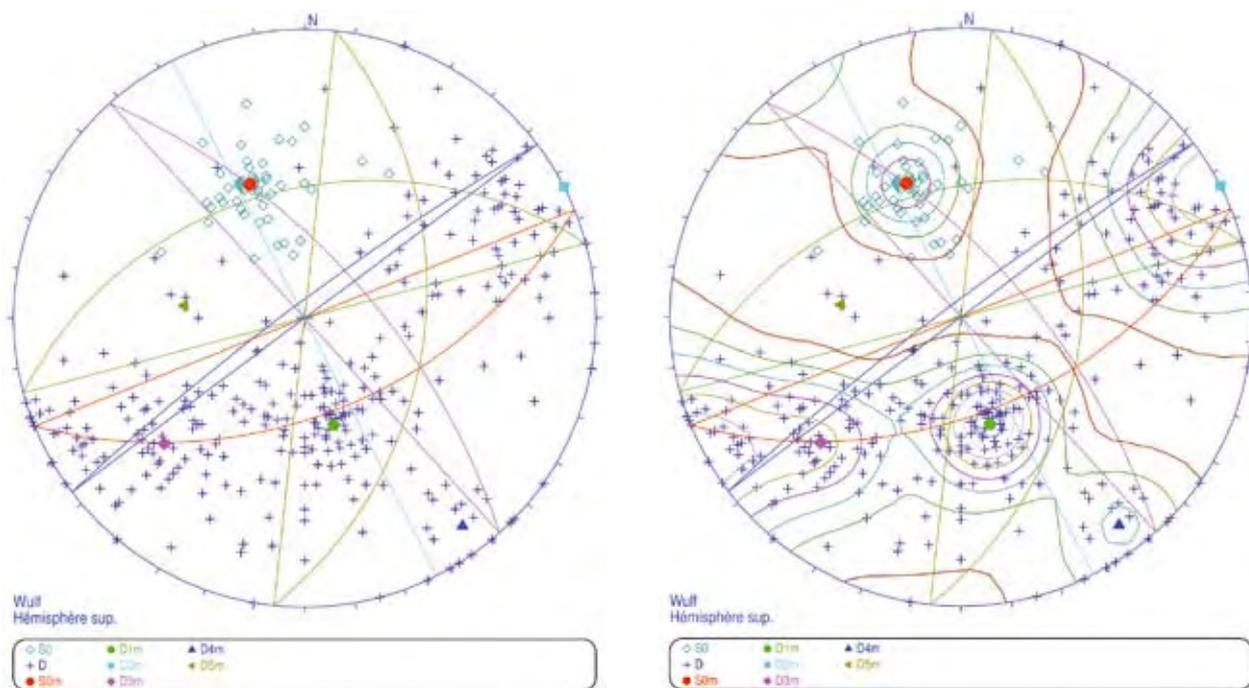


Figure 5.19 : stéréogramme illustrant la complexité du choix des plans de discontinuité principaux et de leur position – Source : CETE Méditerranée

Caractéristiques de rupture des discontinuités

Le développement des mécanismes de rupture dépend des sollicitations appliquées au massif par la fondation et des caractéristiques de rupture des plans de discontinuité mobilisés.

On considérera généralement, dans le sens de la sécurité, les hypothèses suivantes :

- absence de résistance à la traction des discontinuités sollicitées en extension ;
- caractéristiques de rupture des discontinuités sollicitées en cisaillement, définies par un critère de Mohr Coulomb (c, φ) :
 - $c = 0$ (absence de cohésion ; hypothèse conservatrice conseillée, sauf si la persistance est manifestement faible c'est à dire si les ponts rocheux sont nombreux)
 - $\varphi = \varphi_a = \varphi_r + \tau$ (comportement dilatat)

avec :

φ_a : angle de frottement apparent pour le domaine de déplacement considéré ;

φ_r : angle de frottement résiduel ; l'angle φ_r est voisin de l'angle de frottement entre deux surfaces planes et régulières (bonne surface sciée, par exemple) de la roche considérée ; il se situe le plus souvent entre 25° et 35°.

Nota

la présence de remplissage argileux peut affecter l'angle de frottement, qui peut alors se limiter à 10 - 15°.

τ : angle de dilataance mobilisable ; il est en général compris entre 0 et 10°.

La détermination de l'angle de dilataance mobilisable τ est délicate. Elle doit tenir compte :

- de la nature, de la rugosité, de l'imbrication, de l'altération des épontes et de la présence ou non d'un matériau de remplissage ;
- du niveau de contrainte normale (τ décroît lorsque σ croît) et du domaine de déplacement considéré (le maximum de la dilataance n'intervient qu'après un déplacement tangentiel qui peut être jugé excessif vis-à-vis de l'ouvrage) ;
- de l'échelle géométrique (en général, τ décroît lorsque L croît) et de l'extension des discontinuités mobilisées par le mécanisme de rupture, notamment l'existence fréquente de relais de fractures associant plusieurs plans de discontinuité homologues.

Les caractéristiques dites « locales » sont déterminées par des essais sur échantillons (voir la norme P 94-424 et la figure 3.14) ou évaluées par comparaison avec des échantillons analogues. Pour passer de cette dimension décimétrique à celle de l'ouvrage, il faut tenir compte de l'effet d'échelle (cf. figure 5.20). Sur un échantillon de laboratoire, de longueur l , la dilataance que l'on

observe est liée aux aspérités de petite longueur d'onde ; au contraire, sur une longueur L , à l'échelle de la partie du massif sollicitée par la fondation apparaît une dilataance liée à des ondulations de plus grande longueur, et d'une manière plus générale liée à la géométrie des surfaces le long desquelles se développe la rupture.

Dans le cas des discontinuités avec remplissage d'altération, les caractéristiques peuvent tendre vers celles du matériau de remplissage correspondant si l'épaisseur du joint est importante.

Insistons en conclusion sur le fait que le choix de l'angle de dilataance à prendre en compte ne peut se faire qu'après observation détaillée de la morphologie des épontes. A défaut d'un choix mieux justifié, on peut proposer l'estimation suivante, pour des contraintes normales faibles :

$$\tau = 0,8 \delta_{\max}$$

où δ_{\max} est l'angle correspondant à la pente maximale des aspérités ou ondulations de dimension pertinente (longueur d'onde représentant 5 à 10 % de la longueur de rupture considérée). Sous de fortes contraintes (en gros, $\sigma_n > 0,5 \sigma_c$), la dilataance diminue notablement. Dans la pratique, on n'emploiera pas de valeurs de τ supérieures à 10°.

Ces caractéristiques de rupture doivent être déterminées pour chaque système ou plan de discontinuité impliqué dans un mécanisme de rupture, à l'échelle géométrique et au niveau de contrainte correspondants.

Caractéristiques matricielles

Dans la mesure où les discontinuités sont des zones de faiblesse marquée du massif, la prise en compte explicite de caractéristiques matricielles dans la modélisation en milieu discontinu à blocs est peu fréquente et correspond à des cas particuliers, notamment :

- fondation sur un massif de roches de résistance faible et à structure très marquée susceptible d'induire concurremment des mécanismes de rupture matricielle de type milieu continu et des mécanismes de rupture par blocs suivant des plans de discontinuité du massif ;
- fondation fortement sollicitée mobilisant localement

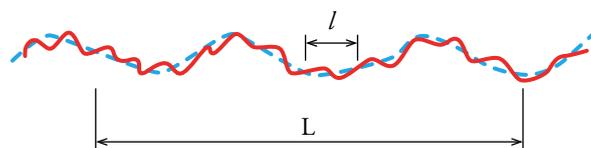


Figure 5.20 : effet d'échelle sur la dilataance - Source : Sétra

de manière significative au niveau de certains blocs les caractéristiques matricielles de résistance et de déformabilité de la roche à l'échelle de la fondation.

Les caractéristiques matricielles doivent être déterminées en tenant compte de l'échelle à laquelle elles sont sollicitées par les mécanismes de rupture.

5.4 - Étude d'une fondation dans les cas homogénéisés

5.4.1 - Généralités

Méthode de référence

Comme on l'a vu précédemment, les cas les plus simples sont ceux pour lesquels le mécanisme de rupture et les caractéristiques du massif rocheux permettent de s'en tenir à des méthodes de justification ne nécessitant pas une spécialisation poussée en mécanique des roches. En particulier, lorsque le massif peut être homogénéisé, on applique généralement, *mutatis mutandis*, les méthodes classiques employées en mécanique des sols.

Le recours au mécanicien des roches s'imposera toutefois pour valider l'approche homogénéisée et les estimations des caractéristiques à prendre en compte dans les calculs.

Pour les ouvrages importants avec forte descente de charge, il y aura lieu d'étudier et d'apprécier différentes approches de calcul, avec l'aide du mécanicien des roches. De plus, pour ce type d'ouvrage, le recours à un suivi des terrassements et des constatations par un géologue / mécanicien des roches lors des travaux est indispensable pour confronter la modélisation retenue pour le calcul, à la structure géologique observée sur le terrain (voir chapitre 6).

Les dispositions du fascicule 62 titre V du CCTG (« règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ») sont globalement en accord avec celles de l'Eurocode 7 partie 1 relatif au calcul géotechnique - règles générales (norme P 94-251-1) et à son annexe nationale (norme P 94-251-1/NA) qui a retenu l'approche 2 pour la justification des fondations. Dans l'attente de la parution des normes nationales complémentaires relatives au calcul des fondations (en cours d'élaboration) on se référera donc ci-après au fascicule 62 titre V du CCTG.

D'une manière générale, les règles de justification des fondations des ouvrages de génie civil qui sont définies dans ce fascicule du CCTG concernent les

sols meubles et ne sont pas directement applicables sans discernement aux fondations dites « au rocher ». Cela est d'ailleurs assez clairement exprimé dans le commentaire de l'article A.2.2 de ce fascicule du CCTG.

Toutefois il est couramment admis en pratique, dès lors que l'on est dans le cadre d'application d'un modèle homogénéisé pour un massif rocheux, de se référer aux modèles de calcul et aux méthodes de justification applicables aux sols et définies dans ce fascicule du CCTG, en retenant donc également, en règle générale, les valeurs des coefficients de sécurité qui y sont définies pour les sols meubles .

On ne reprendra donc pas dans le présent document l'ensemble des règles concernant la définition des actions, leurs combinaisons et les valeurs des coefficients de pondération et de sécurité partiels à appliquer ; on se limitera à préciser les éventuelles différences à prendre en compte dans le cas des massifs rocheux.

Il faut également signaler que les règles définies ici couvrent le même domaine d'application que le fascicule 62 titre V du CCTG, à savoir les fondations d'ouvrages d'art et, comme ce dernier, ne s'appliquent pas aux ouvrages de soutènement.

Actions

Les justifications des fondations sont à faire selon les principes de calculs aux états-limites (de service ELS et ultimes ELU), avec pondérations des charges et coefficients de sécurité partiels sur les résistances.

Les actions sont prises en compte dans les mêmes conditions que dans le fascicule 62 titre V du CCTG en distinguant les actions provenant de la structure généralement fournies par le chef de projet et celles liées au massif.

Dans le cas des fondations rocheuses, les actions de poussée ou les actions dues à un déplacement d'ensemble du sol concernent essentiellement, s'il y a lieu, les formations de surface recouvrant le substratum rocheux. Néanmoins dans certains cas, en fonction des données géologiques et structurales, de la topographie et de la géométrie des appuis, il pourra être nécessaire de considérer des actions analogues au sein du massif rocheux, notamment dans le cas des fondations sur versant.

Il est à noter également que la détermination des valeurs représentatives liées aux pressions hydrauliques internes est généralement délicate en raison de l'incertitude sur les conditions hydrogéologiques et hydrauliques susceptibles de se développer dans un massif rocheux fracturé, en particulier dans les zones de versant.

Évaluation de la sécurité

En ce qui concerne le massif rocheux, la méthode d'homogénéisation basée sur l'utilisation de l'indice RMR et du critère de Hoek & Brown permet de déterminer des valeurs de référence des caractéristiques de rupture du massif.

Cette détermination est entachée d'incertitude en raison de l'hétérogénéité des caractéristiques du massif, des hypothèses nécessairement réductrices du modèle, de son incertitude propre liée à son ajustement empirique, et de l'incertitude sur le choix de certains paramètres (notamment le choix du paramètre m_i associé à la nature pétrographique des roches, ainsi que l'appréciation de l'état d'endommagement du massif induit par les terrassements).

Une analyse critique par le spécialiste en mécanique des roches des valeurs de référence ainsi déterminées est nécessaire pour définir des valeurs caractéristiques au sens de la théorie des états limites.

Cette analyse pourra s'appuyer sur une étude de sensibilité aux incertitudes sur les paramètres de détermination, ainsi que sur une vérification de la compatibilité des valeurs obtenues avec les conditions d'équilibre naturel éventuellement observables sur le site.

Nota

Dans l'attente de la parution des normes complémentaires à l'Eurocode 7 relatives aux fondations et de leur adaptation éventuelle aux massifs rocheux, on recommande de retenir comme valeurs des coefficients de sécurité celles définies pour les sols meubles dans le fascicule 62 titre V du CCTG.

Cas d'une fondation sur versant : Stabilité d'ensemble

Si la fondation est implantée sur un versant, il faut procéder à une vérification de la stabilité d'ensemble de la fondation, c'est-à-dire de la stabilité du volume de terrain sollicité par la fondation⁽¹⁾.

Si le massif considéré peut être assimilé à un milieu continu homogène isotrope et qu'il n'existe pas de plan privilégié de rupture, cette vérification pourra être faite avec les méthodes de la mécanique des sols à partir des caractéristiques homogénéisées c et ϕ .

Mais, selon la position, la nature et les caractéristiques des discontinuités, il pourra être nécessaire, y compris dans le cas d'un massif homogénéisé, de procéder à

(1) À différencier de la stabilité générale, qui est celle de l'ensemble du versant

cette vérification de stabilité d'ensemble selon les méthodes développées au paragraphe correspondant des cas discontinus simples (cf. § 5.5.3), pour lesquels les surfaces de glissement sont identifiées et correspondent à des plans de discontinuités (coin ou dièdre).

5.4.2 - Fondation superficielle

Dans l'attente de nouveaux documents de référence, comme on l'a vu ci-dessus (cf. § 5.4.1, « Méthode de référence »), la justification d'une fondation superficielle dans un cas homogénéisé est faite en se référant aux dispositions du fascicule 62 titre V du CCTG, en les adaptant si nécessaire lorsque des paramètres de résistance et/ou de déformation différents sont utilisés.

En particulier, la justification vis-à-vis des états limites de mobilisation du sol est menée avec les coefficients de sécurité $\gamma_q = 3$ aux ELS et 2 aux ELU (cf. article B.3.1 du fascicule 62 titre V du CCTG) et les adaptations proposées ci-après pour les autres paramètres du calcul : contrainte de rupture, prise en compte de l'excentrement, de l'inclinaison et de la proximité d'un talus.

La justification vis à vis de l'état limite ultime de glissement est menée avec les coefficients de sécurité $\gamma_{g1} = 1,2$ et $\gamma_{g2} = 1,5$ aux ELU. Dans certains cas, si la fondation est coulée à pleine fouille, il est possible de prendre en compte une butée (estimée avec prudence).

Contrainte de rupture sous charge verticale centrée

Pour des roches tendres, si des essais pressiométriques (voire pénétrométriques) ont été réalisés, les méthodes de calcul de la contrainte de rupture basées sur l'interprétation des résultats de ces essais, telles que décrites aux annexes B1 et B2 du fascicule 62 titre V du CCTG, pourront être utilisées.

Mais le plus souvent, pour les massifs rocheux « homogénéisés », ces essais ne sont pas adaptés et l'on est donc conduit à utiliser d'autres méthodes d'évaluation de la contrainte de rupture q_u , notamment celle issue du critère empirique de Hoek & Brown (cf. § 5.3.1, « Caractéristiques de rupture »).

Ainsi, dans le cas d'une sollicitation verticale exercée

| Type de fondation | Rectangulaire (L/B > 6) | Rectangulaire (L/B = 5) | Rectangulaire (L/B = 2) | Circulaire | Carrée |
|-------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------------|--------|
| C_f | 1 | 1,05 | 1,12 | 1,2 | 1,25 |

Tableau 5.1 : valeur du facteur de forme C_f en fonction de la forme de la fondation. Foundations on Rock (D.C. Wyllie)

par une fondation superficielle, on peut admettre que la contrainte de rupture q_u est celle obtenue à partir d'un essai triaxial dans lequel la contrainte latérale σ_3 est égale à la résistance en compression uniaxiale du massif (figure 5.21), soit $\sigma_{ci}\sqrt{s}$ avec le critère de Hoek & Brown, ce qui donne :

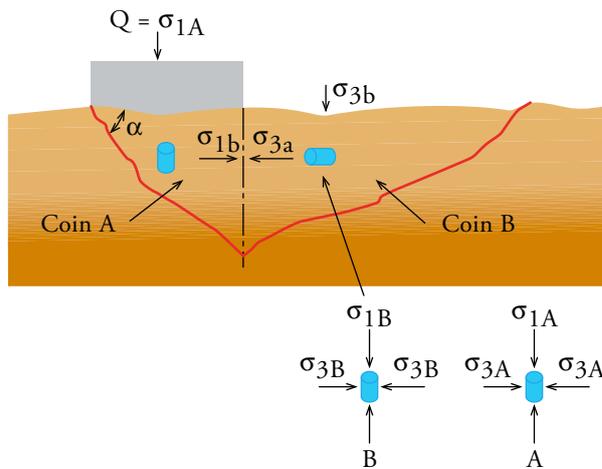
$$q_u = C_f \sigma_{ci} \sqrt{s} \left(1 + \sqrt{\frac{m}{\sqrt{s}} + 1}\right)$$

où C_f est un facteur de forme associé à cette méthode (tableau 5.1).

Exemples :

Pour $m = 10$ et $s = 0,1$ $q_u = 2,1 C_f \sigma_{ci}$

Pour $m = 2$ et $s = 0,001$ $q_u = 0,29 C_f \sigma_{ci}$



σ_{3B} = surcharge d'encastrement sur le dessin = 0

σ_{1A} = surcharge liée à la fondation Q

On a $\sigma_{3A} = \sigma_{1B}$

Figure 5.21 : principe de l'estimation de la capacité portante d'une fondation superficielle – Source : Sétra

Une autre approche qui n'est pas comparable, notamment en raison des critères de résistance et du ou des modes de rupture considérés, consiste à utiliser une méthode analytique basée sur les paramètres de cisaillement c et φ tels qu'ils peuvent être déterminés à partir de la méthode de Hoek & Brown par exemple (cf. § 5.3.1, « Caractéristiques de rupture »), mais il conviendra d'être très prudent dans ce type d'approche utilisant des corrélations en chaîne.

Cette approche analytique qui n'est pas présentée dans le fascicule 62 titre V est évoquée et développée dans l'annexe informative D de l'Eurocode 7 partie 1.

Dans le cas d'une charge verticale sur une semelle horizontale dans des conditions drainées, la contrainte de rupture s'écrit sous la forme suivante :

$$q_u = \frac{R}{A'} = c' N_c s_c + q' N_q s_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma$$

avec :

$A' = B'L$ valeur de calcul de la surface effective de la fondation (cf. § 5.4.2, « Charges inclinées ou excentrées » ci-après pour la définition de B' et L'),

N_γ (terme de surface), N_c (terme de cohésion) et N_q (terme de profondeur) sont des facteurs de portance et leurs valeurs dépendent directement de l'angle de frottement interne φ du milieu,

s_c , s_q et s_γ sont les facteurs de forme de la fondation, q' est la contrainte verticale effective due au poids des terres au niveau de la base de la fondation.

Les formules permettant le calcul de ces différents termes sont données dans l'annexe D de l'Eurocode 7.

