

ANNALES

DE L'INSTITUT TECHNIQUE
DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS

N° 516 - SEPTEMBRE 1993

SÉRIE : SOLS ET FONDATIONS 220

PATHOLOGIE des FONDATIONS et des OUVRAGES en TERRE

Elie ABSI

*Lauréat de l'Académie des Sciences
Professeur à l'École Centrale de Paris et au CHEC
Directeur Scientifique du CEBTP*

PATHOLOGIE des FONDATIONS et des OUVRAGES en TERRE

Elie ABSI

La maintenance, la réparation et le renforcement des constructions forment une activité en plein développement aux dépens de la construction neuve. Cette évolution concerne aussi bien le Bâtiment que les Travaux Publics et intéresse tous les pays, qu'ils soient industrialisés ou en voie de développement. En France, ce secteur représente, actuellement, près de 50 % de l'ensemble des activités des entreprises du BTP.

Les travaux de reprise en sous-œuvre constituent pour les constructeurs des opérations délicates et compliquées. La formation donnée dans les établissements d'enseignement technique ne leur accorde pas la place qu'ils méritent.

L'expérience acquise dans la construction neuve n'est pas suffisante pour bien appréhender ce marché. L'approche du problème est différente et les techniques à utiliser ne sont pas toujours les mêmes. Un effort important est à fournir pour faciliter la tâche de tous les intervenants

dans ce domaine (Maîtres d'œuvre, Entrepreneurs, Bureaux de contrôle, ...). En particulier, il y a lieu de :

- mettre au point le matériel et les procédures d'essais nécessaires pour réaliser le diagnostic,
- combler les lacunes en matière de normalisation et de règles de construction,
- faire évoluer la conception des ouvrages neufs pour faciliter les travaux ultérieurs d'entretien et de réparation,
- informer et favoriser l'enseignement de la pathologie et des techniques de réparation ou de reprise en sous-œuvre.

Notre but, ici, est d'apporter une certaine contribution dans ce domaine. Chaque chapitre comporte un rappel de quelques éléments de base en géotechnique et une analyse de divers exemples de pathologie parmi les plus courants.

1. GÉNÉRALITÉS

1.1. Introduction

Au point de vue géotechnique, les matériaux constituant la croûte terrestre se divisent en deux grandes catégories : les roches et les sols.

Les roches (silice, calcaire, feldspath, ...) sont des matériaux durs qui ne peuvent être fragmentés qu'au prix de très gros efforts mécaniques.

Les sols, au contraire, sont des agrégats minéraux qui peuvent se désagréger en éléments de dimensions plus ou moins grandes sans nécessiter un effort considérable. Ils résultent de l'altération chimique (oxydation, ...), physique (variation de température, gel, ...) ou mécanique (érosion, vagues, ...) des roches.

Suivant le but recherché, on considère :

a) La géologie

La géologie étudie les matériaux constituant la partie observable du globe terrestre, ainsi que l'ordre suivant lequel ces matériaux sont répartis dans le temps et dans l'espace. Son but essentiel est l'histoire de la terre et son évolution.

b) La pédologie

La pédologie étudie spécialement la couche supérieure de l'écorce terrestre utilisée par les racines des plantes. Elle met en lumière le rôle des constituants du sol fréquemment négligés par les géotechniciens : les matières organiques et la matière vivante (bactéries).

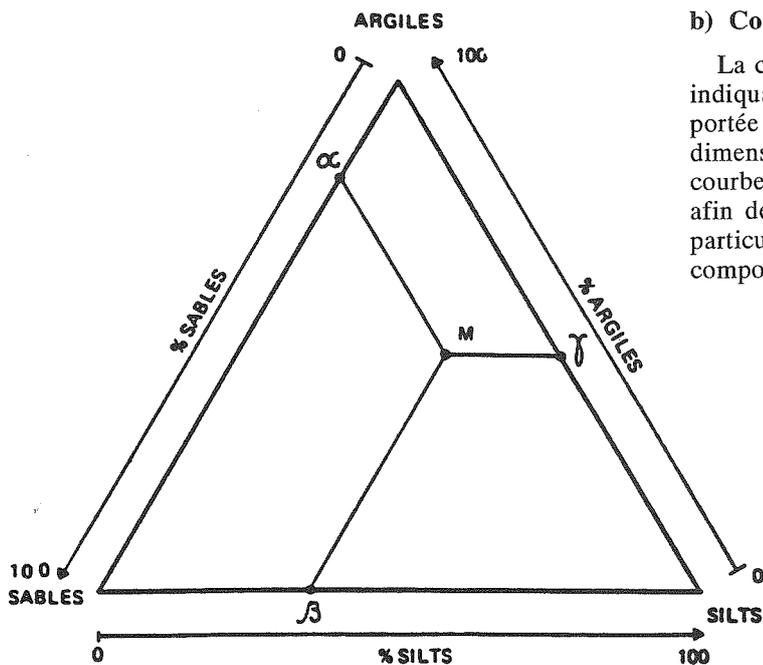
c) La mécanique des sols ou géotechnique

La mécanique des sols est l'étude des propriétés mécaniques, physiques et hydrauliques des sols en vue de leur application à la construction.

1.2. Classification des sols

Suivant les dimensions de leurs éléments, les sols peuvent être classés en :

- blocs rocheux : ≥ 200 mm ;
- cailloux : 200 mm à 20 mm ;
- graviers : 20 mm à 2 mm ;
- sables : 2 mm à 50 μ m ;



b) Courbe granulométrique

La courbe granulométrique (fig. 3) est un graphique indiquant, pour une dimension *d* donnée d'un grain, portée en abscisse, le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure à *d* existant dans le milieu. La courbe est dressée en coordonnées semi-logarithmiques afin de permettre une représentation plus précise des particules fines dont l'influence est capitale dans le comportement des sols.

Fig. 1. — Représentation triangulaire.

silts : 50 μm à 5 μm ;

argiles :

- grains fins : 5 μm à 2 μm ;
- grains très fins : 2 μm à 0,2 μm
- colloïdes : ≤ 0,2 μm (kaolinite, illite, bentonite, ...).

On distingue parfois deux grandes classes de sol, par rapport à la taille des grains :

- les sols grenus : ≥ 20 μm,
- les sols fins ou cohérents : < 20 μm.

Pour représenter un sol, on peut utiliser un des deux procédés suivants :

a) Représentation triangulaire et dénomination

Soit un sol constitué de α % de son poids sec de sable, de β % de silt et γ % d'argile, (α % + β % + γ % = 100 %). Il peut être représenté par un point M situé à l'intérieur d'un triangle équilatéral (fig. 1). Suivant la zone où tombe ce point, le sol sera désigné par la dénomination correspondante (fig. 2).

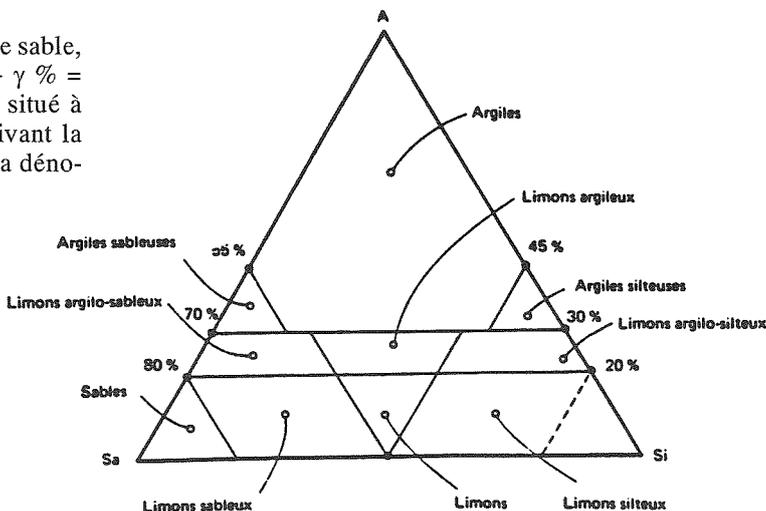


Fig. 2. — Dénomination.

1.3. Quelques types de sols

On peut citer notamment :

Les marnes : c'est un matériau constitué par du calcaire et de l'argile. En pratique, on donne le nom de marne à toute roche qui fait à la fois pâte avec l'eau et effervescence à l'acide chlorhydrique dilué à froid.

La vase : c'est un sédiment fin, de couleur foncée, plastique, malodorant. Sa principale originalité par rapport à la boue banale, faite de constituants de la taille des silts et des limons, est d'avoir un liant en partie organique. Il y a donc une certaine analogie entre les propriétés des boues et celles des vases.

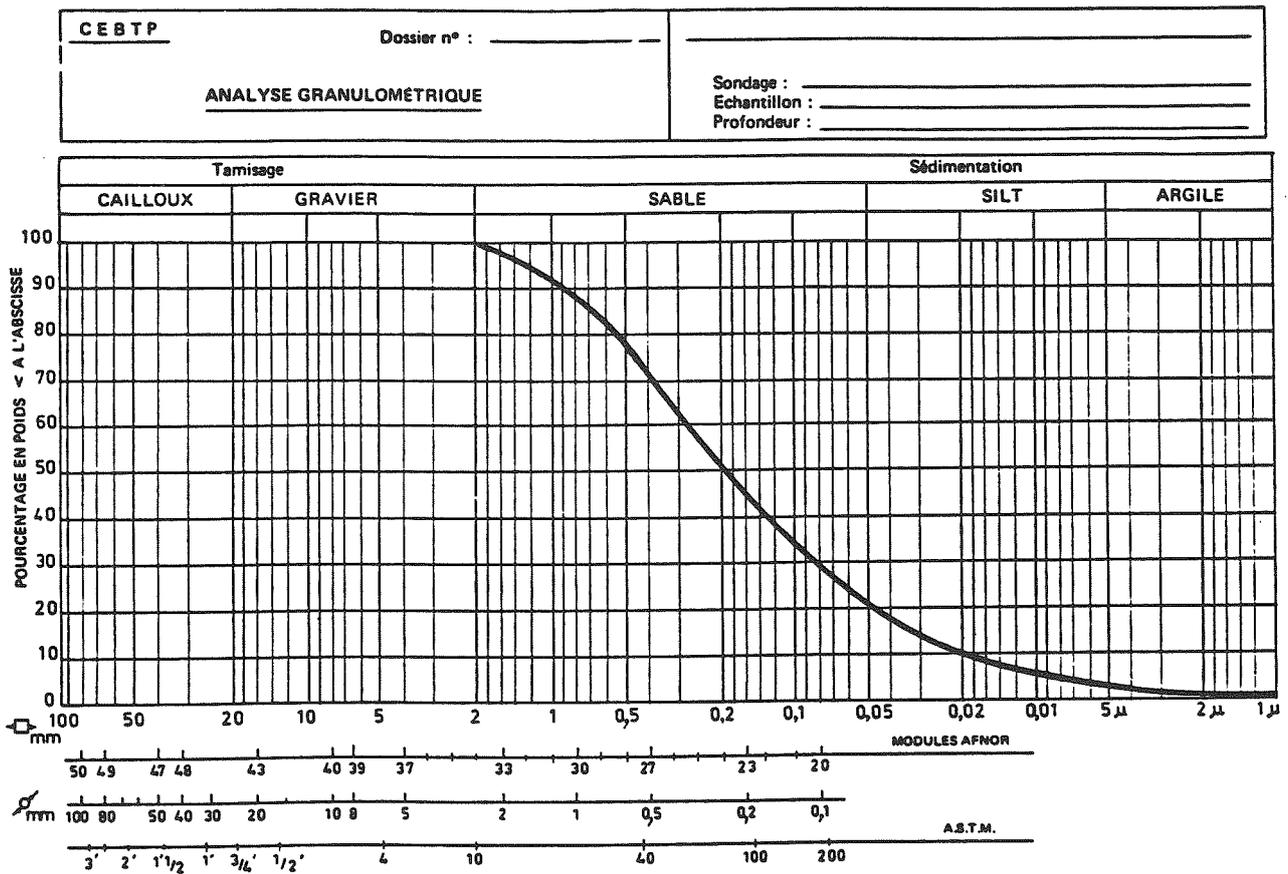


Fig. 3. — Courbe granulométrique.

