



HAL
open science

Géotechnique pour le technicien IUT Génie Civil et Construction Durable Module MXG5

Luc Sibille

► **To cite this version:**

Luc Sibille. Géotechnique pour le technicien IUT Génie Civil et Construction Durable Module MXG5.
Licence. France. 2018. cel-01784592

HAL Id: cel-01784592

<https://hal.science/cel-01784592>

Submitted on 3 May 2018

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

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

Module MXG5 Géotechnique pour le technicien

Semestre 3



Réalisation de micro-pieux à Vars (H^{tes} Alpes ; Société Téthys/Forecsol)

Ce polycopié de cours comporte des simplifications vis-à-vis de la description des ouvrages géotechniques et de leur dimensionnement. Pour une étude approfondie et dans le détail d'un ouvrage géotechnique, on cherchera à se munir d'un document de référence complet.

Ce polycopié est en partie inspiré des cours de : Jacques Lérau et Martin Cyr de l'INSA de Toulouse ; de Gaël Combe, Pierre Billet et Yves-Henri Faure de l'IUT1 de Grenoble ; et du livre de Vincent Robitaille et Denis Tremblay, « Mécanique des sols - Théorie et Pratique », édition Modulo, 2001.

Table des matières

1	Résistance au cisaillement	3
1.1	Introduction	3
1.2	Appareil de cisaillement direct – boîte de Casagrande	5
1.3	Appareil triaxial	7
1.4	Conditions d'essais triaxiaux – paramètres de résistance mécanique	13
2	Fondations superficielles	17
2.1	Introduction	17
2.2	Comportement d'une fondation superficielle	18
2.3	Justification d'une fondation superficielle	20
2.4	Calcul de la contrainte nette q_{net} à partir d'essais de laboratoire (c et φ)	23
2.5	Calcul de la contrainte nette q_{net} à partir d'un sondage pressiométrique	27
3	Fondations profondes	32
3.1	Définition et principe de fonctionnement d'un pieu	32
3.2	Types de pieux	34
3.3	Résistance de pointe R_b	36
3.4	Force résistante R_s mobilisable par frottement latéral	37
3.5	Justification aux états limites	42
4	Ouvrages de soutènement	45
4.1	Typologie des ouvrages de soutènement	45
4.2	Stabilité des murs poids et des murs cantilever	49
4.3	Calcul des forces de poussée et de butée	51
4.4	Justification des murs poids	57
4.5	Prédimensionnement des murs et règles constructives	60

Chapitre 1

Résistance au cisaillement

1.1 Introduction

Dans la pratique, la résolution d'un problème de géotechnique consiste successivement à :

- **vérifier que la stabilité** vis-à-vis de la **rupture** est assurée avec un coefficient de sécurité satisfaisant,
- s'assurer que le dimensionnement de l'ouvrage est compatible avec les **tassements admissibles**.

La question des tassements a été traitée lors du chapitre sur la consolidation des sols. Dans ce chapitre est donc traitée la question de la rupture des sols.

1.1.1 Notions élémentaires sur la rupture des sols

On peut identifier dans les sols trois principaux types de sollicitations : par **traction**, **compression** ou **cisaillement**.

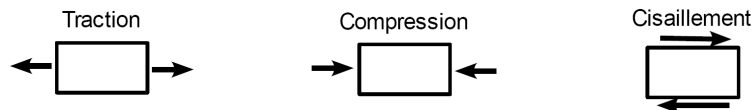


FIGURE 1.1 – Principaux types de sollicitation dans les sols.

- **Traction** : étant donné que la cause principale de sollicitation dans les sols est la gravité terrestre, créant des efforts verticaux dirigés vers le bas, on comprend intuitivement que les contraintes de traction sont en générales absentes. De plus, la résistance à la traction des sols est très faible voire nulle, on ne cherche donc pas en général à l'évaluer et on lui attribue par défaut une valeur nulle.
- **Compression** : les sols présentent en général une bonne résistance à la compression. Cette résistance à la compression **n'est pas en général le critère dimensionnant** des ouvrages.
- **Cisaillement** : la rupture d'un sol par cisaillement est en général provoquée avant que ne se produise sa rupture par contraintes de compression. Ainsi **pour dimensionner des ouvrages de génie-civil (fondations...), il suffit en général de connaître la résistance au cisaillement** du sol, car **s'il y a rupture ce sera suivant une sollicitation en cisaillement**.

1.1.2 Bref rappel sur les contraintes

En un point M d'un milieu continu, on définit un élément de plan, ou facette d'aire dS infiniment petite et de normale \vec{n} . Cet élément sépare le milieu en deux parties notées (1) et (2) (Fig 1.2). On admet que l'action de la partie (1) sur (2) se traduit au point M, sur la facette dS par une contrainte notée \vec{e} .

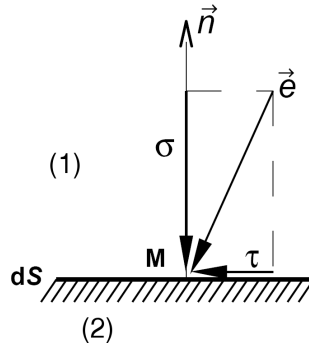


FIGURE 1.2 – Vecteur contrainte.

Le vecteur contrainte \vec{e} se décompose, par rapport au repère lié à la facette dS , en une composante normale σ (suivant \vec{n}) et une composante tangentielle τ (comprise dans le plan de la facette).

La rupture des sols s'effectue par cisaillement, c'est à dire lorsque la contrainte de cisaillement τ devient « trop importante ».

Convention de signe :

puisque les contraintes de traction dans les sols sont rares, pour simplifier les écritures, on compte :

- POSITIVEMENT les contraintes normales σ , correspondant à une COMPRESSION (se traduisant par un raccourcissement),
- NEGATIVEMENT les contraintes normales σ , correspondant à une TRACTION (se traduisant par un allongement).

Le signe de la contrainte tangentielle τ n'a pas de signification intrinsèque (le signe dépend de la position de l'observateur). Par souci de simplicité, les contraintes tangentielles τ seront comptées positivement.

1.2 Appareil de cisaillement direct – boîte de Casagrande

1.2.1 Principe de l'essai

L'essai de cisaillement direct est une méthode assez ancienne pour mesurer la résistance au cisaillement des sols. La forme la plus récente de la boîte de cisaillement directe a été élaborée par Arthur Casagrande en 1932.

L'essai consiste à soumettre le sol à un cisaillement suivant un plan imposé. L'éprouvette de sol est placée à l'intérieur de demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une force verticale N constante pendant toute la durée de l'essai (Fig. 1.3).

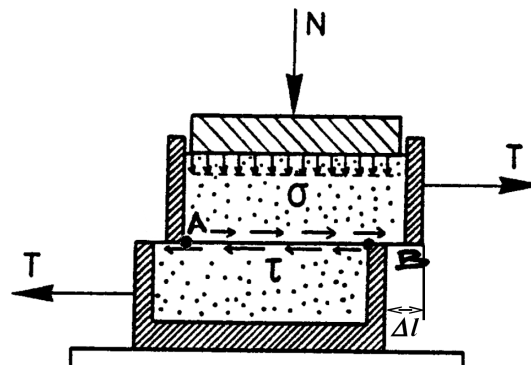


FIGURE 1.3 – Appareil de cisaillement direct.

Une demi-boîte est entraînée horizontalement à vitesse constante pendant que l'autre est maintenue bloquée. A tout instant, on mesure la force de cisaillement T . Un capteur de déplacement permet de déterminer le déplacement relatif Δl des deux demi-boîtes.

On exerce sur le plan de séparation AB des deux demi-boîtes une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne :

$$\sigma' = \frac{N}{S_c} \quad \text{et} \quad \tau' = \frac{T}{S_c},$$

où S_c est la section corrigée de l'éprouvette (cette section variant en fonction du déplacement relatif Δl).

L'essai consiste à faire croître T (et donc τ') jusqu'à la rupture de l'éprouvette de sol, N étant maintenu constant (σ' est donc à peu près constant) au cours de l'essai.

1.2.2 Critère de rupture de Mohr-Coulomb

La figure 1.4 présente l'évolution de la contrainte de cisaillement au cours de plusieurs essais. La contrainte de cisaillement à la rupture τ'_r correspond au pic de τ' (contrainte de cisaillement maximum supportée par le sol).

On remarque que la valeur de τ'_r n'est pas unique mais dépend de la valeur de la contrainte normale σ'_r (τ'_r augmente avec σ'_r).

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de la contrainte normale exercée sur le plan de cisaillement.

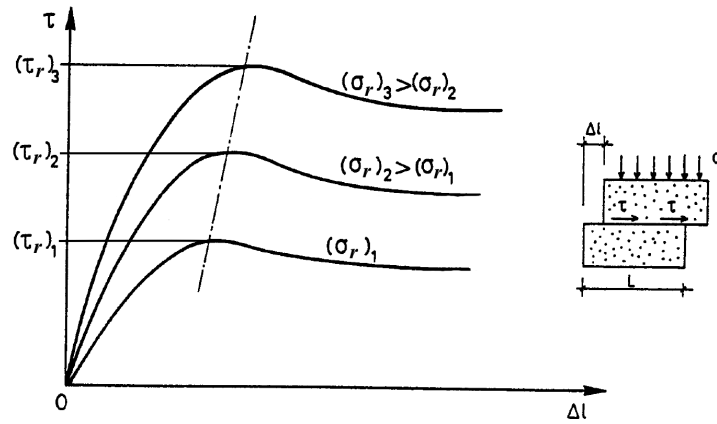


FIGURE 1.4 – Courbes contrainte–déplacement.

Le plan de Mohr est une représentation plane de l'état de contrainte dans des axes liés à la facette. L'axe des abscisses (σ') représente la contrainte normale exercée sur la facette alors que l'axe des ordonnées (τ') représente la contrainte de cisaillement.

Chacun des états de rupture d'un sol, caractérisé par un couple τ'_r et σ'_{r} , peut être représenté par un point sur le plan de Mohr.

La figure 1.5 montre les points atteints à la rupture pour trois contraintes normales σ' différentes. On remarque que les points sont à peu près alignés suivant une droite. Cette droite représente l'ensemble des états de rupture. Elle sépare le plan de Mohr en deux domaines :

- le domaine sous cette droite représente l'ensemble des états de contrainte que peut « supporter » le sol,
- le domaine au-dessus de la droite représente l'ensemble des états de contrainte qui ne peuvent pas être atteints avec le sol considéré (il y a rupture avant de pouvoir les atteindre).

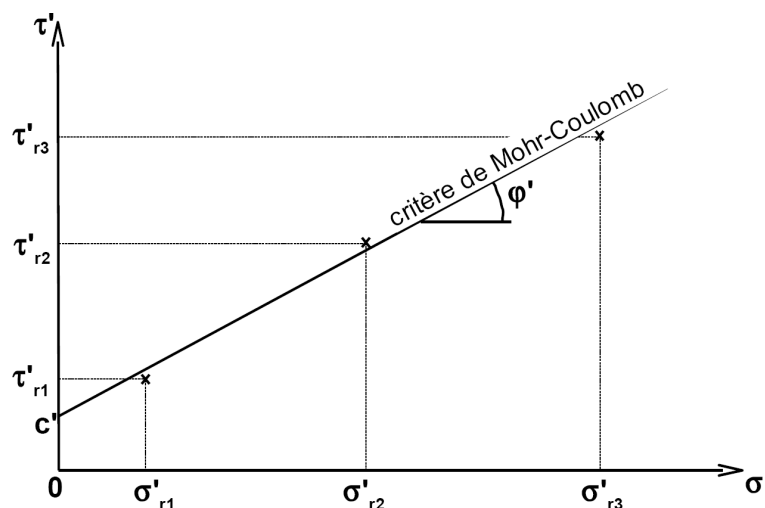


FIGURE 1.5 – Représentation des états de rupture caractérisés à la boîte de Casagrande dans le plan de Mohr.

On appelle la droite représentant l'ensemble des états de rupture le **Critère de Mohr-Coulomb**. Ce critère est défini par l'équation :

$$\tau' = \sigma' \cdot \tan \varphi' + c'$$

- φ' est appelé l'**angle de frottement**, il représente la pente de la droite et **s'exprime en degré**. L'angle de frottement traduit le lien entre la contrainte normale appliquée et la résistance au cisaillement.
- c' est appelée la **cohésion** et a la **dimension d'une contrainte**. Elle correspond à la résistance au cisaillement pour une contrainte normale nulle. La cohésion traduit un « effet de colle » que l'on observe dans des argiles ou des sables partiellement saturés, elle est nulle pour un sable sec ou saturé et les argiles normalement consolidées.

Ainsi, si l'on connaît les valeurs des paramètres de résistance mécanique φ' et c' d'un sol donné, on peut facilement savoir si un état de contrainte défini par σ' et τ' provoquera la rupture, ou non, de ce sol.

La boîte de cisaillement direct est simple et rapide à mettre en oeuvre, cependant elle ne permet pas un contrôle correct des conditions de drainage du sol, ainsi qu'une maîtrise précise de l'état de contrainte (il y a une concentration de contraintes aux extrémités de la boîte). L'**appareil triaxial** décrit ci-après permet d'éviter ces inconvénients.

1.3 Appareil triaxial

1.3.1 Cisaillement à plan de rupture non imposé

L'objectif de ce paragraphe est de montrer que l'on peut imposer une contrainte de cisaillement au sein d'un échantillon de sol, tout en imposant sur les frontières de l'échantillon uniquement des contraintes normales aux faces de l'échantillon.

- **Contraintes principales majeure et mineure**

Les contraintes s'appliquant aux trois plans de l'espace sur lesquels le **cisaillement est nul** sont les **contraintes principales** notées : σ_1 , σ_2 et σ_3 (voir Fig 1.6).

Dans les sols, les contraintes verticales et horizontales sont généralement associées aux contraintes principales. La **contrainte principale majeure** σ_1 , la plus élevée, correspond en général à la direction verticale. Les **contraintes principale mineure** σ_3 et intermédiaire σ_2 correspondent alors aux deux directions horizontales.

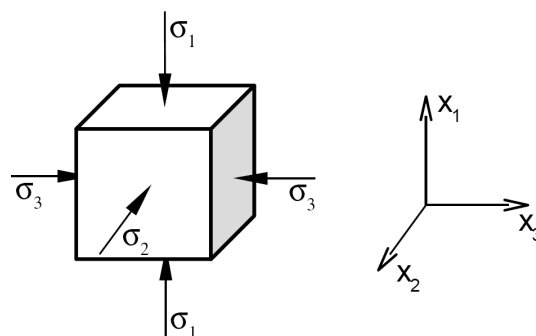


FIGURE 1.6 – Contraintes principales suivant les trois directions de l'espace.

En mécanique des sols, on considère le plus souvent que toutes les directions horizontales jouent le même rôle vis-à-vis des contraintes, on considère donc que $\sigma_2 = \sigma_3$. l'état de contrainte en un point donné est donc **entièrement défini** uniquement à partir des **contraintes principales majeure** σ_1 et **mineure** σ_3 (il ne sera donc plus fait mention de σ_2 dans la suite).

- **Contrainte de cisaillement sur une facette d'orientation quelconque**

Considérons un élément de sol tel que présenté sur la figure 1.7 sur lequel sont appliquées les contraintes $\vec{\sigma}_1$ et $\vec{\sigma}_3$. Cet élément de sol est délimité par un plan formant un angle α avec l'horizontale. Pour que l'élément de sol soit à l'équilibre statique on doit appliquer une contrainte $\vec{e} = -\vec{\sigma}_1 - \vec{\sigma}_3$ sur ce plan. Ce vecteur contrainte se décompose en une composante σ , normale au plan, et une composante τ , tangente au plan.

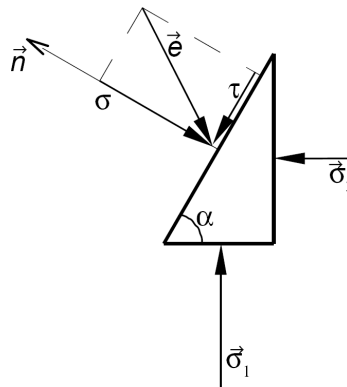


FIGURE 1.7 – Contraintes s'appliquant sur une facette d'orientation α .

On se rend donc compte qu'en imposant uniquement des contraintes normales σ_1 et σ_3 à la frontière d'un échantillon de sol (parallélépipède par exemple), il se développe au sein de l'échantillon, sur des facettes d'orientation quelconque α , des contraintes de cisaillement τ qui vont conduire le matériau à la rupture.

Cercle de Mohr

Lorsque les contraintes σ_1 et σ_3 sont fixées, les valeurs des contraintes normale σ et tangentielle τ varie en fonction de l'orientation α de la facette considérée. Dans le plan de Mohr, les différentes valeurs que peuvent prendre σ et τ , en fonction de α , décrivent un cercle que l'on appelle *cercle de Mohr*, tel que montré sur la figure 1.8. La dimension du cercle de Mohr et sa position sur l'axe des abscisses dépend uniquement des contraintes principales majeure et mineure, σ_1 et σ_3 .

Si on connaît les valeurs des contraintes σ_1 et σ_3 , et l'orientation de la facette on en déduit facilement la position du point T sur le cercle dont les coordonnées correspondent aux contraintes σ et τ . La position du point T peut être trouvée :

- graphiquement en remarquant que l'orientation α de la facette, par rapport au plan portant la contrainte σ_1 , est égale sur le plan de Mohr à deux fois l'angle formé au centre M du cercle entre le segment MT et $M\sigma_1$ (voir l'exemple sur la figure 1.9),
- mathématiquement à l'aide des expressions suivantes :

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha .$$

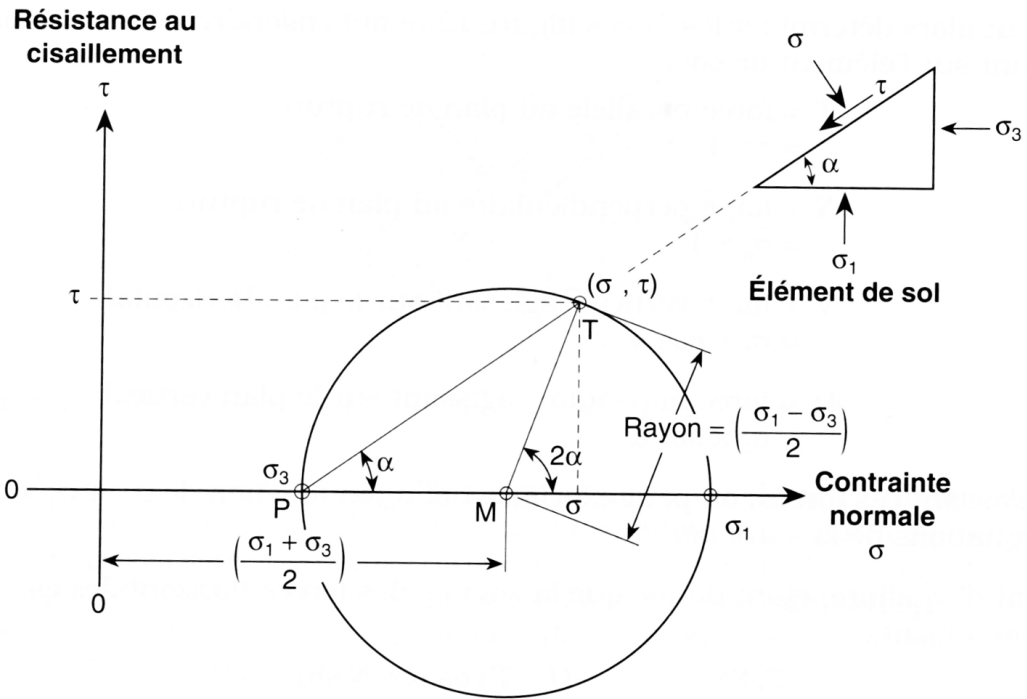


FIGURE 1.8 – Cercle de Mohr.