(1) Voir références

Remarques

Pour les petits ouvrages courants, on pourra utiliser des méthodes plus simples telles que :

- L'Eurocode 7 (abaques de l'annexe informative G, figures 5.22 a et b) qui fournissent pour des fondations isolées de forme carrée des estimations de la pression de contact présumée (= contrainte de service pour limiter les tassements à 0,5 % de la largeur de la fondation). Les valeurs sont données forfaitairement pour différents types de roches en fonction de leur résistance en compression et de l'espacement des discontinuités ;

- la formule du manuel Canadien⁽¹⁾ qui permet d'évaluer directement la contrainte dite admissible (sous sollicitations de service) :

$$q_{adm} = K_{sp} \sigma_{ci}$$

où K_{sp} est un coefficient réducteur fonction de S/B et e/S, toujours inférieur à 0,5 (B = largeur de la fondation, S et e = respectivement espacement et ouverture des discontinuités) :

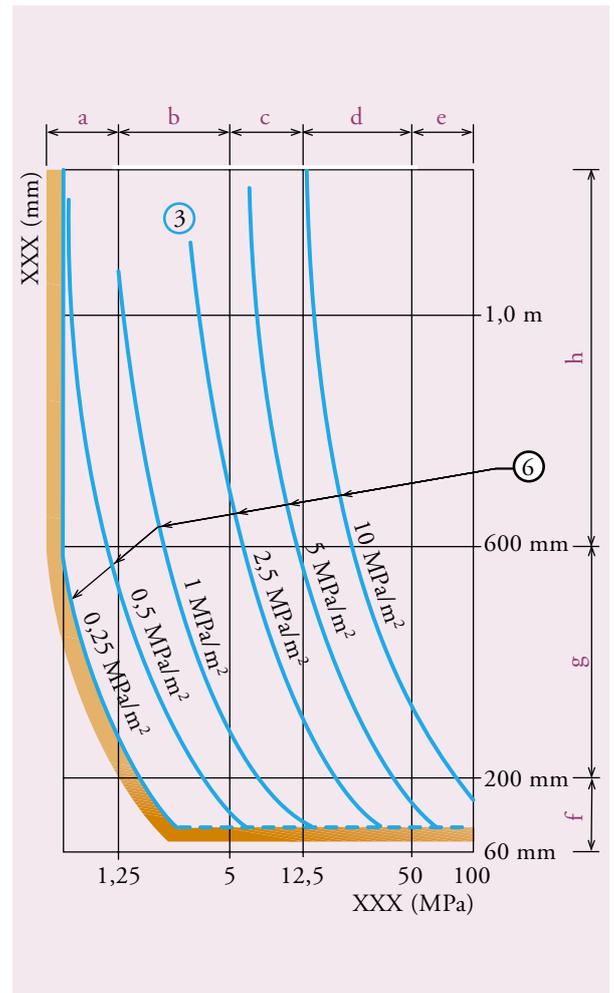
- les estimations de la capacité portante admissible données dans le tableau 5.2 (d'après la norme britannique BS 8004:1986⁽¹⁾) :

L'emploi de telles estimations forfaitaires de la capacité portante est réservée aux études préliminaires ; elle peut avoir un intérêt pour comparaison avec les résultats fournis par l'application de différentes méthodes.

(1) Voir références

| | Capacité portante (MPa) | |
|--------------------------------------|-------------------------|-----------------|
| | Rocher sain | Rocher fracturé |
| Roches éruptives ou gneissiques | 10 | 4 - 6 |
| Calcaires en gros bancs, grès durs | 4 | 2 - 3 |
| Schistes et ardoises | 3 | 1 - 2 |
| Schistes argileux durs, grès tendres | 2 | 0,8 - 1,2 |
| Schistes très argileux | 1 | 0,4 - 0,7 |
| Craie dure | 0,6 | 0,3 - 0,4 |

Tableau 5.2 : estimation de la capacité portante en fonction de la nature du rocher rencontré



| | |
|---|-------------------------------------|
| a | Roche très tendre |
| b | Roche tendre |
| c | Roche modérément tendre |
| d | Roche modérément dure |
| e | Roche dure |
| f | Discontinuités rapprochées |
| g | Discontinuités moyennement espacées |
| h | Discontinuités très espacées |

Figures 5.22 a et b : exemple d'un abaque de l'annexe G de l'Eurocode 7, abaque donné pour la catégorie de sol 3 : calcaire très marneux, grès faiblement cimentés, ardoise et schistes (clivage et foliation inclinés) – Source : © AFNOR - NF EN 1997-1 de juin 2005 (seule la version AFNOR dans son intégralité fait foi - pour se la procurer www.boutique-normes.afnor.org)

Charges inclinées ou excentrées

Comme pour les fondations en terrains meubles, la prise en compte de l'incidence de l'inclinaison de la charge appliquée à la fondation se fait généralement en appliquant un coefficient minorateur i_δ dans l'expression générale de la contrainte de rupture calculée sous charge verticale centrée.

Lorsque la contrainte de rupture est déterminée à partir d'essais au pressiomètre (ou éventuellement au pénétromètre), voire par application du critère de Hoek et Brown (cf. § 5.4.2, « Contrainte de rupture sous charge verticale centrée »), le coefficient minorateur i_δ pour une charge centrée inclinée pourra être calculé comme cela est indiqué pour les terrains meubles au paragraphe 2 de l'annexe F1 du fascicule 62 titre V du CCTG.

Lorsque la contrainte de rupture est calculée par la méthode analytique, il y a lieu d'appliquer cette méthode dans sa globalité c'est-à-dire notamment d'appliquer les règles préconisées dans l'EC7 (Annexe D), qui diffèrent assez peu de celles couramment employées en France dans ce cas (cf. travaux de Obin, Giroud et Trân-Vô-Nhiêm⁽¹⁾). Sous charge excentrée, il est fait référence en règle générale aux dispositions préconisées dans le fascicule 62 titre V du CCTG, et plus particulièrement au calcul d'une contrainte de référence par l'application du modèle de Meyerhof qui consiste à admettre que les contraintes normales sont uniformes sur un rectangle de surface réduite ($A' = B'.L'$ avec : $B' = B - 2.e$ et $L' = L - 2.e'$).

Par ailleurs, les dispositions prévues vis-à-vis de la décompression du sol sous la fondation sont également applicables pour les fondations au rocher :

- surface comprimée minimale de 10 % de la surface de la semelle aux ELU (cf. article B.3.2 du fascicule 62 titre V du CCTG),
- aucune décompression sous sollicitation de service sous combinaison fréquente,
- surface comprimée minimale de 75 % de la surface de la semelle aux ELS rares (cf. article B.3.3).

Fondation à proximité d'un talus

Comme pour les fondations en terrains meubles, la prise en compte de l'incidence de la proximité d'un talus se fait généralement en appliquant un coefficient minorateur i_β dans l'expression générale de la contrainte de rupture sur « terrain horizontal ».

- Lorsque la contrainte de rupture est déterminée à partir d'essais au pressiomètre (ou éventuellement au pénétromètre), voire par application du critère de Hoek et Brown (cf. § 5.4.2, « Contrainte de rupture sous charge verticale centrée » ci-dessus), le coefficient

minorateur i_β pour une charge verticale centrée pourra être calculé comme cela est indiqué pour les terrains meubles au paragraphe 3 de l'annexe F1 du fascicule 62 titre V du CCTG. Pour une charge inclinée il est proposé ici, pour cumuler les deux effets (inclinaison et proximité de talus) de multiplier directement les deux coefficients minorateurs i_δ et i_β ainsi calculés. Cette disposition est quelque peu différente de celle proposée dans le Fascicule 62 Titre V du CCTG et conduit généralement à une réduction légèrement moins importante de la contrainte de rupture du terrain de fondation. On notera que cette méthode, calée sur des essais réels ou en centrifugeuse (pour des sols frottants uniquement) ne s'applique qu'à des talus naturellement stables de pente inférieure à 1/1. Elle ne dispense pas de procéder par ailleurs à des vérifications complémentaires et notamment à la vérification de la stabilité d'ensemble de la fondation (cf. § 5.4.6).

- Lorsque la contrainte de rupture est calculée par la méthode analytique, et par cohérence avec ce qui est suggéré ci-dessus pour les charges inclinées, il y a lieu d'appliquer les coefficients attachés à cette méthode tels qu'ils sont définis par exemple dans les travaux de Giroud et Trân-Vô-Nhiêm⁽¹⁾ (l'EC7 ne fournit pas de règles pour ce cas).

Ces méthodes de calcul, qu'elles soient analytiques ou semi-empiriques et calées sur des essais en vraie grandeur ou sur modèles réduits en centrifugeuse (pour des sols frottants uniquement), ont été établies pour des talus de terrains meubles naturellement stables de pente inférieure à 1/1. Pour un talus de pente supérieure à 1/1, et à défaut de références, on pourra adopter une disposition « sécuritaire » qui consiste à l'assimiler à un talus vertical : la charge verticale de rupture, déterminée avec le critère de Hoek & Brown en supprimant tout confinement, est alors égale à la résistance en compression uniaxiale du massif, soit $\sigma_c \sqrt{s}$. On pourra également examiner s'il y a lieu (selon la distance du bord du talus, la pente) ce que donne l'application de la méthode avec une simple réduction du confinement.

Par ailleurs, et comme cela a été indiqué précédemment, ces méthodes ne dispensent pas de procéder à la vérification de la stabilité d'ensemble de la fondation. On veillera notamment à repérer et caractériser avec soin les discontinuités (géométrie, remplissage) dans les massifs rocheux présentant un talus, et ce, même dans ce cas où une homogénéisation a été jugée possible pour l'étude de la stabilité locale de la fondation.

Dans le cas d'un seul plan de glissement (coin), le volume de sol concerné par cette vérification est limité par des plans verticaux parallèles à l'ouvrage (dont on néglige généralement la résistance au cisaillement par sécurité) espacés de la largeur de la semelle (pas de diffusion, cf. § 5.5.2).

(1) Voir références

Tassements

Les tassements d'un massif rocheux sous une fondation ne peuvent pas être calculés par les méthodes œdométrique et pressiométrique auxquelles il est fait référence dans le fascicule 62 titre V.

Pour l'évaluation du tassement, on pourra donc en général retenir un modèle élastique isotrope simplifié, notamment pour les massifs sains présentant peu de discontinuités (cas des massifs homogénéisés). Il convient toutefois lors de la détermination des paramètres E et ν de tenir compte de la présence de celles-ci (cf. § 5.3.1, « Caractéristiques en déformation »).

Pour une fondation superficielle, on pourra donc appliquer la formule classique suivante, exprimant le tassement « s » sous une fondation de largeur B (diamètre pour une fondation circulaire et petit côté pour une fondation rectangulaire) chargée par une pression uniforme q :

$$s = \frac{C_d \cdot q \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E}$$

- le module de déformation E à prendre en compte est évidemment un module évalué à l'échelle de la fondation ;
- la valeur du facteur $C_d^{(1)}$ est donnée d'après D.C Wyllie⁽²⁾ dans le tableau suivant pour une fondation rigide, en fonction de la forme de celle-ci.

| Forme de la fondation | L/B | Valeurs de C_d |
|-----------------------|-----|------------------|
| Circulaire | | 0,79 |
| Carrée | 1 | 0,99 |
| Rectangulaire | 1,5 | 1,15 |
| | 2 | 1,30 |
| | 3 | 1,52 |
| | 5 | 1,83 |

Tableau 5.3 : valeur du facteur C_d en fonction de la forme de la fondation

Le module de Young à prendre en compte est évalué à l'échelle de la fondation.

Ce calcul élastique peut permettre également de prendre en compte différentes situations, comme celles des « bicouches » ; il convient toutefois de ne pas perdre de vue que le paramètre prépondérant est le module de déformation du massif qui est évalué de manière peu précise, et donc que des méthodes sophistiquées n'ont qu'un intérêt limité.

(1) Il est à noter que les valeurs de C_d sont proches de celles données pour C_f dans le FOND 72 chapitre 5.2 p 59

(2) Voir références

Dans le cas des roches tendres pouvant également donner lieu à homogénéisation, il sera possible de choisir entre plusieurs méthodes d'évaluation du tassement : méthode élastique, méthode pressiométrique si des essais de ce type ont pu être réalisés.

En ce qui concerne la rotation d'une semelle sur terrain horizontal, soumise à un moment de renversement M , les calculs de l'élasticité isotrope fournissent une évaluation de l'angle θ de rotation (cas où la semelle reste entièrement en contact avec le sol, c'est-à-dire lorsque l'excentrement e de la charge n'excède pas le quart de la largeur B de la fondation) :

$$\tan \theta = \frac{I_f \cdot M \cdot (1 - \nu^2)}{B^2 \cdot L \cdot E}$$

avec les valeurs suivantes du coefficient $I_f^{(3)}$:

| L/B | 0,5 | 0,75 | 1 | 1,5 | 2 | Cercle |
|-------|------|------|------|------|------|--------|
| I_f | 3,54 | 3,94 | 4,17 | 4,44 | 4,59 | 5,53 |

Tableau 5.4 : valeur du coefficient I_f en fonction de la géométrie de la semelle de fondation

Dans des cas de géométries complexes, on pourra avoir recours à la modélisation numérique, en général la méthode des éléments finis.

Remarque

Certaines roches peuvent présenter des tassements différés sous une charge permanente, dus à des matériaux de remplissage argileux ou à la nature de la roche elle-même (sel, gypse...) ; l'évaluation des tassements demande alors des essais et des études spécifiques qui sortent du cadre de ce guide.

5.4.3 - Fondation semi-profonde

Ce cas est assez fréquent pour les ouvrages en site rocheux. Il concerne le plus souvent des fondations massives isolées dont la largeur peut atteindre plusieurs mètres (cf. chapitre 4).

Dans la pratique du dimensionnement, on fait peu de distinction entre fondations profondes et semi-profondes ; on exposera dans ce paragraphe tout ce qui concerne les fondations semi-profondes et les points particuliers aux fondations profondes seront présentés au § 5.4.4.

Si l'on se réfère au fascicule 62 titre V du CTG applicable aux sols meubles, les fondations semi-profondes sont les fondations dont la profondeur « d'encastrement équivalente » D_e est comprise entre 1,5 et 5 fois la largeur B (ou le diamètre) de la fondation. Pour les fondations au rocher, la limite à retenir entre les fondations profondes et semi-profondes serait plutôt de 2,5 fois B .

(3) Voir références : Manuel de mécanique des roches Tome 2

De plus, la notion de profondeur d'encastrement équivalente D_e ne peut avoir la même définition qu'en terrain meuble en raison même de la connaissance plus « qualitative » que l'on a du massif rocheux de fondation concerné. Pour les massifs rocheux, celle-ci sera donc à apprécier par le spécialiste en considérant plus directement la profondeur réelle d'encastrement de la fondation dans le massif rocheux concerné, en tenant compte éventuellement des horizons sus-jacents de qualités sensiblement équivalentes et en négligeant, s'il y a lieu, les terrains meubles de couverture de qualités manifestement médiocres au regard de celles des horizons rocheux.

En règle générale, pour le calcul de ce type de fondation semi-profonde, on adopte les dispositions du fascicule 62 titre V du CCTG (Annexe D), en les adaptant au contexte particulier des fondations au rocher (voir ci-après).

Ainsi, le modèle de comportement retenu suppose que le terrain s'oppose aux mouvements de la fondation par :

- une réaction sous la base composée :
 - de contraintes verticales normales à la base,
 - de frottements horizontaux tangents à la base ;
- une réaction sur le fût composée :
 - de frottements latéraux verticaux,
 - de pressions frontales horizontales,
 - s'il y a lieu des frottements latéraux s'exerçant sur les parties du périmètre parallèles au sens du déplacement.

La réaction du terrain sur le fût ne peut être prise en compte que s'il est justifié qu'elle peut être réellement mobilisable (cf. fascicule 62 titre, V Annexe D, article 2).

D'une manière générale, les modèles de comportement ne font pas la distinction entre la part de mobilisation de la pointe et du frottement latéral ; en conséquence, la charge de rupture globale de la fondation est la somme de la charge de rupture sous la base et de la charge limite mobilisable par frottement latéral.

Pour des ouvrages complexes, une modélisation plus fine est possible pour prendre en compte les mobilisations relatives de la base et du frottement latéral.

En l'absence de données particulières, dans le cas où existe une formation meuble au-dessus du rocher, on ne tient pas compte du frottement latéral dans celle-ci.

Contrainte de rupture sous la base

Pour les massifs de roches tendres dans lesquels la méthode pressiométrique est applicable, on se

conformera aux règles du fascicule 62 titre V du CCTG.

Lorsque la méthode pressiométrique n'est pas applicable, on évalue habituellement la contrainte de rupture à partir d'une méthode analytique (critère c et ϕ) en fonction de la résistance en compression de la matrice σ_{ci} .

Toutefois, une relation linéaire entre la contrainte de rupture à la base et σ_c , qui est parfois préconisée, ne semble pas validée par les essais de chargement (la figure 5.23 illustre un exemple de la dispersion de résultats d'essais de chargement) et il est recommandé d'utiliser la formule de A.Soriano⁽¹⁾, plus réaliste. Celle-ci est préconisée dans les recommandations espagnoles pour les fondations d'ouvrages d'art (Guía de cimentaciones en obras de carretera⁽²⁾).

$$q_u = \alpha \sqrt{\sigma_{ci}} \left(1 + \frac{0.4 D_e}{B} \right)$$

avec :

- q_u et σ_{ci} en MPa,
- α : coefficient qui varie de 2 (RQD voisin de 100 %) à 0,12 (RQD inférieur à 10 %),
- D_e la profondeur d'encastrement dans le massif rocheux.

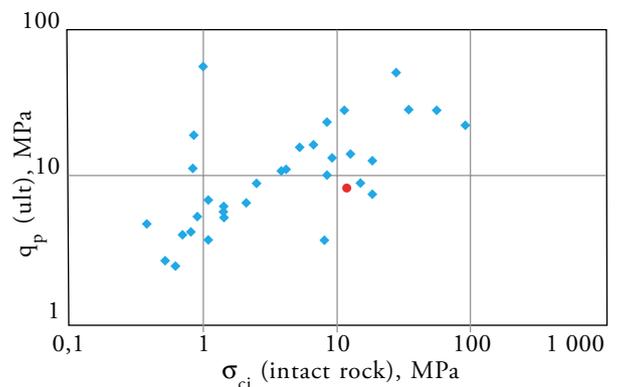


Figure 5. 23 : résultats d'essais de chargement de pieux dans le rocher
Source : A. Soriano

Cette valeur de q_u est toutefois bornée par la résistance à la compression du béton du puits. Il est recommandé par ailleurs de respecter un encastrement de la base de la fondation dans le massif rocheux égal au minimum à un diamètre.

L'effort limite mobilisable sous la pointe de la fondation profonde de Section S est alors donné par :

$$Q_{pu} = q_u \cdot S$$

(1) Voir références
(2) Voir références

Frottements latéraux verticaux

Le fascicule 62 titre V du CCTG prévoit de ne tenir compte de tels frottements qu'à partir d'une profondeur égale à 1,5 fois la largeur de la fondation.

Dans le cas des fondations massives de grandes dimensions en site rocheux, comme cela est souvent le cas pour de grands ouvrages d'art, cette disposition peut s'avérer parfois trop pénalisante et peu justifiée. La profondeur sur laquelle on pourra négliger le frottement est à fixer pour chaque cas, en fonction notamment des qualités relatives des terrains concernés (en règle générale on négligera les terrains meubles de surface), de la méthode de creusement de la fondation et de la distance horizontale avec un talus éventuel.

On admet en général que la résistance au cisaillement ultime à l'interface béton/rocher (= frottement latéral unitaire limite q_s) est donnée par l'expression :

$$\tau_u = \lambda \sqrt{\sigma_c^*} \quad (\text{en MPa})$$

avec :

- λ compris entre 0,15 et 0,25, selon la « rugosité » des parois du puits,
 - σ_c^* est la plus faible des résistances en compression du rocher ou du béton du pieu,
- $$\sigma_c^* = \text{Min}(\sigma_{c, \text{rocher}}, \sigma_{c, \text{béton}}).$$

Le frottement latéral peut donc apporter une contribution maximale donnée par :

$$Q_{su} = \tau_u \pi B H$$

Pressions frontales horizontales et frottements horizontaux

Pour les massifs rocheux « homogénéisés », le calcul des fondations profondes soumises à des efforts horizontaux et moments en tête peut être fait par des méthodes tout à fait analogues à celles présentées dans le fascicule 62 titre V du CCTG (Annexe C.5), à partir d'une loi d'interaction frontale élasto-plastique reliant la pression p au déplacement y (figure 5.24) :

- pour $y < y_{\max}$: $p \cdot B = K_f \cdot y$
- pour $y > y_{\max}$: $p \cdot B = p_{\max} \cdot B$

où :

- B est la largeur de la fondation,
- K_f est le module de réaction frontale dépendant de la largeur B de l'élément de fondation et de la raideur du terrain,
- p_{\max} la pression limite que peut supporter le terrain.

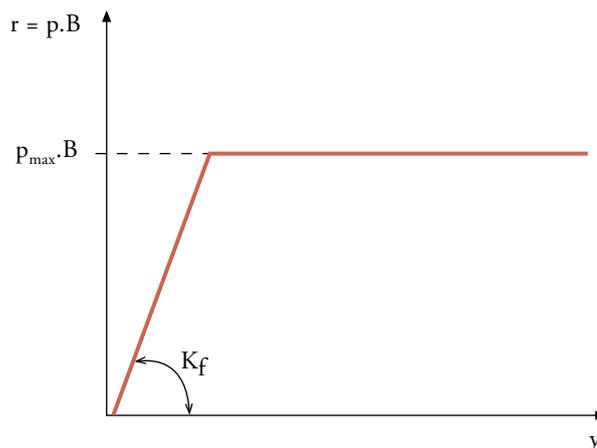


Figure 5.24 : loi d'interaction frontale élasto-plastique – Source : Sétra

Lorsque l'on ne peut pas utiliser la méthode préconisée dans le fascicule 62 titre V pour obtenir les paramètres p_{\max} et K_f de cette loi de réaction (pas d'essais de type pressiométrique par exemple), on pourra utiliser :

- pour déterminer p_{\max} , ce qui est préconisé dans l'Annexe D du fascicule 62 titre V, c'est à dire la composante horizontale de la résistance de butée limite du terrain, déterminée à partir des paramètres de résistance du massif rocheux c_m et φ_m (cas où le massif peut être homogénéisé). La relation suivante propose, de plus, une augmentation de la butée limite pour tenir compte d'un certain épanouissement du coin de butée devant la fondation :

$$p_{\max} = C_p \sigma_p$$

avec ici, σ_p = valeur issue de la théorie de Rankine

$$\sigma_p = 2 \cdot c_m \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_m}{2}\right) + \sigma_v \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_m}{2}\right)$$

$$C_p = \text{Min}\left(2,5; \frac{\varphi_m}{10}\right)$$

φ_m s'exprimant en degré

- pour déterminer K_f , à défaut de formule pour les fondations semi-profondes, on peut utiliser la formule générale de Vesic, préconisée pour les fondations profondes et rappelée au paragraphe 5.4.4, « Pressions frontales horizontales et frottements horizontaux ». Pour tenir compte de la proximité de la surface, et à défaut de règle connue on pourra se référer aux dispositions préconisées pour les sols meubles (cf. fascicule 62 titre V), par exemple en faisant varier linéairement ce module K_f de 0 à 100 % entre la surface et $2,5B$.