La tourbe : la tourbe est un produit de la décomposition des végétaux en milieux aqueux à l'abri de l'air, sous l'action de champignons et de bactéries. C'est une substance brunâtre (ou noire) dans laquelle les débris végétaux sont très reconnaissables. C'est donc un sol organique à texture fibreuse qui ne supporte aucune surcharge (remblai, construction, ...) sans subir une réduction considérable de volume.

Ces sols organiques manifestent des comportements très particuliers qui ne suivent pas les lois de la mécanique des sols, qui sont valables pour des sols d'origine minérale.

1.4. Quelques définitions

Le sol est un matériau complexe constitué par des grains solides comportant des vides remplis d'eau ou d'air. On a, par définition :

Porosité n :

$$n = \frac{\text{Volume (eau + air)}}{\text{Volume total}}$$

Indice des vides e :

$$e = \frac{\text{Volume (eau + air)}}{\text{Volume grains solides}} = \frac{n}{1 - n}$$

d'où :

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

Pour les sables, e varie notamment avec la granulométrie.

Teneur en eau w :

$$w \text{ (en \%)} = \frac{\text{Poids eau}}{\text{Poids solides}} \times 100$$

w peut être supérieure à 100 %.

Degré de saturation S_r :

$$S_r \text{ (en \%)} = \frac{\text{Volume eau}}{\text{Volume (eau + air)}} \times 100$$

Si le sol est parfaitement saturé, on a : $S_r = 100 \%$.

Indice de densité I_D ou degré de compacité des sols sableux :

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

où :

e_{\max} est l'indice des vides le plus grand possible, correspondant à la compacité naturelle la plus faible, obtenu par simple déversement sous faible hauteur,

e_{\min} est l'indice des vides le plus faible, correspondant au plus grand serrage possible,
 e est l'indice des vides du sol considéré.

On peut définir le sable par l'échelle suivante :

Sable lâche : $I_D \leq \frac{1}{3}$

Sable moyen : $\frac{1}{3} \leq I_D \leq \frac{2}{3}$

Sable serré ou compact : $I_D \geq \frac{2}{3}$

1.5. Limites d'ATTERBERG

La consistance d'un sol fin varie suivant sa teneur en eau. Plus précisément, en opérant à teneur en eau décroissante, on rencontre les quatre états suivants :

a) État liquide :

Le sol n'a qu'une cohésion très faible. Il a l'aspect d'un fluide. Il tend à s'étaler si on le pose sur une surface horizontale.

b) État plastique :

Le sol a une cohésion plus importante. Posé sur une surface horizontale, il n'a pas tendance à s'étaler mais n'offre aucune résistance à l'action de charges même très faibles.

c) État solide avec retrait :

La déformabilité du corps est beaucoup plus faible. Soumis à la dessiccation, il perd une partie de son eau interstitielle tout en se contractant d'une valeur appréciable.

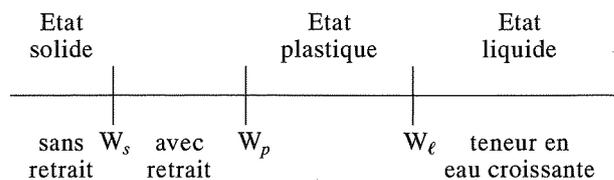
d) État solide sans retrait :

La rigidité du corps augmente encore et son volume ne change pas quand sa teneur en eau diminue.

Le passage d'un état à un autre s'effectue évidemment d'une façon progressive. Néanmoins, il existe des essais permettant de déterminer, suivant des critères conventionnels, la teneur en eau pour laquelle cette transition peut se produire. On distingue notamment :

- la limite de liquidité : teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique (W_ℓ),
- la limite de plasticité : teneur en eau qui sépare l'état plastique de l'état solide (W_p),
- la limite de retrait : teneur en eau qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait (W_s).

Ces limites ont été définies par l'agronome suédois ATTERBERG en 1905. Elles sont déterminées en laboratoire par des essais normalisés.



L'indice de plasticité I_p est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Il définit donc l'étendue du domaine plastique :

$$I_p = W_\ell - W_p$$

Le tableau ci-après donne, à titre indicatif, les limites d'ATTERBERG pour quelques sols :

Sols	W_ℓ	W_p	I_p
Limon d'Orly	32	18	14
Argile de Londres	80	30	50
Argile de Mexico	500	375	125

La comparaison de la teneur en eau naturelle W et des limites d'ATTERBERG permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance :

$$I_c = \frac{W_\ell - W}{W_\ell - W_p}$$

La connaissance de ces limites est importante pour l'exécution de travaux de terrassements (fouilles, tranchées, ...). En particulier, si le matériau doit être utilisé après remaniement (remblais, barrages en terre, ...), leur détermination revêt une importance considérable. Considérons, à titre d'exemple, le cas des murs en pisé (argile gâchée avec de la paille) qu'on désigne aussi par terre stabilisée. Dans les régions très sèches, les périodes de sécheresse trop prolongées, suivies de précipitations courtes, font évoluer — alternativement — le matériau de l'état solide (avec formation de microfissures dues au retrait) à l'état plastique ; ceci explique la destruction, à plus ou moins long terme, de divers ouvrages en terre.

Les limites d'ATTERBERG sont de plus en plus complétées par l'essai au bleu de méthylène qui caractérise la surface spécifique des grains solides et leur pouvoir d'absorption, autrement dit l'activité argileuse.

2. RECONNAISSANCE des SOLS

Suivant l'importance de l'ouvrage, sa destination et la nature du sol, divers procédés de reconnaissance peuvent être envisagés. Citons, en particulier, les procédés suivants.

2.1. Exécution de puits, galeries ou tranchées

Ce sont des ouvertures qui permettent une reconnaissance *in situ* du sol. Celles-ci étant accessibles, il est possible d'examiner la structure des différentes couches en place et de prélever des échantillons aux endroits les plus intéressants. L'exécution d'une galerie ou d'un puits peut présenter certaines difficultés dans un sol sans cohésion ou en présence d'une nappe d'eau.

2.2. Forages et sondages

Il faut faire une distinction entre un forage et un sondage.

Un **forage** consiste à perforer le sol, à la plus grande vitesse possible, sans chercher à reconnaître spécialement les couches traversées. Les forages sont exécutés en vue de réaliser des travaux spéciaux (pieux moulés dans le sol, injections, ancrages, ...) ou pour la recherche de nappes (eau, pétrole, ...).

Un **sondage** a pour but essentiel de déterminer la nature des couches traversées. Il est réalisé avec beaucoup plus de soin que les forages et avec des outils permettant de ramener à la surface du sol des échantillons prélevés à différentes profondeurs. Divers types d'appareils de sondage sont actuellement utilisés.

Les échantillons (ou carottes) sont examinés par le sondeur au fur et à mesure de leur prélèvement. Il leur attribue un nom conforme à l'usage local et établit une coupe de sondage. Le nom du sol est accompagné d'épithètes caractérisant son degré de consistance, sa couleur et autres propriétés apparentes. En vue de leur examen au laboratoire, les échantillons sont expédiés et conservés dans des boîtes adéquates souvent étanches. Au cours des différentes opérations d'extraction et de transport, on ne peut éviter de remanier l'échantillon. Il faut veiller à atténuer ces altérations.

En résumé, les principaux avantages de ces procédés sont :

- reconnaissance du sol par examen d'échantillons extraits à différentes profondeurs ;
- possibilité d'exécuter, dans les trous de forage, des essais de reconnaissance complémentaires (mesure

de perméabilité, détermination du niveau d'une nappe d'eau...).

Les principaux inconvénients sont :

- opération coûteuse ; elle doit être exécutée à l'endroit où elle s'avère indispensable ;
- les échantillons prélevés sont plus ou moins remaniés.

2.3. Pénétration

L'essai de pénétration consiste à enfoncer un ensemble de tiges fixées bout à bout dans le sol et à étudier la résistance rencontrée en fonction de la profondeur. C'est un procédé de reconnaissance relativement facile à exécuter. Il est très utile pour les fondations sur pieux. Cependant, les indications fournies sont plutôt d'ordre qualitatif. Il doit être jumelé à des sondages, même très espacés, pour mieux reconnaître le sol.

La pénétration dans le sol s'effectue soit sous l'action d'une pression verticale exercée par un vérin (essai statique), soit sous l'action de coups de mouton successifs appliqués sur le train de tiges (essai dynamique).

2.3.1. Pénétromètre statique

Généralement, le pénétromètre statique est constitué de deux parties indépendantes (fig. 4) :

- un tube cylindrique creux dont la surface extérieure constitue la paroi latérale du pénétromètre,
- une tige métallique traversant le tube et qui se termine par une pointe conique à la partie inférieure.

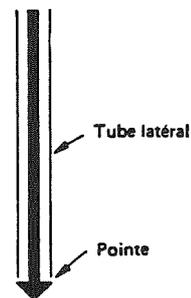


Fig. 4. — Pénétromètre statique.

En faisant progresser la tige et le tube latéral, on peut avoir, séparément, la résistance du sol à la pointe du pénétromètre et le frottement latéral sur toute la longueur du tube enfoncée dans le sol. Les résultats de l'essai sont donnés sous forme de graphiques (fig. 5). L'examen de ceux-ci permet d'avoir une idée de la profondeur à laquelle on peut prévoir la fondation, ainsi que du taux de travail admissible.

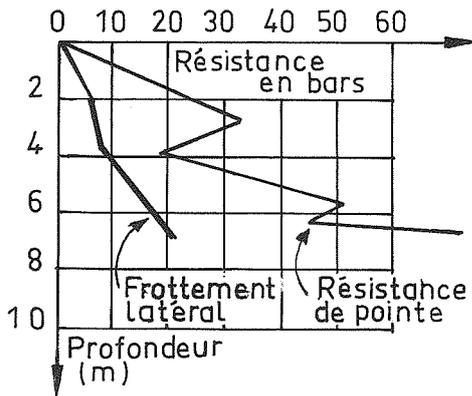


Fig. 5. — Graphique donnant le résultat d'un essai au pénétromètre statique.