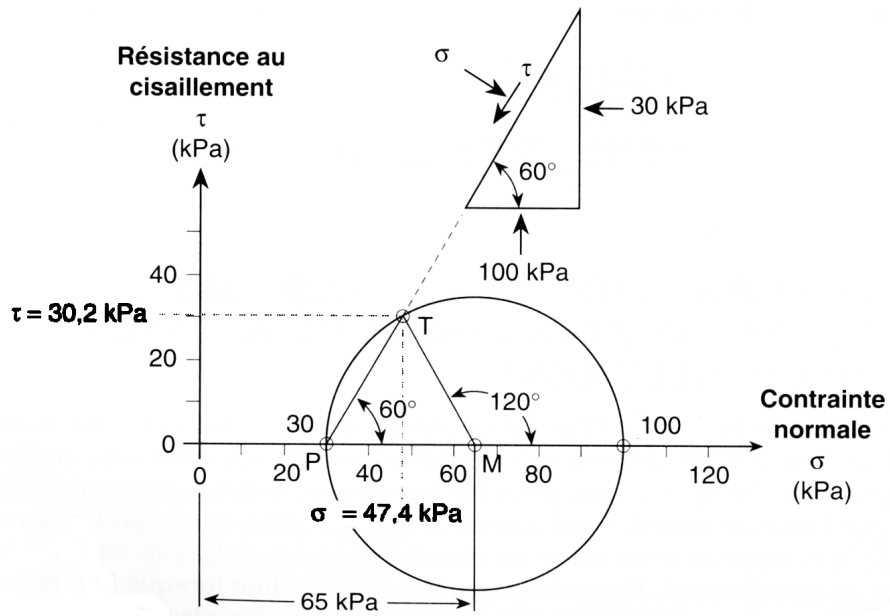


FIGURE 1.9 – Exemple de calcul des contraintes à l'aide du cercle de Mohr pour $\sigma_1 = 100$ kPa, $\sigma_3 = 30$ kPa et $\alpha = 30^\circ$.

1.3.2 Principe de l'essai triaxial

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol saturé de section S . L'éprouvette est entourée d'une membrane étanche en caoutchouc ou latex, le tout placé dans une cellule cylindrique remplie d'eau. Des pierres poreuses placées aux extrémités de l'éprouvette et reliée à un système de drainage permettent à l'eau interstitielle d'entrer ou de sortir de l'éprouvette de sol. Ces pierres poreuses peuvent également être reliées à un appareil de mesure de pression interstitielle. Un piston permet de comprimer l'éprouvette dans la direction verticale avec une force P .

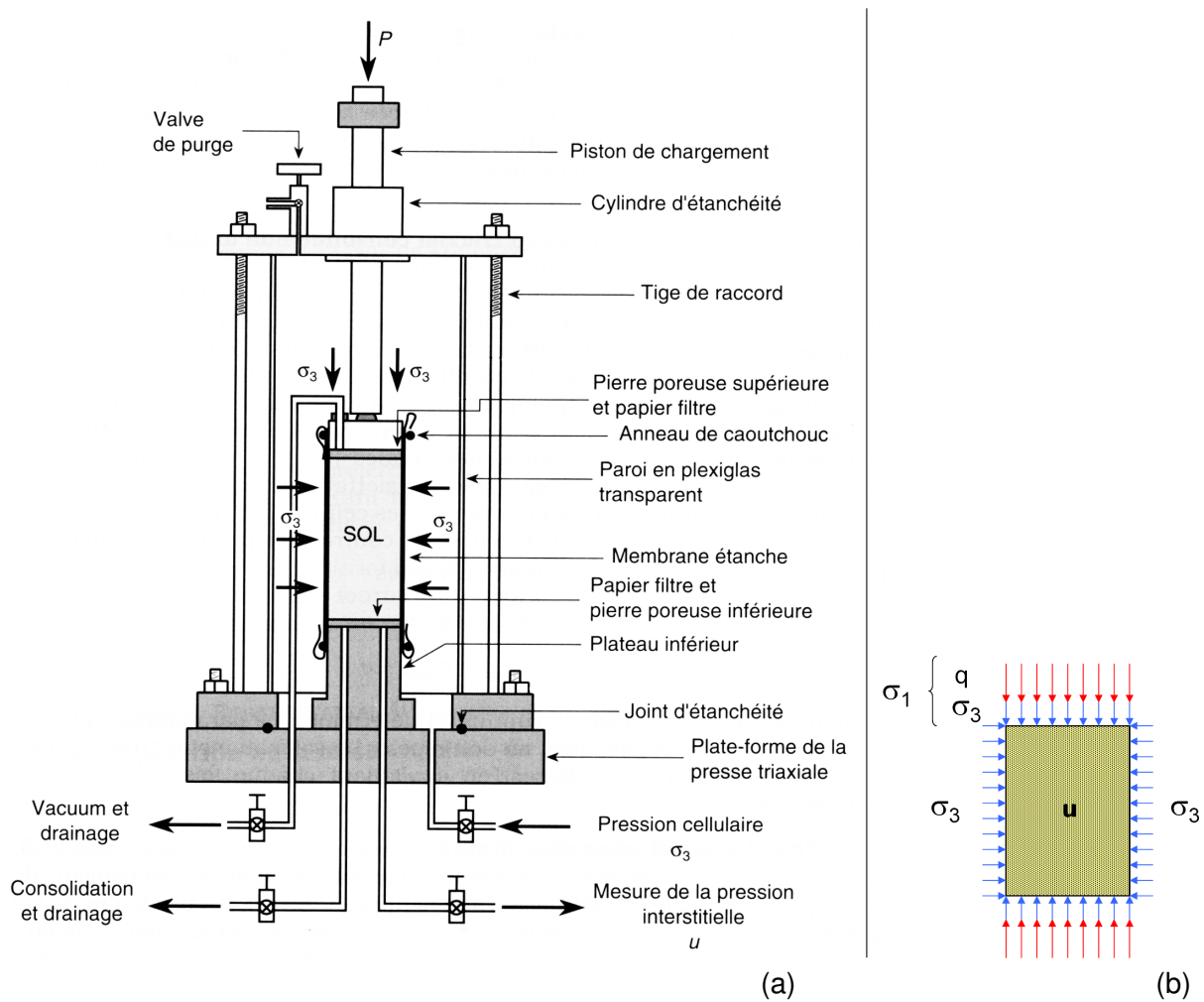


FIGURE 1.10 – (a) Cellule triaxiale ; (b) contraintes appliquées à l'éprouvette de sol.

- Le contrôle de la pression d'eau dans la cellule permet d'imposer directement la contrainte horizontale (ou radiale) totale σ_3 à l'échantillon, (cette pression étant appliquée grâce à de l'eau, elle agit également dans le sens vertical, Fig 1.10b).
- Dans la direction verticale agit la pression d'eau dans le cellule plus une contrainte d'intensité $q = P/S$ créée par le piston et appelée déviateur, Fig 1.10b . La contrainte verticale totale est donc égale à $\sigma_1 = \sigma_3 + q$.
- Finalement on peut imposer et/ou mesurer la pression d'eau interstitielle u dans l'éprouvette de sol.

L'essai comporte deux étapes (que l'on peut suivre sur la figure 1.11 si l'on se réfère au plan de Mohr) :

1. **une première étape de compression isotrope** le piston n'est pas utilisé (donc $q = 0$), seule la pression d'eau dans la cellule est augmentée. Il y a donc accroissement des contraintes $\sigma_1 = \sigma_3$ jusqu'à une valeur donnée (on remarque dans ce cas que quelque soit l'orientation α de la facette considérée la contrainte de cisaillement τ est toujours nulle),
2. **une deuxième étape de cisaillement**, durant laquelle on fait croître, avec la piston, la valeur du déviateur q et donc la valeur de σ_1 (σ_3 est maintenu constant). Cela va donner naissance à des contraintes de cisaillement τ sur des facettes d'orientation quelconque. La valeur de q est augmentée jusqu'à un maximum correspondant à la rupture en cisaillement du sol.

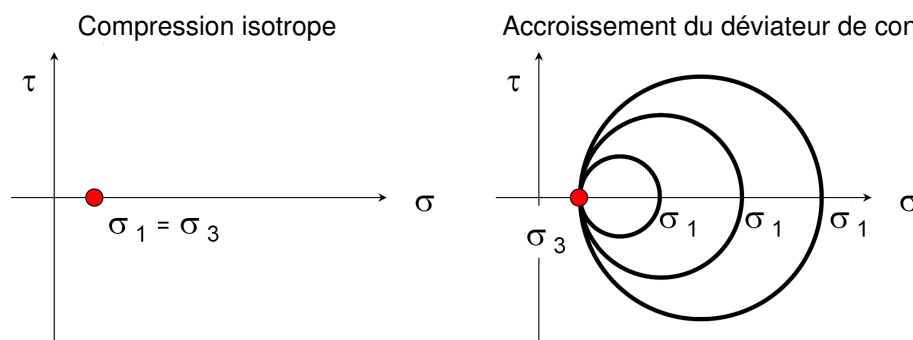


FIGURE 1.11 – Etapes de l'essai triaxial représenté dans le plan de Mohr.

1.3.3 Critère de Mohr-Coulomb

Lors de l'accroissement du déviateur de contrainte q , la contrainte σ_1 augmente ainsi que la taille du cercle de Mohr, correspondant à une augmentation des contraintes de cisaillement. Le cercle de Mohr augmente jusqu'à une taille maximale correspondant à l'état de rupture du sol (fig. 1.11).

En réalisant des essais triaxiaux pour différentes valeurs de contrainte σ_3 , on obtient à la rupture, des cercles de Mohr de diamètre d'autant plus grand que la valeur de σ_3 est élevée. En effet, plus σ_3 est important, plus la contrainte normale sur les plans de cisaillement est importante et plus le sol résistera à une contrainte de cisaillement élevée.

L'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est assez bien approximée par une droite tangente à chacun des cercles de Mohr (voir la figure 1.12). Cette droite est le **critère de rupture de Mohr-Coulomb** (que nous avons déjà vu lors de l'essai à la boîte de cisaillement) défini par la relation :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c$$

Cette droite sépare le plan de Mohr en deux domaines :

- le domaine sous cette droite représente l'ensemble des états de contrainte que peut « supporter » le sol,
- le domaine au-dessus de la droite représente l'ensemble des états de contrainte qui ne peuvent pas être atteints avec le sol considéré (il y a rupture avant de pouvoir les atteindre).

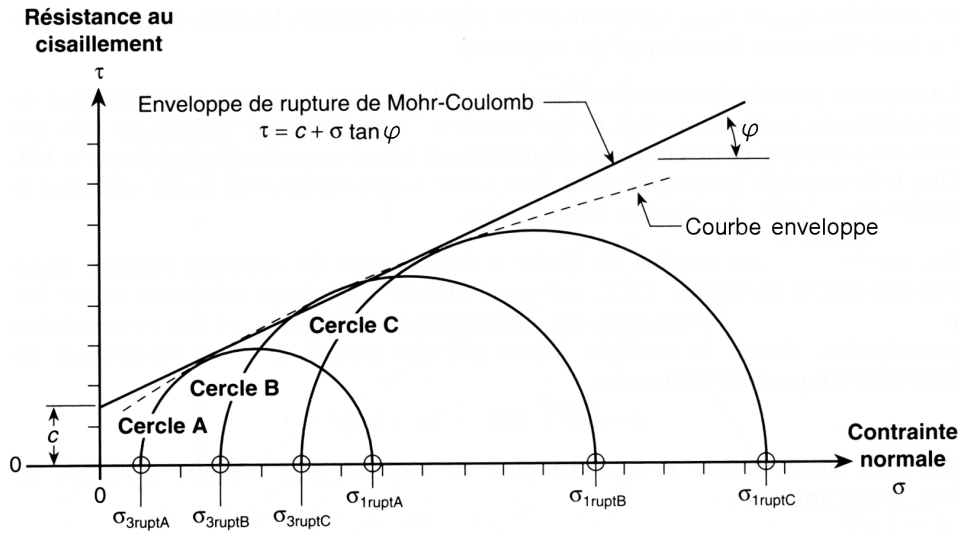


FIGURE 1.12 – Enveloppe des cercles de Mohr à la rupture et critère de Mohr-Coulomb.

1.3.4 Orientation des plans de rupture

L'orientation α des facettes suivant lesquelles la rupture en cisaillement a eu lieu peut être déduite à partir d'un cercle de Mohr à la rupture (tangent au critère de Mohr-Coulomb) tel que montré sur la figure 1.13. Sachant que la somme des angles d'un triangle est égale à π et en appliquant ce raisonnement au triangle DMT de la figure 1.13 on a :

$$\varphi + \frac{\pi}{2} + \pi - 2\alpha = \pi,$$

d'où :

$$\alpha = \frac{\varphi}{2} + \frac{\pi}{4}.$$

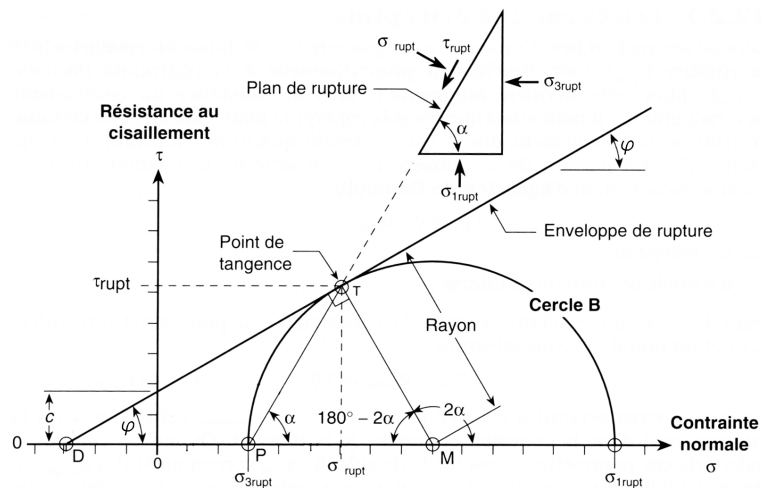


FIGURE 1.13 – Cercle de Mohr à la rupture pour le calcul de l'orientation des plans de rupture.

1.4 Conditions d'essais triaxiaux – paramètres de résistance mécanique

1.4.1 Notions de court terme et long terme

D'une manière générale on peut distinguer dans les sols des propriétés de **résistance mécanique à court terme** et à **long terme**.

Le court terme

C'est la phase initiale, de chantier ou des premières années de vie d'un ouvrage, pendant laquelle l'eau comprise dans les pores du sol n'a pas le temps de se déplacer (ceci est surtout vrai dans le cas des argiles qui sont peu perméables).

Dans ce cas, on dit que le sol est sollicité en **condition non drainée**, il en résulte des **surpressions interstitielles** engendrées par les surcharges récentes.

- **Cas des sables** (et plus généralement des sols à perméabilité élevée) : la perméabilité des sables est très élevée, le court terme correspond à une période de temps si courte que l'on ne considère pas la résistance mécanique des sables à court terme.
- **Cas des argiles** (et plus généralement des sols à perméabilité faible) : la perméabilité est faible, les surpressions interstitielles se dissipent donc lentement. A court terme la vérification de la résistance mécanique des argiles s'effectue en considérant les **contraintes totales** à partir de la **cohésion non drainée** c_u et de l'**angle de frottement non drainé** φ_u .

Le long terme

Il correspond à la phase finale, après quelques mois à quelques années pendant lesquels l'eau a eu le temps de circuler au sein du sol.

On dit que le sol est sollicité en **condition drainée**, les surpressions interstitielles ont eu le temps de se dissiper.

- **Cas des sables** (et plus généralement des sols à perméabilité élevée) : la vérification de la résistance mécanique des sables s'effectue toujours à long terme en considérant les **contraintes effectives** et en utilisant les **paramètres effectifs** φ' et c' .
- **Cas des argiles** (et plus généralement des sols à perméabilité faible) : une fois les surpressions interstitielles dissipées, la vérification de la résistance mécanique des argiles s'effectue à long terme (comme pour les sables) en considérant les **contraintes effectives** et en utilisant les **paramètres effectifs** φ' et c' .

Conditions de drainage sur les essais triaxiaux

Lors d'un essai triaxial on a la possibilité d'ouvrir ou de fermer le drainage de l'éprouvette de sol testée.

- **Drainage ouvert** : l'eau comprise dans les pores du sol peut librement s'évacuer ou entrer, la **pression interstitielle est donc nulle** $u = 0$ et les contraintes appliquées aux frontières de l'échantillon correspondent directement aux **contraintes effectives** $\sigma_1 = \sigma'_1$ et $\sigma_3 = \sigma'_3$ (puisque $u = 0$).
- **Drainage fermé** : l'eau comprise dans les pores du sol ne peut ni s'évacuer ni entrer. Il en résulte des surpressions interstitielles ($u \neq 0$) et les contraintes appliquées aux frontières de l'échantillon correspondent aux **contraintes totales**.

De ces conditions de drainage résulte, entre autres, deux types d'essais triaxiaux :

1. l'**essai consolidé-drainé** (drainage ouvert pendant le compression isotrope et l'application du déviateur), il permet de mesurer les **paramètres mécaniques effectifs** : φ' et c' .
2. l'**essai non consolidé-non drainé** (drainage fermé pendant le compression isotrope et l'application du déviateur), il permet de mesurer les **paramètres mécaniques non drainé** : c_u et φ_u .

1.4.2 Essai consolidé-drainé (CD)

L'essai consolidé drainé permet d'étudier le **comportement à long terme**.

La résistance mécanique du sol est caractérisée par l'**angle de frottement effectif** φ' et la **cohésion effective** c' . Le critère de Mohr-Coulomb s'écrit (Fig. 1.14) :

$$\tau' = \sigma' \tan \varphi' + c'$$

Pour les argiles normalement consolidées et les sables $c' = 0$.

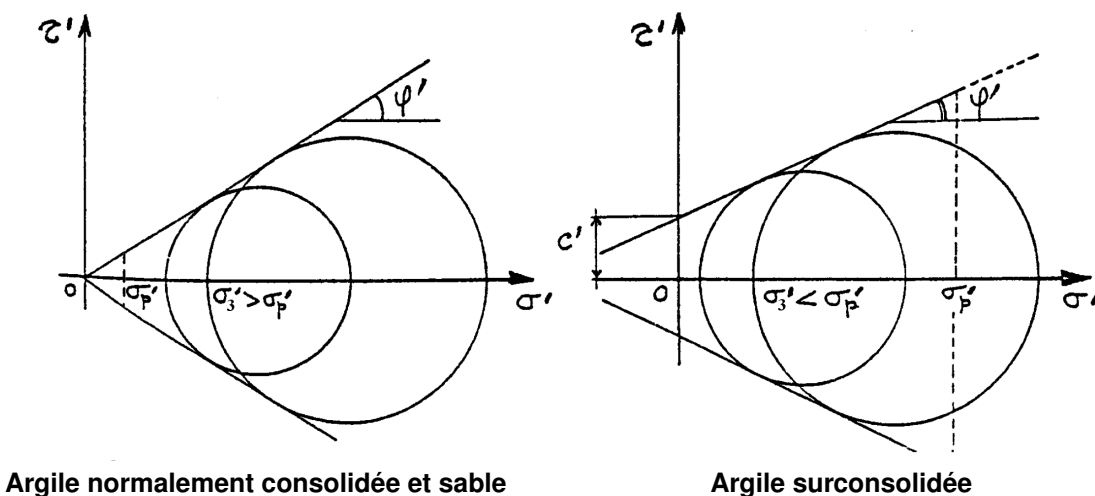


FIGURE 1.14 – Critère de Mohr-Coulomb obtenu après des essais consolidés-drainés.

Remarque

Le comportement à long terme peut également être étudié à partir d'un autre type d'essai triaxial : l'**essai consolidé-non drainé**, noté CU (drainage ouvert pendant la consolidation isotrope et fermé pendant l'application du déviateur).

Pendant le cisaillement de l'éprouvette, des surpressions interstitielles sont générées ($u \neq 0$) puisque le drainage est fermé. Il est possible de déterminer les contraintes effectives ($\sigma'_1 = \sigma_1 - u$ et $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$) subies par le sol en mesurant la valeur de u . En traçant les cercles de Mohr à partir des contraintes effectives ainsi calculées à la rupture on en déduit l'**angle de frottement effectif** φ' et la **cohésion effective** c' .

1.4.3 Essai non consolidé-non drainé (UU)

L'essai non consolidé et non drainé permet d'étudier le **comportement à court terme** du sol en place.

La résistance au cisaillement est indépendante de la valeur de la contrainte de confinement σ_3 . Par conséquent, le diamètre des cercles de Mohr reste constant quelle que soit la valeur de σ_3 .