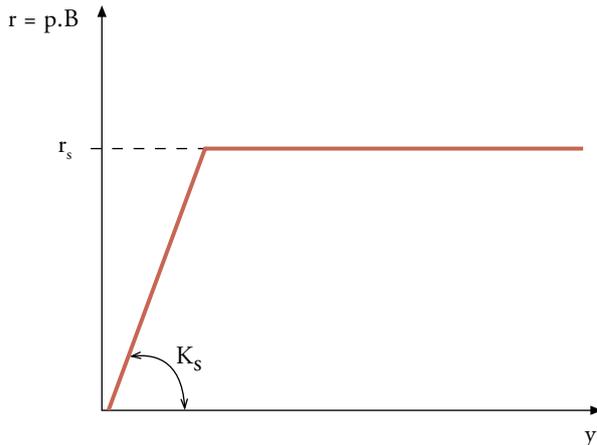


Figure 5.25 : loi de comportement pour la prise en compte éventuelle des frottements latéraux horizontaux. Avec $K_s = K_f$ et $r_s = 2 L_s q_s$ où L_s est la longueur où s'applique le frottement latéral et q_s le frottement latéral unitaire limite tel qu'il est défini pour la justification des charges axiales – Source : Sétra

Dans certains cas (barrettes de fondation, massifs parallélépipédiques) et comme pour les terrains meubles il peut être tenu compte également des frottements latéraux horizontaux en se référant par exemple aux dispositions du fascicule 62 titre V.

La loi de comportement à prendre en compte pourra être du même type que celle du fascicule 62 annexe C5, même si l'on ne dispose pas d'essais pressiométriques.

Fondation à proximité d'un talus

La justification d'une fondation semi-profonde dans ce cas pourra se faire selon le fascicule 62 titre V avec les adaptations mentionnées précédemment, et notamment :

- dans le cas d'une technique d'exécution assimilable aux fondations superficielles, l'application d'un coefficient minorateur i_B pour la contrainte limite sous la base (cf. § 5.4.2, « Fondation à proximité d'un talus ») ;
- pour les réactions latérales sur les faces si elles sont prise en compte, l'application d'une minoration à la courbe de réaction en terrain horizontal définie ci dessus (cf. § 5.4.3, « Pressions frontales horizontales et frottements horizontaux »), cette minoration pourra être déterminée selon la méthode du fascicule 62 titre V annexe C.5.

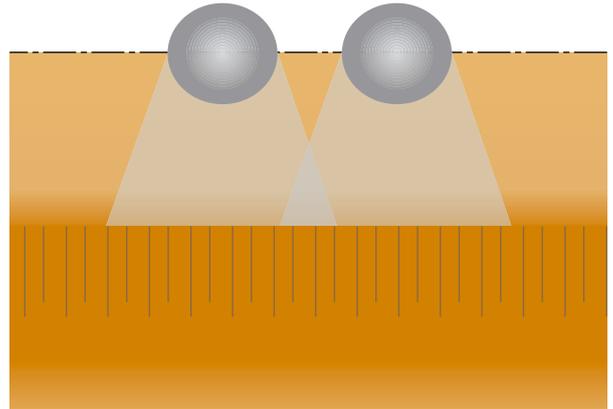


Figure 5.26 : schéma représentant le volume de sol situé devant la fondation et pris en compte dans le calcul de la butée (vue de dessus) Source : Sétra

Il faudra dans tous les cas s'assurer de façon très rigoureuse qu'aucune discontinuité à orientation défavorable n'est présente sur le site.

Dans le cas d'un plan de glissement identifié (coin), la butée prise en compte pour la justification est de plus limitée par le volume de sol situé devant la fondation. Généralement celui-ci sera limité par des plans verticaux parallèles à l'ouvrage (pas de diffusion) pour lesquels on négligera la résistance au cisaillement par sécurité. Toutefois, dans des cas particuliers et selon la distance des puits au talus, cette disposition peut être très pénalisante ; on pourra, en l'absence de fracturation verticale d'orientation plus défavorable, prendre en compte une diffusion en considérant ces plans inclinés selon un angle de 25° au plus à partir de la génératrice de chaque puits (cf. figure 5.26).

Tassements

L'évaluation du tassement d'une fondation sur puits est fonction du mode de reprise de la charge : par frottement latéral, par la base, ou par une combinaison des deux. Les formules qui suivent supposent que le béton et le massif ont un comportement élastique et qu'il n'y a pas glissement à l'interface.

• Dans le cas d'un puits pour lequel la charge est principalement reprise par les parois latérales (rocher latéral raide : en général, l'encastrement est justifié par une reprise d'efforts horizontaux ou de moments), le tassement δ sous une charge verticale Q peut être évalué par excès au moyen de la formule simplifiée suivante (Wyllie, chapitre 8⁽¹⁾) :

$$\delta = R_f \frac{Q I}{B E}$$

où :

- B = diamètre du puits,
- E = module du massif,
- R_f = facteur de réduction, voisin de 0,8 (ce facteur prend en compte une annulation de la raideur tangentielle en surface, sur une épaisseur égale à B),
- I = facteur d'influence. Il traduit l'effet de la compressibilité (relative) du béton, qui s'ajoute à l'effet d'interface béton/rocher ; il est donné dans le tableau 5.4 :

| E_b / E | 0,5 | 1 | 2 | 10 |
|-----------|-----|---|-----|-----|
| I | 1,5 | 1 | 0,8 | 0,5 |

Tableau 5.5 : évaluation du facteur I en fonction du rapport E_b / E

Remarque

Les situations où $E_b / E > 10$ sont en fait assez rares : l'influence des parois latérales est alors négligeable, sauf dans le cas où un matériau de mauvaise qualité se trouverait en pointe, ce que l'on évite le plus souvent.

(1) Voir références

Exemple : puits circulaires du viaduc de Verrières :

$B = 6$ m, $Q = 103$ MN. $E = 10$ GPa, $E_b = 30$ GPa

On obtient : $\delta \cong 1,1$ mm.

• Dans le cas d'un puits pour lequel la charge est principalement reprise à la base, le tassement δ résultant à la fois de la compressibilité du béton (module E_b) et de la déformabilité du massif (E, ν) peut être évalué par la formule suivante (D.C. Wyllie, chapitre 8⁽¹⁾) :

$$\delta = \frac{4Q}{\pi B^2} \left[\frac{D}{E_b} + R'_f C_d \frac{B(1-\nu^2)}{E} \right]$$

où :

- B = diamètre du puits,
- D = profondeur du puits,
- C_d = coefficient de forme, cf. § 5.4.2, « Tassements »,
- R'_f = facteur de réduction (par rapport à une fondation superficielle), donné par le tableau 5.5 :

On notera que le module E est en général plus élevé à la base du puits qu'en surface.

• Dans les cas où le tassement du puits mobilise à la fois le frottement latéral et l'effet de pointe, on pourra faire une interpolation entre les deux valeurs calculées comme indiqué ci-dessus.

| E_b / E | D / B | R'_f |
|-----------|----------|--------|
| < 50 | | 0,7 |
| | 2 | 0,7 |
| > 50 | 4 | 0,6 |
| | ≥ 6 | 0,5 |

Tableau 5.6 : évaluation du coefficient R_f en fonction des rapports E_b / E et D / B

5.4.4 - Fondation profonde

Comme indiqué au paragraphe 5.4.3, pour les massifs rocheux, on considèrera comme fondations profondes celles dont la profondeur « d'encastrement équivalente » D_e est supérieure à 2,5 fois la largeur B (ou le diamètre).

Pour celles-ci, la justification dans un massif rocheux « homogénéisé » se traite suivant les dispositions présentées au paragraphe 5.4.3 pour les fondations semi-profondes et en tenant compte des particularités présentées ci-après.

Contrainte de rupture sous la base

De même que pour les fondations semi-profondes, on distinguera le cas des roches tendres des autres cas, lorsque la méthode pressiométrique du fascicule 62 titre V du CTG peut s'appliquer.

Pour ces derniers, on se réfère généralement à la formule de Soriano présentée au paragraphe 5.4.3, « Contrainte de rupture sous la base » pour les fondations semi-profondes, (avec $D_e > 2,5 B$) :

$$q_u = 2\alpha \sqrt{\sigma_{ci}}$$

où α varie de 2 (RQD voisin de 100 %) à 0,12 (RQD inférieur à 10 %).

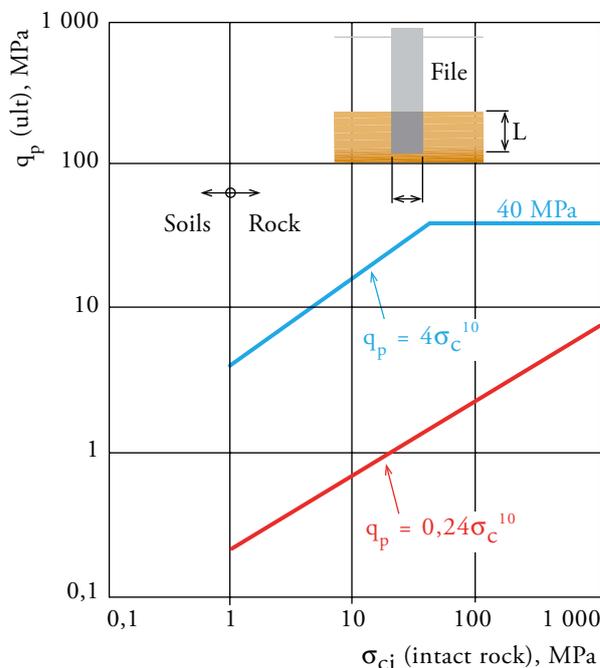


Figure 5.27 : résistance de pointe en fonction de σ_{ci} ($L/D \geq 2,5$) d'après A. Soriano⁽¹⁾

(1) Voir références

Frottements latéraux verticaux

La méthode d'évaluation des frottements latéraux à prendre en compte est la même que pour les fondations semi-profondes (cf. § 5.4.3, « Frottements latéraux verticaux »). La hauteur H à prendre en compte est à apprécier par le projeteur : en général, en négligeant les terrains meubles de surface, on pourra prendre en compte la hauteur totale de la fondation traversant le massif rocheux (voir introduction du § 5.4.3).

Pressions frontales horizontales et frottements horizontaux

Les dispositions proposées pour les fondations semi-profondes sont de manière générale applicables ici.

Pour la détermination de la valeur de palier du module K_f (en général au delà donc d'une profondeur de $2,5 B$), on pourra utiliser la formule générale de Vesic qui fait intervenir les paramètres élastiques du massif rocheux E et ν , et l'inertie I_p et le module E_p de la fondation :

$$K_f = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot B^4}{E_p \cdot I_p}} \cdot \left(\frac{E}{1-\nu^2} \right)$$

Fondation à proximité d'un talus

Les dispositions proposées pour les fondations semi-profondes peuvent être appliquées également aux fondations profondes.

5.5 - Étude d'une fondation dans les cas discontinus simples

5.5.1 - Généralités

Actions

Les justifications des fondations sont à faire selon les principes de calculs aux états-limites (ELS et ELU).

Les observations formulées pour l'approche par homogénéisation sont également applicables à la modélisation par un milieu discontinu à blocs. Toutefois dans ce cas, l'extension de la zone d'influence de la fondation et des éventuels « ouvrages géotechniques » qui lui sont associés (notamment des talus de déblai pour les appuis sur pente) peut être beaucoup plus importante que dans le cas d'un milieu continu, du fait du rôle dominant de la structure du massif, de l'influence de la topographie et de leur disposition relative.

Évaluation de la sécurité

La justification des fondations rocheuses, dans les cas discontinus simples ou complexes, ne relève pas directement de l'application du fascicule 62 titre V du CCTG (voir commentaires de l'article A.2.1), pas plus d'ailleurs de celle de l'Eurocode 7 partie 1 (norme NF EN 1997-1) ou de son Annexe Nationale (norme NF EN 1997-1/NA) qui ne visent pas explicitement ces fondations.

En règle générale, la vérification de la stabilité de la fondation rocheuse telle qu'elle est habituellement pratiquée dans ces cas consiste à s'assurer que la résistance au cisaillement mobilisée le long des discontinuités en contact (non décollement), sous sollicitations non pondérées (de type ELS rares), n'excède pas une fraction de la résistance limite mobilisable (résistance résiduelle ou résistance de pic, lorsqu'il y a lieu). En pratique on adopte généralement un coefficient de sécurité F de 1,5 sur la résistance au cisaillement des discontinuités.

Lorsqu'il y a lieu, et en particulier dans les cas discontinus complexes, la vérification de la stabilité de la fondation rocheuse s'appuie par ailleurs sur une analyse préalable de sensibilité de l'état limite aux variations des paramètres géométriques et mécaniques des discontinuités. Cette étude paramétrique est effectuée pour les situations les plus défavorables, et

inclut pour chaque configuration des modèles une variation de leurs paramètres géométriques principaux (par exemple, les angles définissant les orientations sont prises en compte avec une variation de $\pm 5^\circ$).

La section 11 de l'Eurocode 7 (stabilité générale) qui traite notamment des problèmes de stabilité des massifs rocheux, indique également qu'il convient d'éviter l'occurrence des états limites de service (déformations excessives, dont la prévision reste généralement peu fiable) notamment en limitant la résistance au cisaillement mobilisée (voir clause 11.6⁽¹⁾). Cette disposition justifie le maintien de la règle de vérification couramment utilisée évoquée précédemment, même si celle-ci ne dispense pas, s'il y a lieu, d'une prévision des déplacements, voire d'une justification de la stabilité de la fondation rocheuse à l'état limite ultime.

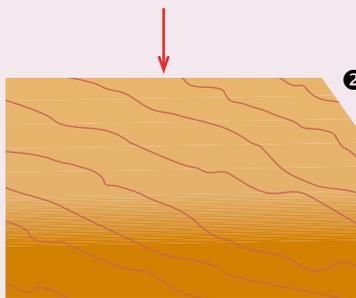
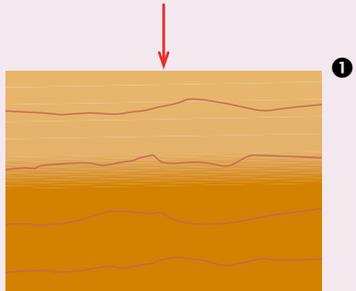
Il n'existe pas actuellement de règles concernant cette justification de la stabilité de la fondation à l'état limite ultime. Dans l'attente de la parution des normes complémentaires à l'EC 7 relatives aux fondations et de leur adaptation éventuelle aux massifs rocheux, on pourra adopter une légère variante de l'approche de calcul 3 qui consiste d'une part, à pondérer les actions (coefficients partiels de 1,35 pour les actions permanentes défavorables, y compris pour les actions géotechniques s'il y a lieu, et pour les charges variables routières) et d'autre part, à réduire les paramètres de résistance au cisaillement des discontinuités (c' et φ') par un coefficient partiel dont la valeur pourra être prise égale à 1,25.

Les cas de la figure 5.28 sont généralement considérés comme des cas « simples ».

(1) Voir références

Cas ❶ du massif discontinu à stratification horizontale,

Cas ❷ d'un versant avec possibilité de glissement plan sur une discontinuité à pendage aval,



Cas ❸ d'un versant avec possibilité de déstabilisation d'un dièdre limité par deux discontinuités,

Cas ❹ d'un versant avec possibilité de rupture impliquant deux blocs.

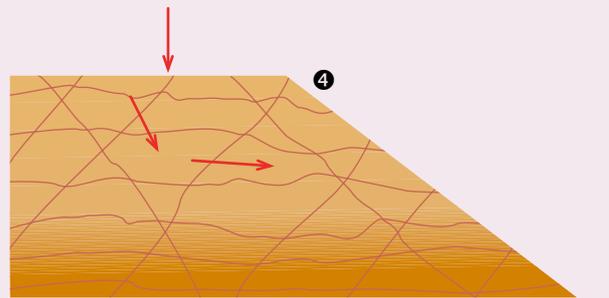
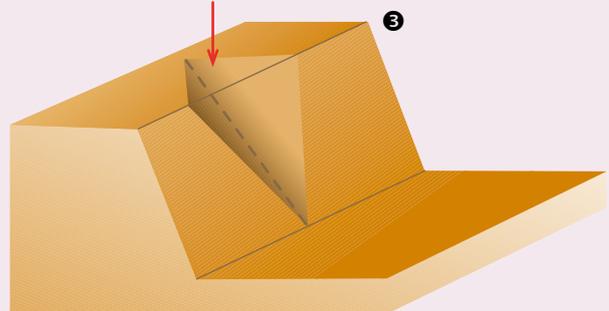


Figure 5.28 : les cas discontinus simples – Source : J.L. Durville

5.5.2 - Terrain à stratification horizontale

Si les couches sont toutes de même nature, on pourra assimiler le massif à un milieu continu homogène.

Des mécanismes de rupture particuliers peuvent apparaître si la couche superficielle est sensiblement plus rigide que les couches situées en dessous. Il peut alors être nécessaire, pour une fondation superficielle, de vérifier la stabilité vis-à-vis du poinçonnement de la couche sous-jacente.

Si τ la résistance au cisaillement de la couche rigide sous-jacente (éventuellement minorée si une fracturation verticale existe), e son épaisseur, et p le périmètre de la fondation, une valeur prudente de la charge ultime peut donc être obtenue par la relation suivante, en négligeant la réaction de la couche inférieure :

$$Q_u = \tau \cdot e \cdot p$$

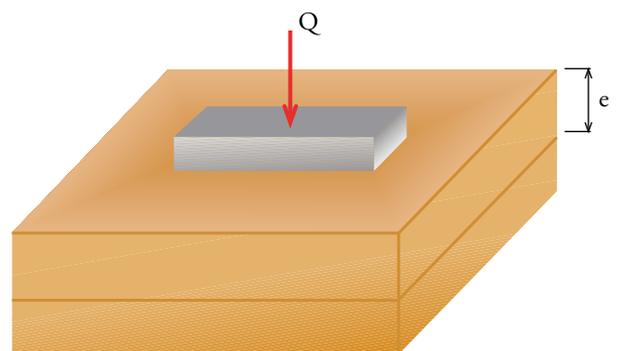


Figure 5.29 : modélisation et paramètre pour un terrain stratifié simple – Source : J.L. Durville

5.5.3 - Mécanisme de glissement plan

Dans cette configuration, il existe un plan de discontinuité de direction parallèle à celle du versant, à pendage aval (angle β).

Sur le schéma de la figure 30, la charge apportée par la fondation est une force Q inclinée de l'angle δ sur l'horizontale. On suppose que la résistance au cisaillement de la discontinuité est caractérisée par c et ϕ , respectivement cohésion (par exemple apportée par des ponts rocheux, dont l'influence est assimilée à une cohésion répartie sur la longueur L de la discontinuité) et angle de frottement, déterminés selon les dispositions du paragraphe 5.3.2 « Caractéristiques de rupture des discontinuités ». Dans ces conditions, l'équilibre d'une tranche limitée par deux plans latéraux subverticaux (dont on néglige généralement la résistance, par sécurité) s'écrit :

$$N = W \cos \beta + Q \sin(\beta + \delta)$$

$$Q = W \sin \beta - Q \cos(\beta + \delta)$$

avec W , poids de la masse rocheuse (en situation d'absence d'eau).

Le coefficient global de sécurité au glissement a donc pour expression, S étant l'aire de la discontinuité concernée :

$$F = \frac{c S + (W \cos \beta + Q \sin(\beta + \delta)) \tan \phi}{W \sin \beta - Q \cos(\beta + \delta)}$$

Les cas les plus défavorables sont ceux pour lesquels $\delta > \pi/2$ (c'est-à-dire lorsque la force Q est inclinée vers l'aval) et l'effet de la charge Q est alors en général déstabilisateur (dans les cas courants, Q est cependant relativement petit par rapport à W). Il est recommandé d'effectuer une étude paramétrique pour évaluer l'influence respective des caractéristiques géométriques et mécaniques, et de la nappe le cas échéant. On cherchera à obtenir $F = 1,5$ sous sollicitations non pondérées (ELS) en tenant compte s'il y a lieu d'ancrages par exemple. Rappelons toutefois qu'en cas de présence d'ancrages, il est conseillé d'avoir de plus $F > 1$ sous sollicitations pondérées (combinaisons d'actions de type ELU), sans tenir compte de la présence des ancres. (cf. § 5.5.1).