2.3.2. Pénétrömètre dynamique

Pour une étude d'avant-projet, l'utilisation du pénétromètre statique revient souvent cher. On peut lui substituer alors le pénétromètre dynamique. Celui-ci est uniquement constitué par une tige se terminant par un cône. La pénétration est produite par percussion. La mesure de l'enfoncement produit par un coup permet d'avoir une idée de la consistance du sol et du taux de travail admissible (fig. 6). En général, on porte en abscisses, non pas le nombre de coups pour un enfoncement donné, mais la résistance, obtenue par application d'une formule de battage. On a, dans ce cas, la même représentation que pour le pénétromètre statique (fig. 5).

Le pénétromètre dynamique courant ne permet pas d'estimer séparément la résistance de pointe et le frottement latéral. Cependant, si la pointe est élargie par rapport aux tiges, on a en principe la résistance de pointe seule.

Comme on peut le remarquer, le pénétromètre dynamique est, en quelque sorte, un pieu en modèle réduit battu dans le sol.

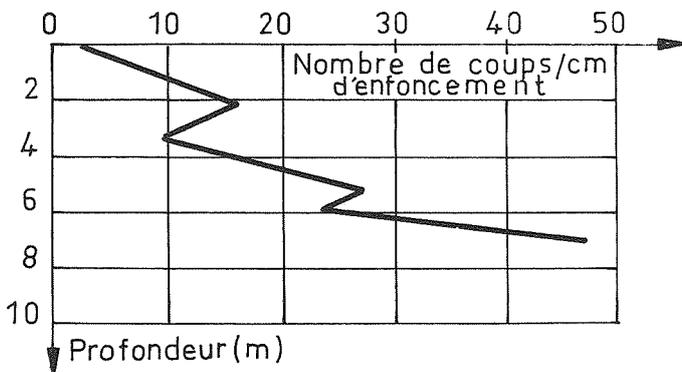


Fig. 6. — Graphique donnant le résultat d'un essai au pénétromètre dynamique.

2.4. Le pressiomètre

Le pressiomètre MENARD comprend principalement (fig. 7) :

- une cellule de mesure centrale ($\varnothing = 5 \text{ cm}$, $h = 22 \text{ cm}$) déformable, latéralement, grâce à une membrane en caoutchouc. L'expansion de cette cellule est obtenue par injection d'eau sous des pressions contrôlées ;
- deux cellules de garde, de même conception, situées de part et d'autre de la cellule centrale. Elles ont pour but d'assurer une répartition radiale des contraintes et des déformations au droit de la cellule de mesure.

Tout d'abord, on effectue un forage destiné à recevoir la sonde pressiométrique. On le remplit souvent d'une boue argileuse, la « bentonite », qui a pour but de retenir les parois du trou par la pression hydrostatique qu'elle exerce. On descend ensuite la sonde pressiométrique au niveau désiré et on effectue l'essai proprement dit, qui consiste à gonfler les cellules par paliers égaux.

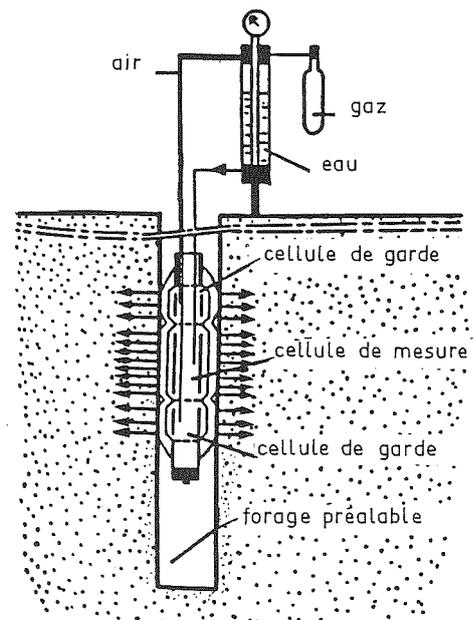


Fig. 7.

Le résultat de l'essai se traduit par une courbe pressiométrique ayant l'allure indiquée sur la figure 8. On porte en abscisses les pressions p et en ordonnées les volumes V injectés dans la cellule centrale.

On distingue sur cette courbe trois phases :

- Phase de recompaction ($p < p_0$) :

Lorsque la pression augmente dans la sonde, le terrain autour du trou, qui s'était décomprimé au forage, se trouve progressivement recomprimé. A la fin de cette phase, la pression atteint la valeur p_0 de la pression latérale du terrain au repos.

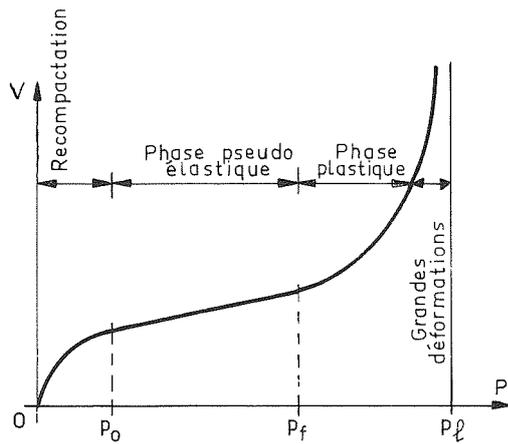


Fig. 8.

— Phase dite « pseudo-élastique » ($p_0 < p < p_f$) :

Dans cette phase, le volume injecté, donc la déformation radiale de la cellule centrale, varie à peu près linéairement en fonction de la pression appliquée. Au terme de cette phase, la pression atteinte est appelée pression de fluage p_f .

— Phase dite « plastique » ($p > p_f$) :

Lorsque la pression p dépasse la pression de fluage p_f , le sol entre alors dans le domaine des déformations plastiques. Durant cette phase, les déformations deviennent de plus en plus grandes, tandis que la pression tend vers une valeur limite p_ℓ .

Conventionnellement, la pression limite p_ℓ est considérée comme atteinte quand le volume injecté V est égal au double du volume initial V_0 du forage :

$$V/V_0 = 2$$

A partir des résultats de ces essais et en utilisant des formules semi-empiriques, il est possible de résoudre un certain nombre de problèmes de mécanique des sols et de calculer, en particulier, les tassements et les capacités portantes des fondations superficielles ou profondes.

2.5. Géophysique

La géophysique joue un rôle important dans la reconnaissance du sol pour des régions de grande superficie. Elle fournit des indications beaucoup plus étendues que celles qu'il aurait été possible de recueillir par des sondages, beaucoup plus localisés. Cependant, il faut bien retenir qu'un même groupe de mesures, faites à la surface du sol, peut correspondre à plusieurs configurations possibles du sous-sol (présence de cavités, d'hétérogénéité locale, ...). L'interprétation des résultats amène à choisir la configuration la plus probable au regard des données géologiques, mais sans pour autant fournir une certitude absolue. C'est la raison pour laquelle la géophysique est souvent utilisée conjointement à d'autres méthodes de reconnaissance (sondages,

pénétration, ...) servant d'étalonnage ou permettant d'effectuer des recoupements.

La géophysique peut être avantageusement utilisée afin :

- 1) de déterminer, dans l'étude préliminaire d'un projet important, les emplacements où il est possible de prévoir des ouvrages lourds et les zones à éviter,
- 2) d'orienter l'implantation des sondages en vue d'une reconnaissance localisée et précise du sol.

Décrivons rapidement les deux procédés couramment utilisés.

2.5.1. Méthode électrique

Elle est basée sur la mesure de la résistivité ρ du sol *in situ*.

La résistivité d'un sol dépend essentiellement de la quantité d'eau qu'il contient et de la minéralisation de cette eau. On trouve, à l'extrémité de l'échelle, les roches éruptives qui ont des résistivités pouvant atteindre 30 000 ohm-mètres. A l'autre extrémité, on trouve les vases dont la résistivité se situe entre 0,5 et 10 ohm-mètres. Pour les argiles, ρ varie entre 50 et 100 ohm-mètres.

Supposons que nous voulions mesurer la résistivité ρ d'un terrain homogène et isotrope. On peut utiliser à cet effet le dispositif de la figure 9. On ferme un circuit d'intensité I par la terre, à l'aide de deux piquets A et B fichés dans le sol, et l'on mesure la différence de potentiel entre deux points C et D situés entre A et B. On démontre que la résistivité ρ du sol est donnée alors par la relation :

$$\rho = \frac{2\pi(V_C - V_D)}{I \left(\frac{1}{AC} + \frac{1}{BD} - \frac{1}{AD} - \frac{1}{BC} \right)} \quad (1)$$

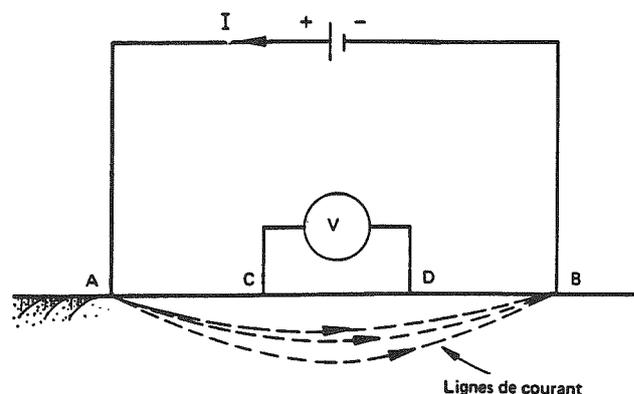


Fig. 9. — Principe de la mesure de la résistivité.

ρ étant une valeur caractéristique de la nature du sol, sa valeur ne change pas, quelle que soit la distance entre les points A, B, C et D. Une telle constance indique qu'on est en présence d'un sol homogène.

Supposons maintenant que nous soyons en présence de deux terrains superposés de résistivité ρ_1 et ρ_2 (fig. 10). Si la longueur AB est petite par rapport à la profondeur h de la première couche, la plupart des lignes de courant vont passer à travers celle-ci et l'application de l'équation (1) donne une valeur approchée de ρ_1 .

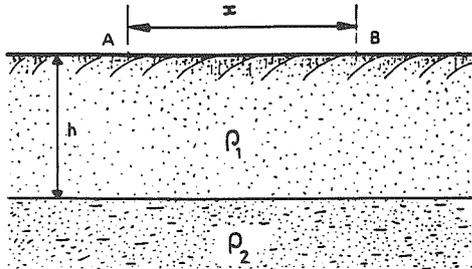


Fig. 10. — Cas de deux couches de sol de résistivité ρ_1 et ρ_2 .

Par contre, si AB est grand par rapport à h , l'application de l'expression (1) donnerait une valeur assez voisine de ρ_2 .

En conséquence, suivant l'espacement relatif des différents points, les mesures donnent une résistivité ρ apparente variant entre les limites ρ_1 et ρ_2 . Des abaques permettent d'en déduire la valeur de h .

Ce procédé peut être généralisé pour n couches horizontales de résistivités différentes. Évidemment, l'interprétation des résultats n'est pas toujours aisée.

La courbe de variation de ρ en fonction de la distance AB, CD étant fixe, porte le nom de sondage électrique (fig. 11).

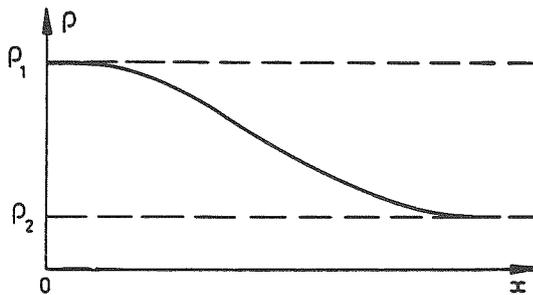


Fig. 11. — Courbe de sondage électrique.