L'enveloppe des cercles de Mohr est une **droite parallèle à l'axe des abscisses** dont l'ordonnée à l'origine est appelée **cohésion non drainée**, notée c_u (φ_u est en général égal à 0). Le critère de rupture s'écrit en contraintes totales :

$$\tau = \sigma \tan \varphi_u + c_u.$$

en général, on réalise ce type d'essai uniquement sur des argiles (et non des sables).

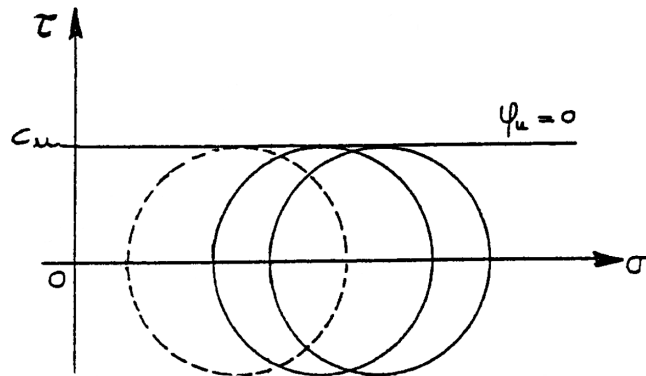


FIGURE 1.15 – Enveloppe des cercles de Mohr obtenus par des essais non consolidés-non drainés.

Cas particulier : essai de compression simple

Dans cet essai, la **contrainte σ_3 est nulle**, ce qui simplifie beaucoup le dispositif expérimental. La cohésion non drainée des argiles s'en déduit immédiatement, φ_u étant nul (Fig 1.16) :

$$C_u = \frac{R_c}{2},$$

où R_c correspond à σ_1 à la rupture, σ_1 étant directement déduit de la force F appliquée par le piston.

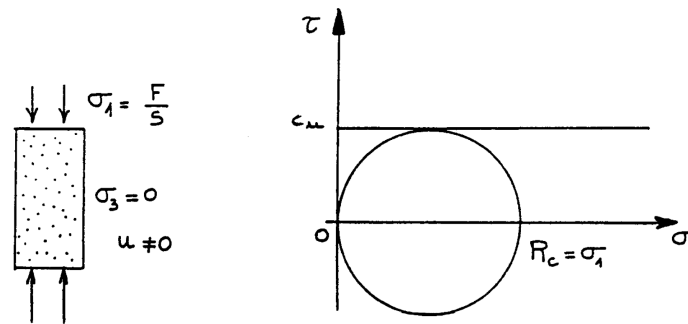


FIGURE 1.16 – Essai de compression simple.

1.4.4 Tableau de synthèse sur les propriétés mécaniques des sols

	Court Terme		Long Terme	
	c_u	φ_u	c'	φ'
Sable	raisonnement uniquement à long terme		0	moins de 30 à 40°
Argile normalement consolidée	10 à 100 kPa	0°	0	de 10 à plus de 20°
Argile surconsolidée	10 à 100 kPa	0°	plusieurs dizaines de kPa	de 10 à plus de 20°

Chapitre 2

Fondations superficielles

2.1 Introduction

Le rôle de la structure d'un ouvrage est de recevoir les charges et surcharges, et de les transmettre aux fondations. Les fondations ont comme fonction de distribuer l'ensemble du chargement de l'ouvrage dans le sol. Si leur dimensionnement est convenable, les contraintes générées dans le sol par le chargement ne provoquent :

- ni **tassements** importants (\approx respect de l'ELS),
- ni **rupture** du sol par cisaillement, on parle aussi de rupture par poinçonnement (\approx respect de l'ELU).

Initialement, c'est la capacité portante du sol qui oriente le choix du type de fondations :

- lorsque celle-ci est suffisante, il est avantageux et économique d'opter pour des **fondations superficielles** telles que les semelles et les radiers,
- quand la faiblesse du sol conduirait à l'usage de fondations superficielles démesurées ou impossible à construire, il est préférable de choisir des **fondations profondes**, c'est-à-dire des pieux qui représentent un coût plus élevé.

Le choix du type de fondation se fait en tenant également compte des tassements admissible par l'ouvrage projeté.

On différencie les fondations superficielles et les fondations profondes en fonction de leur élancement (rapport entre la profondeur d'encastrement D et la largeur B de la fondation, Fig. 2.1) :

- fondations superficielles : $D/B < 1.5$,
- fondations semi-profondes : $1.5 < D/B < 5$,
- fondations profondes : $D/B > 5$.

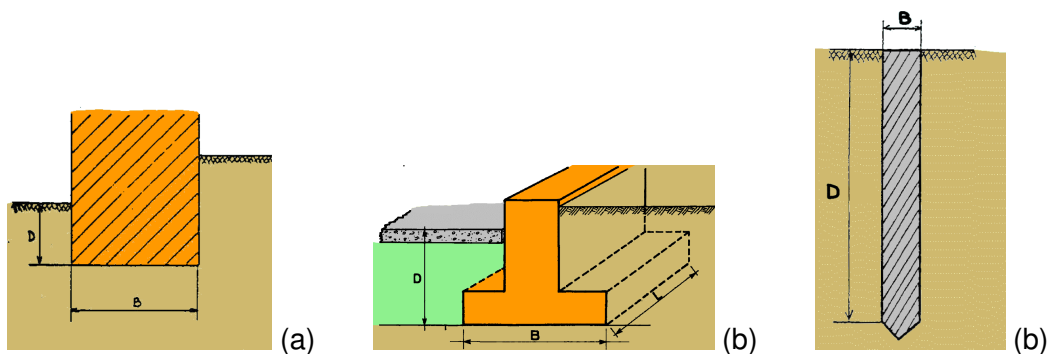


FIGURE 2.1 – (a) et (b) fondations superficielles, (c) pieu.

Les fondations superficielles peuvent prendre différentes formes. On distinguera principalement :

- les semelles filantes placées sous des poteaux alignés ou des voiles porteurs (Fig. 2.2a),
- les semelles isolées (de forme carrée ou rectangulaire) placées sous des poteaux (Fig. 2.2b),
- les radiers placés sous l'ensemble de l'emprise de l'ouvrage (Fig. 2.2c).

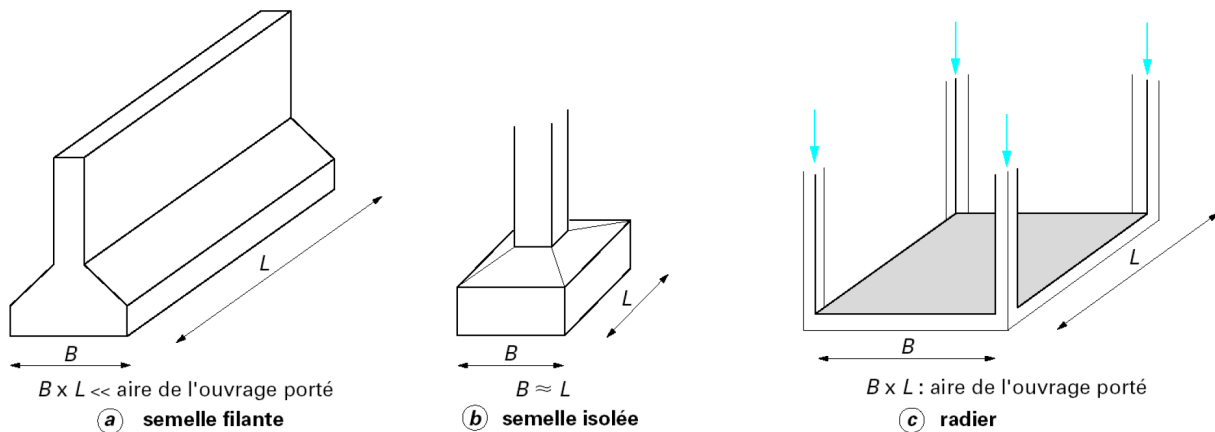


FIGURE 2.2 – Différents types de fondations superficielles.

Les **normes nationales d'application de l'Eurocode 7 intitulées « Justification des ouvrages géotechniques »** constituent les textes réglementaires fixant les règles de calcul des fondations superficielles et profondes, il s'agit :

- pour les fondations superficielles de la norme **NF P 94-261**,
- pour les fondations profondes de la norme **NF P 94-262**,
- pour les ouvrages de soutènement de la norme **NF P 94-281**,

A noter qu'il est encore courant de trouver des références aux anciens textes réglementaires : le **Fascicule 62 Titre V**, le **DTU 13.12** (pour les fondations superficielles), et le **DTU 13.2** (pour les fondations profondes).

Dans ce cours on cherchera à se rapprocher au plus près des normes d'application de l'Eurocode 7.

2.2 Comportement d'une fondation superficielle

Sur la figure 2.3 est présentée la courbe typique $Q-s$ obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle (où Q représente la charge appliquée à la fondation et s son déplacement vertical) :

- au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire et élastique,
- pour des valeurs de Q suffisamment élevées, il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation ; le déplacement vertical s s'accélère,
- à partir d'une certaine charge, il y a **poinçonnement du sol** (le déplacement s devient très important), le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure, il est en **rupture**. La force provoquant la rupture du sol est appelée la **force ultime Q_u** .

La figure 2.4 montre de manière simplifiée le **faciès de rupture** du sol sous une fondation superficielle lorsque la charge ultime Q_u est atteinte. On peut distinguer trois zones :

- Zone I : il se forme sous la base de la semelle un poinçon de sol qui s'enfonce en refoulant le sol de part et d'autre jusqu'à la surface.
- Zone II : le sol de cette zone est refoulé vers la surface, il est entièrement plastifié (rupture par cisaillement sur des facettes orientées de manière complexe), et subi des déplacements importants.
- Zone III : les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne mettent pas le sol en rupture.

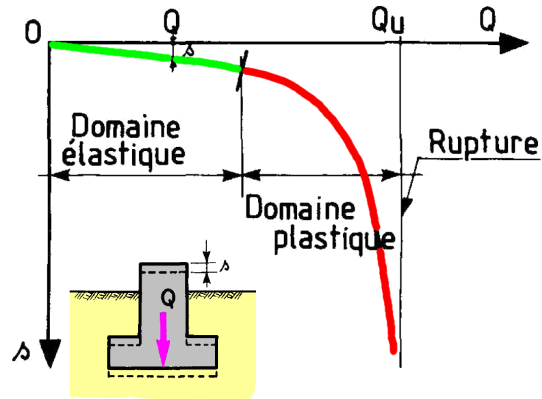


FIGURE 2.3 – Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle.

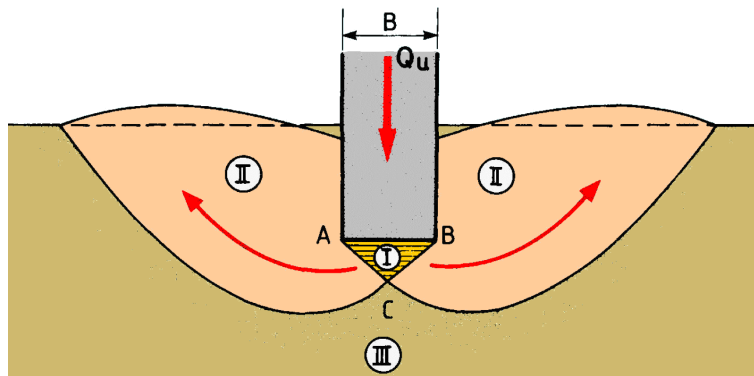


FIGURE 2.4 – Représentation du faciès de rupture du sol sous une fondation superficielle.

2.3 Justification d'une fondation superficielle

2.3.1 Etats limites

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites. Par conséquent, on distingue :

- les **états limites de service (ELS)** au-delà desquels l'ouvrage ne serait plus susceptible de remplir sa fonction (par exemple déformations excessives),
- les **états limites ultimes (ELU)** au-delà desquels il y a risque de rupture.



Pour chacun des états limites (ELU et ELS) on doit, former des **combinaisons d'actions** afin de déterminer le **torseur des actions** (forces avec ses composantes verticale et horizontale, et moment) **appliqué par la fondation sur le sol**.

Par soucis de simplicité on retiendra uniquement pour l'application de ce cours les combinaisons d'action suivantes (états limites de type GEO) :

- **Combinaison fondamentale à l'ELU (situation durable et transitoire) :**

$$1,35 G_{\text{défavorable}} + G_{\text{favorable}} + 1,5 Q$$

avec :

- $G_{\text{défavorable}}$ les actions permanentes défavorables,
- $G_{\text{favorable}}$ les actions permanentes favorables,
- Q les actions variables défavorables.

- **Combinaison quasi fréquente à l'ELS :**

$$G_{\text{défavorable}} + G_{\text{favorable}} + Q$$

2.3.2 Justification au poinçonnement

La justification des fondations superficielles vis-à-vis du poinçonnement consiste à vérifier que :

$$V_d - R_0 \leq \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}}$$

où :

- V_d est la composante verticale de la force transmise par la fondation au sol, au niveau d'appui de la fondation (V_d est déterminée en tenant compte des combinaisons d'action à l'ELU ou l'ELS),
- R_0 est le poids du volume de sol correspondant au volume de la fondation et du sol situé entre le niveau d'appui de la fondation et la surface du terrain après travaux (voir Fig. 2.5),
- $R_{v;k}$ est la force dite « caractéristique » à laquelle le sol sous la fondation peut résister,
- $\gamma_{R;v}$ est le facteur partiel de portance.

$R_{v;k}$ est déduit de la surface A de la fondation et de la contrainte nette q_{net} à laquelle résiste le sol sous la fondation :

$$R_{v;k} = \frac{A q_{\text{net}}}{\gamma_{R;d;v}}$$

où :

- q_{net} est déterminé à partir d'essais de laboratoire (c et φ) ou d'essais in-situ (pressiomètre, pénétromètre statique, ...),
- $\gamma_{R;d;v}$ est un coefficient de modèle qui dépend de la méthode utilisée pour déterminer q_{net} (essais in-situ ou de laboratoire, condition drainée ou non drainée).

Soit finalement :

$$V_d - R_0 \leq \frac{A q_{\text{net}}}{\gamma_{R;v} \gamma_{R;d;v}} \quad \text{(relation en force, kN)}$$

ou de manière équivalente en contrainte (à condition d'utiliser la méthode Meyerhof pour le calcul de A en cas d'excentrement de la charge) :

$$\sigma_{V;d} - q_0 \leq \frac{q_{\text{net}}}{\gamma_{R;v} \gamma_{R;d;v}} \quad \text{(relation en contrainte, kPa)}$$

avec :

- $\sigma_{V;d}$ la contrainte verticale transmise par la fondation au sol,
- q_0 la contrainte verticale au niveau d'appui de la fondation en supposant l'absence de cette dernière (voir Fig. 2.5) ; on remarquera que $q_0 = R_0/A$,
- le facteur partiel de portance $\gamma_{R;v} = 1,4$ à l'ELU, et $\gamma_{R;v} = 2,3$ à l'ELS,
- le coefficient de modèle tel que :

essais in-situ (pressiomètre ou pénétromètre statique) : $\gamma_{R;d;v} = 1,2$
 essais de laboratoire (c et φ) et conditions non drainées : $\gamma_{R;d;v} = 1,2$
 essais de laboratoire (c et φ) et conditions drainées : $\gamma_{R;d;v} = 2$.

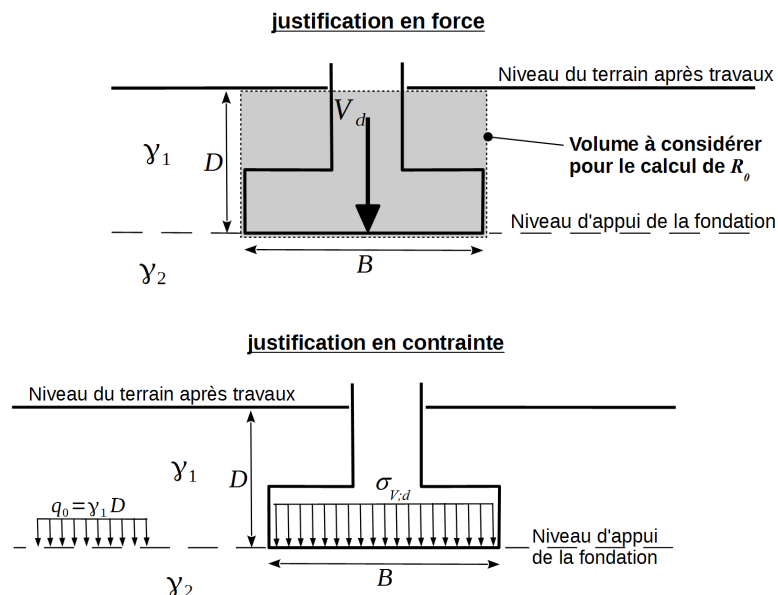


FIGURE 2.5 – Éléments de justification d'une fondation superficielle suivant une approche en force ou en contrainte.

2.3.3 Répartition des contraintes sous la semelle

- Si la force V_d s'appliquant sur une semelle de fondation de largeur B et de longueur L est centrée par rapport à cette dernière on suppose que la contrainte $\sigma_{V;d}$ transmise par la fondation sur le sol est répartie de manière homogène sur l'ensemble de la surface A de la fondation soit :

$$\sigma_{V;d} = \frac{V_d}{A} = \frac{V_d}{BL}$$

- Si la force V_d est excentrée dans le sens de la largeur de la fondation (Fig. 2.6) on suppose que la fondation ne se comportera pas plus mal qu'une fondation de **largeur réduite** B_{red} soumise à une charge centrée par rapport à B_{red} (approche dite de Meyerhof). En notant e l'excentricité de la force on calcule :

$$B_{red} = B - 2e$$

On peut alors en déduire une aire réduite de la semelle : $A_{red} = B_{red} L$.

Cela implique que le contrainte $\sigma_{V;d}$ se répartie de manière homogène uniquement sur cette aire réduite : $\sigma_{V;d} = V_d/A_{red}$, le reste de la semelle ne transmettant pas d'effort au sol.

Avec cette approche il est également possible de considérer un excentrement de la charge suivant la longueur de la semelle en calculant une longueur réduite d'après le même principe.

Si la charge V_d est excentrée tous les calculs de justification de la fondation devront se faire en considérant B_{red} et A_{red} au lieu de B et A .

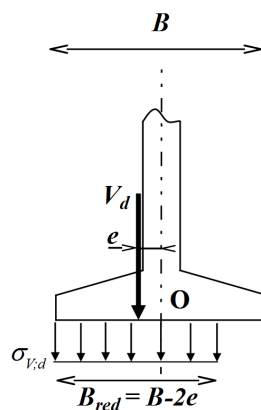


FIGURE 2.6 – Semelle de largeur réduite d'après l'approche de Meyerhof en cas d'excentricité de la charge V_d .

2.4 Calcul de la contrainte nette q_{net} à partir d'essais de laboratoire (c et φ)

q_{net} correspond à la **contrainte ultime q_u que peut supporter le sol de fondation au niveau d'appui de la semelle** à laquelle on soustrait la contrainte verticale q_0 générée par le sol d'encastrement au niveau d'appui de la semelle (cf. Fig. 2.5) :

$$q_{net} = q_u - q_0.$$

Par ailleurs, on suppose que la contrainte ultime q_u résulte de la superposition de trois états différents (Fig. 2.7) :

- la résistance q_γ du sol de fondation situé sous le niveau d'appui de la semelle supposé pesant et frottant mais non cohésif ($c = 0$), ainsi seul φ' assure une résistance du sol : **terme dit de surface (ou de pesanteur)** ;
- l'effet du poids du sol situé au-dessus du niveau des fondations et agissant comme une surcharge, qui entraîne une résistance q_q : **terme de profondeur ou d'encastrement** ;
- l'action de la cohésion du sol de fondation qui entraîne une résistance q_c supplémentaire : **terme de cohésion**.

En détaillant chacun des termes résistants, on a :

$$q_u = \underbrace{\gamma \frac{B}{2} N_\gamma}_{q_\gamma} + \underbrace{q_0 N_q}_{q_q} + \underbrace{c N_c}_{q_c},$$

où :

- N_γ , N_q et N_c sont des **facteurs de portance** donnés dans le tableau 2.1 qui dépendent uniquement de l'angle de frottement φ du sol sous la semelle de fondation,
- q_0 est la contrainte verticale dans le sol au niveau d'appui de la fondation en supposant l'absence de cette dernière (cf. Fig. 2.5).