Si une pression d'eau dans la discontinuité doit être prise en compte, sa résultante doit être déduite de la composante normale du poids $W \cdot \cos \beta$.

L'encart page 79 présente un cas d'une fondation dont l'assise n'est pas directement menacée par les instabilités, mais qui pourrait à terme être déchaussée par régression de la paroi rocheuse proche. On remarquera qu'un calcul de glissement plan 2D a été effectué, manière simplifiée (et située du côté

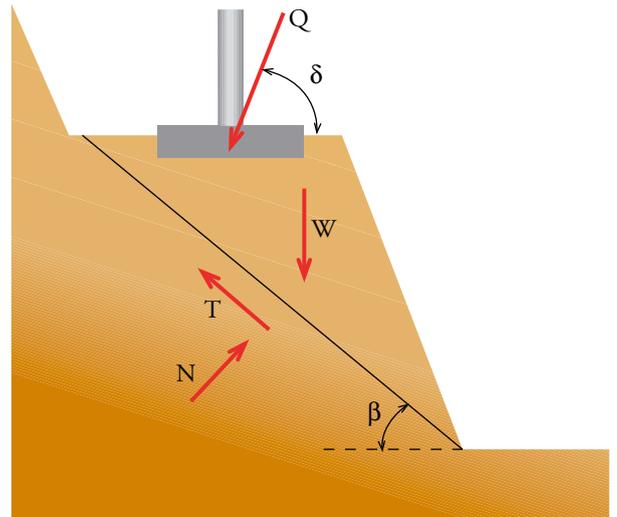


Figure 5.30 : modélisation et paramètre pour un mécanisme de glissement simple – Source : Sétra

de la sécurité) de traiter un problème de stabilité de dièdres.

Cas particulier : alternance de formations rocheuses et meubles.

Dans l'exemple de la figure 5.31, la stabilité au glissement d'ensemble de la fondation superficielle est considérée comme assurée dans la mesure où :

- sur un plan oblique émergeant à la base du talus, la résistance au cisaillement est très élevée, puisque ce plan traverse la matrice rocheuse sur une grande longueur,
- une surface de rupture en escalier, oblique dans les couches meubles et empruntant les diaclases verticales des coulées basaltiques, et qui offrirait une résistance bien moindre, ne débouche pas à l'air libre.

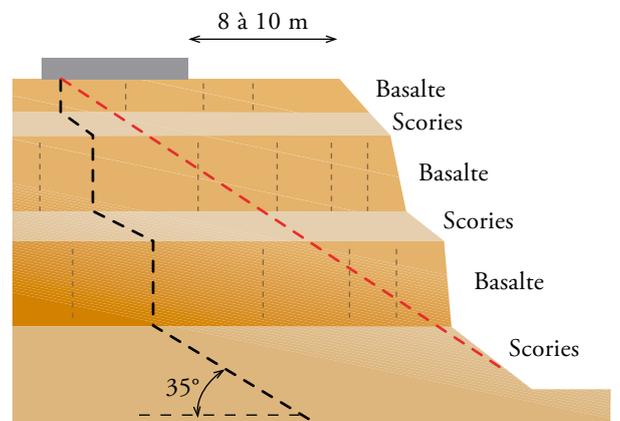


Figure 5.31 : alternance de formations rocheuses et meubles
Source : B. Gaudin (Egis)

Fondation des culées du pont de Crozat (Savoie) en bordure d'escarpements rocheux

- Reconnaissance :
 - levé géostructural : quatre familles de discontinuités (schistosité S, F1, F2, F3).
 - quinze sondages destructifs (réalisés en deux phases) avec enregistrement de paramètres, à partir de la plate-forme actuelle : ils fournissent la profondeur du rocher sain et donc du niveau de fondation.
- Culée côté Bonneval :
 - mécanismes possibles (figure 1) :
 - dièdres F2/F3 : glissement sur les deux plans à la fois,
 - dièdres S/F2 : glissement sur F2.

C'est le premier mécanisme qui est le plus défavorable. L'arête commune à F2/F3 a un pendage aval de 55°. La figure 2 (profil n° 1) montre que la déstabilisation n'atteint pas la base de la fondation, mais pourrait venir la dégarnir latéralement.

Un confortement par ancrages passifs est donc nécessaire. Le calcul est fait en 2D, sur un plan plongeant à 55°, avec un angle de frottement estimé de 35°, et un coefficient de sécurité recherché dans le cas présent de 1,2. 17 ancrages Ø 40 mm scellés au mortier de ciment, de 4,5 à 6 m de longueur, sont répartis sur quatre profils verticaux.

- Culée côté Celliers :
 - mécanismes possibles (figure 1) : dièdres S/F1, avec glissement sur les deux plans à la fois ;
 - l'arête commune à S/F1 a un pendage aval de 53°. La figure 3 (profil n° 7) montre que la déstabilisation peut atteindre le bord de la base de la fondation, et mettre alors celle-ci en léger surplomb ;
 - une confortement par ancrages passifs est donc nécessaire. Le calcul est fait avec les mêmes hypothèses que précédemment. Onze ancrages Ø 40 mm scellés au mortier de ciment, de 4,5 à 6,5 m de longueur, sont répartis sur deux profils verticaux.

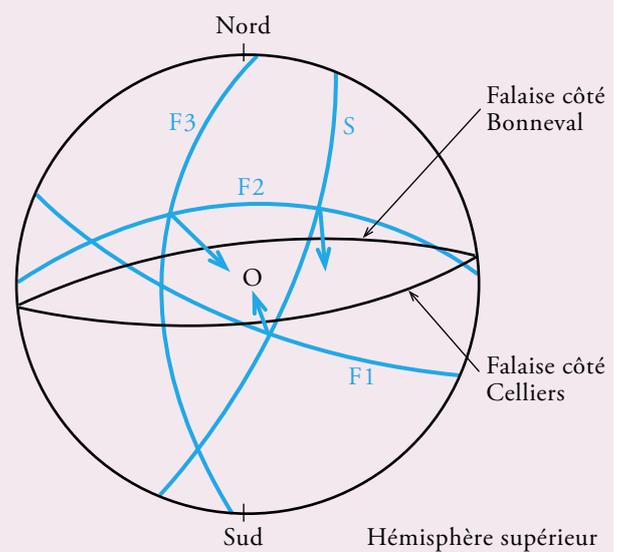


Figure 1 : diagramme de Wülfli – Source : CETE de Lyon

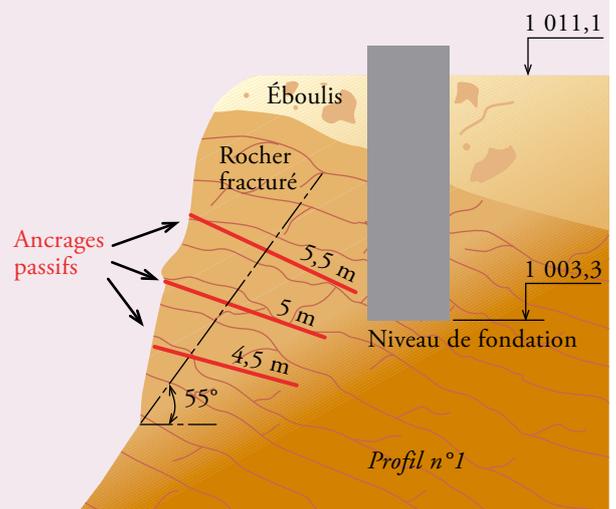


Figure 2 – Source : CETE de Lyon

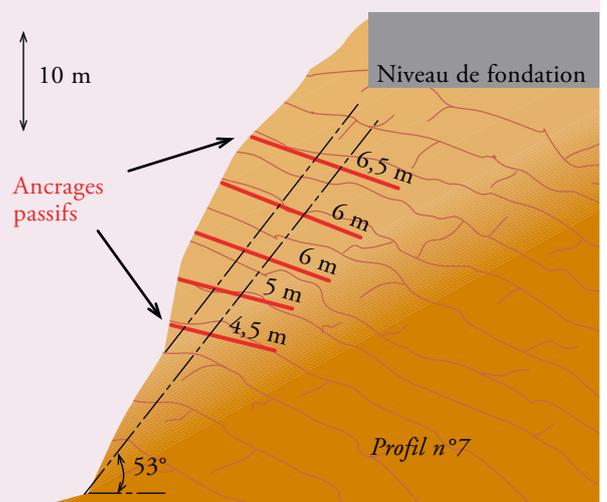


Figure 3 – Source : CETE de Lyon

5.5.4 - Mécanisme à deux blocs (2D)

Ce cas peut être considéré comme simple dans des situations assez particulières (pas de cohésion, absence d'eau, configuration géométrique simple...), mais en règle générale, il relève des cas complexes, d'autant plus que ce problème est rarement bi-dimensionnel.

On considère la fondation superficielle représentée sur la figure 5.32, soumise à un effort vertical Q_v , située en bordure d'une pente faible (angle β).

Trois discontinuités découpent un bloc « moteur » 1 et un bloc « résistant » 2 : le mécanisme de rupture consiste en un glissement du bloc 1 sur la discontinuité 1 à pendage aval α_1 , lequel bloc « pousse » le bloc 2 qui glisse sur la discontinuité 2 (pendage α_2). On notera que la discontinuité 1 ne débouche pas dans le talus, et n'est donc pas susceptible de créer à elle seule un mécanisme d'instabilité.

L'écriture de l'équilibre des deux blocs (nullité de la résultante des forces) permet de déterminer sans difficulté la charge limite.

Pour simplifier, on suppose dans l'exemple ci-après que la discontinuité médiane est verticale. Les angles de frottement sont ϕ_1 pour la discontinuité oblique du bloc 1, ϕ_2 pour celle du bloc 2, et ϕ_{12} pour la discontinuité entre les deux blocs ; les cohésions sont négligées ici.

On a, si γ est le poids volumique du rocher et pour un mètre linéaire de fondation (W_i est le poids du bloc i) :

$$W_1 = \frac{\gamma h^2}{2 \tan \alpha_1}$$

$$W_2 = \frac{\gamma h^2}{2 \tan \beta \cdot \tan \alpha_2}$$

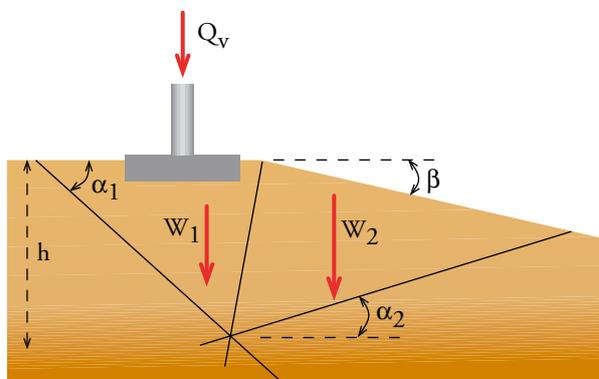


Figure 5.32 : modélisation et paramètre pour un mécanisme à deux blocs – Source : J.L. Durville

On écrit l'équilibre limite de chaque bloc, soit quatre équations (on néglige l'équilibre des moments). Les six composantes des réactions inconnues vérifient en outre les conditions de Coulomb sur les trois discontinuités. La charge limite Q_u par unité de longueur de la fondation est alors donnée par l'expression :

$$Q_u = -W_1 + W_2 \left[\frac{\cos(\alpha_1 - \phi_1 - \phi_{12}) \cdot \sin(\alpha_2 + \phi_2)}{\cos(\alpha_2 + \phi_2 + \phi_{12}) \cdot \sin(\alpha_1 - \phi_1)} \right]$$

La figure 5.33 représente, dans cet exemple, pour $\alpha_1 = 45^\circ$ et $\phi_1 = \phi_2 = \phi_{12} = \phi = 25^\circ$, cette charge limite rendue adimensionnelle :

$$Z^* = \frac{2Q_u}{\gamma h^2}$$

Dans le cas du terrain horizontal ($\beta = 0^\circ$ voir notations), on observe que la charge-limite atteint un minimum pour α_2 voisin de 15 à 20° : si α_2 est plus faible, le bloc résistant devient très grand ; si α_2 est plus élevé, l'éjection vers le haut du bloc 2 devient difficile (il y a d'ailleurs un angle α_2 maximum, au-delà duquel la rupture est impossible).

Notons enfin que, pour des valeurs d'angle de frottement courantes (30° à 35° par exemple), la charge verticale limite est très élevée, de telle sorte que ce mécanisme ne peut se rencontrer en pratique que pour des ouvrages d'art exceptionnels induisant des descentes de charges très élevées. Cela peut ne plus être le cas, naturellement, lorsque la pente β devient significative, avec α_2 faible (voire négatif), ou si la charge exercée par la fondation a une composante horizontale significative vers l'aval.

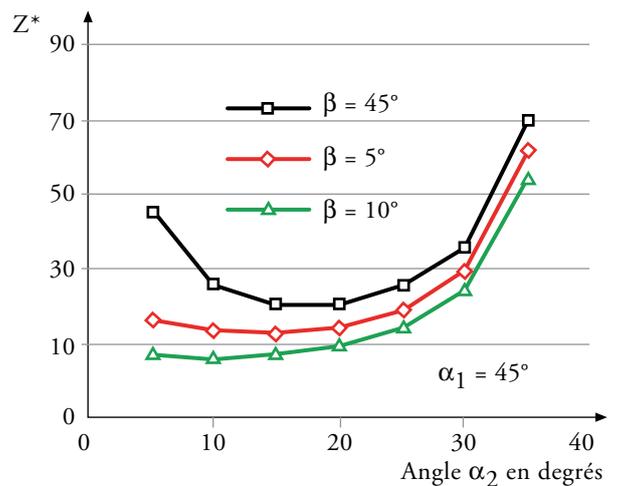


Figure 5.33 : évolution de la charge limite adimensionnelle avec β en fonction de α_2 – Source : J.L. Durville

Le mécanisme à deux blocs du type précédent peut bien entendu se développer avec des géométries variées (figure 5.34) : le dimensionnement et la sécurité (cf. chapitre 5.5.1) se traitent de la même façon que précédemment.

5.5.5 - Mécanisme de glissement de dièdre

La stabilité d'un dièdre limité par deux plans de discontinuités et soumis à la charge extérieure apportée par une fondation s'étudie en deux temps (figure 5.35) :

- analyse cinématique, permettant de déterminer le mécanisme d'instabilité pertinent : glissement sur une seule face, avec décollement de l'autre face, ou glissement sur les deux faces à la fois, parallèlement à l'arête commune ;
- analyse mécanique selon le mode de rupture retenu, compte tenu de la résistance au cisaillement des discontinuités.

Dans le cas du mécanisme de glissement sur les deux faces à la fois, ayant pour cohésions respectivement c_1 et c_2 , et pour angles de frottement respectivement ϕ_1 et ϕ_2 , la charge limite verticale totale Q_u est du type suivant :

$$\frac{Q_u}{\gamma H^3} = f\left(\frac{c_1}{\gamma H}, \frac{c_2}{\gamma H}, \tan \phi_1, \tan \phi_2\right)$$

avec :

- γ : poids volumique du rocher
- H : dimension caractéristique du talus

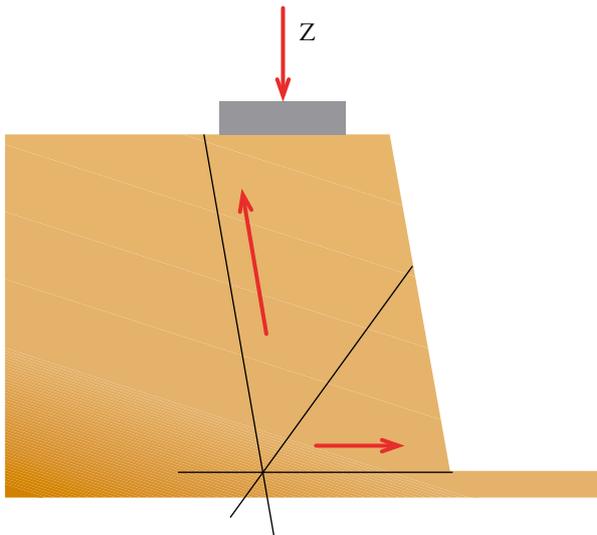


Figure 5.34 – Source : J.L. Durville

5.6 - Étude d'une fondation dans les cas discontinus complexes

Comme il a été dit plus haut, dans ce Guide il n'est pas traité explicitement des fondations sur des massifs rocheux qualifiés de « discontinus complexes » dans la mesure où le problème doit être traité au cas par cas, le recours à un mécanicien des roches expérimenté est (étant par ailleurs) alors indispensable. En effet, dans ces contextes, la grande diversité des situations géologiques et des conditions géotechniques des massifs rocheux ainsi que la spécificité de chaque ouvrage interdisent d'établir une grille exhaustive de cas types à laquelle il serait possible de se référer. C'est pourquoi, après quelques considérations générales, seuls quelques exemples sont présentés à titre indicatif.

5.6.1 - Généralités

Actions

Comme dans le cas du paragraphe 5.5, les justifications des fondations sont conduites selon les principes de calculs aux états-limites (ELS et ELU).

Les observations formulées pour l'approche par homogénéisation sont également applicables à la modélisation par un milieu discontinu à blocs. Toutefois dans ce cas, l'extension de la zone d'influence de la fondation et des éventuels ouvrages géotechniques qui lui sont associés (notamment des talus de déblai pour les appuis sur pente) peut être beaucoup plus

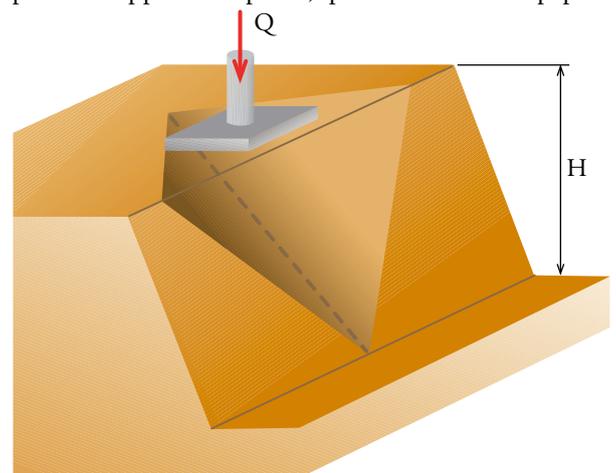


Figure 5.35 : mécanisme de glissement dièdre – Source : J.L. Durville

importante que dans le cas d'un milieu continu, du fait du rôle dominant de la structure du massif, de l'influence de la topographie et de leur disposition relative.

Évaluation de la sécurité - Analyse de sensibilité

En raison du rôle déterminant des systèmes de discontinuités dans les mécanismes de rupture, la vérification de la stabilité de la fondation rocheuse s'appuie sur une analyse de sensibilité de l'état limite aux variations de leurs paramètres géométriques et mécaniques (cf. § 5.5.1). Cette étude paramétrique doit être effectuée pour les situations les plus défavorables, et inclut pour chaque configuration des modèles une variation de leurs paramètres géométriques principaux (par exemple, les angles définissant les orientations sont pris en compte avec une variation de $\pm 5^\circ$).

Il est généralement possible de dissocier, sous certaines réserves, l'analyse de sensibilité des paramètres mécaniques de celle de l'influence des paramètres géométriques en procédant en deux étapes :

- étude paramétrique géométrique en considérant des valeurs de référence constantes des caractéristiques mécaniques (en principe les valeurs caractéristiques), permettant de déterminer une ou plusieurs géométries de référence ;
- étude paramétrique mécanique pour les géométries de référence précédemment déterminées, conduisant à l'analyse de sensibilité aux valeurs des caractéristiques mécaniques.

5.6.2 - Méthodes de calcul

Méthodes numériques

Il existe un certain nombre de méthodes numériques dites par « éléments distincts » qui modélisent le massif rocheux par un ensemble de blocs, rigides ou déformables, séparés par des joints déformables (compression, séparation, glissement). Ces méthodes ont été développées spécifiquement pour la mécanique des massifs rocheux discontinus. Des logiciels de calcul fondés sur ce type de méthodes sont disponibles sur le marché.

Les données d'entrée de tels calculs sont donc :

- la géométrie des discontinuités, fixée au départ en ce sens que celles-ci ne se propagent pas dans la roche (pas de « mécanique de la rupture » incorporée) ;
- les caractéristiques mécaniques des blocs, en général infiniment rigides ou élastiques isotropes ;
- les caractéristiques mécaniques des joints, le plus souvent de type élasto-plastique parfait en mode tangentiel, et linéaire avec décollement possible en mode normal.

Ces méthodes permettent donc de construire un modèle de massif rocheux comprenant un grand nombre de discontinuités. Même si des outils numériques 3D existent, les seuls qui soient couramment utilisés sont 2D, ce qui pose toujours un problème en mécanique des roches, du fait du caractère très généralement tri-dimensionnel du réseau des discontinuités.

Méthodes analytiques

Dans certains cas, une modélisation adaptée permet d'effectuer une étude analytique. Ce type de modélisation peut s'avérer très utile notamment lorsque l'étude implique une variation des paramètres géométriques du modèle. Il est recommandé d'ailleurs, même lorsqu'un logiciel d'éléments distincts est employé, de vérifier les ordres de grandeur obtenus sur un modèle analytique, même très simplifié.