2.5.2. Prospection par sismique réfraction

On ébranle le sol en un point par des chocs mécaniques (marteau...) ou par une explosion et l'on étudie la propagation des vibrations qui en résultent. Celles-ci obéissent aux lois générales de l'optique classique.

Pour des sols de faible compacité (terre végétale, tourbe, gravier...), la vitesse est inférieure à 500 m/s. Elle est comprise entre 500 et 1 500 m/s pour les sols compacts (argiles, sable fin, ...). Elle peut atteindre jusqu'à 7 000 m/s dans les roches compactes (calcaire, granit, basalte...). Dans la majorité des cas, les diverses couches superficielles des sols présentent des vitesses croissantes avec la profondeur.

Considérons deux couches de sol superposées dans lesquelles les vitesses de propagation des vibrations sont V_1 et V_2 avec $V_1 < V_2$. Soit O le point où l'on produit l'ébranlement. Plaçons en un point A un détecteur (ou géophone). En ce point, on reçoit notamment deux types d'ondes (fig. 12) :

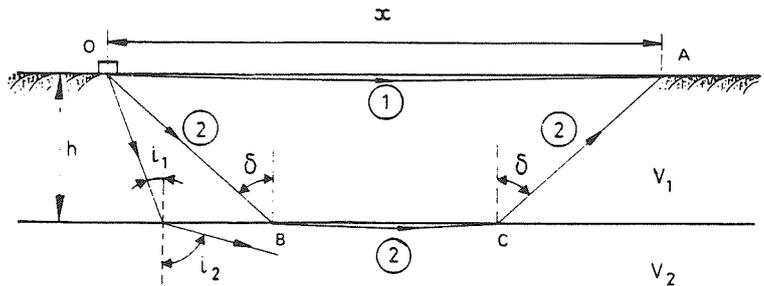


Fig. 12. — Propagation des vibrations dans un sol : 1) onde directe ; 2) onde réfractée.

L'onde directe (1) : celle-ci suit pratiquement la surface du sol OA. Le temps t_1 de propagation est donné par la relation :

$$t_1 = \frac{OA}{V_1} = \frac{x}{V_1} \quad (2)$$

L'onde réfractée (2) : la loi de réfraction des ondes passant d'un terrain de vitesse V_1 à un autre de vitesse V_2 est :

$$\frac{\sin i_1}{\sin i_2} = \frac{V_1}{V_2} \quad (3)$$

où :

- i_1 est l'angle d'incidence ;
- i_2 est l'angle de réfraction.

L'angle de réfraction totale δ se déduit de (3) en y posant $i_2 = \frac{\pi}{2}$. Il en résulte :

$$\sin \delta = \frac{V_1}{V_2} < 1 \quad (4)$$

Lorsque $V_1 < V_2$, on peut donc noter le fait suivant.

Il y a des rayons OB qui atteignent la deuxième couche du terrain selon l'angle limite δ , longent ensuite le plan de séparation (BC) des deux couches à la vitesse V_2 et repassent (CA) dans la première couche selon le même angle limité δ . Le temps t_2 mis par l'onde réfractée (OBCA) est :

$$t_2 = \frac{OB + CA}{V_1} + \frac{BC}{V_2} = \frac{2h}{V_1 \cos \delta} + \frac{x - 2h \operatorname{tg} \delta}{V_2} \quad (5)$$

Lorsque la distance x est faible, c'est l'onde directe OA qui atteint la première le géophone en A. Mais, quand x augmente, c'est l'onde réfractée (OBCA) qui, passant dans la deuxième couche, arrivera la première ($V_2 > V_1$).

Dans la pratique on place, sur la surface du sol des géophones à diverses distances x de l'émetteur O. Le graphique obtenu, en portant en abscisse les distances x et en ordonnées les temps mesurés, est appelé **dromochronique**. Il est normalement constitué de deux segments de droite (fig. 13). Le premier OF est régi par l'équation (3). Il correspond aux distances $x \leq a$ pour lesquelles le temps de propagation de l'onde directe est le plus faible. Par contre, le segment FG concerne les distances $x \geq a$ pour lesquelles l'onde réfractée arrive la première. Le temps de parcours est donné par l'équation (5). Le point F indique la distance $x = a$ pour laquelle les deux ondes arrivent en même temps,

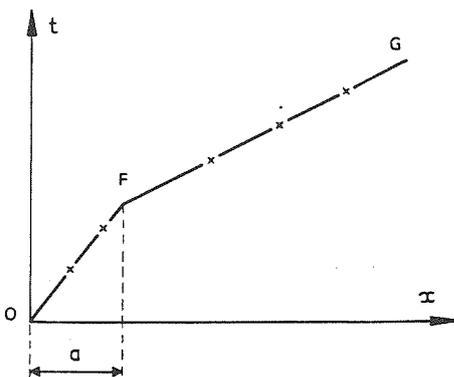


Fig. 13. — Dromochronique.

L'examen de ce graphique permet d'avoir les vitesses V_1 et V_2 ainsi que l'épaisseur h de la première couche.

On peut étendre les résultats précédents au cas de plusieurs couches de vitesses V_1, V_2, \dots, V_n différentes à condition que l'on ait toujours $V_1 < V_2 < \dots < V_n$. Cependant, l'interprétation des résultats n'est pas toujours facile.

2.6. En conclusion

Tout sol de fondation doit faire l'objet d'une reconnaissance. On ne peut pas se contenter d'extrapoler les résultats obtenus pour des terrains voisins. En effet, on n'est pas toujours à l'abri d'une hétérogénéité ou d'une singularité locale dans le sol.

La reconnaissance doit être poussée à une profondeur suffisante qui dépend de l'importance de l'ouvrage et de sa destination. Un juste milieu est à trouver, entre le coût de la reconnaissance et la précision souhaitée. Le choix de la méthode est fonction de la nature du sol susceptible d'être rencontrée, de l'étendue du programme de reconnaissance et des objectifs poursuivis.

Lorsqu'il s'agit de reconnaître un terrain de grande superficie (plus d'un ha), l'étude préliminaire fait appel aux méthodes géophysiques. Beaucoup moins onéreuses que les sondages mécaniques exécutés de façon systématique, celles-ci permettent en général de bien situer les différentes couches en profondeur et d'avoir une bonne vue d'ensemble de la région considérée. Cependant, l'interprétation des résultats fournis uniquement par une prospection géophysique n'est pas toujours aisée ; notamment quand on est en présence :

- d'un sol très hétérogène,
- de cavités,
- de couches différentes dont le plan de séparation n'est pas horizontal,
- de zones plus humides que d'autres.

De même, la géophysique ne nous renseigne pas sur les propriétés physiques ou mécaniques du sol. Pour pouvoir interpréter en toute connaissance de cause les mesures obtenues, il est donc indispensable de prévoir également des sondages ou des essais de pénétration.

La conclusion pratique d'une telle connaissance est l'établissement de « zonings de portance », chacun correspondant à un type de fondation donné. On saura ainsi qu'il y a intérêt à placer les bâtiments lourds dans telle zone plutôt que dans telle autre, de même pour les espaces verts. Dans certains cas, l'étude préliminaire peut conduire, pour des raisons de rentabilité, à abandonner le projet.

Cette étude définitive a pour but de déterminer avec précision, pour chaque bâtiment :

- le type, les dimensions et le niveau des fondations,
- le taux de travail du sol,
- les tassements,
- les précautions particulières à prendre en ce qui concerne l'exécution des fondations, la stabilité générale des pentes, le drainage, etc.

Cette étude exige évidemment des essais en laboratoire ou *in situ*. Mais son ampleur peut être considérablement réduite s'il a été procédé à une reconnaissance préalable bien conduite.

3. ALTÉRATION des SOLS et CAVITÉS

La présence de cavités souterraines constitue un véritable danger pour les constructions réalisées en surface. Leur détection n'est pas toujours aisée. La consultation des plans des carrières et des cartes géologiques peut être d'un grand secours. Ces cavités ont essentiellement deux origines :

- anciennes carrières,
- action de l'eau par érosion ou par dissolution.

3.1. Anciennes carrières

Les cavités souterraines résultant d'une exploitation, qui porte souvent sur un banc sédimentaire (charbon, pierre à bâtir, ...), ne sont pas toujours capables de subsister à longue échéance. Malgré toutes les précautions prises lors de l'exploitation, il peut arriver que le banc qui constitue le toit de la carrière s'affaisse, se fissure et s'effondre. Les bancs supérieurs, dont il s'est décollé, se tassent, se fissurent et s'effondrent à leur tour. Il se forme finalement une cavité en forme de cloche, qu'on désigne par fontis, et dont la base est encombrée de matériaux éboulés (fig. 14).

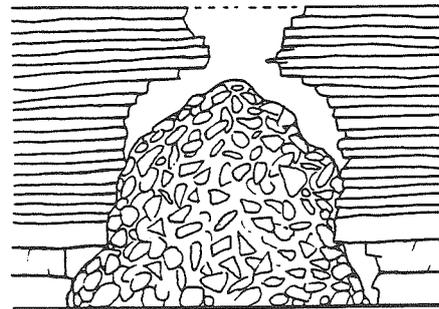
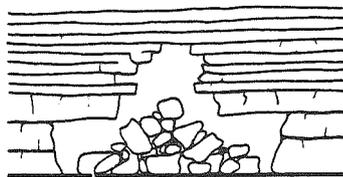


Fig. 14. — Formation d'un fontis.

Par altération progressive, un fontis peut continuer à s'agrandir et à s'approcher de la surface du sol. S'il perce, c'est généralement par un effondrement brutal de la voûte qui détermine un entonnoir en surface. A partir du moment où une carrière est soumise à l'action de l'eau ou de l'air, il y a une évolution rapide du processus de dégradation.

La présence d'anciennes carrières dans la Région parisienne pose, depuis longtemps, de très sérieux problèmes aux constructeurs. Tout le monde a encore en mémoire ce qui s'est passé dans cette localité, à la limite d'Issy-les-Moulineaux, le 1^{er} juin 1961. Ce jour-là, en effet, une zone d'environ 6 hectares, située au-dessus d'anciennes carrières s'est effondrée, entraînant dans la cavité 25 pavillons et une usine de trois étages. Dans cet immense trou, d'une profondeur moyenne de 5 à 6 mètres, avec des entonnoirs atteignant par endroit 10 mètres, furent ensevelies de nombreuses personnes parmi

lesquelles on compta 20 morts et une quarantaine de blessés.

Quels remèdes peut-on envisager ?

La solution de base consiste à combler les vides proprement dits et à conforter les terrains sus-jacents.

Au plan technique, le traitement des anciennes carrières souterraines est maintenant au point. Il peut être effectué, selon les cas, soit à partir du fond par confortation des ciels ou par bourrages, soit à partir de la surface, au moyen de forages d'injection.

Mais bien entendu, si l'on ne veut pas remplir le « tonneau des Danaïdes », il faut d'abord fermer les côtés de la « boîte » que l'on veut remplir, définie par l'emprise du projet. C'est relativement aisé dans le cas des anciennes carrières souterraines bien repérées, surtout si elles sont accessibles.