Notons que le principe de superposition (additivité des résistances) n'est strictement valable qu'en élasticité linéaire, alors que le sol à la rupture est largement plastifié. Cependant, on peut montrer que l'erreur reste ici acceptable.

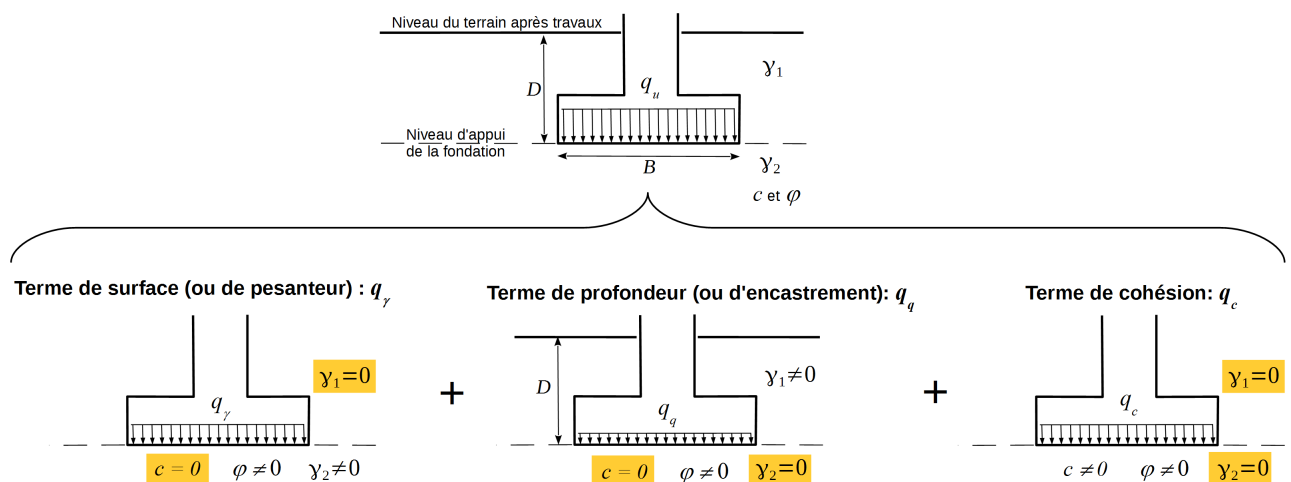


FIGURE 2.7 – Décomposition de la résistance mécanique du sol sous une fondation superficielle en trois termes.

Terme de surface ou de pesanteur		Terme de profondeur		Terme de cohésion	
$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$		$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi + \varphi}{4}\right) e^{\pi \tan \varphi}$		$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$	
φ (deg)	N_γ	φ (deg)	N_q	φ (deg)	N_c
0	0	0	1,00	0	5,14
5	0,0993	5	1,57	5	6,49
10	0,519	10	2,47	10	8,34
15	1,58	15	3,94	15	11,0
20	3,93	20	6,40	20	14,8
25	9,01	25	10,7	25	20,7
30	20,1	30	18,4	30	30,1
35	45,2	35	33,3	35	46,1
40	106	40	64,2	40	75,3
45	268	45	135	45	134

TABLEAU 2.1 – Expressions et valeurs des facteurs de portance.

2.4.1 Expression de q_{net} en condition drainée

Lorsque le sol de fondation est considéré comme drainé, car constitué d'un sol suffisamment grossier ou bien à long terme en présence d'un sol fin, la contrainte q_{net} est calculée en considérant :

- les contraintes effectives,
- les poids volumiques déjaugés (si en-dessous de la nappe),
- les paramètres de résistance effectifs φ' et c' .

Ainsi, pour une semelle filante supportant une charge verticale centrée, q_{net} s'exprime par :

$$q_{\text{net}} = \gamma' \frac{B}{2} N_\gamma + q'_0 N_q + c' N_c - q'_0$$

Il est également possible de prendre en compte¹ une forme de fondation autre que rectangulaire via les facteurs de forme s_γ, s_q, s_c , ainsi qu'une inclinaison de la force résultante sur la fondation via les facteurs d'inclinaison i_γ, i_q, i_c :

$$q_{\text{net}} = \gamma' \frac{B}{2} N_\gamma s_\gamma i_\gamma + q'_0 N_q s_q i_q + c' N_c s_c i_c - q'_0$$

1. Des facteurs réducteurs sont également à prendre en compte en cas d'inclinaison de la base de la fondation où de la présence d'un talus à proximité de la fondation. Ces facteurs ne sont pas détaillés dans ce cours (se référer à la norme d'application NF P 94-261).

Facteurs de forme

Ils s'expriment en fonction des dimensions B (largeur) et L (longueur) de la semelle (Fig. 2.8) par :

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B}{L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi' \quad s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

Pour une semelle filante on remarque que : $B/L \rightarrow 0$ d'où $s_\gamma = s_q = s_c = 1$.

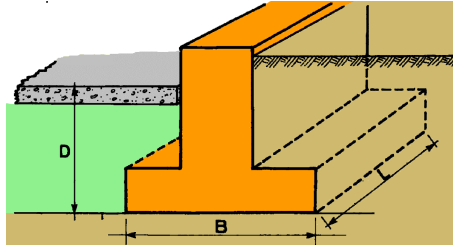


FIGURE 2.8 – Semelle superficielle.

Facteurs d'inclinaison de la charge

On utilise les coefficients i_γ , i_q et i_c lorsque la force agissant sur la fondation est inclinée par rapport à la verticale. On décompose cette force en une **composante horizontale H** et une **composante verticale V** (Fig. 2.9). Les coefficients s'écrivent alors :

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A c' \cot \varphi'} \right]^{m+1} \quad i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A c' \cot \varphi'} \right]^m \quad i_c = i_q - (1 - i_q) \frac{\tan \varphi'}{N_c}$$

avec A la surface de la fondation.

- Si H est dans la direction de la largeur B : $m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L}$,
- si H est dans la direction de la longueur L : $m = m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B}$,
- pour une direction quelconque de H formant un angle θ par rapport à la longueur L : $m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$.

Pour une force verticale on remarque que : $H = 0$, on a alors $i_\gamma = i_q = i_c = 1$.

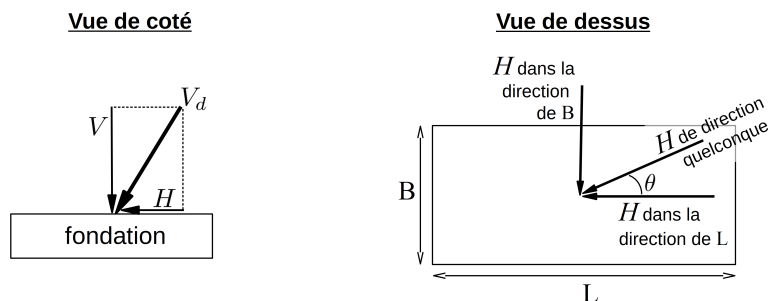


FIGURE 2.9 – Composante horizontale H d'une force résultante sur la fondation inclinée par rapport à la verticale.

2.4.2 Expression de q_{net} en condition non-drainée

Lorsque le sol de fondation est supposé non-drainé, car constitué d'un sol fin considéré à court terme, la contrainte q_{net} est calculée avec :

- les contraintes totales,
- les poids volumiques totaux (ex : γ_{sat} si en-dessous de la nappe),
- les paramètres de résistance non drainés φ_u et c_u .

On considère en général dans ces conditions que $\varphi_u = 0$ (cf. partie 1.4.3 page 15) d'où :

$$N_\gamma = 0 \quad N_q = 1 \quad N_c = 5,14$$

En reprenant l'expression de q_{net} donnée en conditions drainées pour une semelle filante supportant une charge verticale centrée on a alors en non drainé :

$$\begin{aligned} q_{\text{net}} &= q_0 N_q + c_u N_c - q_0 \\ q_{\text{net}} &= 5,14 c_u \end{aligned}$$

En prenant en compte le facteur de forme, s_c , et le facteur d'inclinaison de la charge, i_c , q_{net} s'écrit :

$$q_{\text{net}} = 5,14 c_u s_c i_c$$

avec, en conditions non-drainées :

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + 0,2 \frac{B}{L} \\ i_c &= \frac{1}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A c_u}} \right] \quad \text{en vérifiant que : } H \leq A c_u \quad (\text{sinon glissement de la fondation}) \end{aligned}$$

2.4.3 Justification de la fondation en fonction du type de sol

Cas des sol fins

Le comportement des sols fins saturés (telles que les argiles) vis-à-vis de la résistance au cisaillement, est différent suivant qu'ils sont sollicités en conditions **non-drainées (à court terme)**, ou **drainées (long terme)**.

La justification des fondations vis-à-vis du poinçonnement doit donc se faire :

1. à **long terme**, en suivant la méthode de calcul de q_{net} en conditions drainées,
2. à **court terme**, en suivant la méthode de calcul de q_{net} en conditions non-drainées.

Cas des sol plus grossiers (tels que les sables)

Pour les matériaux plus grossiers (tels que les sables), la notion de court terme n'est pas applicable et **seule une justification à long terme** est effectuée en calculant q_{net} en conditions drainées.

2.5 Calcul de la contrainte nette q_{net} à partir d'un sondage pressiométrique

2.5.1 L'essai pressiométrique

L'essai consiste à introduire dans le sol, soit dans un forage soit directement par fonçage, une **sonde cylindrique dilatable** (Fig. 2.10a). On vient gonfler cette sonde avec de l'eau pour déformer le sol, en augmentant progressivement la pression d'eau injectée.

Le volume d'eau injecté et la pression appliquée sont mesurées :

- le **volume d'eau** injecté nous renseigne sur la **déformation du sol**,
- la **pression d'eau** nous renseigne sur la **contrainte reprise par le sol**.

L'essai permet alors d'obtenir, à une profondeur donnée, une courbe « pression appliquée-volume injecté », représentative de la **relation contrainte-déformation** jusqu'à la rupture du sol en place.

L'essai est répété à différentes profondeurs afin d'obtenir un profil en profondeur des caractéristiques du sol.

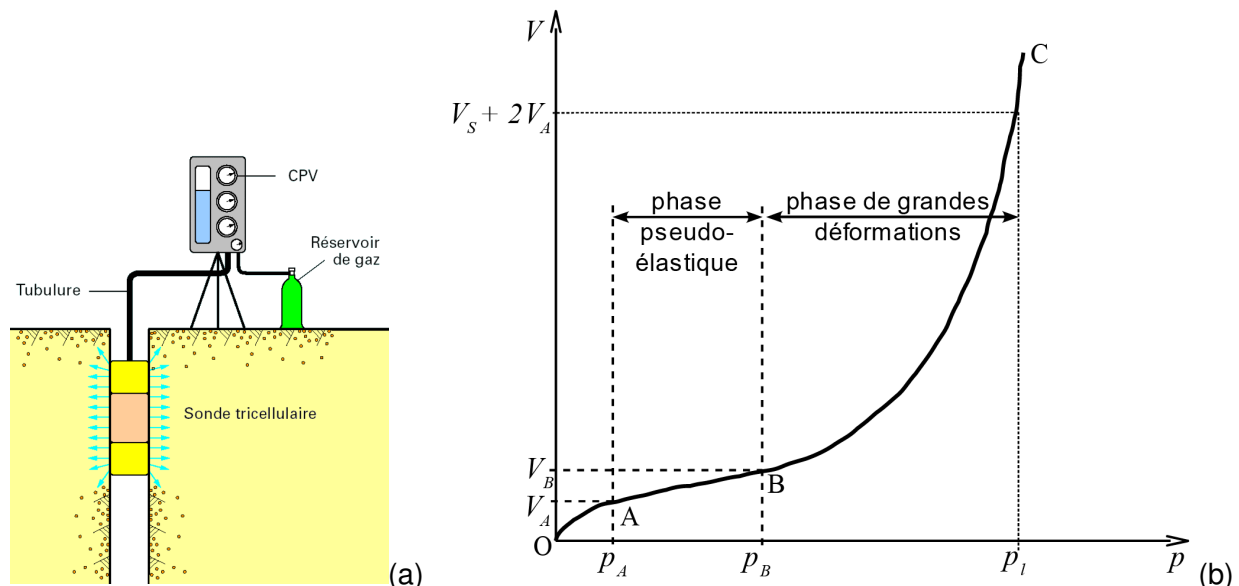


FIGURE 2.10 – (a) pressiomètre en place ; (b) courbe pressiométrique.

La courbe pressiométrique

C'est la représentation du **volume d'eau V en fonction de sa pression p** (Fig. 2.10b). A partir de cette courbe **trois phases** sont identifiables :

- **partie OA** : phase de mise en contact de la sonde avec le sol,
- **partie AB** : phase au cours de laquelle le sol se déforme de manière **pseudo-élastique**,
- **partie BC** : phase de grandes déformations et de **développement de la rupture** du sol, c'est cette phase qui nous intéresse plus particulièrement.

L'exploitation des résultats permet de connaître deux caractéristiques importantes du sol que l'on utilise pour le dimensionnement des fondations :

1. la **pression limite** du sol, p_l , qui caractérise le **rupture** du sol,
2. le **module pressiométrique** de Ménard, E_M , qui caractérise la **déformabilité** du sol.

Calcul de la pression limite p_l

La **pression limite** p_l est par convention la pression qui entraîne le **doublent du volume de la cavité** initiale :

- le volume de la sonde est initialement V_S (sans que l'on ait injecté d'eau),
 - le volume de la cavité est localement estimé à $V_S + V_A$ (plaquage de la membrane sur les parois du forage),
 - le doublement du volume de la cavité est égal à $2(V_S + V_A)$.
- donc la pression limite p_l est la pression correspondant à un volume limite d'eau injecté :

$$V_l = 2(V_S + V_A) - V_S = V_S + 2V_A \quad \text{car la sonde occupe initialement un volume } V_S$$

où σ_{h0} est la contrainte horizontale totale à la profondeur de l'essai, donnée par la relation :

$$\sigma_{h0} = K_0 \sigma'_{v0} + u$$

avec :

- K_0 : coefficient de pression des terres au repos (il permet d'estimer la contrainte horizontale à partir de la contrainte verticale),
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale à la profondeur de l'essai,
- u : pression interstitielle à la profondeur de l'essai.

Pour chaque type de sol on peut identifier des valeurs typiques de pression limite. L'Eurocode 7 propose la classification des sols du tableau 2.2 en fonction, entre autres, de p_l^* .

Classes de sol		I_c	p_l^* (MPa)	q_c (MPa)	$(N_{1,60})$	c_u (kPa)
Argiles et limons	Très mous à mous	< 0,50	< 0,4	< 1,0		< 75
	Fermes	0,50 à 0,75	0,4 à 1,2	1,0 à 2,5		75 à 150
	Raides	0,75 à 1,00	1,2 à 2	2,5 à 4,0		150 à 300
	Très raides	$\geq 1,00$	≥ 2	$\geq 4,0$		≥ 300
Sols intermédiaires (sable limoneux, sable argileux, argile sableuse)	Classement à réaliser selon les indications des figures B.2.1 à B.2.4					
Sables et graves	Très lâches		< 0,2	< 1,5	< 3	
	Lâches		0,2 à 0,5	1,5 à 4	3 à 8	
	Moyennement denses		0,5 à 1	4 à 10	8 à 25	
	Denses		1 à 2	10 à 20	25 à 42	
	Très denses		≥ 2	≥ 20	42 à 58	
Craies	Molles		< 0,7	< 5		
	Altérées		0,7 à 3	5 à 15		
	Saines		≥ 3	≥ 15		
Marne et calcaire marneux	Tendres		< 1	< 5		
	Raides		1 à 4	5 à 15		
	Très raides		≥ 4	≥ 15		
Rocher	Altéré		2,5 à 4			
	Fragmenté		≥ 4			

TABLEAU 2.2 – Classification des sols en fonction de la pression limite p_l^* (et autres paramètres de caractérisation).

2.5.2 Expression de q_{net}

La contrainte q_{net} à laquelle résiste le sol de fondation pour une charge centrée est obtenue à partir de la **pression limite nette équivalente** p_{le}^* :

$$q_{net} = k_p p_{le}^* i_\delta,$$

où :

- k_p est le **facteur de portance pressiométrique**.
- i_δ est un facteur minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge, $i_\delta = 1$ si la charge est verticale².

Pression limite nette équivalente p_{le}^*

Dans le cas d'un terrain homogène sous la fondation jusqu'à une profondeur d'au moins $1,5B$ (suivre la représentation sur la figure 2.11) :

1. on établit une approximation linéaire représentative des valeurs de p_l^* pour la tranche de sol comprise entre la profondeur d'appui de la fondation et un niveau situé à une distance $1,5B$ sous la fondation ;
2. la pression limite nette équivalente p_{le}^* correspond à la pression limite donnée par l'approximation linéaire à une profondeur de $\frac{2}{3}B$ sous la fondation.

2. Il est également possible de tenir compte de la présence d'un talus en considérant un facteur minorateur supplémentaire, se rapporter alors à la norme d'application NF P 94-261

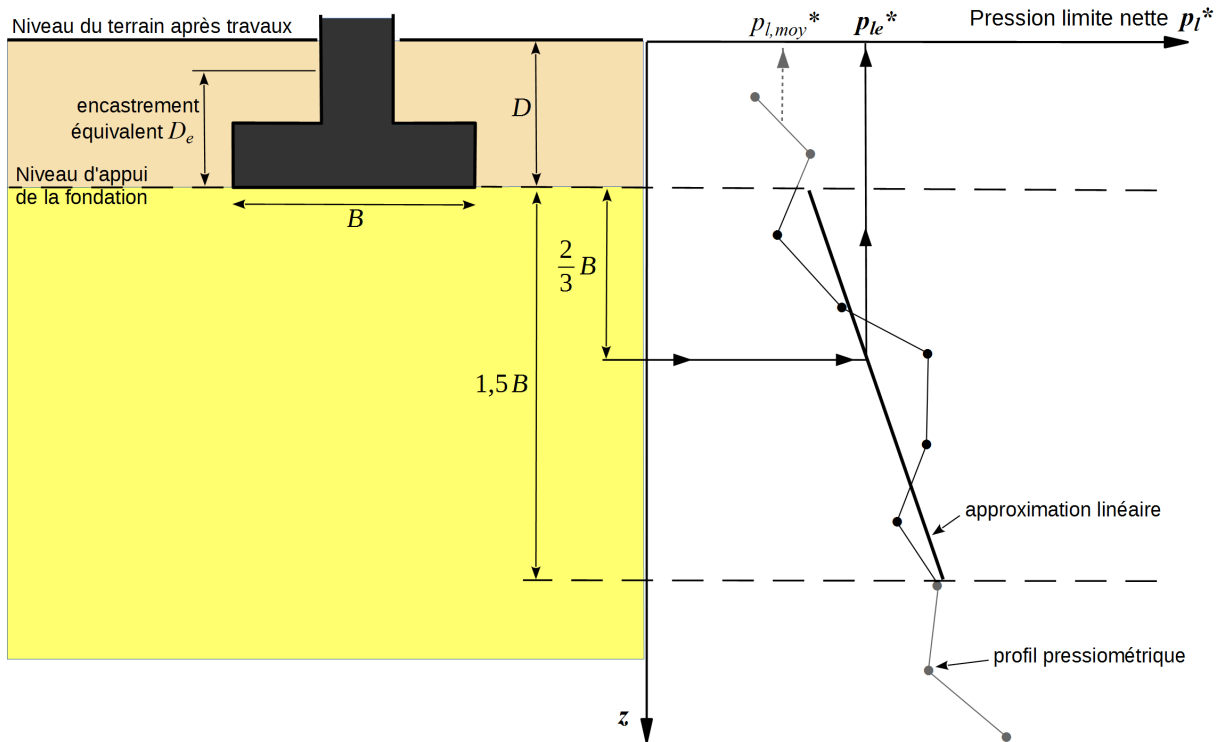


FIGURE 2.11 – Principe de calcul de la pression limite nette équivalente p_{le}^* .

Facteur de portance k_p

On peut déduire le facteur de portance d'abaques (Fig. 2.12) en fonction du type de sol et du rapport entre l'encastrement équivalent et la largeur de la fondation : D_e/B .

k_p peut avoir un rôle minorateur ou majorateur mais on remarquera que sa valeur reste proche de l'unité.