5.6.3 - Exemples

Exemple de calcul analytique : effort-limite de renversement d'un puits de fondation

On suppose le massif stratifié horizontalement et traversé par des diaclases verticales. Le problème posé est celui de la stabilité d'un puits de fondation sous l'effet d'un effort horizontal appliqué en tête (figure 5.36). On cherche la valeur limite T_u de la force horizontale appliquée en tête de puits et dirigée vers l'extérieur du talus.

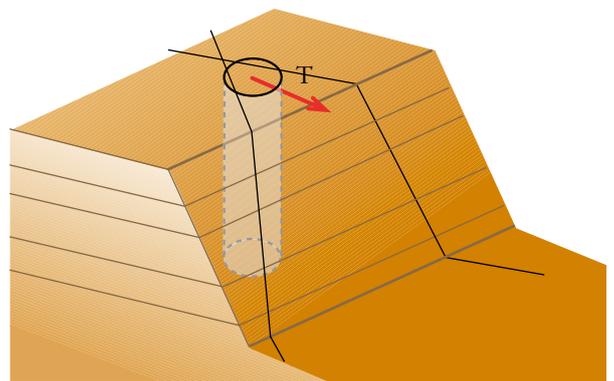


Figure 5.36 : modélisation de l'exemple – Source : J.L. Durville

- Cas du talus vertical

On suppose que, sous l'effet de la force T , le puits subit une rotation autour de sa base, en faisant glisser les unes sur les autres les n couches d'épaisseur e , séparées par des joints d'angle de frottement ϕ . Les glissements se produisent sur des surfaces triangulaires, d'aire A , limitées par deux diaclases verticales. En écrivant que le travail virtuel de T dans une rotation du pieu, est

égal au travail des forces de frottement, on obtient :

$$- T_u = \frac{P \tan \phi}{2} \left(1 + \frac{1}{n}\right) \text{ où } P \text{ est le poids du prisme}$$

rocheux sollicité

- pour un cas courant où $n > 5$, on prendra

$$\text{l'approximation sécuritaire : } T_u \approx \frac{P \tan \phi}{2}$$

soit la moitié de la valeur que l'on obtiendrait si l'on supposait simplement que le prisme rocheux glissait en masse sur sa base.

• Cas 2D avec talus oblique

On suppose que deux diaclases verticales, perpendiculaires au talus, et une diaclase verticale arrière délimitent une portion de massif de largeur l , susceptible de glisser sous l'effet de la force T . Comme précédemment, le basculement du puits de fondation entraîne des glissements des couches les unes sur les autres ; on néglige le frottement latéral sur les diaclases verticales.

Comme précédemment, l'application du principe des travaux virtuels au système (pieu + prisme rocheux), donne, si, L_0 est la longueur (sur la vue en coupe) de couche supérieure mobilisable et e l'épaisseur des couches.

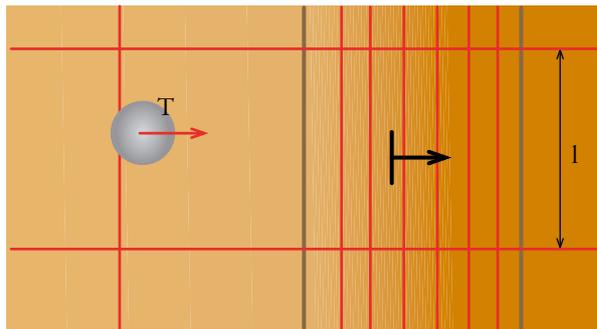


Figure 5.37 : vue de dessus – Source : J.L. Durville

$$T_u = \frac{\gamma l h \tan \phi}{6} \left(2L_0 + L_n + \frac{L_n - L_0}{2n}\right) \left(1 + \frac{1}{n}\right)$$

Pour $n > 5$, avec une approximation qui nous place du côté de la sécurité, nous pouvons écrire :

$$T_u \approx \frac{\gamma l h \tan \phi}{6} (2L_0 + L_n)$$

Par exemple, pour un talus vertical, avec $L_0 = L_n$, on retrouve la formule du paragraphe précédent :

$$T_u = \frac{P \tan \phi}{2} \text{ où } P \text{ est le poids du prisme rocheux}$$

sollicité.

Exemple de calcul de tassement

Les appuis des béquilles du doublement du viaduc de l'Ante à Falaise ont nécessité l'évaluation du tassement dans un massif rocheux dont le comportement est non linéaire et hétérogène.

Les fondations des béquilles du viaduc se situent dans la formation des « grès armoricains » ; il s'agit de quartzites très fracturés, présentant localement des discontinuités ouvertes. Cette fracturation a été observée à l'affleurement au voisinage immédiat du site et dans les fouilles réalisées pour les quatre appuis des béquilles ; elle est aussi mise en évidence par les faibles vitesses des diagraphies sismiques, par les essais dilatométriques et par les diagraphies de vitesse d'avancement des forages.

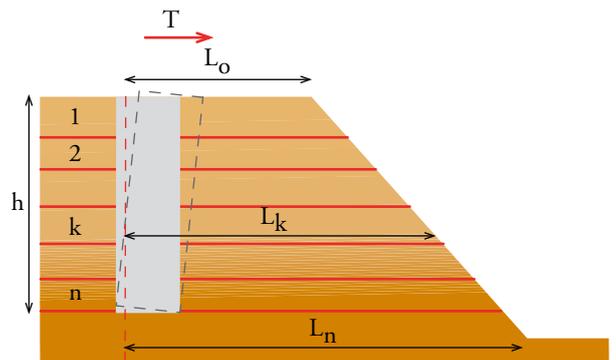


Figure 5.38 : vue en coupe – Source : J.L. Durville

Le comportement que l'on peut attendre du massif rocheux est donc un comportement non linéaire, avec une importante phase de serrage en début de chargement. Compte tenu du type de structure (pont à béquille), conduisant à un chargement quasi-instantané des fondations, il importe de vérifier que les tassements restent admissibles, c'est-à-dire ici inférieurs à 10 mm.

La méthode utilisée repose sur une homogénéisation du massif dont le comportement est supposé élastique non-linéaire. Les principales hypothèses sont les suivantes :

- chargement perpendiculaire au terrain
N = 24,2 MN (inclinaison de 45°),
- interface béton / rocher assimilable à un rectangle 5 x 4 = 20 m²,
- diffusion des contraintes suivant un cône à 35° sur l'axe de chargement,
- le tassement s'effectue dans un pseudo-tronc de cône de 10 m de hauteur (cf. figure 5.39 et 5.40).

• Approximation de contraintes uniaxiales

Contrainte sous la semelle : $\Delta\sigma = 1,21$ MPa

Contrainte à la base du cône de diffusion : $\Delta\sigma = 0,08$ MPa

• Comportement non linéaire du massif rocheux :
 $E(\sigma) = E_0 + K\sigma$

• Considérons une tranche de terrain située à la profondeur z, donc soumise initialement à une contrainte axiale que nous supposons égale à $\sigma_0 = \gamma z$ (γ poids spécifique du terrain : 24 kN/m³). Elle est soumise après chargement à la contrainte $\sigma(z) = \sigma_0 + \Delta\sigma(z)$. La déformation de cette tranche de terrain, sous la surcharge $\Delta\sigma(z)$, est donnée par :

$$\varepsilon(\Delta\sigma, z) = \int_{\sigma_0}^{\sigma} \frac{d\sigma}{E_0 + K\sigma} = \frac{1}{K} \ln\left(1 + \frac{K\Delta\sigma}{E_0 + K\sigma_0}\right)$$

Le tassement total est obtenu en sommant les tassements élémentaires sur toute la hauteur du cône :

$$w(\Delta\sigma) = \int_0^{10} \varepsilon(\Delta\sigma, z) dz$$

La courbe reliant l'effort normal N appliqué et le tassement w est donnée ci-dessous pour chacun des appuis (cas du viaduc ouest) :

- appui nord : $E_0 = 30$ MPa et $K = 80$ MPa/MPa
- appui sud : $E_0 = 100$ MPa et $K = 180$ MPa/MPa

Les tassements estimés sous la charge de 24,2 MN sont les suivants (figure 5.41) :

- pour l'appui nord : w = 62 mm
- pour l'appui sud : w = 22 mm

L'exigence de tassement inférieur à 10 mm a conduit à proposer d'augmenter la raideur du massif à l'aide de barres d'acier scellées dans des forages (cf. figure 4.19 de l'exemple § 4.4.4).

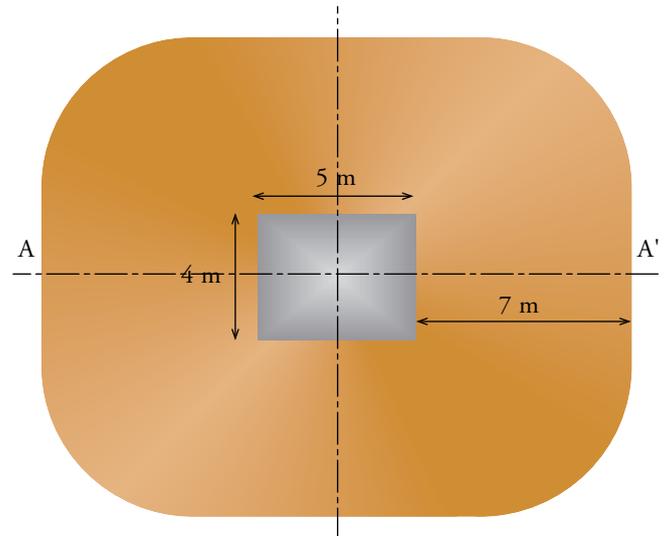


Figure 5.39 : vue de dessus du rectangle d'appui en surface et de la zone d'influence à 10 m de profondeur – Source : J.L. Durville

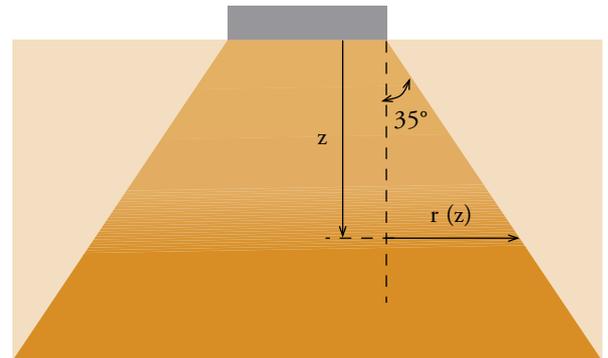


Figure 5.40 : coupe AA' – Source : J.L. Durville

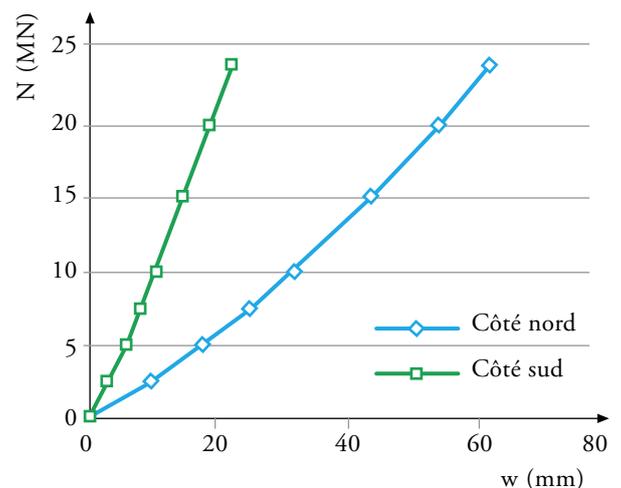


Figure 5.41 : courbes effort/tassement pour les appuis nord et sud (massif rocheux non renforcé) – Source : J.L. Durville

Exemple de modélisation numérique par la méthode des éléments distincts

Dans l'exemple suivant, analogue à celui du paragraphe 5.6.3 « Exemple de calcul analytique : effort-limite de renversement d'un puits de fondation », la fondation de la pile P9 du viaduc de Rogerville est étudiée en 2D par la méthode des éléments distincts (code UDEC). Le puits marocain est creusé dans la craie stratifiée horizontalement et traversée de nombreuses diaclases quasi-verticales ; il est profond de 10 m, pour un diamètre de 5 m.

Le massif rocheux est représenté par un assemblage de blocs déformables de comportement élastique ($E = 3 \text{ GPa}$). Les diaclases ont des pendages variant légèrement et aléatoirement autour de la verticale.

Les joints rocheux ont pour caractéristiques :

- raideur normale : 1 MPa / mm ,
- raideur tangentielle : $0,5 \text{ MPa / mm}$,
- frottement : 25° ,
- cohésion nulle.

L'interface rocher/béton est plus frottante (40°) et possède une dilatance initiale de 7° .

La pile est d'abord chargée verticalement (effort $N_{3D} = 32,9 \text{ MN}$), ensuite l'effort horizontal T_{3D} est appliqué progressivement sur la pile, à une hauteur de 20 m au-dessus du sol.

Pour un puits de section circulaire, il n'y a pas de solution très satisfaisante pour déterminer le coefficient de passage 3D/2D, le calcul 2D étant fait en déformation plane, sur une tranche de 1 m de large. Concernant l'effort vertical, on peut faire en sorte que la contrainte à la base soit identique dans les deux cas, ce qui donne un effort de calcul entre $1/4$ et $1/7$ de N_{3D} , suivant l'importance que l'on donne aux réactions latérales. Quant à l'effort horizontal de calcul, il peut être pris égal à $1/5$ de T_{3D} , le diamètre du puits étant de 5 m.

La figure 5.42 présente l'allure de la déformée pour $T = 1,2 \text{ MN}$; les traits gras représentent les parties de joints en glissement.

L'intérêt du modèle numérique est d'une part de fournir une courbe effort/déplacement et d'autre part de permettre aisément une étude de sensibilité en fonction de différents paramètres : angle de frottement des discontinuités (figure 5.43), raideur des joints, ouverture initiale des diaclases (cette question était importante à Rogerville, compte tenu de la constatation de l'ouverture observée de certaines diaclases).

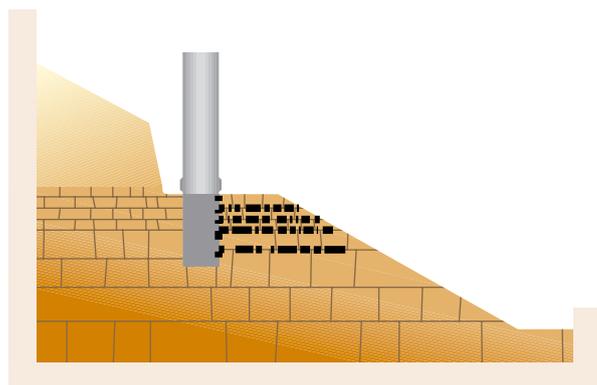


Figure 5.42 : pile P9 du viaduc de Rogerville. Étude de la déformation du massif sous l'effet d'un chargement incliné en tête de pile
Source : J.L. Durville

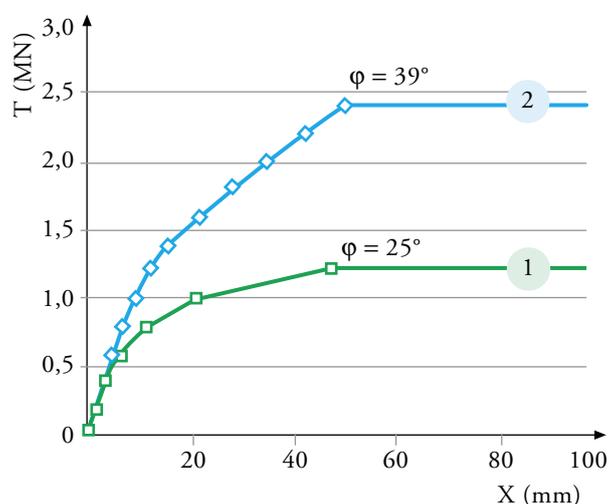


Figure 5.43 : pile P9 du viaduc de Rogerville. Courbes effort / déplacement pour deux valeurs de l'angle de frottement des discontinuités. Les raideurs initiales sont très voisines, de même que les déplacements à la rupture (50 mm environ). Les efforts ultimes sont de 2,4 et 1,2 MN – Source : J.L. Durville



Chapitre 6

Suivi géologique et instrumentation



6.1 - Suivi des terrassements par un géologue

6.1.1 - Principes

Buts du suivi géologique

Les échantillons soumis à essais au laboratoire sont de dimensions décimétriques. Dans le cas des essais en place, les volumes auscultés ne dépassent guère 1m³. Les propriétés du massif rocheux sont estimées lors des études à partir de ces essais et sur la base d'un modèle géologique. L'effet d'échelle dû à la structure du massif rocheux rend indispensable, lors des travaux des terrassements des fondations, la vérification du modèle géologique.

Le suivi géologique des terrassements d'un appui d'ouvrage est absolument nécessaire. Il doit permettre de confirmer les données géologiques retenues lors des études, de vérifier si les conditions trouvées correspondent aux hypothèses faites, c'est-à-dire au modèle géologique et le cas échéant, de proposer des mesures correctives qui peuvent être définies soit empiriquement au vu des fouilles (purge d'une zone argilisée ou approfondissement de la fouille par exemple), soit par nouveau calcul par le Bureau d'études.

Les points suivants doivent être considérés :

- portance, charge limite,
- déformabilité, tassements,
- stabilité de l'appui (ouvrage sur pente),
- stabilité des talus créés autour de l'appui (le cas échéant).

Les rapports et relevés du Géologue doivent être conservés dans le dossier final constitutif de l'ouvrage.

Méthode

Le suivi géologique est basé sur l'observation des talus, parois et fonds de fouille. Sauf cas particuliers (ex. préciser les limites d'extension d'une cavité, localisation précise d'une faille), il n'est pas fait appel aux sondages mécaniques, géophysiques et aux essais de laboratoire ou in situ (notamment à cause des délais de réponse), mais il peut être utile de faire procéder à des fouilles complémentaires à la pelle hydraulique.

Les observations doivent porter sur les principaux aspects suivants :

- nature lithologique des matériaux, état d'altération d'ensemble,
- cavités éventuelles,

- zones d'altération avec leur localisation,
- identification et localisation des accidents géologiques éventuels (zones de failles notamment),
- discontinuités = description géométrique et morphologique précise et complète des systèmes de fracturation, selon les Recommandations de l'AFTES⁽¹⁾ (Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains – 2002) :
 - relevés géométriques en azimut et pendage des principales discontinuités,
 - espacement moyen entre discontinuités d'une même famille,
 - distances entre les épontes (ouvertures),
 - description du remplissage entre les épontes,
 - étendue ou persistance des discontinuités,
 - morphologie des épontes,
 - venues d'eau.

Ces éléments sont à comparer aux données du projet et notamment aux sondages. En cas d'écart, des vérifications peuvent être à entreprendre pour confirmer les nouvelles données.

Le géologue consigne par écrit ses observations (avec schémas et photographies) et son rapport est conservé dans le dossier d'ouvrage.

Chargés d'affaire

Ce suivi doit être effectué par un géologue expérimenté ayant une compétence dans le domaine de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur.

Organisation

L'examen peut être réalisé en une fois et en fond de fouille notamment dans le cas de fondations superficielles. La cote NGF d'assise doit être connue et l'ensemble observé doit être parfaitement dégagé de matériaux en cours de terrassement et complètement nettoyé. Ceci est impératif. En aucun cas, il ne faut se contenter de témoignages divers relatant des observations directes ou indirectes sur des secteurs masqués. Si nécessaire, il faut demander un complément de nettoyage et prévoir une nouvelle visite (cf. figures 6.1 et 6.2).

Une attention particulière est à porter sur les discontinuités colmatées par des produits fins associés à des venues d'eau (cf. figures 6.3).

Dans le cas de fondations profondes, plusieurs visites sont à envisager en fonction de l'avancement des travaux de creusement.

L'utilisation des explosifs doit aussi être maîtrisée. Le but est de construire une assise rocheuse stable et de limiter au maximum tous les effets arrière liés aux tirs.

(1) Voir référence

Ceci implique un suivi particulier du minage (avis sur plans de tir, instrumentation avec enregistrement des vibrations). Il peut être préférable de terminer les terrassements et de régler l'assise au brise-roche hydraulique.

6.1.2 - Cas des fondations superficielles

Les paramètres à considérer en priorité sur une fouille terrassée à la cote prévue au projet sont la capacité portante, la stabilité et la déformabilité.

Capacité portante

La résistance de la matrice rocheuse est appréciée sur le fond de la fouille, parfaitement nettoyé, à partir d'observations visuelles et aussi de sollicitations au pic (marteau de géologue).

Il faudra tenir compte de l'état d'altération et/ou de la compacité globale et aussi de l'homogénéité. En cas d'insuffisances nettes un approfondissement d'une partie de la fouille pourra être envisagé (inversement, il est inutile de remplacer du bon rocher par du béton parfois médiocre).

Si un doute subsiste un sondage peut être exécuté avec une pelle hydraulique toujours disponible sur ce type de chantier.

Les venues d'eau sont aussi à noter et à traiter par drainage si nécessaire, en cas de débits significatifs (plusieurs l/mn par exemple).