Il est souvent préférable, dans les projets de construction, de prévoir l'assise de la fondation au-dessous de la zone qui a été exploitée à condition, bien sûr, d'avoir pu délimiter celle-ci et d'avoir la certitude qu'il n'existe pas d'autres exploitations plus profondes.

3.2. Pouvoir dissolvant de l'eau

L'infiltration de l'eau dans le sol au travers d'un réseau de fissures peut entraîner progressivement la formation de cavités ou grottes, soit par dissolution de certaines roches (gypse, calcaire, ...), soit par érosion mécanique.

La plupart des roches sont insolubles dans l'eau. Cependant, certaines d'entre elles le sont plus ou moins.

3.2.1. Le gel gemme (CINa)

Le sel gemme est si soluble qu'il ne peut subsister en présence d'eau qui se renouvelle. Il est, après le gypse, de loin le plus abondant des sels solubles dans la nature. Il constitue dans certaines régions des masses très importantes qui n'affleurent pratiquement jamais, ce qui pourrait conduire à les sous-estimer.

3.2.2. Le gypse (SO^4Ca , $2\text{H}^2\text{O}$)

Le gypse (SO^4Ca , $2\text{H}^2\text{O}$) provient de l'hydratation de l'anhydrite (SO^4Ca). Cette transformation s'accomplit généralement aux affleurements, alors que l'anhydrite peut subsister à une certaine profondeur sous une forme stable. Or, cette transformation s'accompagne d'une augmentation de volume de l'ordre de 60 %. Elle est donc de nature à provoquer des désordres dans les ouvrages situés dans le voisinage. Ainsi, dans un tunnel, le gonflement de l'anhydrite contenu dans le sol peut très bien rompre le revêtement. Pour conserver à l'anhydrite sa bonne tenue, il faut le protéger de tout contact avec l'eau.

Il est donc normal que le gypse subsiste en affleurement. Bien qu'il soit moins soluble que le sel gemme, son contact prolongé avec l'eau peut constituer une deuxième source d'ennuis. En effet, les circulations d'eau y déterminent des vides par dissolution, qui s'élargissent et donnent lieu à des affaissements dans le sol. Certaines zones à gypse des Alpes apparaissent ainsi comme criblées d'entonnoirs de toutes tailles.

La résistance mécanique du gypse étant généralement faible et sa dissolution pouvant être rapide, les risques d'éboulement dans les cavités souterraines sont donc considérables.

Le processus de formation des fontis dans les cavités gypseuses est semblable à celui des carrières de calcaire exploitées.

Le cas du Bassin parisien est particulièrement significatif à divers égards. Le gypse entre dans la composition de plus de la moitié du tertiaire parisien. La plupart des désordres de surface observés au Nord de Paris et en banlieue Nord-Est, dans une zone exempte de carrières souterraines, est due à l'effondrement de cavités de dissolution gypseuse.

Pour ces vides de dissolution, le seul remède réside dans des injections de bourrage. Toutefois, leur mise en œuvre n'est pas aisée compte tenu, d'une part, de la

disposition anarchique des cavités et, d'autre part, du risque de cheminement indéfini du coulis, et ce au détriment du comblement réel des vides sous le projet. Une attention particulière est à porter quand le sol comporte plusieurs niveaux gypseux.

3.2.3. Le calcaire (CO^3Ca)

La dissolution du calcaire par les eaux chargées de gaz carbonique CO^2 est l'un des processus essentiels de l'évolution géologique. Il est facile de s'en convaincre en se promenant dans les montagnes au-dessus de la zone de végétation. On y trouve des surfaces sur lesquelles s'écoule l'eau des pluies et des neiges. On voit alors que la surface de ces couches de calcaire, autrefois unie, est devenue méconnaissable. Elle est sillonnée de stries plus ou moins profondes séparées par des crêtes aiguës. Ces stries peuvent atteindre jusqu'à plusieurs dizaines de centimètres de profondeur et les crêtes sont parfois en dents de scie. Ce sont là les résultats du travail de l'eau qui s'écoule sur la surface du calcaire en le dissolvant peu à peu. Les formes bizarres qu'adoptent ces surfaces couvrent parfois des champs entiers.

Dans ces régions formées de massifs de calcaire, il se développe ce qu'on appelle le karst (des monts Karst en Yougoslavie). Il est provoqué par le travail de l'eau. Il est caractérisé par un relief buriné avec la formation d'entonnoirs, d'effondrements, de grottes volumineuses, de cours d'eau souterrains et la rareté des bois. L'enfouissement rapide de l'eau de pluie dans les cavernes souterraines provoque le dessèchement du sol. Il n'est point douteux que l'origine primitive de ces vides soit la dissolution à partir d'une circulation dans les fissures. A mesure que celles-ci se sont trouvées élargies, la circulation y a été plus facile, plus abondante, et l'élargissement par dissolution a pu progresser plus rapidement. Lorsque les vides atteignent des dimensions notables, l'érosion mécanique peut, à côté de la dissolution, jouer un rôle important dans l'élargissement des cavités et la formation de pitons isolés (fig. 15).

Fig. 15. — Paysage karstique : région de Guilin (Chine).



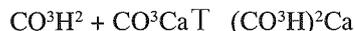
Les racines des plantes, en respirant, rejettent du CO_2 . Les eaux de pluie peuvent, en les traversant, se charger de gaz carbonique et acquérir ainsi un pouvoir dissolvant assez fort à l'égard du calcaire. Les phénomènes de dissolution du calcaire sont ainsi beaucoup plus actifs sous une couverture végétale que lorsque le calcaire affleure. Dès le premier contact avec l'air libre, une partie de CO_2 peut se dégager donnant lieu dans les grottes à la formation de stalactites et de stalagmites.

Expliquons le mécanisme de dissolution du calcaire dans l'eau.

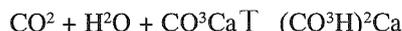
Le gaz carbonique CO_2 de l'atmosphère peut se dissoudre dans l'eau pour donner de l'acide carbonique CO^3H^2 :



Au contact du calcaire CO^3Ca , il y a formation de bicarbonate de calcium $(\text{CO}^3\text{H})^2\text{Ca}$ qui est un sel soluble dans l'eau :



En résumé, on a la réaction globale :



La quantité de CO_2 que l'eau peut dissoudre est fonction de la teneur de ce gaz dans l'atmosphère. Donc,

quand sa quantité augmente, il y a formation de $(\text{CO}^3\text{H})^2\text{Ca}$ soluble dans l'eau. Par contre, si cette teneur diminue, c'est la réaction inverse qui se produit avec dépôt de carbonate de calcium CO^3Ca donnant lieu à la formation de stalactites et de stalagmites.

Le rôle de la température est important. Plus l'eau est froide, plus elle peut dissoudre du CO_2 et plus elle est agressive. Dans les régions tempérées humides, les eaux sont encore assez fraîches pour disposer d'un fort pouvoir dissolvant. La présence d'une couverture végétale continue contribue à en accroître l'agressivité.

3.2.4. La chaux

L'eau des rivières, jamais saturée en chaux et constamment renouvelée au contact des ouvrages (piles, fondations, ...), tend à dissoudre la chaux libre des mortiers et des bétons.

La dissolution de la chaux libre a pour terme le retour des mortiers et bétons à l'état d'agrégat pulvérulent et la destruction éventuelle de l'ouvrage. On ne peut pas empêcher le phénomène mais on peut le ralentir en augmentant le dosage en ciment et la compacité du béton en vue de réduire sa perméabilité.

4. INFILTRATION de l'EAU dans le SOL

4.1. Généralités

4.1.1. Eau dans le sol

L'eau dans le sol peut se présenter sous trois formes différentes :

Eau de constitution : c'est l'eau de cristallisation.

Exemple : gypse (SO^4Ca , $2\text{H}_2\text{O}$).

Eau adsorbée : c'est l'eau de mouillage des grains solides. Elle est fixée à la surface de ceux-ci en formant un film mince.

Eau libre : contrairement aux cas précédents, pour lesquels l'eau est solidaire des grains solides, l'eau libre remplit les interstices formés par les grains solides et peut y circuler.

4.1.2. Niveau piézométrique et pression de l'eau

Le piézomètre est un tube métallique qu'on introduit dans un forage et qui atteint la nappe d'eau.

Le niveau piézométrique ou charge hydraulique est le niveau pris par l'eau dans un piézomètre. Il est mesuré par rapport à un plan horizontal arbitraire.

Soit le piézomètre AB (fig. 16) dans lequel l'eau monte jusqu'au point C situé à une hauteur z_C par rapport à un certain plan horizontal de référence PP.

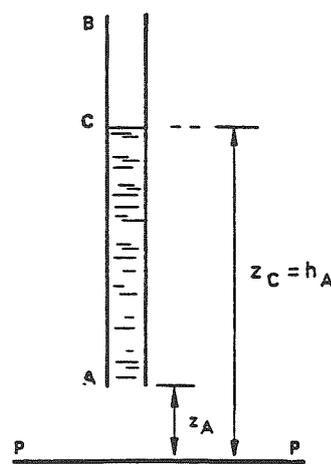


Fig. 16. — Piézomètre.

Le niveau piézométrique h_A en A est mesuré par z_C :

$$h_A = z_C \quad (6)$$

Par contre, la pression p_A de l'eau en A est évidemment donnée par la relation :

$$p_A = \gamma_e (z_C - z_A) \quad (7)$$

où γ_e est le poids spécifique de l'eau et z_A est la cote du point A.

En combinant les équations (6) et (7), on trouve :

$$h_A = z_C = z_A + \frac{p_A}{\gamma_e}$$

On peut donc dire qu'en un point quelconque de la nappe de cote z et de pression p , le niveau piézométrique est donné par la relation générale :

$$h = z + \frac{p}{\gamma_e} \quad (8)$$

4.1.3. Pression interstitielle

La pression p de l'eau dans le sol est qualifiée d'interstitielle et on la désigne par u . Elle se développe, en un point donné, soit par une augmentation du niveau de la surface libre de la nappe, soit par application brutale d'une surcharge ou par l'action d'un choc ou d'une vibration (compactage, séisme, ...).

Cette surpression est à l'origine de fréquents accidents. Elle favorise l'infiltration de l'eau dans les discontinuités (joints, fissures, ...) où elle agit alors comme un vérin. La catastrophe de Malpasset illustre bien ce phénomène.

4.1.4. Surfaces équipotentiels

L'expérience montre et la théorie prouve que dans une nappe d'eau stagnante, le niveau piézométrique est le même en tout point. Par contre, s'il y a un écoulement (fig. 17), caractérisé par les lignes ou filets d'eau (a, b, c, \dots), les points (A, B, C, ...) admettant le même niveau piézométrique sont situés sur une même surface perpendiculaire à ces lignes d'écoulement. Ces surfaces portent le nom de surfaces équipotentiels.

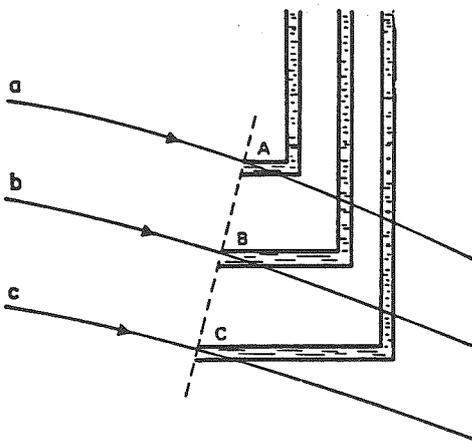


Fig. 17. — Cas d'une nappe avec écoulement.