- pour une **fondation carrée ou filante**, lire directement la valeur de k_p sur l'abaque appropriée (Fig. 2.12) ;
- pour une **fondation rectangulaire**, k_p est déduit des valeurs $k_{p,carrée}$ et $k_{p,filante}$ lues sur les abaques pour une semelle respectivement carrée et filante :

$$k_p = k_{p,filante} \left(1 - \frac{B}{L}\right) + k_{p,carrée} \left(\frac{B}{L}\right)$$

Encastrement équivalent D_e

L'encastrement équivalente D_e conduit à minorer l'encastrement réel D pour tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols au-dessus du niveau de fondation sont généralement plus faibles que celles du sol porteur (voir Fig. 2.11).

D_e est déduit du profil pressiométrique à partir de la relation :

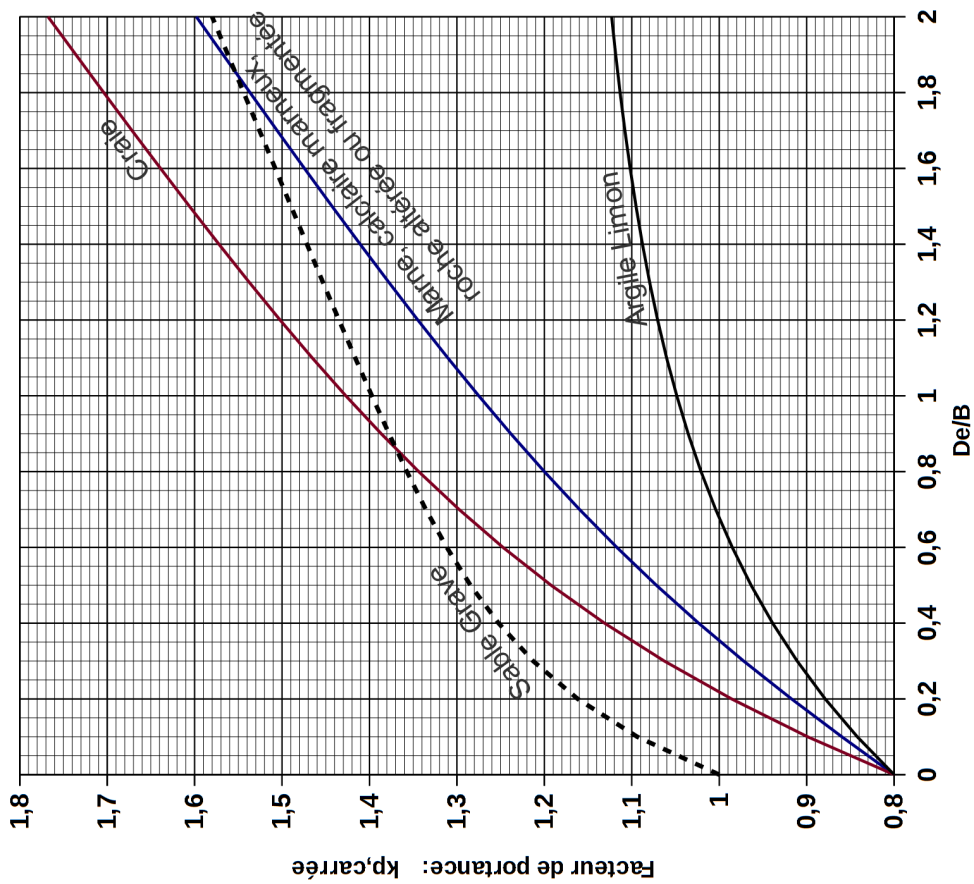
$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz .$$

En pratique cette relation revient :

1. à déterminer la valeur moyenne de p_l^* entre la surface du terrain et le profondeur d'encastrement D , notons cette valeur $p_{l,moy}^*$ (cf. Fig. 2.11).
2. et à en déduire D_e :

$$D_e = \frac{p_{l,moy}^*}{p_{le}^*} D$$

Facteur de portance pressiométrique: Semelle CARREE



Facteur de portance pressiométrique: Semelle FILANTE

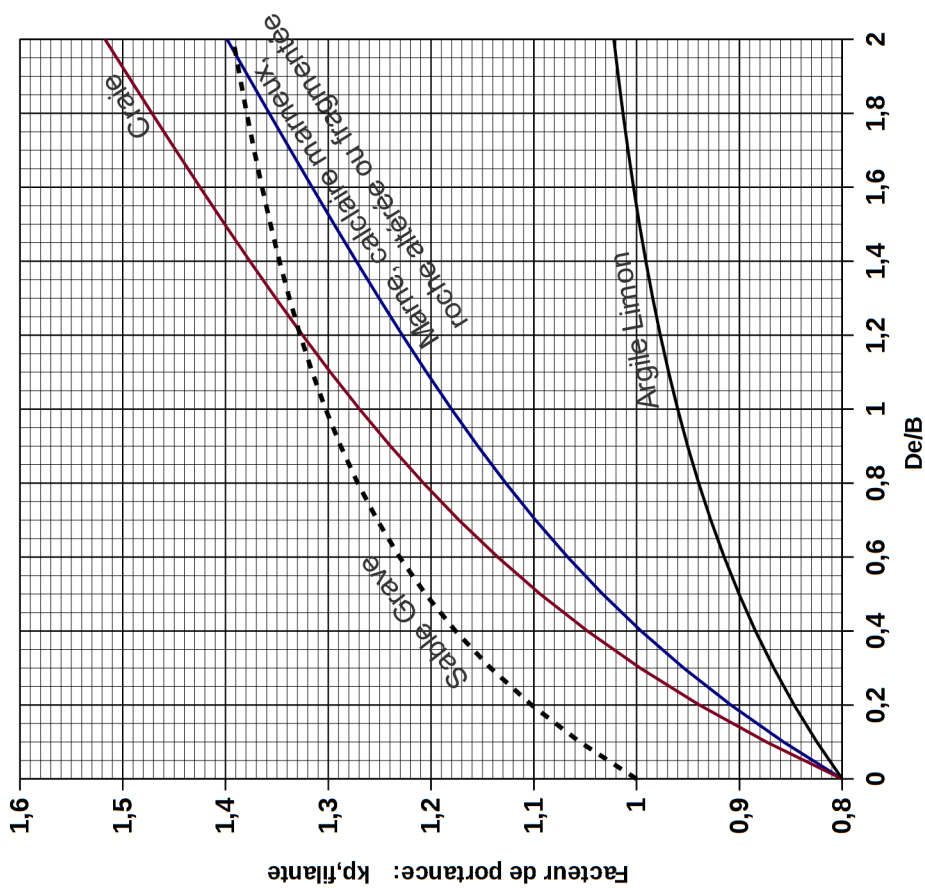


FIGURE 2.12 – Facteur de portance k_p , dans le cas d'une fondation superficielle calculée au pressiomètre.

Chapitre 3

Fondations profondes

3.1 Définition et principe de fonctionnement d'un pieu

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain, plus ou moins profondes, de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

On définit B comme la largeur, ou le diamètre du pieu, D sa **hauteur d'encastrement** dans le sol et h l'**ancrage** comme la hauteur de pénétration du pieu dans la couche d'ancrage (Fig. 3.1).

- Lorsque le pieu est fiché dans un monocouche, l'ancrage h est égal à la hauteur d'encastrement D .
- Lorsque le pieu est situé dans un multicouche, l'ancrage h correspond uniquement à la hauteur d'encastrement du pieu dans la couche la plus profonde et la plus résistante.

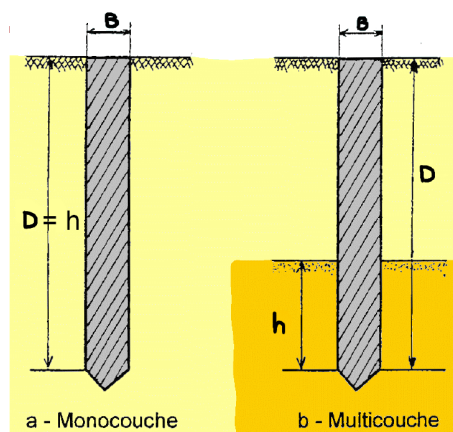


FIGURE 3.1 – Pieux types.

La **charge ultime de compression** R_c qui entraîne la **rupture du sol** supportant le pieu peut-être décomposée en (Fig. 3.2) :

1. une **charge limite de pointe**, R_b , qui correspond au poinçonnement du sol sous la pointe du pieu,
2. une **charge limite de frottement**, R_s , qui tient compte du frottement entre la périphérie du pieu et le sol.

On a ainsi :

$$R_c = R_b + R_s .$$

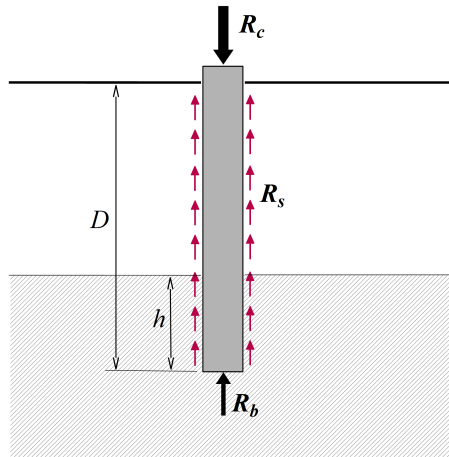


FIGURE 3.2 – Charge limite de pointe et de frottement sur un pieu.

Le mode de fonctionnement d'un pieu dépend énormément des types de sols qu'il traverse et la mobilisation de la résistance ultime peut se faire de différentes façons (Fig. 3.3) :

- **Mobilisation par effet de pointe** : le pieu traverse un sol mou pour s'ancrer dans une couche très résistante. Dans ce cas $R_s \ll R_b$ et $R_c \approx R_b$.
- **Mobilisation par effet de pointe et par frottement latéral** : le pieu traverse un sol mou pour s'ancrer dans un sol plus résistant, sans pour autant atteindre le rocher. Dans ce cas $R_c = R_b + R_s$.
- **Mobilisation par frottement latéral** : lorsque le bon terrain est situé trop profondément, le pieu reste dans la couche de sol médiocre pour laquelle $R_b \ll R_s$, on parle de **pieu flottant**. On a alors $R_c \approx R_s$.

La calcul de R_b et R_s peut se faire à l'aide de paramètres mécaniques déduits d'essais de laboratoire (c' et φ'). Toutefois, R_b et R_s **sont en pratique calculés à partir d'essais réalisés sur le terrain tel que l'essai pressiométrique.**

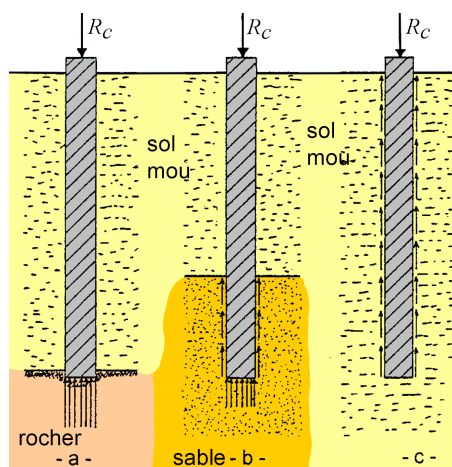


FIGURE 3.3 – Différents modes de fonctionnement d'un pieu pour différents types d'ancrage.

3.2 Types de pieux

Il existe un grand nombre de types de pieux en France et à l'étranger. Pour l'évaluation de la capacité portante, il est important de considérer le type de sollicitation imposée au sol lors de la mise en place du pieu. On distingue :

- **les pieux mis en place par refoulement du sol.** Il s'agit de pieux soit en béton armé, soit métalliques. Ils sont enfoncés dans le sol par **battage** à l'aide d'un mouton ou bien par **vibrofonçage** (Fig. 3.4).
- **les pieux mis en place sans refoulement du sol.** Les pieux sont réalisés par moulages, par exemple, après l'extraction du sol par forage (voir l'exemple sur la Fig. 3.5).

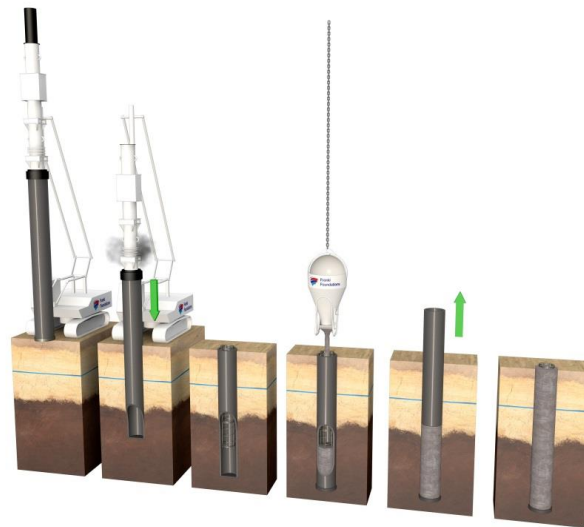


FIGURE 3.4 – Pieu battu moulé sur place : 1. mise en place du tube de battage avec plaque métallique perdue, 2. enfoncement du tube par battage, 3. mise en place de l'armature, 4. bétonnage du fût du pieu, 5. extraction du tube de battage, 6. pieu battu moulé achevé (d'après atlas-fondations.fr).

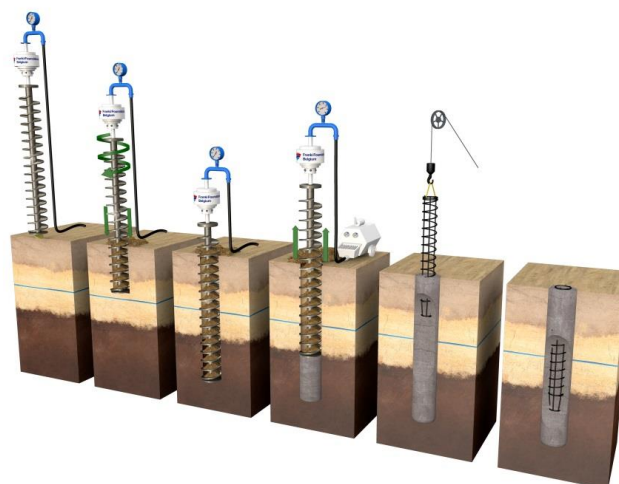


FIGURE 3.5 – Pieu foré avec une tarière creuse : 1. positionnement de la tête de forage, 2. & 3. vissage de la tarière, 4. injection sous pression de béton dans l'axe creux de la tarière au fur et à mesure du retrait de la tarière (sans rotation), 5. mise en place de l'armature, 6. pieu foré achevé (d'après atlas-fondations.fr).

Entre ces deux types extrêmes de pieux, il existe toute une gamme de pieux intermédiaires tenant à la fois du pieu moulé et du pieu battu. Le tableau 3.1 présente la classification des types de pieu selon l'Eurocode 7.

Classe	Catégorie	Technique de mise en œuvre	Abréviation	Norme de référence
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	NF EN 1536
	2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	
	3	Foré tubé (virole perdue)	FTP	
	4	Foré tubé (virole récupérée)	FTR	
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	FSR, FBR, PU	
2	6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC, FTCD	NF EN 1536
3	7	Vissé moulé	VM	NF EN 12699
	8	Vissé tubé	VT	
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	BPF, BPR	NF EN 12699
	10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	BE	
	11	Battu moulé	BM	
	12	Battu acier fermé	BAF	
5	13	Battu acier ouvert	BAO	NF EN 12699
6	14	Profilé H battu	HB	NF EN 12699
	15	Profilé H battu injecté	HBi	
7	16	Palplanches battues	PP	NF EN 12699
1 bis	17	Micropieu type I	M1	NF EN 1536/14199/12699
	18	Micropieu type II	M2	
8	19	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	PIGU, MIGU	
	20	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	PIRS, MIRS	

TABLEAU 3.1 – Classification des types de pieux selon l'Eurocode 7.

3.3 Résistance de pointe R_b

La valeur de la charge mobilisable sous la pointe R_b est déduite de la pression de rupture q_b du sol sous la pointe par la relation :

$$R_b = A_b q_b$$

où A_b représente l'aire de la section de la pointe (par exemple, pour un pieu circulaire plein $A_b = \pi B^2/4$).

La contrainte de rupture sous la pointe q_b est donnée par :

$$q_b = k_p \cdot p_{le}^*$$

où :

- p_{le}^* est la **pression limite nette équivalente**,
- k_p est le **facteur de portance**.

3.3.1 Pression limite nette équivalente p_{le}^*

Elle est déterminée en effectuant une moyenne de la pression limite nette p_l^* au voisinage de la pointe du pieu (Fig. 3.6) :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^* dz$$

avec :

- $a = \max(B/2; 0,5 \text{ m})$,
- $b = \min(a; h)$, où h est la hauteur du pieu contenue dans la formation porteuse,

En pratique : p_{le}^* peut être calculée comme la moyenne (pondérée) de p_l^* sur l'intervalle de profondeur $[D - b; D + 3a]$

D représente bien ici la profondeur d'encastrement du pieu par rapport au niveau du terrain après terrassement, à ne pas confondre avec la profondeur du sondage !

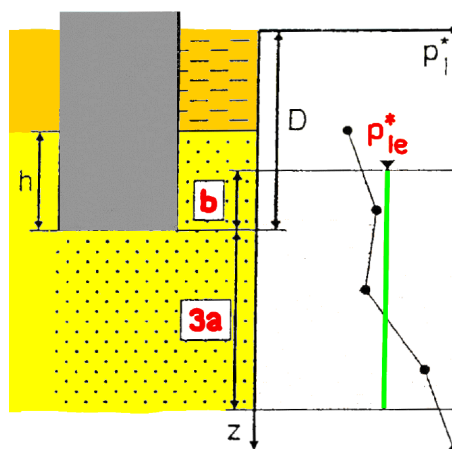


FIGURE 3.6 – Evaluation de la pression limite nette équivalente p_{le}^* .

3.3.2 Facteur de portance k_p

L'expression de k_p dépend de l'**encastrement effectif** D_{ef} défini par :

$$D_{\text{ef}} = \frac{1}{p_{le}^*} \int_{D-10B}^D p_l^* dz \quad \text{avec } D_{\text{ef}} \geq \max(3B; 1,5 \text{ m})$$

En pratique cette relation peut-être exprimée sous le forme d'une somme discrète :

$$D_{\text{ef}} = \frac{1}{p_{le}^*} \sum_{z=D-10B}^{z=D} p_{li}^* e_i$$

où pour chaque mesure i de pression limite p_{li}^* située dans l'intervalle de profondeur $[D - 10B; D]$ on associe une épaisseur de sol e_i pour laquelle cette mesure est représentative. (typiquement e_i correspond à l'intervalle de distance entre deux mesures et bien sûr on doit avoir $\sum e_i = 10B$).

- Si $D_{\text{ef}}/B > 5$ alors $k_p = k_{p\text{max}}$.
- Si $D_{\text{ef}}/B < 5$ alors $k_p = 1 + (k_{p\text{max}} - 1) \frac{D_{\text{ef}}}{5B}$.

$k_{p\text{max}}$ est un **facteur de portance maximum** déduit de l'expérience et qui dépend de la nature du sol et de la classe de pieu selon les valeurs données dans le tableau 3.2.

3.4 Force résistante R_s mobilisable par frottement latéral

Le principe du calcul de la force limite mobilisable par frottement latéral repose sur une estimation (issue de l'expérience) de la contrainte de **frottement latéral unitaire limite** q_s , qu'il suffit ensuite de multiplier par la surface latérale A_s du pieu pour obtenir une force résistante.

- Si le sol est homogène on a alors :

$$R_s = A_s q_s = P D q_s$$

où P est le périmètre de la section droite du pieu et D la longueur du pieu contenue dans le terrain (hauteur d'encastrement).