Figure 6.1 : terrassement d'une fouille pour un appui sur semelle. Un complément de nettoyage a été nécessaire avant réception de l'assise
Source : LRPC de Clermont-Ferrand



Figure 6.2 (a) et (b) : contournement de Brive-la-Gaillarde (Corrèze) - Vue générale du versant Ouest avec les fouilles des appuis C0 et P1 (a) et terrassement pour la semelle de l'appui C0 du viaduc de Cluzan (b)
Source : LRPC de Clermont-Ferrand

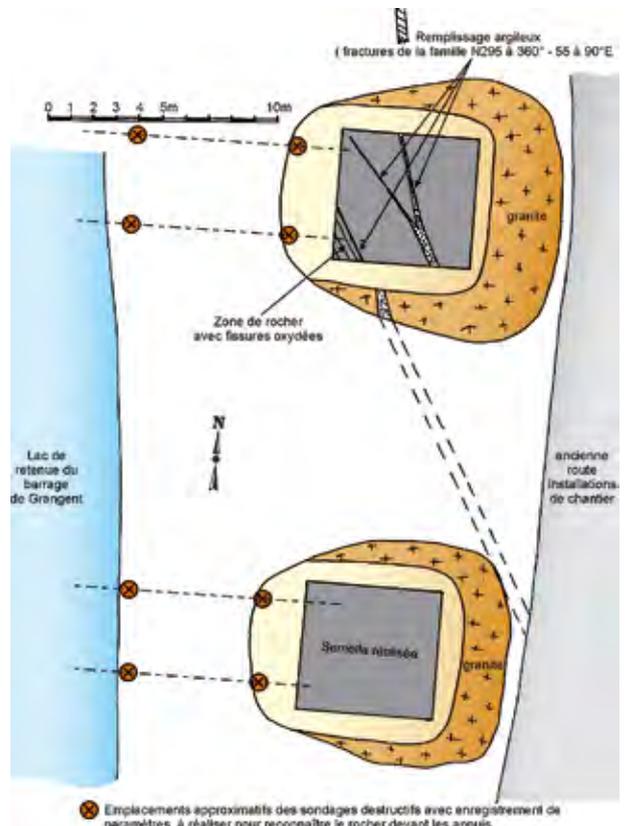


Figure 6.3 : pont du Pertuiset (appuis rive droite) sur la retenue de Grangent à Unieux (Loire) – Source : LRPC de Lyon

Stabilité

L'appréciation de la stabilité dans le cas d'un appui sur versant nécessite l'étude de la fracturation du massif.

Sur le fond de la fouille et son pourtour un relevé géométrique des discontinuités qui affectent le rocher devra être fait pour compléter les données obtenues lors de l'étude du projet. Une analyse de stabilité et des mécanismes de rupture permettra alors de conclure. Dès que les conditions de stabilité sont géométriquement douteuses, il faut envisager le traitement du rocher ce qui peut impliquer la mise en œuvre de moyens tels que : ancrages, béton projeté, contreforts, drains subhorizontaux, ...

Un approfondissement de la fouille pourra aussi être proposé (cf. figure 6.4).

6.1.3 - Cas des fondations profondes

Outre la capacité portante, et la stabilité, il faudra aussi pour ce cas de fondation être plus particulièrement attentif à la déformabilité du massif rocheux. Les relevés seront à faire en plusieurs étapes au fur et à mesure de la progression des fouilles.

À chaque étape il faudra établir un relevé détaillé de la paroi (développé de la paroi sur 360° sous forme de croquis et de photographies) avec les éléments suivants (cf. figure 6.5) :

- lithologie, altération des faciès,
- fracturation :
 - géométrie,
 - espacement,
- caractéristiques des discontinuités,

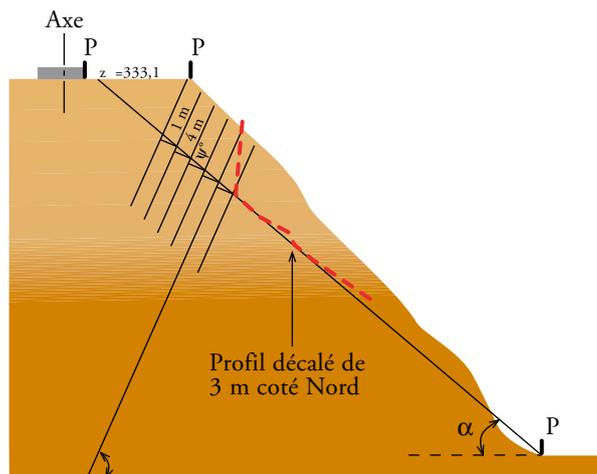


Figure 6.4 : après débroussaillage et décapage de la zone, un risque de basculement de tête de panneau rocheux pouvant solliciter le bord aval de l'appuis C0 a été mis en évidence; notamment par l'aspect morphologique local de la pente. Dans ce cas, il a été proposée un approfondissement de l'appuis de 2 m de profondeur (ouvrage de franchissement de la Creuse près de Guéret)

Source : LRPC de Clermont-Ferrand

- cavités éventuelles,
- venues d'eau.

On pourra utiliser la formule empirique du Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski.

À partir de ce RMR une estimation du module de déformation équivalent du massif rocheux est possible (cf. figure 6.6). Différentes formules ont été proposées (cf. § 5.3.1, « Estimation empirique de la déformabilité du massif »).

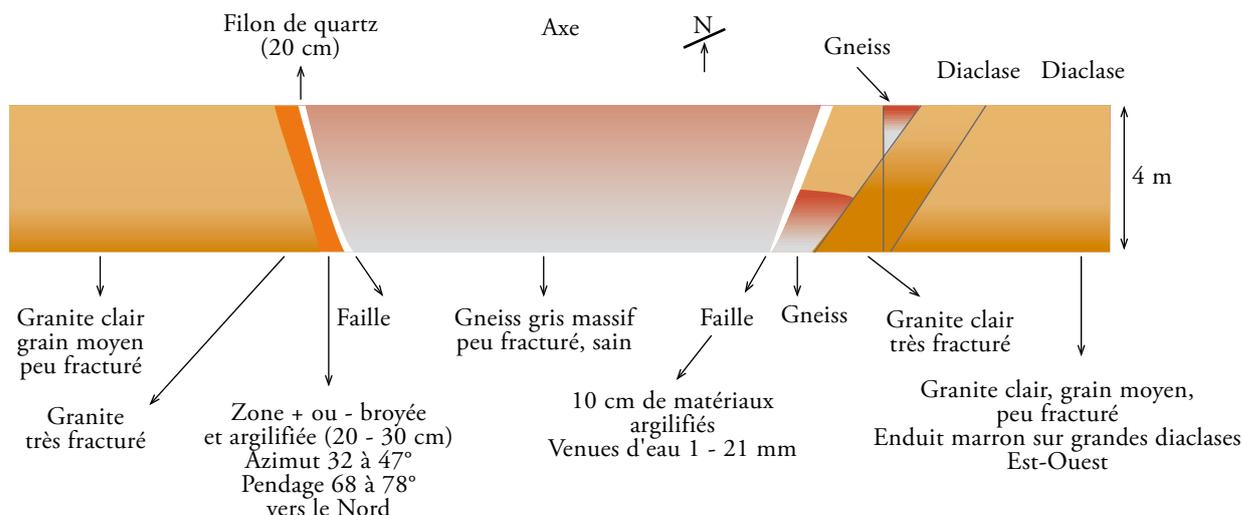


Figure 6.5 : relevé de la paroi d'un puits marocain pour le viaduc de la Truyère sur l'autoroute A75 en développé de la paroi cylindrique (hauteur = 4 m) – Source : LRPC de Clermont-Ferrand

Estimation du module du massif :

Il faut distinguer deux zones :

- la zone non affectée par les discontinuités à remplissage argileux (2/3 de la paroi côté Nord et Est) ;
- la zone affectée par les discontinuités argileuses (1/3 côté Ouest).

Zone affectée

RMR = 17

E massif = 1 495 MPa arrondi à 1 500 MPa

Zone non affectée

RMR = 35

E massif = 4 216 MPa arrondi à 4 200 MPa

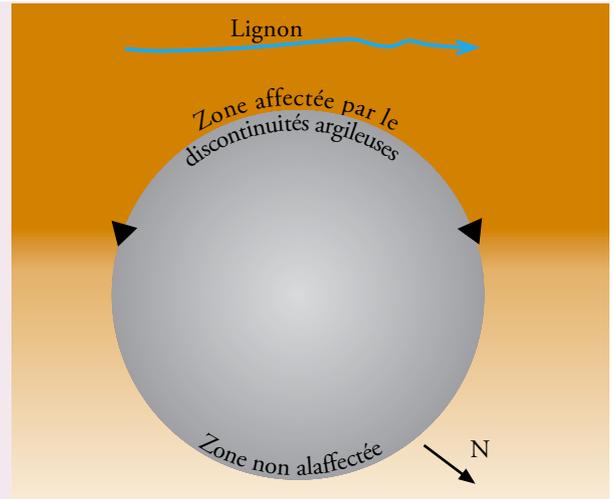


Figure 6.6 : détermination du RMR pour un puits marocain de l'ouvrage de franchissement du Lignon par la RN88 (Haute-Loire) - Appui P3, ouvrage amont. (vue en plan du fond de fouille) – Source : Lrvc de Clermont-Ferrand

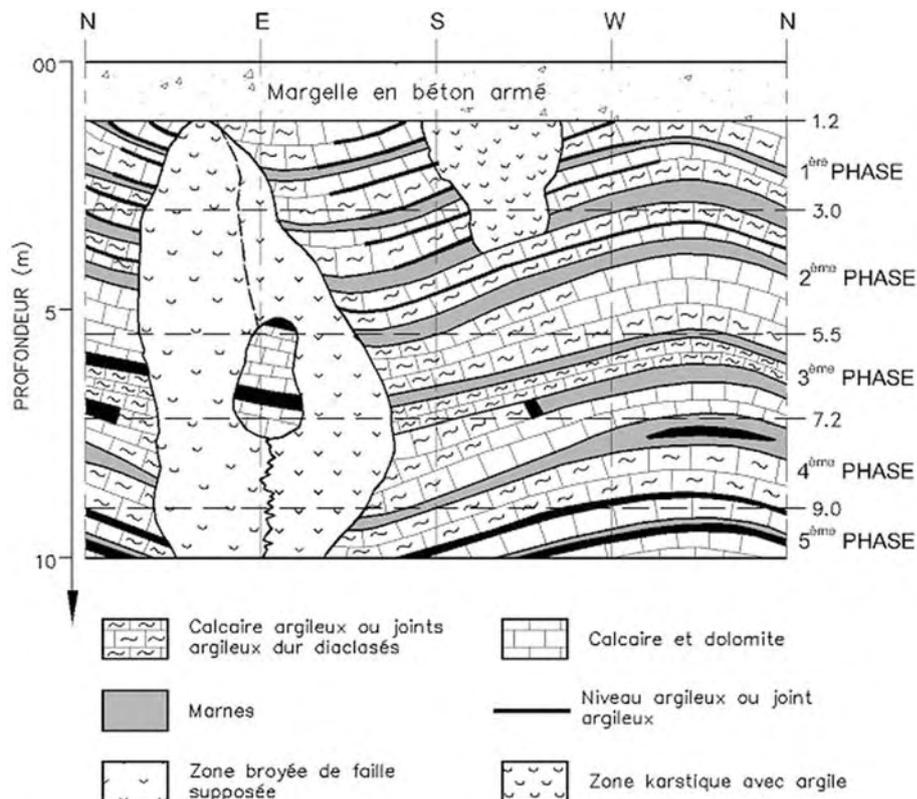


Figure 6.7 : synthèse du relevé géologique d'un puits de la pile P4 – Source : autoroute A75 viaduc de Millau. Relevé d'un puits de la fondation de la pile P4 d'après F. Schlosser et al. (Géoline 2005).

La figure 6.7 présente un relevé géologique lors de l'excavation d'un puits de la fondation de la pile P4 du viaduc de Millau. On a constaté que dans cette zone de failles, les calcaires du Carixien étaient complètement disloqués et comportaient de nombreux karsts. Ceci a conduit à remplacer par du béton la zone de karst rempli d'argile.

Là encore, si nécessaire des sondages complémentaires peuvent être exécutés notamment pour les puits marocains de grand diamètre. Ceci a été fait pour le viaduc du Lignon (RN88) pour lequel dans le cas d'un appui, l'extension vers l'intérieur du massif d'une zone broyée argilisée a été recherchée (cf. figures 6.6 et 6.8).

Le traitement et le renforcement du massif en cas d'anomalies pourront être basés sur des ancrages dans les parois, des purges, un approfondissement de la fouille mais aussi par la prise en compte des pertes de module du rocher dans le dimensionnement des armatures.

6.2 - Suivi instrumental de l'ouvrage pendant les travaux et en service – Exemples

Dans le cas d'ouvrages exceptionnels, ou dans le cas de grands ouvrages en site difficile (en pente, avec roches altérées ou fracturées, etc.), il est recommandé d'effectuer un suivi des tassements de la fondation pendant les travaux et pendant les premières années d'exploitation. Pendant la phase de chantier, les mesures obtenues peuvent conduire à réaliser des renforcements du rocher par exemple (cf. la méthode observationnelle). Dans certains cas, un suivi instrumental après mise en service est indispensable : cela sera souvent le cas par exemple pour une fondation sur pente avec formation instable en surface (cf. chapitre 4.2.2).

L'instrumentation peut comprendre des mesures :

- sur la semelle ou la base des piles : tassement ou rotation ; ce sont les mesures les plus couramment pratiquées,
- dans les puits bétonnés : extensométrie,
- dans le terrain, à la périphérie de la fondation ou sous celle-ci : inclinométrie, extensométrie, jauges de déformation sur des barres de renforcement, etc.

Compte tenu de la précision recherchée – quelques millimètres en tassement – un grand soin doit être apporté aux mesures, notamment dans les sites où les points fixes sont difficiles à trouver à proximité : versant en mouvement lent, pile en rivière, par exemple.

6.2.1 - Cas du pont sur l'Elorn

La figure 6.9 présente les mesures de tassement effectuées, pendant près de trois ans, par nivellement en quatre points de la base de la pile P3 du nouveau pont sur l'Elorn. Cette pile est fondée sur une semelle circulaire de 16 m de diamètre faiblement encastrée dans

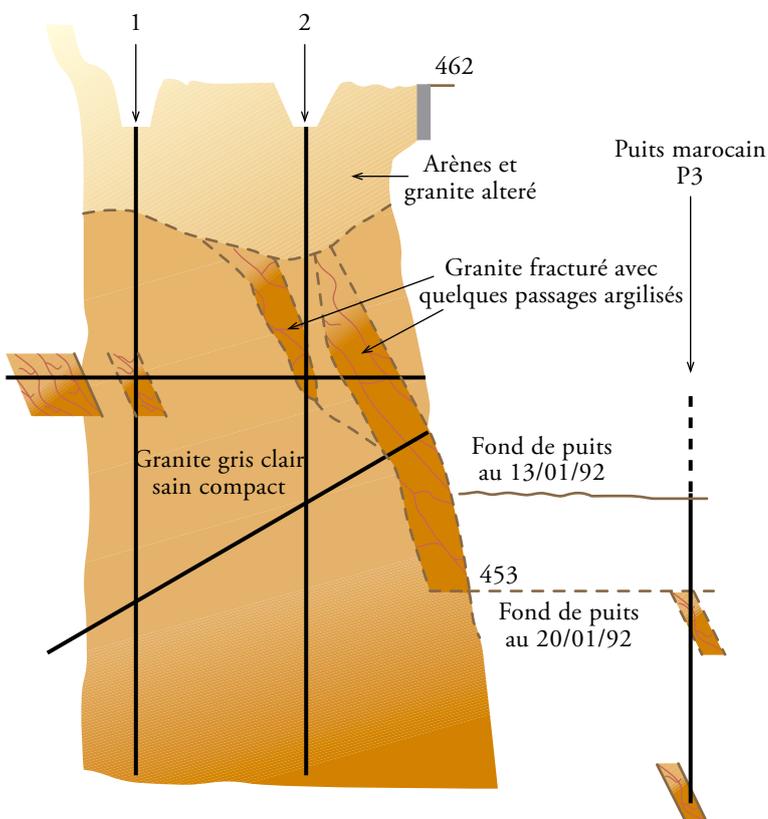


Figure 6.8 : vue en coupe de sondages destructifs complémentaires réalisés lors du creusement d'un puit marocain (RN88 viaduc de Lignon, appui P3, ouvrage amont) – Source : L.R.V.C de Clermont-Ferrand

des schistes très fracturés. On distingue la phase de construction avec augmentation progressive du tassement sous la charge croissante et une phase de léger fluage une fois l'ouvrage terminé. Ces mesures, outre leur rôle de surveillance du comportement de la fondation, ont permis de recalculer a posteriori la valeur du module du rocher : une première période avec E autour de 2 GPa et, après fermeture progressive des joints, une valeur proche de 10 GPa ; lors des études, il avait été proposé une fourchette de 8 à 20 GPa. L'instrumentation comprend aussi un extensomètre placé dans un forage vertical à côté de chacune des semelles de P3 et P4 (mesure entre la surface et 24 m de profondeur) ; ces extensomètres ont été suivis pendant neuf ans.

6.2.2 - Cas du viaduc de Millau

Dans le cas du viaduc de Millau, pendant les travaux, l'instrumentation mise en place pour l'utilisation de la méthode observationnelle a consisté principalement à équiper les quatre coins de chaque semelle (qui assure la liaison entre les quatre puits de fondation), de spits permettant des mesures topographiques de précision ainsi que des mesures par nivelles (en raison de la grande dimension des semelles, 20 sur 30 m pour les piles 2 et 3, on ne peut pas compter sur l'homogénéité du terrain).

Les mesures sont réalisées tous les mois pendant la construction du viaduc. Deux types de seuils ont été définis :

- un seuil de vigilance au-delà duquel les mesures doivent être rapprochées dans le temps afin de confirmer l'évolution des déplacements ;
- un seuil d'alerte pour la mise en œuvre de dispositions confortatives préalablement définies (cf. tableau 6.1). Il a été distingué un seuil sur le tassement moyen de la semelle et un seuil sur sa rotation.

En ce qui concerne le seuil de vigilance pour les rotations des semelles, il a été convenu de fixer une limite correspondant à un déplacement très sécuritaire pour la structure au niveau du tablier.

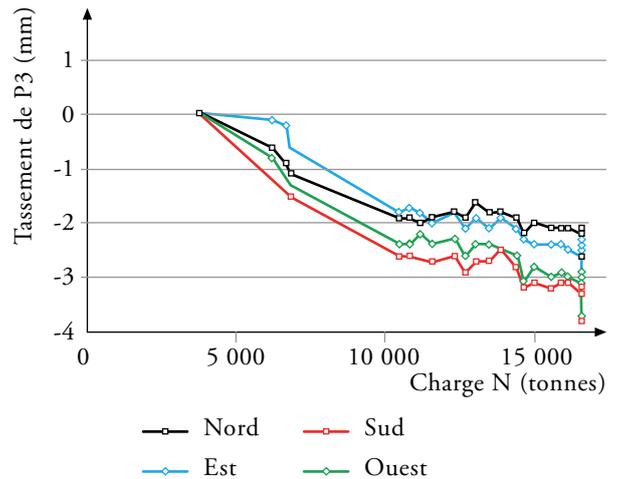


Figure 6.9 : tassement de la pile P3 du nouveau pont sur l'Elorn
Source : Sétra

| | Tassement s (mm) | Rotation |
|---------------------------|---|-----------------------|
| Seuil de vigilance | Courbe prévisionnelle du bureau d'études | $5 \cdot 10^{-4}$ rad |
| Seuil d'alerte | Confirmation du dépassement du seuil de vigilance | |

Tableau 6.1 : définition des seuils de vigilance et d'alerte
Source : Schlosser et al., 2005

Le seuil d'alerte correspond à la confirmation du dépassement du seuil de vigilance sur une période de plusieurs mesures très rapprochées (1 à 2 mois). Au cours de cette période, il est prévu de procéder à des reconnaissances spécifiques à l'emplacement de la fondation de la pile afin d'identifier le phénomène et d'adapter au mieux les travaux confortatifs. Ceux-ci sont fonction de l'anomalie rencontrée : clouage local, micropieux, drainage, terrassement, butée, etc.

Les figures 6.10 et 6.11 donnent pour les piles P2 (fondation dans les calcaires) et P6 (fondation dans les marnes) la comparaison des mesures de tassement, en fonction du temps et de la masse de béton, avec

les valeurs théoriques. On constate que les tassements mesurés dans les calcaires présentent de brusques variations suivies de paliers, alors que les tassements mesurés dans les marnes sont plus continus. Il est probable que ce phénomène soit lié d'une part à la fracturation naturelle et importante des calcaires, d'autre part à la déstructuration créée par l'excavation des puits à l'explosif. Par ailleurs, les pentes des courbes moyennes des tassements sont globalement inférieures au seuil de vigilance. Les rotations, quant à elles sont restées très faibles et toujours très en deçà du seuil de vigilance, ce qui est un résultat essentiel pour l'ouvrage.