En résumé, les surfaces équipotentiels sont orientées perpendiculairement aux lignes d'écoulement et sur toute l'étendue de chacune d'elles le niveau piézométrique est le même.

4.2. Perméabilité du sol

4.2.1. Coefficient de perméabilité

Étudions l'écoulement de l'eau dans un tube horizontal comprenant un échantillon de sol AB (fig. 18). L'expérience montre que le débit D d'eau qui passe à travers cet échantillon peut être donné par une formule de la forme :

$$D = k S \frac{h_1 - h_2}{\ell} = k S \cdot \frac{\Delta h}{\ell} \quad (9)$$

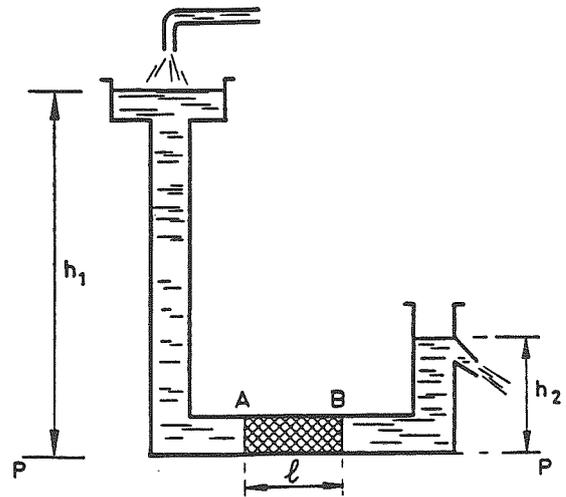


Fig. 18. — Écoulement de l'eau à travers l'échantillon AB.

- où : S : section de l'échantillon
 ℓ : sa longueur ;
 h_1, h_2 : niveaux piézométriques respectivement en A et en B ;
 Δh : différence de niveau piézométrique ou perte de charge piézométrique à travers l'échantillon ;
 k : coefficient de proportionnalité qui dépend de la nature du sol et qu'on désigne par coefficient de perméabilité.

La perte de charge piézométrique par unité de longueur porte le nom de gradient hydraulique i :

$$i = \frac{\Delta h}{\ell} \quad (10)$$

L'équation (9) s'écrit alors :

$$D = k S i \quad (11)$$

4.2.2. Détermination du coefficient de perméabilité au laboratoire

Divers procédés sont utilisés pour déterminer la perméabilité d'un sol. Le plus simple est l'utilisation d'un perméamètre (fig. 19).

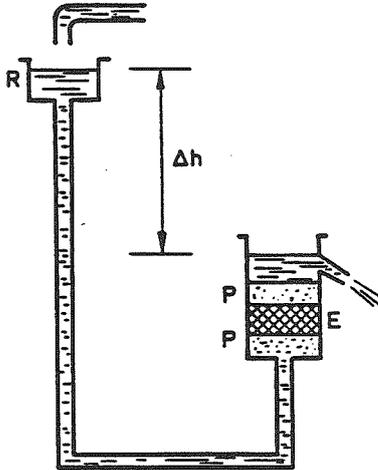


Fig. 19. — Perméamètre à charge constante.

L'échantillon E est placé entre deux pierres poreuses P. Le récipient R est maintenu toujours plein. La mesure du volume d'eau Q qui traverse l'échantillon d'épaisseur ℓ pendant un temps t permet d'avoir la valeur de k . En effet, on tire de l'équation (9) :

$$D = \frac{Q}{t} = k S \frac{\ell}{\Delta h}$$

d'où :

$$k = \frac{\ell}{S \cdot \Delta h} \cdot \frac{Q}{t} \quad (12)$$

La valeur du coefficient de perméabilité k dépend de nombreux facteurs. On peut citer notamment :

- la granulométrie du milieu ;
- la forme des grains ;
- l'enchevêtrement des grains et la compacité du milieu.

Le tableau ci-après donne quelques caractéristiques correspondant à diverses valeurs de k .

k (cm/s)	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Drainage	Bon					Mauvais			Pratiquement imperméable		
Type de sol	Gravillon		Sable		Silt et mélange Sable et argile				Argiles		
Travaux Génie Civil	Zones perméables					Zones imperméables					

4.3. Écoulement de l'eau dans le sol

4.3.1. Gradient hydraulique (fig. 20)

Considérons deux points (A, B) situés sur une même ligne d'écoulement et espacés de (ds). Désignons par (dh) la variation du niveau piézométrique entre ces deux points. Conformément à l'équation (10), on définit le gradient hydraulique (i) par la relation :

$$i = \frac{dh}{ds} \quad (13)$$

Donc, le gradient hydraulique est la chute du niveau piézométrique par unité de longueur le long d'une ligne d'écoulement.

Comme on peut le voir, i est une quantité sans dimension.

Cette perte de charge traduit le frottement exercé par l'eau sur le squelette solide. La poussée d'écoulement qui en résulte est à l'origine de nombreux sinistres (glissement de terrain, formation d'un renard, ...).

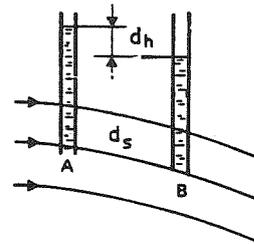


Fig. 20. — Définition du gradient hydraulique.

4.3.2. Loi de Darcy

Énoncé : La vitesse v d'écoulement de l'eau dans le sol est régie par la relation :

$$v = ki \quad (14)$$

Reprenons l'équation (11). En se rappelant que le débit est la quantité d'eau qui traverse l'échantillon par unité de temps et qu'il est égal au produit de la vitesse d'écoulement v par la section S :

$$D = v \cdot S \quad (15)$$

on trouve

$$D = v \cdot S = k Si \quad (16)$$

D'où :

$$v = ki$$

On retrouve bien la loi de Darcy définie par l'équation (14).

4.4. Formation du sable bouillant et des renards

4.4.1. Sable bouillant

Considérons deux récipients R_1 et R_2 reliés entre eux par un tube en caoutchouc (fig. 21). Le premier R_1 est maintenu constamment plein d'eau et le second R_2 est rempli de sable. Examinons l'écoulement de l'eau dans ce dispositif.

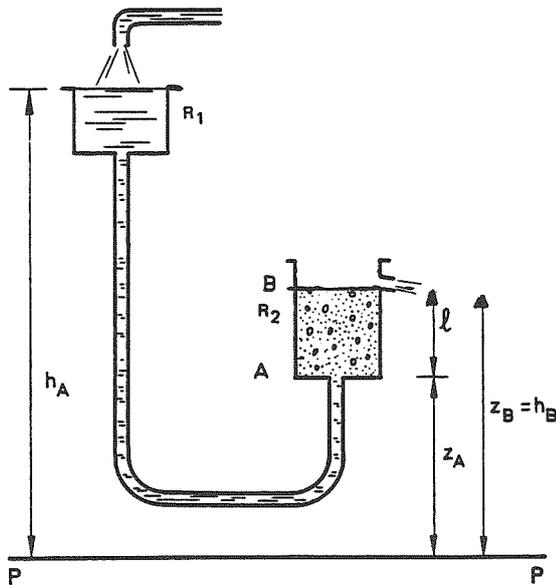


Fig. 21. — Phénomène de bouillonnement.

Ramenons l'étude à un plan de référence horizontal PP. On a :

- Niveau piézométrique h_A en A : c'est le niveau de l'eau dans le récipient R_1 .
- Niveau piézométrique h_B en B : c'est le niveau de l'eau dans le récipient R_2 .

En désignant par z_A et z_B les cotes respectives de A et de B, on a d'après la relation (8) :

$$\text{En A :} \quad h_A = z_A + \frac{p_A}{\gamma_e}$$

$$\text{En B :} \quad h_B = z_B + \frac{p_B}{\gamma_e}$$

Le gradient hydraulique i dans le récipient R_2 de longueur ℓ est donc :

$$i = \frac{h_A - h_B}{\ell} = \frac{z_A - z_B}{\ell} + \frac{p_A - p_B}{\ell \gamma_e} = -1 + \frac{p_A - p_B}{\ell \gamma_e}$$

d'où :

$$p_A - p_B = \ell \gamma_e (1 + i) \quad (17)$$

Supposons que l'on augmente le gradient i en soulevant progressivement le récipient R_1 . Il arrive un moment où la différence de pression ($p_A - p_B$) devient égale au poids du sable dans le récipient R_2 :

$$p_A - p_B = \ell \gamma \quad (18)$$

où γ est le poids volumique du sable saturé d'eau.

A partir de cet instant, le sable s'émulsionne dans l'eau qui l'entraîne dans son écoulement ascendant comme si tout l'ensemble avait une consistance liquide.

Cet état particulier est celui des sables bouillants. Il se produit lorsque le gradient hydraulique prend une valeur critique i_C dite gradient de bouillonnement qu'on peut évaluer à partir des relations (17) et (18). En effet, on a :

$$p_A - p_B = \ell \gamma_e (1 + i_C) = \ell \gamma$$

d'où :

$$i_C = \frac{\gamma - \gamma_e}{\gamma_e} = \frac{\gamma'}{\gamma_e}$$

où γ'/γ_e est la densité déjaugée du sable parfaitement saturé. Or, pour le sable $\gamma' \neq \gamma_e$; il en résulte que $i_C \neq 1$.

Ce même phénomène peut se produire dans la nature. Imaginons un courant d'eau ascendant à travers une couche de sable fin. Si le courant est lent, autrement dit si le gradient hydraulique correspondant est faible, il n'y a pas entraînement d'éléments solides. Si le gradient hydraulique augmente pour une quelconque raison et atteint sa valeur critique, on voit que le courant d'eau soulève les grains de sable et le milieu perd toute résistance au chargement comme s'il était liquéfié. On peut observer un tel phénomène le long des plages de sable soulevées à de fortes marées. Il porte, d'ailleurs, le nom de sable mouvant et est à l'origine de divers incidents d'enlèvement et de perte de portance des fondations. C'est le cas des sources côtières et de l'infiltration de l'eau à l'intérieur d'une enceinte étanche (rideau de palplanches, ...).

4.4.2. Renards

L'infiltration de l'eau sous un ouvrage (barrage, construction, rideau de palplanches, ...) peut provoquer un phénomène similaire au cas précédent quand le gradient hydraulique atteint une certaine valeur critique. Au départ, on assiste à une augmentation de la vitesse d'écoulement avec un entraînement progressif des éléments fins du sol et, très rapidement, un entraînement

général des divers matériaux constituant le milieu. Il se forme alors une voie de circulation d'eau privilégiée à travers laquelle la venue d'eau prend rapidement une allure catastrophique et qu'on désigne par *renard*. Celui-ci est donc caractérisé par la rapidité de sa formation qui peut être à l'origine de désordres importants pour tous les ouvrages situés à proximité (rupture de barrages, fissuration de bâtiments, renversement d'un rideau de palplanches, ...).

Dans diverses circonstances, les phénomènes de sable bouillant et de formation d'un renard peuvent se rencontrer simultanément. Ceci peut se produire dans le cas de l'infiltration de l'eau sous un rideau de palplanches (fig. 22).