- Si le sol est composé de couches aux propriétés différentes, on peut identifier pour chaque couche de sol i d'épaisseur e_i une valeur de frottement latéral $q_{s,i}$ comme illustré sur la figure 3.7 et effectuer simplement une somme discrète (alors $A_{s,i} = P e_i$) :

$$R_s = P \sum_{\text{couches } i} q_{s,i} e_i$$

3.4.1 Frottement latéral unitaire limite q_s

La valeur de q_s dépend à la fois de :

- l'interaction entre le sol et le pieu représentée via le coefficient adimensionnel $\alpha_{\text{pieu-sol}}$,
- et de la résistance intrinsèque du sol représentée par le fonction f_{sol} ,

Terrain	Argile % CaCO ₃ < 30 % Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et calcaire- marneux	Roche altérée et fragmentée (a)
Classe de pieu (c)					
1	1,15 (b)	1,1 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)
2	1,3	1,65	1,6	1,6	2,0
3	1,55	3,2	2,35	2,10	2,10
4	1,35	3,1	2,30	2,30	2,30
5 #	1,0	1,9	1,4	1,4	1,2
6 #	1,20	3,10	1,7	2,2	1,5
7 #	1,0	1,0	1,0	1,0	1,2
8	1,15 (b)	1,1 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)

(#) pour les pieux de type BAO, HB et PP, mis en œuvre par vibrofonçage, au lieu de battage, il y a lieu de faire un abattement de 50 % sur le facteur k_p .

(a) La valeur de k_p pour les roches altérées et fragmentées doit être prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Dans le cas des roches saines, il convient (F.1 (2) Note

1) d'apprécier si une justification basée sur les méthodes de la présente annexe F et à l'évidence pessimiste est suffisante, ou bien s'il convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

(b) Pour les micropieux, la résistance de pointe n'est normalement pas pris en compte.

(c) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.

(d) D'autres valeurs de k_{pmax} peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

TABLEAU 3.2 – Valeur du facteur de portance pressiométrique maximum k_{pmax} .

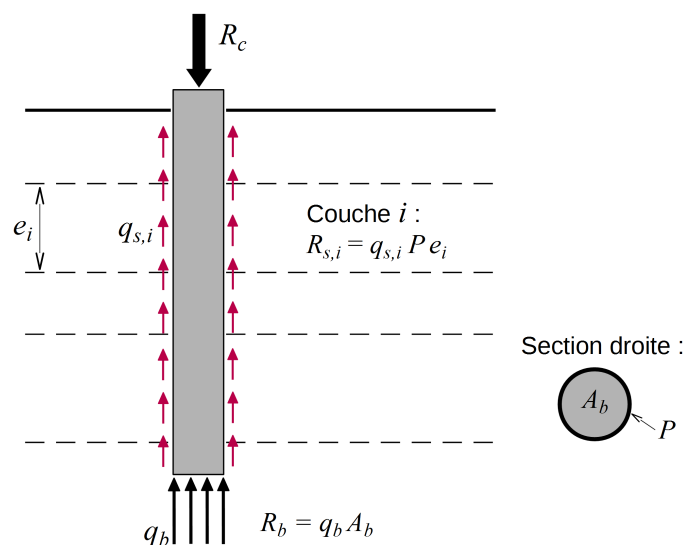


FIGURE 3.7 – Estimation du frottement latéral en considérant des couches de sol d'épaisseur e_i .

tout en étant limité par une valeur maximum de frottement q_{smax} (elle-même fonction du type de pieu et de la nature du sol).

En résumé :

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}} \quad \text{avec } q_s \leq q_{smax}$$

$\alpha_{\text{pieu-sol}}$ est donné dans le tableau 3.3 en fonction de la nature du sol et du type de pieu,

f_{sol} est déterminé à partir de l'abaque de la figure 3.8 en fonction de la pression limite p_i^* mesurée dans la couche de sol considérée en ayant au préalable identifié la courbe (Q_1, Q_2, \dots, Q_5) correspondant à la nature de cette couche de sol,

q_{smax} est donné dans le tableau 3.4 en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

Type de sol	Argile % CaCO ₃ < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou fragmentée
Choix de la courbe	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5

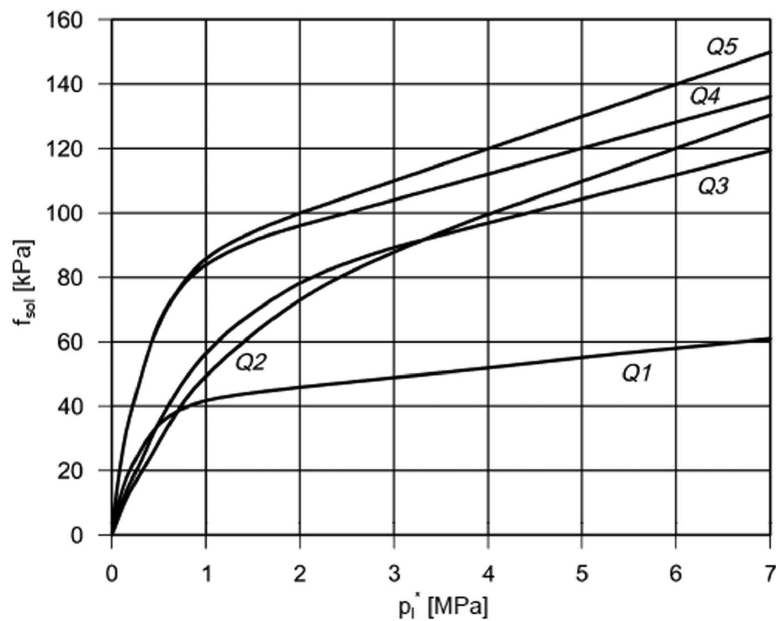


FIGURE 3.8 – Abaque donnant la valeur de f_{sol} en fonction de la pression limite et de la nature de la couche de sol.

N°	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Argile % CaCO ₃ < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou fragmentée
1	FS ##	Foré simple (pieux et barrettes)	1,1	1	1,8	1,5	1,6
2	FB ##	Foré boue (pieux et barrettes)	1,25	1,4	1,8	1,5	1,6
3	FTP	Foré tubé (virole perdue)	0,7	0,6	0,5	0,9	—
4	FTR	Foré tubé (virole récupérée)	1,25	1,4	1,7	1,4	—
5	FSR, FBR, PU ##	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	1,3	—	—	—	—
6	FTC, FTCD (c)	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation	1,5	1,8	2,1	1,6	1,6
7	VM	Vissé moulé	1,9	2,1	1,7	1,7	—
8	VT	Vissé tubé	0,6	0,6	1	0,7	—
9	BPF**, BPR**	Battu béton préfabriqué ou précontraint	1,1	1,4	1	0,9	—
10	BE**	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	2	2,1	1,9	1,6	—
11	BM**	Battu moulé	1,2	1,4	2,1	1	—
12	BAF**	Battu acier fermé	0,8	1,2	0,4	0,9	—
13	BAO** #	Battu acier ouvert	1,2	0,7	0,5	1	1
14	HB** #	H battu	1,1	1	0,4	1	0,9
15	HBI**	H battu injecté IGU ou IRS	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
16	PP** #	Palplanches battues	0,9	0,8	0,4	1,2	1,2
17	M1	Micropieu type I	—	—	—	—	—
18	M2	Micropieu type II	—	—	—	—	—
19	PIGU, MIGU	Pieu ou micropieu injecté (type III)	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micropieu injecté (type IV)	3,4	3,8	3,1	3,1	3,1

** Il convient de se reporter à l'article A.10 pour le calcul du périmètre.

Pour les pieux de type BAO, HB et PP, mis en œuvre par vibrofonçage, et pas par battage, il y a lieu de faire un abattement de 30% sur les valeurs de q_s .

Pour les pieux de grande longueur, il convient d'appliquer la clause (6) de la présente section.

(a) Pour les micropieux BE, HBI, MIGU, PIGU, PIRS et MIRS, les valeurs proposées correspondent à une exécution stricte et soignée de l'injection correspondante. Les essais de conformité (Section 8.9) permettront de définir précisément les valeurs de frottement axial unitaire à considérer. Il convient ensuite d'appliquer les valeurs ξ_1 et ξ_2 du tableau C.2.3.1. On attire l'attention que cette recommandation est d'autant plus importante dans les argiles et les marnes que les performances dans ces terrains sont très sensibles à toute insuffisance lors de la mise en œuvre.

(b) Pour les micropieux et les pieux de catégorie 17 et 18, il convient de considérer les valeurs de frottement axial unitaire des techniques de pieux ou de micropieux les plus proches sur le plan de la technologie.

(c) Les valeurs mentionnées pour les fondations profondes de catégorie 6 sont données pour des pieux réalisés avec un enregistrement continu des paramètres de forage et de bétonnage (tableau 6.4.1.1 Note (1)). Dans le cas contraire, on s'expose à des discontinuités et des détériorations du pieu lors de sa réalisation.

(d) Les valeurs mentionnées pour les fondations profondes de catégorie 7 mises en œuvre avec une technique de bétonnage directement à la pompe à béton sont données pour des pieux réalisés avec un enregistrement continu des paramètres de réalisation du pieu. Dans le cas contraire, on s'expose à des discontinuités et des détériorations du pieu lors de sa réalisation.

(e) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.

(f) D'autres valeurs peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

TABLEAU 3.3 – Choix du coefficient adimensionnel $\alpha_{\text{pieu-sol}}$

N°	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Valeurs en kPa					
			Argile % CaCO ₃ < 30 % Limon	Sols intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Mameux	Roche altérée ou fragmentée
1	FS ##	Foré simple (pieux et barrettes)	90	90	90	200	170	200
2	FB ##	Foré boue (pieux et barrettes)	90	90	90	200	170	200
3	FTP	Foré tubé (virole perdue)	50	50	50	50	90	—
4	FTR	Foré tubé (virole récupérée)	90	90	90	170	170	—
5	FSR, FBR, PU ##	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	90	90	—	—	—	—
6	FTC, FTCD	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation	90	90	170	200	200	200
7	VM	Vissé moulé	130	130	200	170	170	—
8	VT	Vissé tubé	50	50	90	90	90	—
9	BPF**, BPR**	Battu béton préfabriqué ou précontraint	130	130	130	90	90	—
10	BE**	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	170	170	260	200	200	—
11	BM**	Battu moulé	90	90	130	260	200	—
12	BAF**	Battu acier fermé	90	90	90	50	90	—
13	BAO** #	Battu acier ouvert	90	90	50	50	90	90
14	HB** #	H battu	90	90	130	50	90	90
15	HBi**	H battu injecté IGU ou IRS	200	200	380	320	320	320
16	PP** #	Palplanches battues	90	90	50	50	90	90
17	M1	Micropieu type I	—	—	—	—	—	—
18	M2	Micropieu type II	—	—	—	—	—	—
19	PIGU, MIGU	Pieu ou micropieu injecté (type III)	200	200	380	320	320	320
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micropieu injecté (type IV)	200	200	440	440	440	500

TABLEAU 3.4 – Choix de la valeur limite du frottement latéral q_{smax} .

3.5 Justification aux états limites

Un essai de chargement en compression d'un pieu consiste à augmenter progressivement la charge appliquée en tête de ce dernier tout en suivant son enfoncement dans le sol (figure 3.9). En-dessous d'une valeur de charge dite **charge de fluage** $R_{c;cr}$ le pieu présente un comportement pseudo-élastique. Au delà de cette charge de fluage l'enfoncement augmente de plus en plus rapidement avec la charge appliquée et se stabilise après un temps de plus en plus grand (fluage) : le pieu présente un comportement plastique avec fluage. Enfin, à l'extrême on atteint la **charge ultime de rupture en compression** R_c .

- La justification d'un pieu à l'ELS consiste à limiter son domaine de travail à la partie pseudo-élastique, soit en dessous de la charge de fluage $R_{c;cr}$,
- pour la justification à l'ELU on autorise le travail du pieu dans la zone de fluage tout en restant en-dessous de la charge ultime R_c .

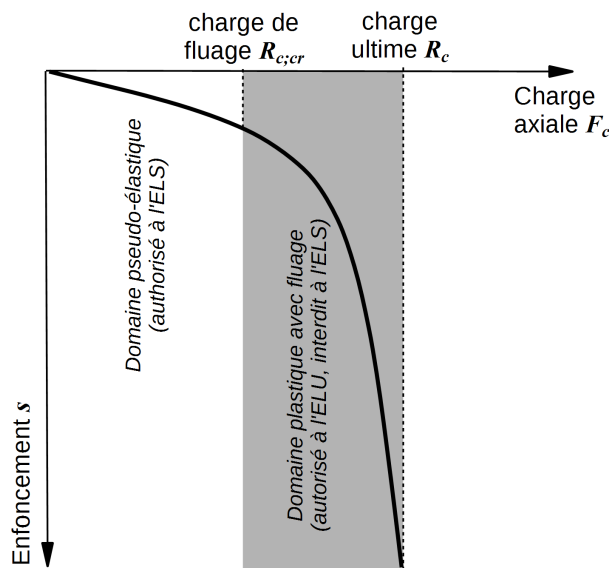


FIGURE 3.9 – Comportement d'un pieu sous l'action d'une charge croissante de compression axiale.

3.5.1 Portance sous charge axiale à l'ELU

A l'ELU, la force de compression axiale $F_{c;d}$ appliquée sur le pieu (calculée en prenant en compte les combinaisons d'action) doit vérifier :

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} = \frac{1}{\gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}} \left(\frac{R_b}{\gamma_b} + \frac{R_s}{\gamma_s} \right)$$

où :

- $\gamma_{R;d1}$ est un coefficient partiel de modèle lié à la dispersion du modèle de calcul et fonction du type de pieu :
 - $\gamma_{R;d1} = 1,15$ pour les pieux de classe 1 à 7 **non ancrés** dans le craie hors pieux de catégories 10 et 15,
 - $\gamma_{R;d1} = 1,4$ pour les pieux de classe 1 à 7 **ancrés** dans la craie hors pieux de catégories 10, 15, et 17 à 20,
 - $\gamma_{R;d1} = 2,0$ pour les pieux de catégorie 10, 15 et 17 à 20 ;
- $\gamma_{R;d2} = 1,1$ est un coefficient partiel lié au calage des méthodes de calcul.

- γ_b et γ_s sont des facteurs partiels respectivement pour la résistance de pointe et la résistance par frottement latéral.

$\gamma_b = \gamma_s = 1,1$ en combinaison fondamentale,

$\gamma_b = \gamma_s = 1,0$ en combinaison accidentelle,

3.5.2 Portance sous charge axiale à l'ELS

Afin de limiter le fluage du pieu on vérifie à l'ELS :

$$F_{c;d} \leq \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}}$$

où :

- $R_{c;cr;k}$ est la charge caractéristique de limite de fluage du pieu sollicité en compression,
- γ_{cr} est un facteur partiel appliqué sur la charge de fluage :
 - $\gamma_{cr} = 0,9$ en combinaison caractéristique,
 - $\gamma_{cr} = 1,1$ en combinaison quasi-permanente,

La charge de fluage $R_{c;cr;k}$ est déduite des résistances de pointe R_b et par frottement latéral R_s suivant que le pieu est mis en place :

- **sans refoulement du sol :**

$$R_{c;cr;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}} (0,5 R_b + 0,7 R_s)$$

- **avec refoulement du sol :**

$$R_{c;cr;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}} (0,7 R_b + 0,7 R_s)$$

Attention :

- Pour la détermination de l'effort appliqué par la pieu sur le sol de fondation $F_{c;d}$, on n'oubliera pas de **prendre en compte le poids du pieu lui-même**, qui peut ne pas être négligeable.
- La **justification du pieu devra également être effectuée vis-à-vis de ses propres matériaux constitutifs** (acier, béton armé). Il est en effet possible que le sol soit suffisamment résistant pour supporter les charges transmises par le pieu, alors qu'il peut y avoir rupture du matériau constituant le pieu pour ces mêmes charges.

3.5.3 Frottement négatif

Le frottement latéral du sol sur le pieu résulte d'un déplacement relatif entre le pieu et le sol.

- Si le pieu se déplace (tasse) plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral dit « positif », c'est-à-dire diriger vers le haut qui contribue à la capacité portante du pieu.
- Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un **frottement négatif. Ce dernier conduit à une surcharge sur le pieu au lieu de contribuer à sa capacité portante.**

En présence de frottement négatif il convient de considérer l'une des deux possibilités suivantes :

1. prendre en compte lors de la justification du pieu le frottement négatif comme une sollicitation additionnelle venant accroître la charge appliquée à celui-ci,
2. s'affranchir du frottement négatif en réalisant un **chemisage** du pieu, ce dispositif permet d'éviter le frottement (négatif comme positif !) du sol sur le pieu .

Chapitre 4

Ouvrages de soutènement

4.1 Typologie des ouvrages de soutènement

Il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement des sols. Nous présentons ci-après, en guise d'introduction, quelques grandes familles types d'ouvrages.

4.1.1 Murs auto-stables non ancrés

Ils résistent à la poussée des terres grâce à leur propre poids.

Le mur poids

En béton ou en maçonnerie, la **stabilité** est uniquement assurée par le **poids du matériau constituant le mur** (Fig. 4.1).

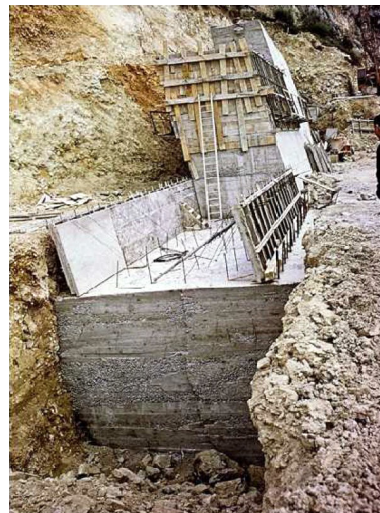
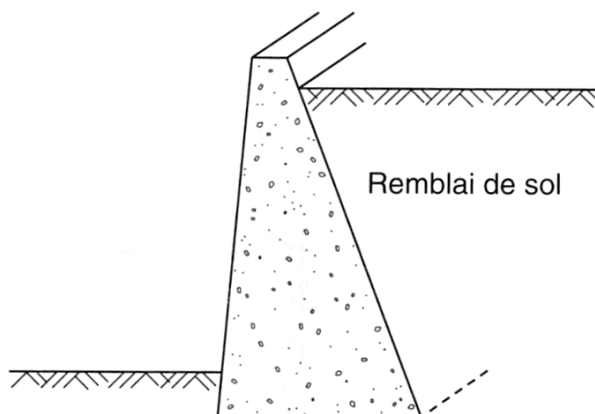


FIGURE 4.1 – Mur poids.

Le mur cantilever (ou mur voile en béton armé)

En béton armé, coulé en place ou partiellement, voire totalement préfabriqué. La **stabilité** est assurée par le **poids du matériau constituant le mur et le poids d'une partie du sol de remblaiement** s'appuyant à l'arrière de la fondation (Fig. 4.2).

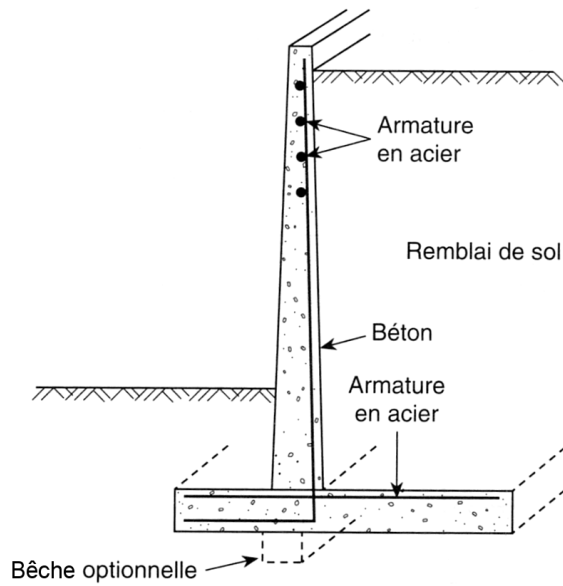


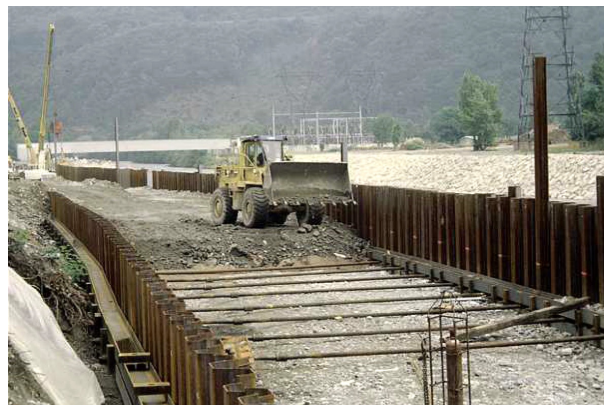
FIGURE 4.2 – Mur cantilever.