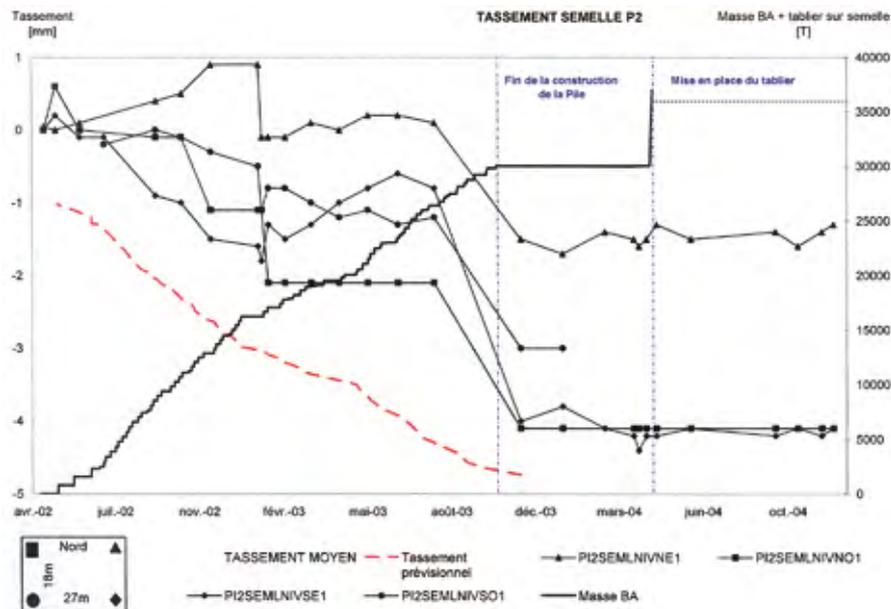


Figure 6.10 : comparaison entre les calculs et les observations : tassement total aux quatre angles de la semelle de la pile P2 du viaduc de Millau
Source : Schlosser et al., 2005

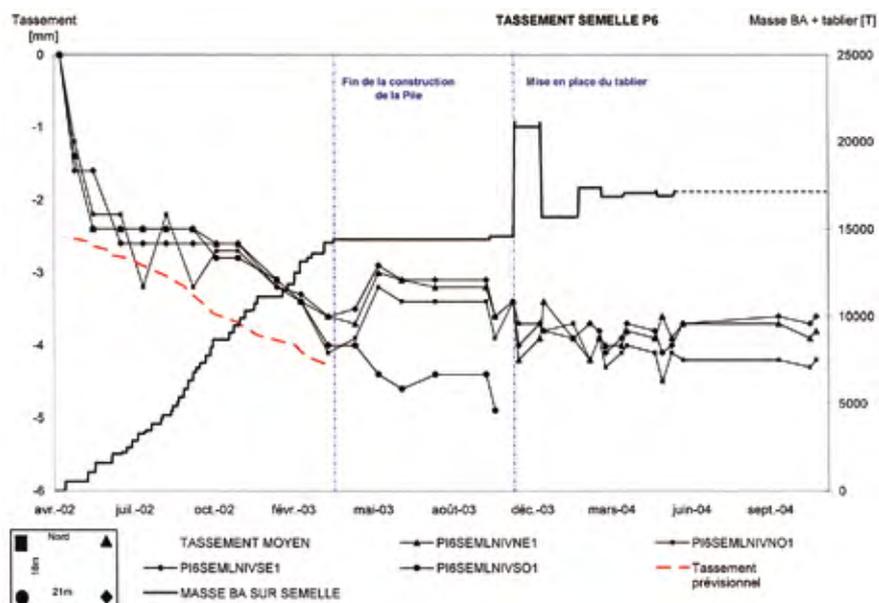


Figure 6.11 : comparaison entre les calculs et les observations : tassement total aux quatre angles de la semelle de la pile P6 du viaduc de Millau
Source : Schlosser et al., 2005

Annexes



1 - Listes des normes et procédures d'essais existantes pour les roches

Mise à jour janvier 2008

Normes :

| Référence AFNOR | Date | Titre | Pages |
|---|-------|---|-------|
| Glossaire – Classification | | | |
| XP P 94-402 | 04/02 | Roches : Glossaire. Définitions - Notations - Symboles | 15 |
| NF EN ISO 14689-1 (P 94-401-1) | 09/04 | Recherche et essais géotechniques : Dénomination, et classification des roches. Partie 1 – Dénomination et description | 24 |
| Prélèvements de sols et de roches | | | |
| XP P 94-202 | 12/95 | Sols : Reconnaissance et Essais - Prélèvement des sols et des roches - Méthodologie et procédures. | 42 |
| Essais de laboratoire sur les roches | | | |
| NF P 94-066 | 12/92 | Sols : Reconnaissance et Essais – Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux. | 7 |
| NF P 94-067 | 12/92 | Sols : Reconnaissance et Essais – Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux. | 7 |
| NF P 94-410-1 | 05/01 | Roches : Essais pour déterminer les propriétés physiques des roches. Partie 1 – Détermination de la teneur en eau pondérale . Méthode par étuvage. | 6 |
| NF P 94-410-2 | 05/01 | Roches : Essais pour déterminer les propriétés physiques des roches. Partie 2 – Détermination de la masse volumique – Méthodes géométriques et par immersion dans l'eau. | 7 |
| NF P 94-410-3 | 05/01 | Roches : Essais pour déterminer les propriétés physiques des roches. Partie 3 – Détermination de la porosité . | 11 |
| NF P 94-411 | 04/02 | Roches : Détermination de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores – Méthode par transparence | 7 |
| XP P 94-412 | 04/01 | Roches : Détermination de l'indice de résistance à la pénétration par un foret . | 7 |
| NF P 94-420 | 12/00 | Roches : Détermination de la résistance à la compression uniaxiale . | 7 |
| NF P 94-422 | 01/01 | Roches : Détermination de la résistance à la traction – Méthode indirecte – Essai brésilien . | 7 |
| NF P 94-423 | 03/02 | Roches : Détermination de la résistance à la compression triaxiale . | 9 |
| XP P 94-424 | 03/03 | Roches : Cisaillement direct selon une discontinuité de roche. Essai sous un effort constant, normal à la surface de discontinuité | 12 |
| NF P 94-425 | 04/02 | Roches : Détermination du module de Young et du coefficient de Poisson | 15 |
| XP P 94-429 | 12/02 | Roches : Résistance sous charge ponctuelle. Essai Franklin | 9 |
| NF P 94-430-1 | 10/00 | Roches : Détermination du pouvoir abrasif d'une roche. Partie 1 – Essai de rayure avec une pointe | 7 |
| NF P 94-430-2 | 10/00 | Roches : Détermination du pouvoir abrasif d'une roche. Partie 2 – Essai avec un outil en rotation | 7 |

| Référence AFNOR | Date | Titre | Pages |
|---|---------|---|-------|
| Essais en place sur les sols (naturels ou compactés) et les roches | | | |
| NF P 94-110-1 | 01/2000 | Sols : Reconnaissance et Essais – Essai pressiométrique Ménard. Partie 1 – Essai sans cycle. NB : La norme NF P94-110-1 annule et remplace au 1er janvier 2001 la norme NF P94-110 de juillet 1991. La version de la norme NF P 94-110-1 en vigueur est notée : 2 ^e tirage 2000-05.F (le 2 ^e tirage portait sur des corrections éditoriales) | 42 |
| XP P 94-110-2 | 12/99 | Sols : Reconnaissance et Essais – Essai pressiométrique Ménard. Partie 2 – Essai avec un cycle. | 9 |
| XP P 94-123 | 09/99 | Sols : Reconnaissance et Essais - Diagraphie dans les sondages - Méthode de la sonde à neutrons. | 11 |
| XP P 94-443-1 | 02/02 | Roches : Déformabilité - Essai dilatométrique en forage. Partie 1 – Essai avec cycles | 16 |
| XP P 94-443-2 | 02/02 | Roches : Déformabilité -Essai dilatométrique en forage Partie 2 – Essai de fluage après le premier cycle | 7 |
| Essais d'eau (en place) – Prélèvement d'eau - Piézomètres | | | |
| NF P 94-130 | 04/00 | Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de pompage. | 18 |
| NF P 94-131 | 09/94 | Sols : Reconnaissance et Essais - Essai d'eau Lugeon. | 13 |
| NF P 94-132 | 10/00 | Sols : Reconnaissance et Essais - Essai d'eau Lefranc. | 18 |
| NF P 94-157-1 | 03/96 | Sols : Reconnaissance et Essais - Mesures piézométriques Partie 1 – Tube ouvert. | 10 |
| NF P 94-157-2 | 03/96 | Sols : Reconnaissance et Essais - Mesures piézométriques Partie 2 – Sonde de mesure de pression interstitielle. | 14 |
| Essais d'éléments de structures | | | |
| XP P 94-444 | 12/02 | Roches : Essai statique d'arrachement , sous un effort axial de traction, d'un ancrage scellé dans un massif rocheux. Essai par paliers. | 10 |

2 - Quelques spécifications particulières pour les sondages carottés dans le rocher

1 - Exécution des sondages carottés

Il existe une norme pour la réalisation des sondages carottés : NF XP 94-202, Sols – Prélèvement des sols et des roches : méthodologie et procédures (décembre 1995).

Rappelons en particulier que :

- le sondeur doit noter tous les incidents de foration, qui devront ensuite être reportés dans le log du sondage : pertes de fluide de foration, arrivées d'eau, chutes d'outil, etc. ;
- le prélèvement doit se faire, dans du rocher de bonne qualité, au carottier double enveloppe ;
- à l'issue du sondage, les carottes sont placées dans des caisses dûment répertoriées et entreposées à l'abri (il serait souhaitable que le foreur fasse clairement apparaître les carottes qui ont été volontairement cassées pour le conditionnement dans les caisses).

Le compte-rendu de sondage établi par le sondeur doit comporter notamment :

- repérage du sondage : numérotation, implantation (coordonnées x, y, z de la tête de sondage),
- en cas de forage non vertical : inclinaison et azimuth,
- date de début et de fin du sondage,
- la ou les méthode(s) de foration (avec leurs profondeurs), la nature de l'outil utilisé, l'indication du fluide de forage,
- le diamètre de forage,
- les tubages avec profondeurs et diamètres,
- les paramètres de foration, s'ils ont été enregistrés,
- une coupe de sondage sommaire,
- le pourcentage de récupération ou taux de carottage,
- le niveau d'eau en fin de sondage.

2 - Exploitation des sondages carottés

Nous présentons ci-dessous l'exploitation que l'on peut faire des carottes, sans évoquer l'exploitation du trou de forage (caméra, diagraphie, etc.).

2.1 - Log de sondage

Il est effectué par un géologue, de préférence au fait de la géologie régionale.

La coupe géologique doit être effectuée le plus tôt possible, en particulier dans le cas de roches évolutives (argilites, marnes, schistes, évaporites, etc.). Elle mentionne :

- la description détaillée des terrains rencontrés (nature, état, litage, fissuration, pendage, couleur, etc.) ; en particulier, insister sur la description des discontinuités ;
- les formations géologiques auxquelles se rattachent les terrains.

2.2 - Photographie des carottes

Les carottes sont rangées dans les caisses prévues à cet effet, convenablement identifiées et repérées, puis photographiées dans cette position. Il est recommandé d'effectuer une prise de vue verticale en couleurs (mettre si possible en regard une charte de couleurs).

2.3 - Évaluation de la fracturation (voir Recommandations AFTES, 2003)

Mentionnons deux indices qui permettent de quantifier la fracturation dans un sondage carotté (mais qui réduisent évidemment l'information par rapport à des données statistiques plus complètes).

RQD

Introduit aux États-Unis en 1963, le rock quality designation est défini comme le pourcentage de la longueur cumulée des éléments de carotte de longueur unitaire supérieure à 10 cm par rapport à une longueur de forage de 1 m (la longueur est mesurée au niveau de l'axe des carottes).

Il peut être intéressant d'évaluer aussi le RQD sur des longueurs plus grandes, de façon glissante ou en correspondance avec les unités lithologiques identifiées par le géologue.

ID et FD

Préconisé en France par l'AFTES, l'intervalle entre discontinuités est défini comme la moyenne des intervalles découpés par les discontinuités successives le long du sondage. Son inverse est appelé fréquence de discontinuités ($FD = 1 / ID$).

Ces indices sont calculés sur des longueurs fixes, de façon glissante, ou sur chaque unité lithologique dans son ensemble.

Nota

pour obtenir des valeurs représentatives, il faut veiller :

- *aux biais liés à l'orientation du sondage par rapport aux principales familles de discontinuités,*
- *à la qualité du sondage : diamètre supérieur à 50 mm, voire à 80 mm dans les terrains difficiles ; taux de carottage supérieur à 90 %.*

3 - Représentation en diagrammes stéréographiques : principe, exemple

La représentation sur un plan de l'orientation des discontinuités du site constitue une phase essentielle de la description des massifs rocheux. Elle s'effectue à l'aide de la projection stéréographique qui a l'avantage de conserver les angles (figures A3.1) : les éléments structuraux tels que la droite D et le plan P, supposés passer par le centre O de la sphère, coupent l'hémisphère supérieur respectivement suivant un point ou un arc de grand cercle, que l'on projette sur le plan horizontal de projection (le point d est donc la projection de la droite D). Un plan est donc représenté par un arc de cercle (représentation cyclographique), mais on peut aussi tracer son pôle qui est la projection de la direction de droite normale au plan (représentation polaire) : figure A3.2. Le report des relevés de terrain peut être fait manuellement, à l'aide du canevas de Wulff gradué de 2 en 2 degrés, ou automatiquement avec des logiciels appropriés.

Les discontinuités repérées sur le terrain sont souvent regroupées en familles; on définit pour chacune une direction de plan moyenne.

Pour l'étude statistique des directions, on utilise la représentation polaire des plans, dans une projection qui conserve les aires (figure A3.3a). Sur la figure A3.3b on a représenté par projection stéréographique les plans moyens de trois familles majeures identifiées sur la figure A3.3a ainsi que le plan d'un talus (direction N-S) : l'analyse des intersections de ces plans entre eux permet de mettre en évidence la possibilité d'un dièdre limité par les plans 1 et 3.

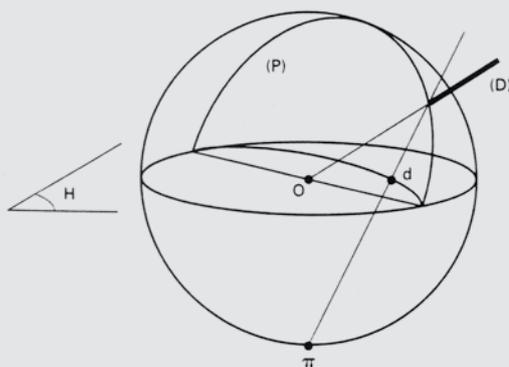


Figure A3.1 : principe de la projection stéréographique, à partir du pôle inférieur π

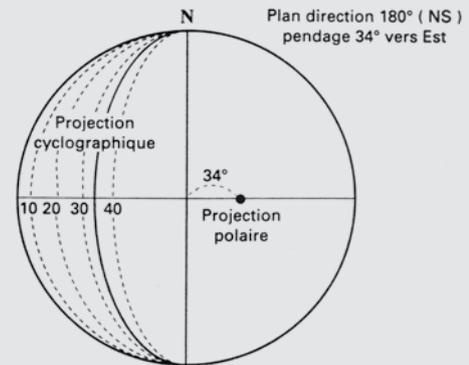


Figure A3.2 : projection stéréographique d'un plan (hémisphère supérieur) : représentation polaire et cyclographique

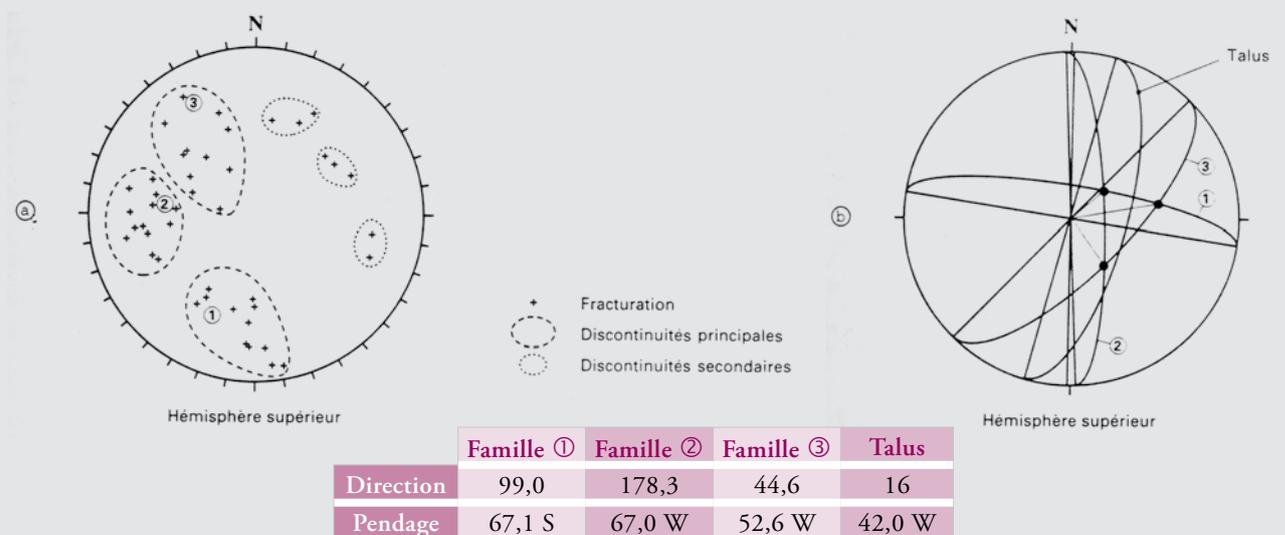


Figure A3.3 : exemple de relevé structural : représentation polaire des plans repérés avec identification de trois familles principales et représentation cyclographique des plans moyens des trois familles ainsi que du plan d'un talus

4 - Spécifications pour l'utilisation d'explosifs pour les travaux de terrassement de fouilles de fondations d'ouvrages d'art

Les terrassements rocheux nécessaires pour réaliser les déblais des plates-formes de travail et les fouilles des fondations (semelles, massifs ou puits) nécessitent en général l'utilisation de l'explosif.

On se trouve dans la situation apparemment paradoxale où l'on doit simultanément :

- détruire la cohésion de la masse de roche à terrasser ;
- construire des talus, parois et fonds de fouilles stables sans entraîner de dégradations des propriétés mécaniques de la partie du massif rocheux laissée en place (minimisation des effets arrière liés au tir).

Dès le stade de définition du projet, lors de la définition des géométries des fouilles, il conviendra d'analyser les conditions d'exécution et les moyens techniques auxquels l'entrepreneur devra recourir pour réaliser ces terrassements.

Pour l'essentiel, la réussite en ce domaine passe par la conception des plans de tirs, conception qui, au demeurant, fait appel à des notions classiques :

- **Plan de foration :**
 - adaptation des mailles de foration et des profondeurs à la géométrie de la fouille à réaliser ;
 - choix d'un diamètre de foration compatible avec les charges spécifiques, les volumes de mailles et la hauteur de bourrage indispensable en tête de forage ;
 - plan de foration spécifique pour prédécoupage éventuel ou post découpage ;
 - soin particulier à apporter à l'exécution des forages (implantation, inclinaison, profondeur, etc.).
- **Plan de chargement :**
 - utilisation des moyens techniques et pyrotechniques disponibles pour échelonner dans le temps les détonations des différents trous de la volée : détonateurs pyrotechniques électriques ou non électriques, explosif séquentiel, détonateurs électroniques ;
 - définition de séquences d'amorçage optimisant l'utilisation des surfaces libres préexistantes (surface latérale ou surface supérieure) et le réseau de fracturations créé par la détonation de chaque trou, en cherchant à limiter au maximum la fracturation au delà des parois de la fouille par effets arrière ;
 - séquences d'amorçage spécifiques pour les trous de découpage des talus ou parois ;
 - adaptation éventuelle des plans de tirs en fonction des mesures et analyses des vibrations émises dans le massif (vitesses particulières) à proximité de la zone de terrassements.

Même si le poste relatif à l'utilisation des explosifs ne représente qu'une part minime du montant total du coût de construction de l'ouvrage, des prescriptions strictes et suffisamment détaillées doivent être imposées dans les pièces techniques des Dossiers de Consultations des Entreprises et des marchés, et être évidemment appliquées lors des travaux, compte tenu des conséquences désastreuses qui peuvent découler d'un emploi des explosifs sans précautions.

Il convient d'être particulièrement vigilant dans le cas de sous-traitances du minage par l'entreprise titulaire du marché de construction de l'ouvrage, en s'assurant que le contrat de sous-traitance énonce clairement et de façon exhaustive toutes les prescriptions figurant dans les pièces du marché principal.

Des difficultés ne manqueront pas de surgir si le sous-traitant chargé du minage est insuffisamment prévenu de ces contraintes.