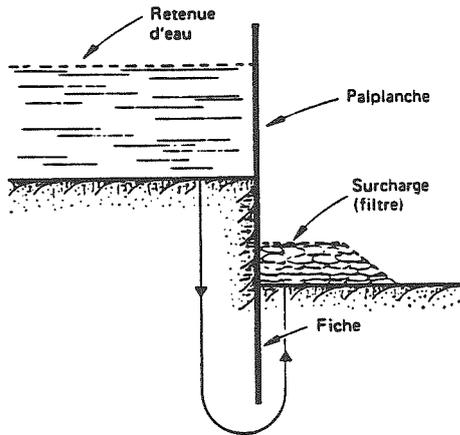


Fig. 22. — Exemple de dispositif anti-renard pour un rideau de palplanches.

On peut envisager diverses mesures pour réduire les risques de formation d'un renard, notamment (fig. 22 et 23) :

- 1) diminuer la valeur du gradient hydraulique (donner aux palplanches une fiche suffisante dans le sol, prévoir un tapis imperméable du côté amont d'un barrage en terre, ...);
- 2) charger le sol où émerge l'infiltration derrière l'ouvrage avec un matériau pouvant jouer le rôle de filtre en choisissant judicieusement sa granulométrie. On empêche ainsi l'entraînement des éléments fins du sol;
- 3) enfoncer des piézomètres de décharge comportant des crépines à leur pointe dans le sol où il y a risque d'apparition d'un renard.

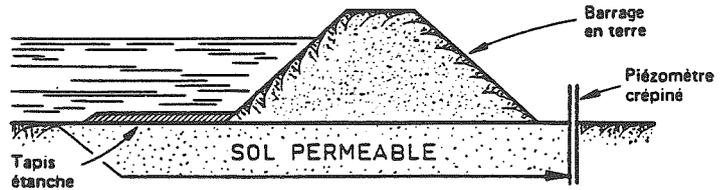


Fig. 23. — Exemple de dispositif anti-renard pour un barrage en terre.

5. AFFOUILLEMENT des RIVIÈRES

5.1. Affouillement par érosion

La présence d'obstacles dans le lit d'une rivière réduit son débouché et peut entraîner l'apparition de remous ou de tourbillons de nature à provoquer l'affouillement du sol. Ce phénomène est grave quand il se produit au voisinage des fondations d'un ouvrage d'art (fig. 24 et 25). Les grandes crues ont été la cause première de destruction des ouvrages anciens fondés insuffisamment bas et mal protégés.

De même, le passage fréquent des bateaux et les variations continues du niveau de l'eau (marées, ...) peuvent accentuer ou provoquer le phénomène d'affouillement.

Il convient d'ajouter que l'extraction de sable ou de graviers des lits de rivières, pour satisfaire les besoins croissants de la construction, peut compromettre aussi la stabilité des cours d'eau.

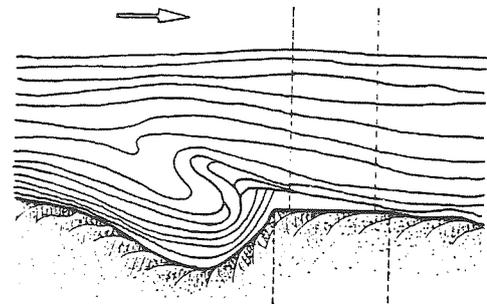


Fig. 24. — Affouillement à l'amont.

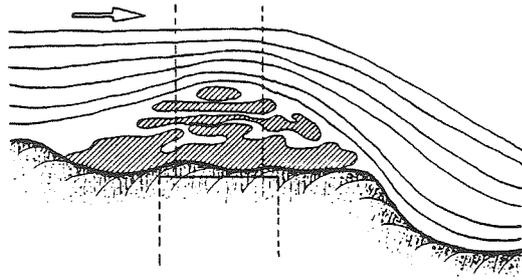


Fig. 25. — Affouillement à l'aval.

Lors de la réalisation d'un ouvrage, la protection des fondations s'effectue par des enrochements ou par un rideau de palplanches ou de pieux jointifs. Les enrochements sont disposés normalement en forme de talus tout autour des fondations (fig. 26). Pour certains ouvrages fondés sur pieux, ils participent également à la stabilité latérale de l'appui.

Quand il s'agit d'un ouvrage important, l'étude de l'écoulement de l'eau dans son voisinage et le choix d'un profil adéquat pour les fondations (ex. : piles d'un pont) peuvent être examinés sur modèles réduits dans des laboratoires spécialisés.

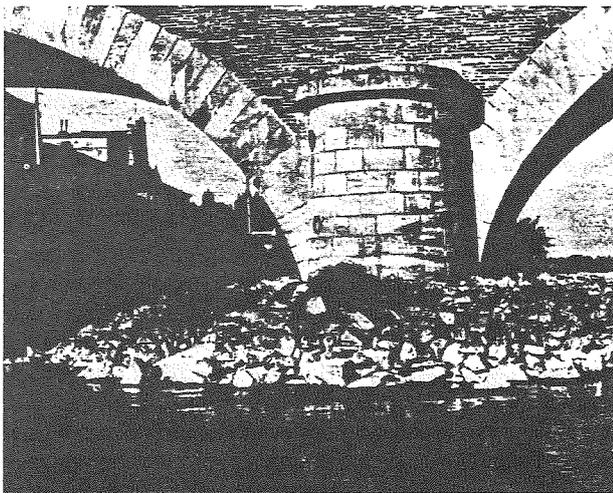


Fig. 26. — Enrochements de protection. Noter la réduction du débouché due à la présence de ces massifs.

5.2. Problèmes particuliers

Examinons en particulier le problème de la réalisation d'un pont sur une rivière. Il y a lieu d'étudier avec un soin particulier le régime du cours d'eau, depuis les crues les plus violentes jusqu'aux basses eaux. Les renseignements qu'on peut en tirer aideront considérablement à définir le type d'ouvrage et son emplacement. On doit s'efforcer de le placer de façon à modifier le moins possible le régime du cours d'eau et à éviter la production de courants obliques à la direction des piles. De tels courants viennent en effet se briser sur l'une des faces et entraînent la formation de tourbillons sur l'autre. Il peut alors se produire des affouillements néfastes pour les fondations.

D'autre part, la section offerte au passage des eaux se trouvant diminuée, la vitesse moyenne s'accroît alors sous le pont, le remous augmente en amont et enfin, s'il s'agit d'une rivière navigable, le passage des bateaux devient difficile et parfois très dangereux.

On est donc conduit à rechercher, pour les ponts, les emplacements où le lit des rivières paraît définitivement fixé et où la direction des courants ne varie pas sensiblement lorsque les eaux passent de leur niveau le plus bas à celui des plus fortes crues. Dans cet ordre d'idées, il faut attirer l'attention sur le cas des rivières qui ont un lit majeur notablement plus important que leur lit mineur. Ce dernier décrit des sinuosités comprises dans un lit majeur ayant un tracé beaucoup plus régulier (fig. 27). Le thalweg (*) se rapproche d'ailleurs des rives concaves du lit mineur. Il en résulte qu'aux points d'inflexion tels que AB, la direction du courant est essentiellement variable. Au moment des basses eaux, elle est parallèle à la direction du thalweg. Au fur et à mesure que leur niveau monte, elle tend à devenir parallèle à la direction du lit majeur. Un pont serait donc particulièrement mal placé en cet endroit. Si l'on devait, cependant, choisir un tel emplacement, il conviendrait d'envisager des travées de grande portée ayant leurs appuis orientés suivant les courants de crue, quitte à admettre quelques sujétions pour la navigation en eaux basses et moyennes. Bien entendu, on devrait avoir recours, pour les fondations, à un procédé de construction offrant le maximum de garantie. En CD, au contraire, la direction du courant est sensiblement invariable, quel que soit le niveau des eaux, et c'est cet emplacement qu'il faut choisir quand rien ne s'y oppose.

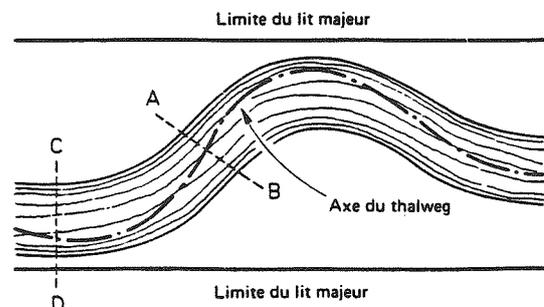


Fig. 27. — Implantation d'un pont sur une rivière.

Toutefois, dans les courbes, le courant est plus rapide et le lit est plus profond près de la rive concave qu'au voisinage de la rive convexe. En conséquence, les travées de l'ouvrage projeté doivent enjamber largement le lit du côté de la concavité où se porte naturellement la plus grande partie des eaux. Au contraire, du côté de la convexité, la culée peut avancer quelque peu en rivière, à condition que son parement soit raccordé convenablement à la berge de façon à éviter les courants obliques et les remous (fig. 27 et 28).

* Le thalweg est, par définition, la ligne de plus grande pente d'une vallée ou d'un cours d'eau. En période de basses eaux, le lit mineur d'une rivière suit son thalweg.

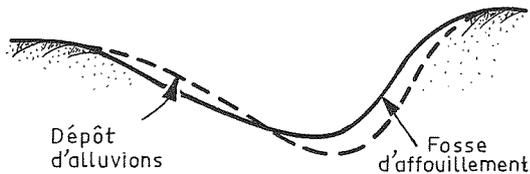


Fig. 28. — Evolution du fond d'une rivière dans une courbe CD.

Signalons aussi le cas de formation de courants obliques aux abords d'un confluent (fig. 29).

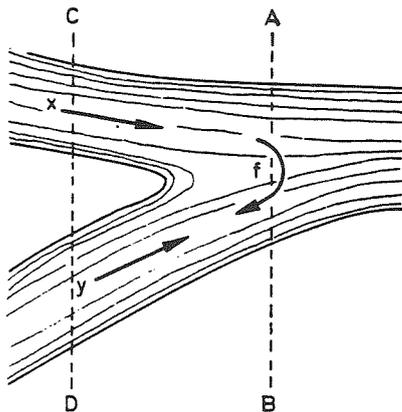


Fig. 29. — Implantation d'un pont au confluent de deux rivières.

Un pont construit en AB, immédiatement en aval du confluent de deux rivières X et Y, est exposé à recevoir des eaux dont la direction variera suivant que l'une ou l'autre de celles-ci est en crue notable. Et même, si une crue de X coïncide avec une période de basses eaux de Y, il peut y avoir renversement du sens de l'écoulement dans cette dernière direction. Les piles peuvent alors être prises par des courants transversaux dirigés comme l'indique la flèche *f*.

Pour remédier à ces inconvénients, on doit éloigner le plus possible le pont vers l'aval CD. Sinon, il convient de choisir un pont de grande portée reposant sur des piles et des culées fondées avec un soin tout particulier.