4.1.2 Parois souples ancrées ou non

Rideaux de palplanches

Ils sont constitués de palplanches (profilés métalliques rectilignes) mises en oeuvre par battage ou vibrofonçage. Les rideaux de palplanches peuvent être :

- **non ancrés** : les palplanches sont simplement fichées dans le sol,
- **ancrés** par l'ajout de tirants passifs (Fig. 4.3) ou actifs (précontraints) (Fig. 4.4),
- **butonnés** par l'installation de poutres ou traverses en partie supérieure.



(b)

FIGURE 4.3 – Rideaux de palplanches ancrés par tirants passifs.

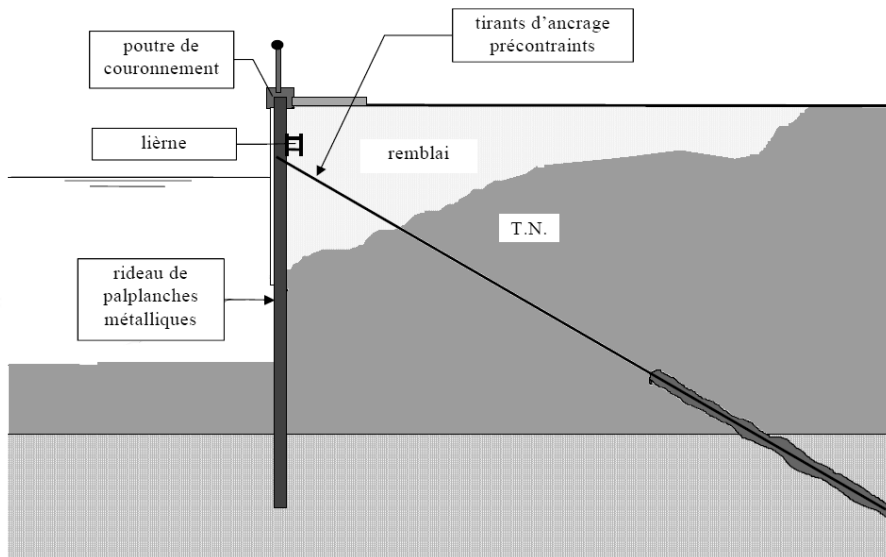


FIGURE 4.4 – Coupe schématique d'un rideau de palplanches ancré par tirants actifs.

Paroi moulée ou préfabriquée

La paroi est composée de panneaux verticaux en béton armé juxtaposés. Les deux principales étapes de réalisation sont (Fig. 4.5) :

1. excavation d'une tranchée maintenue à l'aide de boue bentonitique,
2. mise en place de la cage d'armatures et bétonnage, ou mise en place de panneaux préfabriqués.

Lors du déblaiement contre la paroi, des tirants actifs ou des butons sont éventuellement mis en place.

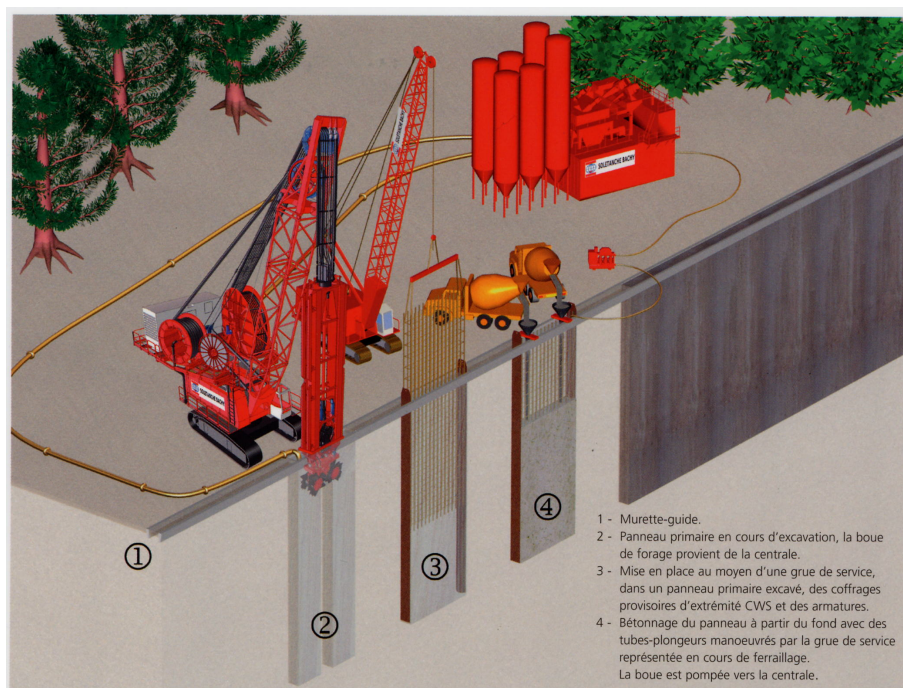


FIGURE 4.5 – Principe de réalisation d'une paroi moulée.

Paroi berlinoise

Elle est constituée de pieux métalliques (profilé en H) espacés et fichés dans le sol. Au fur et à mesure du terrassement un parement entre les pieux est réalisé à l'aide de béton projeté, béton armé (Fig. 4.6b), bastaings (Fig. 4.6a)...

Ces ouvrages peuvent être ancrés par un ou plusieurs lits de tirants précontraints.



FIGURE 4.6 – Paroi berlinoise avec un parement de bastaings (a) pour un usage temporaire, ou de béton armé (b).

Paroi parisienne

Semblable à la paroi berlinoise, mais des pieux en béton armé sont utilisés à la place des profilés métalliques.

4.1.3 Remblai renforcé

La diversité des types de remblais renforcés est assez large. On retiendra les principes généraux suivants (Fig. 4.7) :

- **des armatures** composées de bandes métalliques, de panneaux de treillis, de nappes de grillage, ou de géotextiles sont disposés horizontalement dans le sol de remblaiement,
- **le parement** est constitué d'écailles en béton armé, de parement métallique, de treillis soudés...

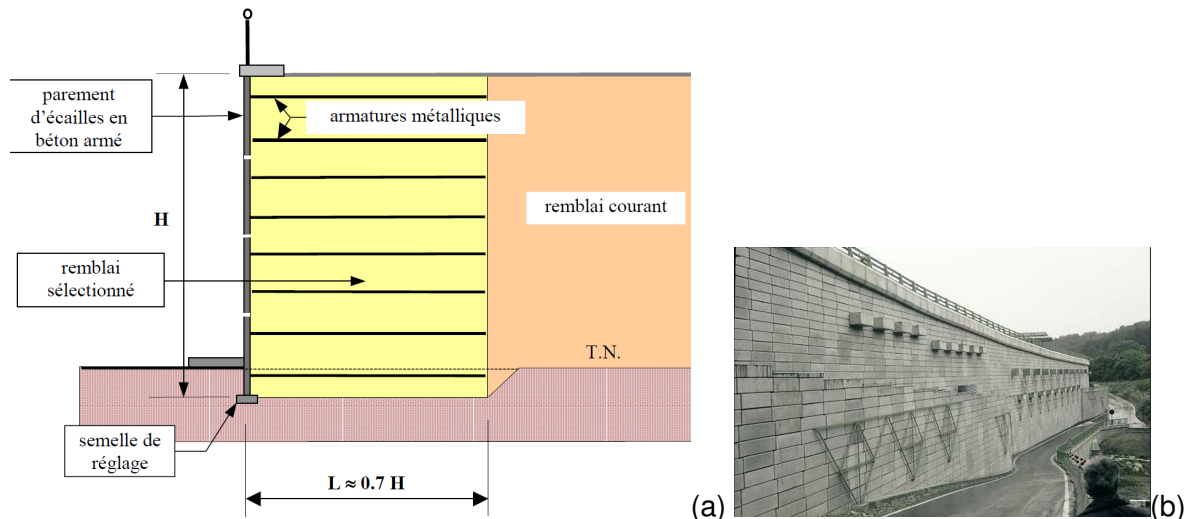


FIGURE 4.7 – Coupe schématique d'un remblai renforcé avec armatures métalliques (a), remblai renforcé de type « terre armée » (b).

4.2 Stabilité des murs poids et des murs cantilever

Compte tenu de la difficulté de calcul des soutèvements souples (rideau de palplanches, paroi berlinoise...), et de la spécificité des remblais renforcés, ce chapitre ne s'intéressera qu'aux **soutèvements rigides de type mur poids et mur cantilever**.

La capacité d'un mur de soutènement à reprendre les charges qui lui sont appliquées se décline sous 2 aspects :

- **la résistance intrinsèque du mur** : il faut vérifier la résistance propre du matériau constituant la structure du mur, par exemple en béton armé (non traité dans ce chapitre),
- **la stabilité du mur** : un mur est stable si le terrain environnant est capable de maintenir celui-ci, compte tenu des charges qui lui sont appliquées.

Les critères de stabilité du mur sont :

- le non **glissement** du mur,
- le non **renversement** du mur,
- le non **poinçonnement** du sol sous la fondation du mur.
- la **stabilité d'ensemble** (glissement de terrain).

4.2.1 La stabilité d'ensemble

La rupture d'ensemble ne concerne pas le sol de fondation directement en-dessous de la fondation du mur de soutènement, mais l'ensemble du massif de sol environnant le mur.

La **rupture d'ensemble** se traduit par un **glissement de terrain** de grande ampleur entraînant avec lui le mur de soutènement (Fig. 4.8).

La vérification de la stabilité d'ensemble fait appel à des notions de **stabilité des pentes** qui ne sont pas abordées dans ce cours.

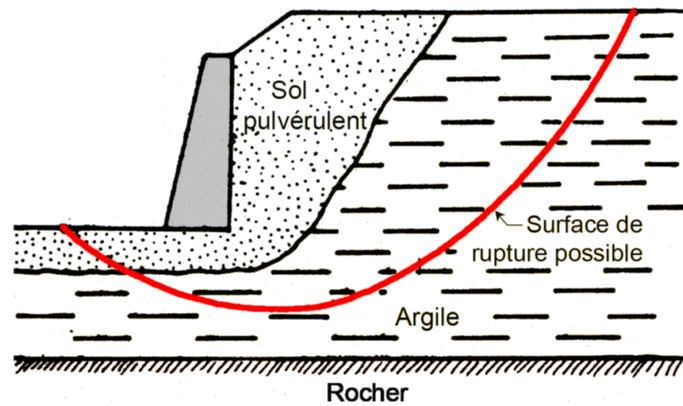


FIGURE 4.8 – Surface de rupture circulaire dans un massif de sol intégrant un mur de soutènement.

4.2.2 Stabilité au glissement, renversement et poinçonnement

Un mur poids est soumis aux actions extérieures suivantes (Fig. 4.9) :

- son **poids propre** W généralement facile à déterminer,
- la **poussée** : forces exercées par le sol soutenu sur le mur,
- la **butée** : force exercées par le sol en aval du mur,
- la **réaction verticale** du sol de fondation sur le mur,
- la **réaction horizontale** du sol de fondation sur le mur, se traduisant pas un **cisaillement** à l'interface sol/mur.

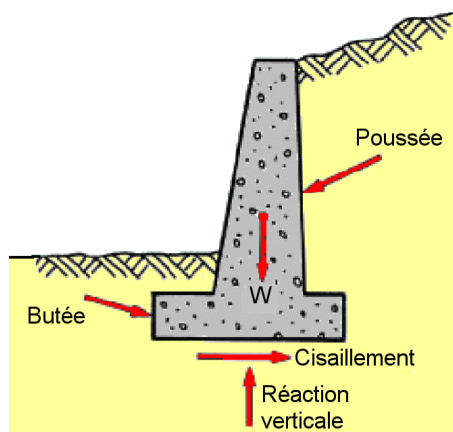


FIGURE 4.9 – Représentation schématique des actions extérieures exercées sur un mur poids.

La stabilité du mur de soutènement est assurée si les équations d'équilibre ci-dessous sont vérifiées :

$$\sum \vec{F}_{verticales}^{ext} = 0 \quad \text{et} \quad \sum \vec{F}_{horizontales}^{ext} = 0 \quad \text{et} \quad \sum \vec{M}^{ext} = 0$$

Dans la pratique, on vérifie de manière équivalente :

- la **stabilité au glissement** du mur (bilan sur les $\vec{F}_{horizontales}^{ext}$),
- La **stabilité au poinçonnement** du mur (bilan sur les $\vec{F}_{verticales}^{ext}$),
- La **stabilité au renversement** du mur (bilan sur les \vec{M}^{ext}).

Afin d'effectuer ces bilans sur les efforts extérieurs il est indispensable d'être en mesure d'estimer les **forces de poussée et de butée**.

4.3 Calcul des forces de poussée et de butée

Dans un liquide la pression est la même dans toutes les directions de l'espace (pression hydrostatique ou isotrope). Dans un sol la **pression horizontale est différente de la pression verticale**.

4.3.1 Coefficient de pression des terres au repos

Un sol soumis à une **contrainte verticale** tend à se déformer dans la direction horizontale. Cependant, comme un élément de sol est confiné par les éléments de sol voisins, sa déformation horizontale est limitée par le développement d'une **contrainte horizontale**. **La valeur de la contrainte horizontale dépend de la capacité du sol à se déformer**, donc du **type de sol**.

Dans un massif de sol homogène à surface horizontale le rapport entre la contrainte effective horizontale σ'_h , et la contrainte effective verticale σ'_v , s'exprime au moyen du **coefficient de pression des terres au repos** K_0 :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

Dans l'exemple de la figure 4.10, la contrainte horizontale a pour valeur :

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \gamma' \cdot z$$

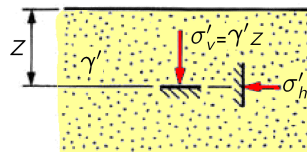


FIGURE 4.10 – Contrainte horizontale dans un sol.

Le coefficient K_0 peut être mesuré à l'aide d'un appareil triaxial ou d'une cellule œdométrique spécifique. **Pour les sables**, K_0 peut être évalué à partir de la **formule empirique de Jacky** :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

K_0 permet de déterminer les contraintes horizontales agissant sur un **mur rigide ne subissant pas de mouvement horizontal** par rapport au sol : voir la figure 4.11. Dans cet exemple constitué d'une couche de sol homogène, la distribution des contraintes horizontales est triangulaire avec la profondeur, comme pour les contraintes verticales.

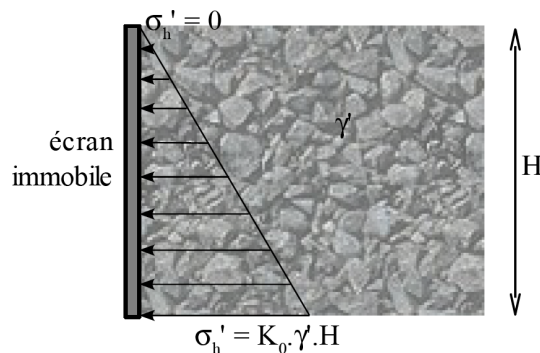


FIGURE 4.11 – Contraintes horizontales s'exerçant sur un écran immobile (terres au repos).

4.3.2 Poussée (ou poussée active)

Considérons un massif de sol soutenu par un mur vertical. Initialement, la contrainte horizontale σ'_h dans le sol est inférieure à la contrainte verticale σ'_v . σ'_h correspond donc à la contrainte principale mineure (σ'_3), et σ'_v à la contrainte principale majeure (σ'_1) (Fig. 4.13).

Supposons que le mur subisse un léger déplacement vers l'**extérieur** du massif (Fig. 4.12).

- Au cours du déplacement du mur, la contrainte horizontale σ'_h diminue.
- σ'_h peut diminuer jusqu'à ce que le cercle de Mohr représentant l'état de contrainte soit tangent au critère de Mohr-Coulomb (Fig. 4.13), il y a alors **rupture** du sol.
- La **poussée** (ou poussée **active**) correspond à cet état de contrainte à la rupture.

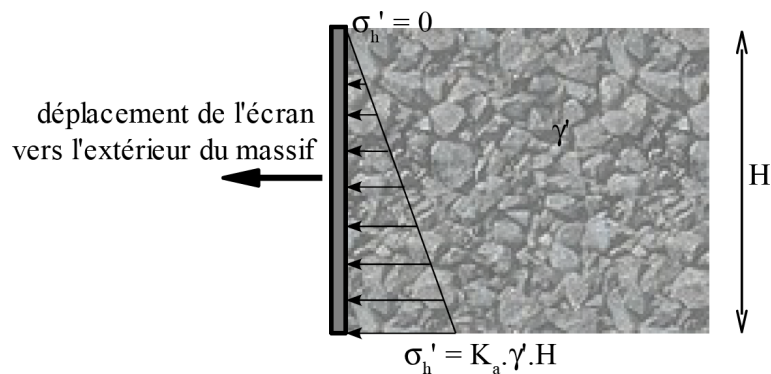


FIGURE 4.12 – Contraintes horizontales s'exerçant dans le cas de la poussée.

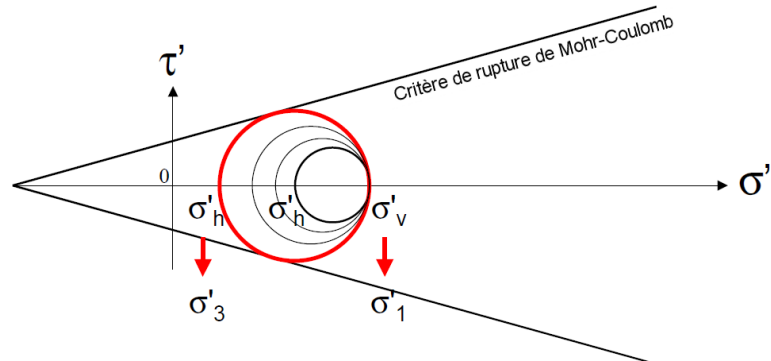


FIGURE 4.13 – Evolution de l'état de contrainte lors du développement de la poussée.

le **coefficient de poussée des terres** K_a est défini comme le rapport entre σ'_h et σ'_v à la rupture :

$$K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

4.3.3 Butée (ou poussée passive)

Supposons maintenant que le mur subisse un léger déplacement vers l'**intérieur** du massif (Fig. 4.14).

- Au cours du déplacement du mur, la contrainte horizontale σ'_h augmente au point d'être supérieure à σ'_v et de devenir la contrainte principale majeure (σ'_1).
- σ'_h peut augmenter jusqu'à ce que le cercle de Mohr soit tangent au critère de Mohr-Coulomb (Fig. 4.15), il y a alors **rupture** du sol. .

- La **butée** (ou poussée **passive**) correspond à l'état de contrainte à la rupture.

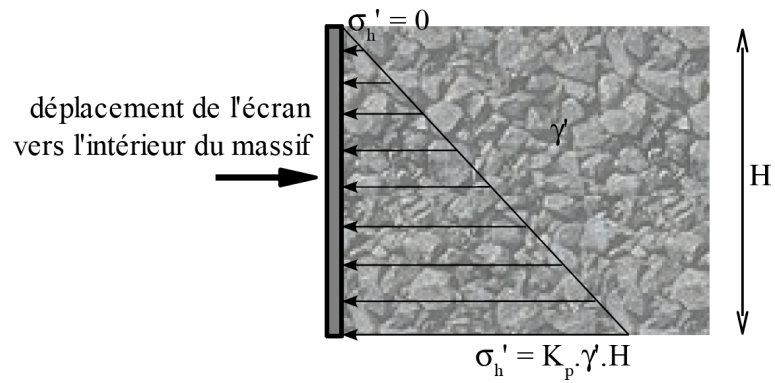


FIGURE 4.14 – Contraintes horizontales s'exerçant dans le cas de la butée.

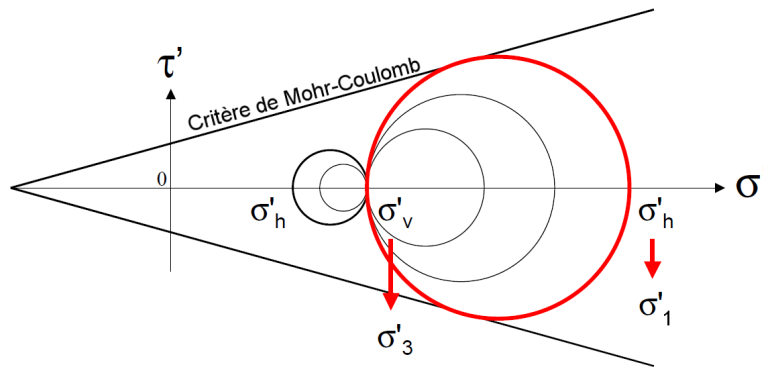


FIGURE 4.15 – Evolution de l'état de contrainte lors du développement de la butée.