Références bibliographiques sur l'utilisation des explosifs pour les travaux de terrassements

Les Techniques de l'Industrie Minérale :

Société de l'Industrie Minérale – 17, rue Saint Séverin – 75005 Paris – Tél. : 01 53 10 14 70

Tirs : Théories et technologie N° 13 (mars 2002)

Tirs : Applications et Implications N° 14 (juin 2002)

Les Travaux à l'explosif (5 fascicules) - P. Allard - Conservatoire National des Arts et Métiers – 2, Cours des Arts et Métiers – 13617 Aix-en-Provence

Terrassement à l'explosif dans les travaux routiers - guide technique - CFTR - 2002, disponible au Sétra – Réf. : D0126, prix : 18 euros

5 - Classification RMR des massifs rocheux de Z.T. Bieniawski

| Paramètres | | Plages de valeurs | | | | | Pour les faibles valeurs de I_s utiliser σ_c | |
|----------------------------------|--|---|---|--|--|---------|---|---|
| Résistance de la roche (matrice) | Indice Franklin I_s | >10 MPa | 4 - 10 MPa | 2 - 4 MPa | 1-2 MPa | 1-2 MPa | 5-25 MPa | 1-5 MPa <1 MPa |
| 1 | Résistance compression uniaxiale σ_c Notation | 15 | 12 | 7 | 4 | 2 | 2 | 1 0 |
| 2 | R _{QD} Notation | 90 %-100 % | 75 %- 90 % | 50 %- 75 % | 25 %- 50 % | | | > 25 % |
| 3 | Espacement des discontinuités Notation | > 2 m | 0,6 m - 2 m | 200 mm - 600 mm | 60 mm - 200 mm | | | > 60 mm |
| 4 | Nature des discontinuités (voir E) | Surfaces très rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérées | Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Epontes faiblement altérées | Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Epontes fortement altérées | Surfaces lustrées Remplissage < 5 mm ou Epaisseur de 1 à 5 mm Joint discontinu | | | Remplissage mou > 5 mm ou Epaisseur > 5 mm Joint continu |
| 5 | Eau Conditions générales Notation | 30 | 25 | 20 | 10 | 10 | | 0 |
| | Débit sur 10 m de longueur de tunnel (l/min) Ratio : pression eau/contrainte principale σ_1 | Aucun | < 10 l/min | 10 à 25 l/min | 25 à 125 l/min | | | > 125 l/min |
| | Conditions générales | Complètement sec | Humide | Mouillé | Suintant | | | Débitant |
| | | 15 | 10 | 7 | 4 | | | 0 |
| | | RMR = somme des notations des paramètres 1 à 5 | | | | | | |

B - Ajustement de la valeur de RMR en fonction de l'orientation des discontinuités

| Direction et pendage | Très favorable | Favorable | Moyen | Défavorable | Très défavorable |
|----------------------|----------------|-----------|-------|-------------|------------------|
| Tunnels | 0 | - 2 | - 5 | - 10 | - 12 |
| Fondations | 0 | - 2 | - 7 | - 15 | - 25 |
| Talus | 0 | - 5 | - 25 | - 50 | - 60 |

C - Classes de massifs rocheux déterminées par le RMR

| | | | | | |
|---------------|----------|---------|---------|---------|------|
| Valeur du RMR | 100 ← 80 | 80 ← 61 | 60 ← 41 | 40 ← 21 | < 21 |
| Classe | I | II | III | IV | V |

D - Propriétés globales attribuées au massif en fonction des classes

| Classes | I | II | III | IV | V |
|--|--------------------------------|------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| Temps de tenue sans soutènement | 20 ans pour une portée de 15 m | 1 an pour une portée de 10 m | 1 semaine pour une portée de 5 m | 10 h pour une portée de 2,5 m | 30 mn pour une portée de 1 m |
| Cohésion du massif rocheux (kPa) | > 400 kPa | 300 à 400 kPa | 200 à 300 kPa | 100 à 200 kPa | < 100 kPa |
| Angle de frottement du massif rocheux(°) | > 45° | 35° à 45° | 25° à 35° | 15° à 25° | < 15° |

E - Indication pour la notation « nature des discontinuités »

| | | | | | |
|--|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Longueur des discontinuités | < 1 m | de 1 à 3 m | de 3 à 10 m | de 10 à 20 m | > 20 m |
| Notation | 6 | 4 | 2 | 1 | 0 |
| Ouverture des discontinuités | Aucune | < 0,1 mm | de 0,1 à 1 mm | de 1 à 5 mm | > 5 mm |
| Notation | 6 | 5 | 4 | 1 | 0 |
| Rugosité des épontes des discontinuités | Très rugueuse | Rugueuse | Légèrement rugueuse | Lisse | Lustrée |
| Notation | 6 | 5 | 3 | 1 | 0 |
| Altération des épontes | Non altéré | Légèrement altéré | Moyennement altéré | Très altéré | Décomposé |
| Notation | 6 | 5 | 3 | 1 | 0 |
| Matériau de remplissage des discontinuités | Aucun | Remplissage dur < 5 mm | Remplissage dur > 5 mm | Remplissage mou < 5 mm | Remplissage mou > 5 mm |
| Notation | 6 | 4 | 2 | 2 | 0 |

Nota : certaines conditions sont mutuellement exclusives. Par exemple, si du matériau de remplissage est présent, il n'est plus pertinent de considérer de la rugosité dans la mesure où son effet sera effacé par celui du remplissage. Dans ce cas utiliser directement la notation du tableau A 4

6 - Critère de Hoek et Brown et linéarisation

Le critère de Hoek et Brown dans sa publication de 1997⁽¹⁾ s'écrit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s}$$

dans laquelle :

- σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales respectivement majeure et mineure (compressions notées positivement),
- σ_{ci} est la résistance en compression uniaxiale de la matrice rocheuse, mesurée en laboratoire ; on remarque que la « résistance en compression uniaxiale du massif rocheux » σ_c est égale à $\sigma_{ci} \sqrt{s}$,
- m_b et s sont des paramètres caractérisant le massif et sa fracturation. L'évaluation de m_b fait intervenir un paramètre m_i qui caractérise la roche (cf. ci-après).

Le paramètre m_b est lié à la fragilité de la matrice rocheuse (il est voisin du rapport $\frac{\sigma_{ti}}{\sigma_{ci}}$, où σ_{ti} est la résistance en traction de la roche) ; il s'évalue en général en fonction de la nature de la roche et de sa texture à partir du tableau fourni par Hoek⁽²⁾ et joint ci-après. Il pourrait également être évalué à partir d'essais de laboratoire.

Le paramètre s qui est plus spécialement lié à la fracturation est compris entre 1 (milieu sans discontinuité) et 0 (milieu extrêmement fracturé, réduit à l'état granulaire).

Les paramètres m_b et s s'évaluent à partir du GSI caractérisant l'état de « perturbation » du massif.

Celui-ci se calcule à partir du RMR'_{89} (cf. ci-après) mais on peut utilement se référer aussi au tableau synthétique fourni par Hoek⁽³⁾ et joint ci-après qui associe des éléments descriptifs de la structure, de la fracturation et de l'état des discontinuités au domaine de variation de l'indice GSI. Ce tableau constitue un guide très utile pour apprécier la pertinence des valeurs calculées à partir du RMR'_{89} .

Remarque : Pour un essai en laboratoire en compression triaxiale sur la matrice rocheuse :

$$m_b = m_i \text{ et } s = 1 \text{ (GSI} = 100\text{)}$$

m_b et s s'évaluent à partir du GSI par :

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28}\right)} \quad \text{et} \quad s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9}\right)}$$

avec :

$$GSI = RMR'_{89} - 5 \text{ (pour } RMR'_{89} > 23\text{)}$$

et RMR'_{89} = indice RMR_{89} calculé sans la note B et avec une note eau (A5) égale à 15.

Cette méthode empirique s'applique à un massif supposé à peu près isotrope, de $GSI > 25$. Il faut de plus remarquer qu'elle cumule les sources d'incertitude : évaluation du RMR + évaluation de m_i + corrélation pour obtenir le GSI + corrélations pour obtenir m_b et s .

Remarques :

- les valeurs du $GSI - 100$ sont toujours négatives, ce qui se traduit par $m_b \leq m_i$ et $s \leq 1$,
- pour des valeurs de $GSI < 25$ (massif très fracturé et altéré, de caractéristiques très médiocres), le critère de Hoek et Brown s'exprime sous une forme sensiblement différente. Ces cas particuliers ne sont pas traités ici.

(1) cf. Références

(2) cf. Références

(3) cf. Références

Valeurs du paramètre m_i pour la matrice rocheuse par groupe de roches

Nota

Les valeurs entre parenthèses sont estimées

| Type de roche | Classe | Groupe | Texture | | | |
|---------------|-------------------|--------------------|-------------------------------------|---|---|----------------------------|
| | | | Grossière | Moyenne | Fine | Très fine |
| Sédimentaire | Détritique | Conglomérat *** | Grès 17 ± 4 | Siltite 7 ± 2 | Argilite 4 ± 2 | |
| | | Brèche *** | Greywacke 18 ± 3* | | Schisre 6 ± 2 | |
| | | | | | Marne 7 ± 2* | |
| | Non détritique | Organique | | Charbon 8-21* | | Craie 7 ± 2 |
| | | Carbonatée | Calcaire cristallin 12 ± 3* | Calcaire Sparitique 10 ± 2* | Calcaire micritique 9 ± 2 | Calcaire dolomite 9 ± 3 |
| | Chimique | | Gypse 8 ± 2 | Anhydrite 12 ± 2 | | |
| Métamorphique | Sans foliation | | Marbre 9 ± 3 | Cornéenne 19 ± 4* | Quartzite 20 ± 3 | |
| | Légère foliation | | Migmatite 29 ± 3* | Amphibolite 26 ± 6 | Gneiss 28 ± 5* | |
| | Foliation nette** | | | Schistes 12 ± 3 | Phyllites 7 ± 3* | Ardoise 7 ± 4 |
| Magmatique | Plutonique | Claire | Granite 32 ± 3 Granodiorite | Diorite 25 ± 5 | | Obsidiène 19* |
| | | Foncée | Gabro 27 ± 3 Norite 20 ± 5 | Dolérite 16 ± 5* | | |
| | Hypabyssale | | Porphyrie 20 ± 5* | | Diabase 15 ± 5* | Péridotite 25 ± 5* |
| | Volcanique | Lave | | Rhyolite 25 ± 3* Andésite 25 ± 5 | Dacite 25 ± 5* Basalte 25 ± 5* | |
| | | Pyroclastique | Agglomérat 19 ± 3* | Brèche 19 ± 5* | Tuf 13 ± 5* | |

* Ces valeurs sont estimées.

** Ces valeurs sont données pour des échantillons de roche sollicités perpendiculairement aux plans de foliation. la valeur de m_i sera très différent si la rupture se produit le long d'un plan de faiblesse.

*** Conglomérats et brèches peuvent présenter un large éventail de valeurs de m_i en fonction de la nature du matériau de cimentation et le degré de cimentation, de sorte qu'ils peuvent avoir des valeurs similaires au grès, jusqu'à des valeurs utilisées pour les sédiments à grains fins (même de moins de 10)

Nota

Le tableau-abaque présenté ci-après propose une traduction de « Table 5 » tiré de l'article de Hoek, E. and Marinos, P. - 2000 Predicting tunnel squeezing. Tunnels and tunnelling international. Part1 – November, 2000, Part2 – December, 2002. Downloaded form : <http://www.rocsience.com/hoek/references/Published-Papers.htm>.

Plutôt qu'une traduction littérale (difficulté des trouver les termes équivalents correspondant en français), on a privilégié l'esprit des annotations figurant dans le tableau-abaque en cherchant à en conserver le sens.

Estimation de la valeur du GSI (Geological Strength Index) à partir de la caractérisation géologique descriptive du massif rocheux.

| <p style="text-align: center;">GSI « Geological Strength Index »</p> <p>La lithologie, la structure et les conditions de surface des discontinuités permettent d'évaluer une valeur moyenne du GSI. Notez que le tableau ne s'applique pas aux fissures structurellement contrôlés. Là où des joints de structure planes faibles sont présents dans une orientation défavorable à l'égard de la face d'excavation, ceux-ci dominant le comportement des massifs rocheux. la résistance au cisaillement des surfaces des roches qui sont prédisposés à des détériorations du fait de l'évolution de la teneur en eau sera réduite si l'eau est présente. Lorsque l'on travaille avec de mauvaises catégories structurelles de rochers, un décalage vers la droite peu être effectué pour des conditions humides. La pression, de l'eau est traité par une analyse en contraintes effectives</p> | | <p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Qualification de l'état de surface des épontes des discontinuités</p> | | | | |
|---|--|--|-----|----|-----|-----|
| <p>Structuration du massif rocheux</p> | | <p style="text-align: center;">→ Qualité décroissante de l'état de surface des épontes des discontinuités</p> | | | | |
| <p>Rocher intact ou massif Échantillon de roche intact ou roche <i>in situ</i> massive avec peu de discontinuités largement espacées</p> | | 90 | | | N/A | N/A |
| <p>Massif rocheux à très forte imbrication non perturbée, constitué de blocs cubiques découpés par trois familles de discontinuités orthogonales</p> | | | 80 | | | |
| <p>Massif rocheux à forte imbrication partiellement perturbée, constitué de blocs polyédriques anguleux découpés par quatre (ou plus) familles de discontinuités</p> | | | | 70 | | |
| <p>Massif rocheux à imbrication perturbée, plissé et/ou faillé, constitué de blocs anguleux découpés par l'intersection de nombreux réseaux de discontinuités</p> | | | | | 60 | |
| <p>Massif rocheux déstructuré, très fortement fracturé, constitué d'un mélange de blocs anguleux et de blocs arrondis, avec une très faible imbrication</p> | | | | | | 50 |
| <p>Massif stratifié/cisaillé Absence de caractère rocheux due au faible espacement des schistosités ou des plans de cisaillement</p> | | | | | | 40 |
| | | | | | 30 | |
| | | | | | 20 | |
| | | N/A | N/A | | | 10 |

Nota

Il conviendra de ne pas chercher à être trop précis dans l'évaluation de GSI à partir de cet abaque, ainsi sera-t-il plus réaliste d'énoncer « GSI se situe dans une fourchette de 36 à 42 » plutôt que « GSI = 38 »

Références bibliographiques

- Giroud, Obin Trân-Vò-Nhiêm – 1973 – Tables pour le calcul des fondations : force portante – Dunod, Paris
- Gigan J.P., Poupelloz B. – 1985 – Les fondations des ouvrages de l'autoroute A86 au sud de Paris – BLLPC n° 135
- Héraud H., Pouget P., Moitry J.P. – 1985 – Exemple d'instabilité des fondations d'ouvrage d'art en site rocheux – BLLPC n° 135
- Z. T. Bieniawski – 1989 – Engineering rock mass classifications – John Wiley & Sons
- E.Hoek – 1990 – Technical note : Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion – Int. J. Rock Mech.Min. Sc.27
- D.C. Wyllie – 1992 – Foundations on rock – Ed. Chapman & Hall
- US Army Corps of Engineers – 1994 – Rock foundations - Technical engineering and design guides as adapted from the US Army Corps of Engineers – ASCE
- Durville J.-L., Héraud H. – 1995 – Description des roches et des massifs rocheux. – Techniques de l'Ingénieur, chapitre C 352, 12 p.
- A.Serrano, C.Ollala – 1996 – Allowable bearing capacity of rock foundations using a non-linear failure criterion – Int J Rock Mech.Min. Sc.33
- E. Hoek, E.T. Brown – 1997 – Practical estimates of Rock Mass Strength – Int. J. Rock Mech; Min. Sci. - Vol 34, N°8, pp 1165-1186
- Rachez X. – 1997 – Les fondations au rocher de grands viaducs : l'apport de la méthode des éléments distincts. – Thèse LCPC
- A.Serrano, C.Ollala – 1998 – Ultimate Bearing Capacity of an anisotropic discontinuous rockmass. Part I : Basis Modes of Failure. – Int J Rock Mech.Min. Sc.35
- Alfonsi P., Durville J.-L., Rachez X. – 1999 – Modélisation numérique d'une fondation sur versant rocheux par la méthode des éléments distincts : comparaison 2D/3D. – C. R. du 9^e Congrès int. de mécan. des roches, Paris, vol. 1
- S.Sharma, T.Raghuvansdhi, A.Sahai – 1999 – An engineering geological appraisal of the Lakhwar Dam, Garhwal Himalaya, India – Engineering geology 53
- Hudson A., Harrison J.P. – 2000 – Engineering rock mechanics – An introduction to the principles – Pergamon
- CFMR – 2000 – Manuel de mécanique des roches -Tome 1 – Les fondements – Presses de l'École des Mines de Paris
- O. Bonifazi, Y. Guerpillon, D. Thiriat, E. Coppi, R. Massonnnet – Mai 2001 – Le viaduc de la Dordogne sur l'autoroute A20 Brive/Montauban – Des fondations « très spéciales » – Revue TRAVAUX – N° 775
- L.Chantron, V.Zumbo – 2002 – Formalisation des critères descriptifs d'un massif rocheux - Mise au point d'une feuille de saisie des discontinuités – JNGG 2002 Nancy
- Y.Kazan – 2002 – Mécanisme de rupture dû à un problème d'interfaces dans les formations rocheuses stratifiées – JNGG 2002 Nancy
- A.Ozsan, M.Akin – 2002 – Engineering geological assessment of the proposed Urus Dam, Turkey. – Engineering geology 66
- E. Hoek, C.Carranza-Torres, B.Corkum – 2002 – Hoek-Brown failure criterion - 2002 édition – Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto (disponible sur internet)

- O.Fouché, P.Alfonsi, L.Chantron, J-L, Durville – 2003 – Des forages à la simulation mécanique des massifs rocheux, l'apport d'une approche probabiliste 3D des réseaux de discontinuités – JNGG 2002 Nancy
- A.Soriano – 2003 – Point resistance of piles in rock – XIII congrès ECSMGE Prague, vol. 3
- CFMR – 2003 – Manuel de mécanique des roches -Tome 2 – Les applications – Presses de l'École des Mines de Paris
- Ministerio de Fomento – 2003 – Guia de cimentaciones en obras de carreteras – Spain
- AFTES – 2003 – Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains – Recommandations du GT1 – TOS n° 177
- Cyrille Fauchard, Pierre Pothérat, Philippe Côte, Marcel Mudet – 2004 – Guide méthodologique du LCPC : détection des cavités souterraines par méthodes géophysiques
- Schlosser F., Bergère A., Della Longa Y. – 2005 – Les fondations du viaduc de Millau : méthode observationnelle et contrôle du risque – Geoline 2005, Lyon
- Grange S., Curtil S., Parneix L. – 2007 – Deux viaducs jumeaux sur la rivière Ante : fondations superficielles sur massif rocheux renforcé – Travaux n° 844
- Waltham – British Standards
- S. Curtil, P. Legrand – 18-20 juin 2008 – LGV Rhin-Rhône : intégration du risque karstique dans la conception des fondations du viaduc du Pertuis – Actes des Journées nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, JNGG'08, Nantes, pp 669-676
- B.Gaudin, O. Magnin, O.Abraham – 7-8 novembre 2008 – Contribution de la tomographie sismique à la conception et à l'optimisation des fondations d'un ouvrage exceptionnel en site difficile : le pont sur le Bras de la Plaine (île de la Réunion) – Journée AGAP Qualité, Nantes
- Terrassement à l'explosif dans les travaux routiers - guide technique – Sétra – 2002
- Hoek, E. and Marinos, P. – 2000 Predicting tunnel squeezing. Tunnels and tunnelling international. Part1 – November, 2000, Part2 – December, 2002. *Downloaded form : <http://www.rocscience.com/hoek/references/Published-Papers.htm>*
- Lianyang Zhang and H. H. Einstein – Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses – International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Volume 41, Issue 2, February 2004, Pages 337-341)



Ce document est un guide pour l'étude des fondations d'ouvrages d'art au rocher qui s'adresse à tous les intervenants dans les différentes étapes de la conception et de la construction de fondations d'ouvrages en milieu rocheux, et principalement aux maîtres d'œuvres, aux bureaux d'études et aux géotechniciens.

Il a pour but de les sensibiliser aux problèmes particuliers posés par les fondations au rocher et les méthodes d'étude de celles-ci, qui constituent un domaine encore très peu codifié pour lequel les méthodes usuelles de la mécanique des sols, souvent encore employées, sont généralement inadaptées.

Après l'évocation des spécificités des massifs rocheux, ce guide traite de la reconnaissance de ces massifs, et en particulier des objectifs et des moyens à mettre en œuvre aux différentes étapes de celle-ci, de la conception des fondations au rocher, puis du dimensionnement de ces fondations en distinguant notamment les méthodes employées pour les cas simples et celles mises en œuvre pour les cas les plus complexes. Il évoque également le suivi des terrassements et des appuis de l'ouvrage durant sa construction et en service.



Document disponible au bureau de vente du Sétra

46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Référence : **0947** - Prix de vente : **21 €**

*Crédit photos : RSI
Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2009 Sétra - Dépôt légal : 4^e trimestre 2009 - ISBN : 978-2-11-095822-7*

Ce document participe à la protection de l'environnement.
Il est imprimé avec des encres à base végétale sur du papier écolabellisé PEFC.
CTBA/06-00743



Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagement

46 avenue Aristide Briand
BP 100 - 92225 Bagneux
Cedex - France
tél : 33 (0)1 46 11 31 31
fax : 33 (0)1 46 11 31 69

Le Sétra appartient
au Réseau Scientifique
et Technique du MEEDDM