Le **coefficient de butée des terres** K_p , est défini comme le rapport entre σ'_h et σ'_v à la rupture :

$$K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}.$$

4.3.4 Bilan sur la Poussée et la Butée

L'évolution de la contrainte horizontale en fonction du déplacement horizontal du mur est synthétisée sur la figure 4.16. Les valeurs de σ'_h sont comprises entre deux extrêmes correspondant à la **poussée** et à la **butée**.

- La **poussée** est mobilisée pour un **faible déplacement de l'écran** d'environ $H/1000$ (faible déformation du sol).
- La **butée** représente un bon blocage du sol (contraintes horizontales importantes) toutefois un **déplacement important de l'écran** est nécessaire $H/100$ à $H/10$ (déformations importantes du sol) **pas toujours vérifié sur le terrain**.

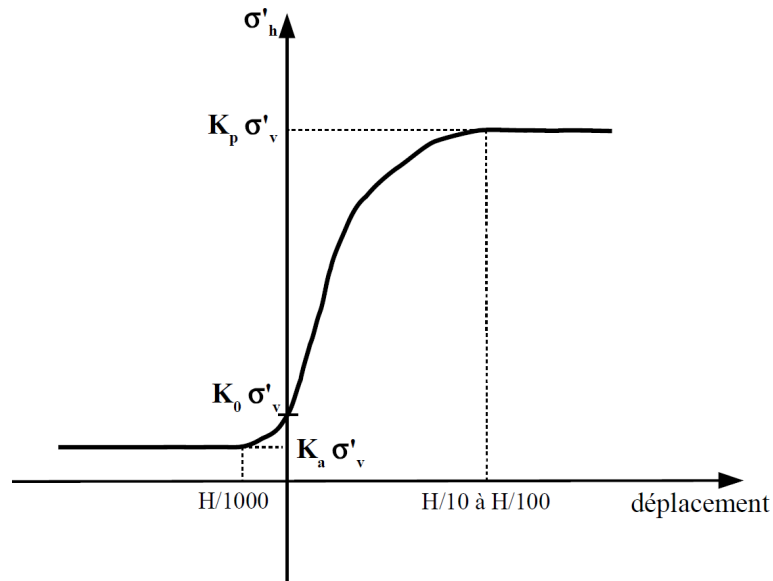


FIGURE 4.16 – Evolution de la contrainte horizontale en fonction du déplacement de l'écran.

Obliquité des contraintes de poussée

Il existe toujours un **déplacement relatif tangentiel (dans la direction verticale) entre le mur de soutènement et le sol**, il se développe alors des **contraintes de cisaillement** dues au frottement à l'interface mur/sol. Par conséquent, **les contraintes exercées par le sol sur le mur ne sont pas horizontales mais comportent une composante verticale** constituée par les contraintes de cisaillement. Les contraintes exercées par le sol sur le mur sont alors **inclinées d'un angle δ** par rapport à l'horizontale tel que montré sur la figure 4.17.

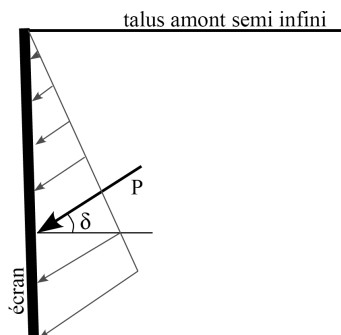


FIGURE 4.17 – Obliquité des contraintes de poussée sur un écran.

Cas simplifié (Hypothèses de Rankine)

Dans le cadre de ce cours on se place dans un cas simplifié où :

- on considère une **interface sol/mur lisse et verticale** : donc $\delta = 0$ et les **contraintes de poussée sont horizontales**,
- de plus on supposera que le **talus amont** soutenu par le mur est **horizontal** (facilite le calcul des contraintes verticales et horizontales).

Attention : de manière générale ces hypothèses ne sont pas vérifiées, et il faut faire appel à une théorie plus avancée pour le calcul de K_a et K_p .

4.3.5 Calcul de K_a et K_p

Sol pulvérulent (non cohésif)

Dans ce cas simple les coefficients de poussée (K_a) et de butée (K_p) sont déduits directement des cercles de Mohr à la rupture sur la figure 4.18.

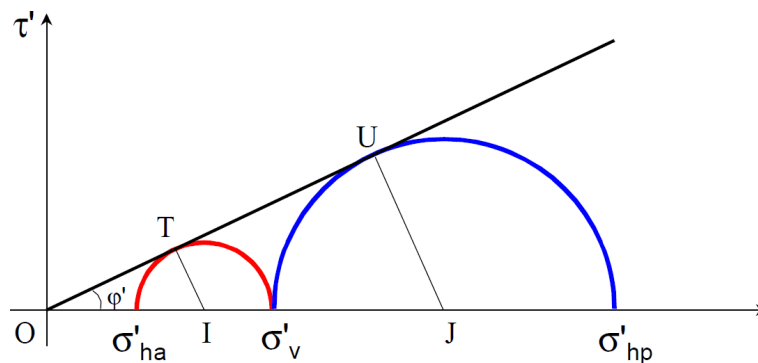


FIGURE 4.18 – Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la poussée et de la butée.

- **Poussée** → **petit cercle de Mohr**

Dans le triangle OIT on a : $\sin \varphi' = IT/OI$

avec : $IT = \text{rayon du cercle} = (\sigma'_v - \sigma'_{ha})/2$, et $OI = \text{centre du cercle} = (\sigma'_v + \sigma'_{ha})/2$.

$$\text{En isolant } \sigma'_{ha} : \quad \sigma'_{ha} = \sigma'_v \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \sigma'_v \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right),$$

$$\text{donc :} \quad K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

- **Butée** → **grand cercle de Mohr**

Dans le triangle OJU on a : $\sin \varphi' = UJ/OJ$

avec $UJ = \text{rayon du cercle} = (\sigma'_{hp} - \sigma'_v)/2$, et $OJ = \text{centre du cercle} = (\sigma'_v + \sigma'_{hp})/2$.

$$\text{En isolant } \sigma'_{hp} : \quad \sigma'_{hp} = \sigma'_v \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \sigma'_v \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right),$$

$$\text{donc :} \quad K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Sol cohérent

On montre grâce au théorème des états correspondants :

- **poussée** : $\sigma'_h = K_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a}$ (avec la valeur de K_a obtenue pour un sol pulvérulent),
- **butée** : $\sigma'_h = K_p \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_p}$ (avec la valeur de K_p obtenue pour un sol pulvérulent).

Court terme

Tel que montré sur la figure 4.19 :

- **en poussée** : $\sigma_h = \sigma_v - \text{diamètre} = \sigma_v - 2C_u$.
- **en butée** : $\sigma_h = \sigma_v + \text{diamètre} = \sigma_v + 2C_u$.

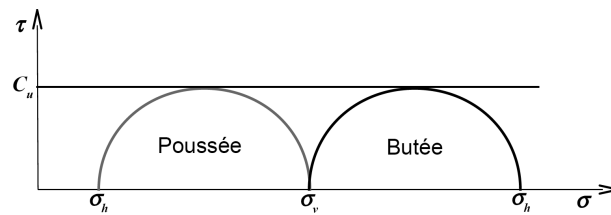


FIGURE 4.19 – Cas de la poussée et de la butée en condition non drainée.

4.4 Justification des murs poids

4.4.1 Hypothèses générales

- **Concernant le développement de la poussée** : on considère en général que lors du remblaiement du sol en amont du mur de soutènement, celui-ci subit un déplacement vers l'aval suffisant ($\approx H/1000$) pour mobiliser la **poussée** (poussée active) du sol sur le mur.
- **Concernant le développement de la butée** : en aval du mur, la **butée** (poussée passive) est souvent **négligée** car elle demande, pour être mobilisée, un déplacement important ($H/10$ à $H/100$) pas toujours atteint. De plus, il est fréquent dans des phases de travaux que la partie avale du mur soit déblayée (ex : réfection d'une route) supprimant ainsi toute butée avale en défaveur de la sécurité.
- **Dans le cas d'un mur cantilever** on supposera que les contraintes de poussées s'appliquent sur un écran fictif lisse et vertical passant par l'arête du talon du mur (Fig. 4.20). On attribuera alors au poids propre du mur le poids des terres comprises entre le mur et l'écran fictif (en plus du poids du béton armé).

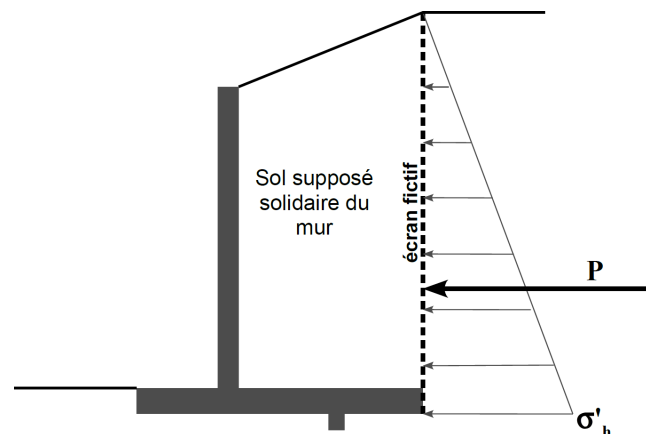


FIGURE 4.20 – Interaction simplifiée sol-mur cantilever.

Avertissement !

La justification décrite ci-après est volontairement simplifiée par rapport aux règles de calcul énoncées dans l'Eurocode 7.

Il s'agit alors d'une justification que l'on mènera par défaut en combinaison quasi-permanentes à l'ELS ($G + Q$) et en conditions drainées, mais **en aucun cas d'une justification réglementaire.**

4.4.2 Résistance au glissement

On suppose qu'il peut se développer un plan de cisaillement horizontal sous le semelle de fondation (Fig. 4.21).

- Ce plan est soumis à une force normale V_d qui est la composante verticale de la force appliquée par la fondation au sol (poids du mur, ...).
- La composante horizontale H_d de la force appliquée par la fondation sur le sol (forces dues à la poussée du sol, à l'eau, ...) doit être inférieure à la force tangentielle de rupture suivant ce

même plan de cisaillement (en conditions drainées) :

$$H_d \leq \frac{V_d \tan \delta_{a;d}}{\gamma_{R;h} \gamma_{R;d;h}}$$

avec :

- $\delta_{a;d}$ l'angle de frottement entre la semelle de fondation et le sol :
pour une **semelle préfabriquée** : $\delta_{a;d} = 2\varphi'/3$,
pour une **semelle coulée en place ou munie d'une bêche** : $\delta_{a;d} = \varphi'$,
 φ' correspondant à l'angle de frottement du sol de fondation (rigoureusement dans l'Eurocode : l'angle de frottement à l'état critique).
- $\gamma_{R;h} = 1,1$ le facteur partiel pour la résistance au glissement,
- $\gamma_{R;d;h} = 0,9$ le coefficient de modèle pour l'estimation de la résistance ultime au glissement.

On remarque que :

- dans l'expression ci-dessus on néglige par mesure de sécurité l'effet de la cohésion c' sur la résistance au glissement ;
- puisque $\gamma_{R;h} \gamma_{R;d;h} = 1,1 \times 0,9 = 1,0$, la vérification au glissement peut simplement s'écrire : $H_d \leq V_d \tan \delta_{a;d}$

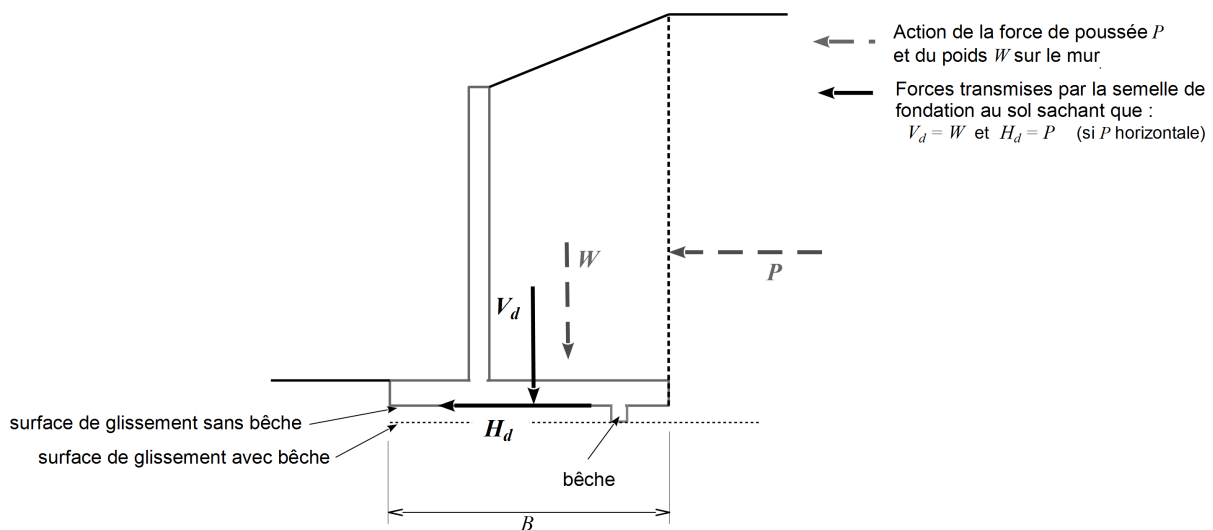


FIGURE 4.21 – Forces normale et tangentielle s'appliquant sur le plan de glissement à l'interface entre la fondation du mur et sol.

4.4.3 Résistance au renversement

On considère que le sol doit rester **entièrement comprimé** (en combinaison quasi permanente) sous la semelle de fondation.

- La résultante de la distribution de contrainte verticale sous la semelle de fondation correspond à la force V_d ($V_d = W$ par équilibre des forces verticales). Cette distribution de contrainte verticale, où de manière équivalente V_d , est la seule à pouvoir équilibrer le moment M_{WP} créé en O par le poids du mur W et l'effort de poussée P (cf. figure 4.22).
- Soit d le bras de levier de V_d par rapport à O.

- L'équilibre des moments au point O s'écrit : $M_{/O} = V_d d - M_{WP} = 0$ donc $d = M_{WP}/V_d$.

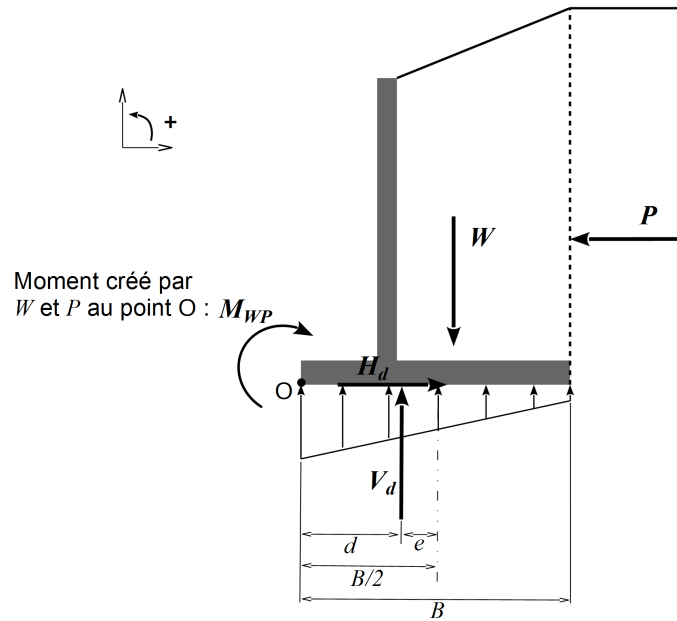


FIGURE 4.22 – Calcul du bras de levier d .

Le sol sous la fondation est entièrement comprimé si V_d se situe dans le tiers central de la semelle tel qu'illustré sur la figure 4.23, soit si :

$$d \geq B/3 \quad (\text{et } d \leq 2B/3)$$

ou de manière équivalente si l'excentricité e :

$$e = \frac{B}{2} - d \leq B/6$$

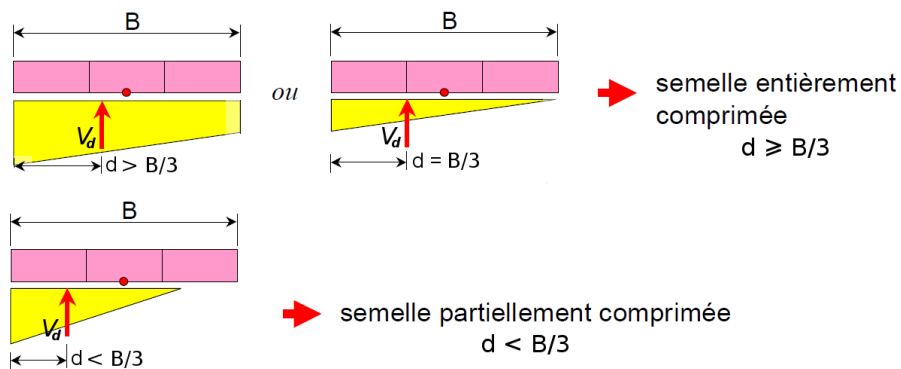


FIGURE 4.23 – La semelle est entièrement comprimée si la résultante se situe dans le tiers central.

4.4.4 Résistance au poinçonnement

La vérification de la résistance au poinçonnement s'effectue de manière identique à celle réalisée dans le cas d'une fondation superficielle classique (cf. parties 2.3 à 2.5, pages 20 à 27). Il faut toutefois veiller à prendre en compte les trois particularités suivantes :

1. il y a un excentrement e de la force verticale V_d par rapport à l'axe de la semelle,
2. la composante horizontale H_d de la charge résultante sur la semelle de fondation est non nulle, ainsi il faut tenir compte de l'inclinaison de charge résultante par rapport à la verticale,
3. dans le cas des murs de soutènement le coefficient de modèle $\gamma_{R;d;v}$ prend des valeurs particulières :

essais in-situ (pressiomètre ou pénétromètre statique) : $\gamma_{R;d;v} = 1,0$
essais de laboratoire (c et φ) et conditions non drainées : $\gamma_{R;d;v} = 1,0$
essais de laboratoire (c et φ) et conditions drainées : $\gamma_{R;d;v} = 1,7$.

4.5 Prédimensionnement des murs et règles constructives

Prédimensionnement

Le calcul d'un mur étant une justification de sa stabilité, il est nécessaire de définir a priori, ses dimensions.

On retiendra comme ordre de grandeur :

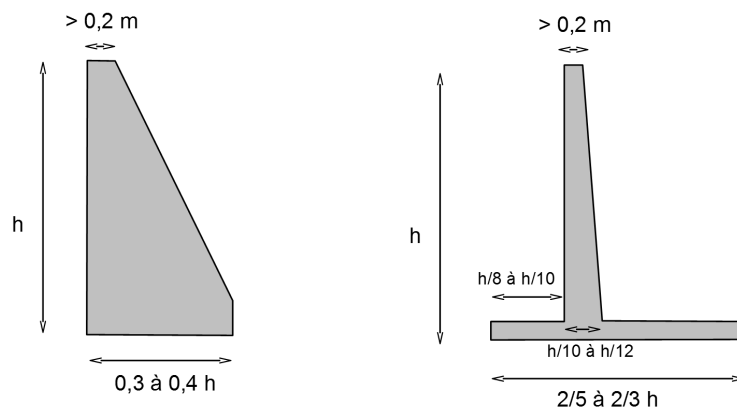


FIGURE 4.24 – Mur trapézoïdal

Mur cantilever.

Rôle de l'eau

En présence d'une nappe en amont du mur, lorsque le sol est saturé, il y a lieu de différencier l'action du squelette granulaire de celle de l'eau. La pression interstitielle s'applique perpendiculairement à l'écran sous la forme d'une répartition triangulaire et elle s'ajoute à l'action du squelette granulaire. Aussi, afin d'éviter cette poussée supplémentaire sur le mur il est nécessaire de prévoir des systèmes de drainage qui réduisent les pressions interstitielles sur les ouvrages de soutènement.