5.3. Stabilité des berges

Dans les sols argileux, en plus du phénomène d'érosion qui conduit déjà à saper les pieds du talus et à un raidissement de la pente, une baisse rapide du niveau de la rivière au moment de la décrue, peut engendrer des glissements des berges. En effet, la pression interstitielle (CD) due à l'eau contenue dans les talus n'est que

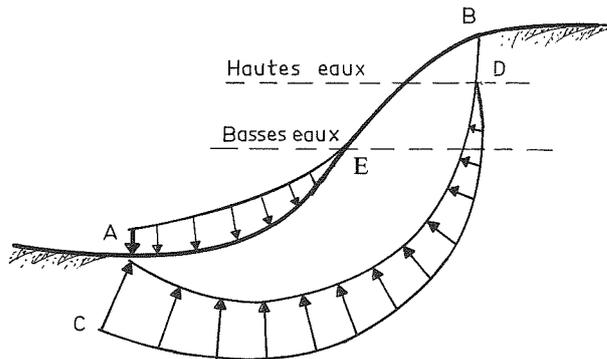


Fig. 30.

AB : ligne potentielle de glissement
 CD : diagramme des sous-pressions.
 AE : pression de l'eau de la rivière en basses eaux.

faiblement compensée par la pression (AE) de l'eau de la rivière (fig. 30). Ce même phénomène de sous-pression peut, dans le cas de vidange rapide, entraîner le glissement du talus amont dans un barrage en terre.

En plus, la grande vitesse d'évacuation des eaux peut provoquer de fortes érosions du lit et des berges de la rivière située en aval. Nous avons le même problème en cas de vidange rapide d'un barrage ou d'un réservoir d'eau.

Divers procédés peuvent être utilisés pour protéger les berges :

- Plantation : emploi de plantes à croissance rapide (peuplier, roseau, osier, ...),
- Enrochements,
- Blocs de béton de diverses formes (cubes, tétraèdres, tétrapodes, ...),
- Epis,
- Matelas de bitumes, ...

5.4. Coupures de boucles

Tout aménagement ou coupure de boucle qui augmente la pente longitudinale d'une rivière, provoque un accroissement de la vitesse du courant et favorise l'érosion (fig. 31). Cette érosion va se propager d'une manière régressive vers l'amont jusqu'à ce que le lit retrouve un nouvel état d'équilibre.

Ce phénomène peut être dangereux si, par exemple, un pont est situé immédiatement en amont de la coupure. En effet, les fondations de ses piles peuvent être fortement affouillées.

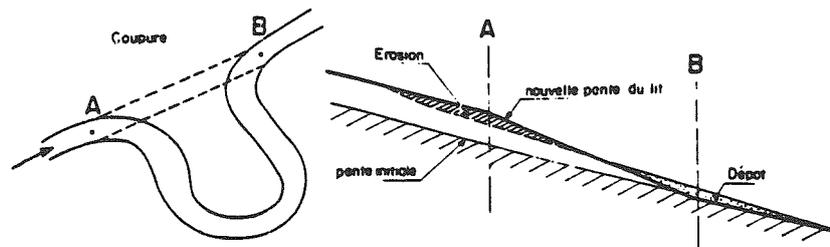


Fig. 31. — Evolution du lit dans une coupure.

5.5. Exemples d'affouillement

La formation de cavités sous les appuis est à l'origine de l'affaissement de nombreuses piles et de la ruine de plusieurs ouvrages. Les cavités ne sont pas toujours décelables de l'extérieur. Elles peuvent être dissimulées à la vue par les enrochements en place. Leur formation, dans le cas de fondations sur pieux, entraîne un dégarnissage de ceux-ci et met en danger la bonne tenue de l'ouvrage.

Ainsi, le pont de Saint-Marcel sur l'Aude a péri brusquement en septembre 1954, alors que les eaux étaient à l'étiage et qu'aucune surcharge ne se trouvait sur l'ouvrage. Les pieux s'étant trouvés libres sur 2 m de hauteur environ avec une fiche moyenne de 3,50 m, se sont déversés suivant l'axe du pont.

C'est le cas aussi du Pont Wilson à Tours, construit fin du XVIII^e siècle (fig. 32). La pile n° 2 du pont s'est affaissée brusquement vers l'amont, en avril 1978, au passage d'une automobile. Ici encore, la rupture est sans doute la conséquence du dégarnissage de la partie supérieure des pieux, les éléments fins ayant dû être entraînés au travers même des enrochements disposés autour des appuis. L'affaissement de la pile a été suivi, quelques heures plus tard, de l'effondrement de l'ensemble de l'ouvrage. Cet accident illustre le caractère fragile de certains mécanismes de rupture et l'absence parfois de signes extérieurs qui préviennent.

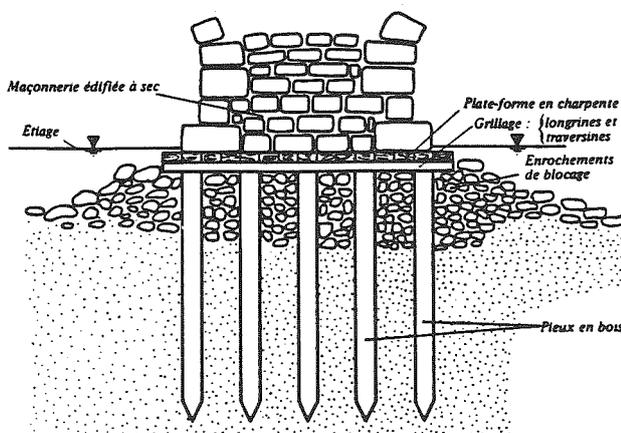


Fig. 32. — Fondation sur pieux. Pont Wilson à Tours (fin du XVIII^e siècle).

5.6. En conclusion

La surveillance des fondations en site aquatique est une tâche délicate en raison des difficultés d'accès et d'observation directe. L'impression de sécurité déduite du bon aspect extérieur est parfois trompeuse. Il a été constaté que des massifs d'enrochements pouvaient dissimuler de graves désordres, notamment des cavités sous l'ouvrage. Ce fut le cas avec le pont Wilson à Tours.

En conséquence :

- un grand soin doit être apporté à l'étude du régime hydraulique de la rivière,
- il y a lieu de procéder, dans des laboratoires spécialisés, à des études sur l'impact que peut avoir la réalisation d'une nouvelle construction dans le lit d'une rivière,
- le niveau des fondations est choisi en fonction de la profondeur maximale d'affouillement à craindre,
- il faut éliminer les pieux battus dans des sols affouillables,
- l'emploi de pieux flottants est déconseillé,
- un programme de surveillance et d'entretien doit être établi et respecté, même si les fondations bénéficient d'un système de protection (enrochements, ...),
- il faut veiller à la stabilité des culées, elles peuvent être mises en péril soit directement par affouillement général au pied du mur de front, soit par dégarnissage du sol derrière la culée, ce dernier cas peut être provoqué par l'érosion des berges au cours d'une crue exceptionnelle,
- une attention particulière doit être réservée aux modifications apportées à la configuration du lit de la rivière au voisinage d'un ouvrage (travaux d'aménagement, dragage, ...); elles peuvent intensifier l'action agressive de l'eau.

6. TASSEMENT du SOL

6.1. Préliminaire

Lorsqu'un sol est soumis à un certain chargement, il se déforme. La composante verticale de la déformation porte le nom de tassement.

En milieu sec (sable sec, roches, ...) la déformation est quasi instantanée. Par contre, dans un milieu parfaitement saturé, au début c'est l'eau qui prend tout l'effort. Celle-ci se met alors en mouvement conformément à la loi de Darcy et s'écoule à une vitesse qui est fonction de la perméabilité du milieu. Progressivement, les grains solides se substituent à l'eau pour la transmission des charges. Au bout d'un certain temps, toutes les charges se transmettent directement de grain à grain, l'eau interstitielle ayant repris, en chaque point, la pression initiale telle qu'elle existait avant la mise en charge du milieu. On dit alors que le milieu est consolidé sous l'action des forces extérieures considérées.

La figure 33 rend bien compte du phénomène de consolidation. Considérons un cylindre rempli d'eau sous un piston muni d'un petit orifice O et reposant sur un ressort R prenant appui sur le fond du cylindre. Exerçons instantanément une force F sur le piston. Cette charge est tout d'abord prise en compte par l'eau du cylindre. Cette dernière s'évacue lentement par l'ouverture O. Le ressort est comprimé progressivement et il arrive un moment où ce ressort équilibre la force F : l'eau est à nouveau à la pression atmosphérique et son évacuation par l'orifice O s'arrête. Le système prend ainsi son équilibre final.

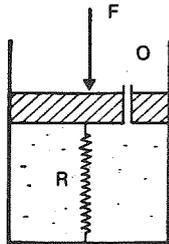


Fig. 33. — Modélisation du phénomène de consolidation.

On voit l'analogie de cet appareil avec un sol saturé soumis à des charges : le ressort représente les grains solides qui, peu à peu, prennent en compte les charges extérieures à la place de l'eau ambiante ; cette dernière s'évacue plus ou moins lentement par les interstices entre grains représentés schématiquement par l'orifice O.

L'équilibre final, en milieu saturé, se produit au bout d'un temps qui peut varier pratiquement de quelques minutes, dans les milieux sablo-graveleux très perméables, à plusieurs années ou dizaines d'années, dans les argiles très peu perméables.

6.2. Essais œdométriques

Un échantillon parfaitement saturé, représentant le sol *in situ*, est placé entre deux pierres poreuses dans un cylindre métallique qui porte le nom d'œdomètre (fig. 34). On lui applique une pression p qu'on augmente progressivement. Pour chaque augmentation de p , on observe la variation de l'épaisseur h de l'échantillon et l'on attend, pour poursuivre le chargement, que cette variation soit stabilisée. En conséquence, on trace la courbe de variation de $\varepsilon = \frac{\Delta h}{h}$ en fonction de p (fig. 35).

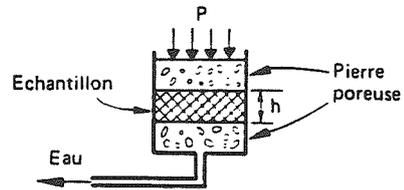


Fig. 34. — Œdomètre.

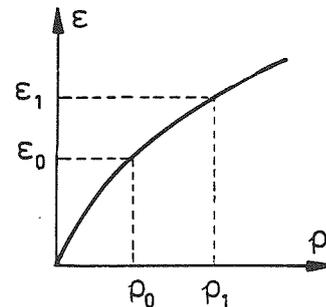


Fig. 35. — Courbe $\varepsilon = \frac{\Delta h}{h}$ en fonction de p .

Désignons par p_0 la pression à laquelle est soumis initialement le sol et par p_1 la pression qui y règne après la réalisation de l'ouvrage. A partir de la courbe (ε, p) , on définit le coefficient d'élasticité œdométrique par la relation :

$$E' = \frac{p_1 - p_0}{\varepsilon_1 - \varepsilon_0} \quad (19)$$

Pour plus de commodité, on préfère, dans la pratique, utiliser une courbe donnant plutôt la variation de l'indice des vides e en fonction de $\log p$. Cette courbe peut se déduire directement de la précédente et porte le nom de courbe œdométrique.

L'essai œdométrique permet d'apprécier l'amplitude du tassement et d'étudier son évolution en fonction du temps.

6.3. Évolution du tassement dans le temps

L'étude théorique concernant l'évolution du tassement en fonction du temps fait intervenir un paramètre sans dimension qu'on désigne par facteur temps T_v . Il est défini par la relation :

$$T_v = \frac{k E'}{\gamma_e h^2} t \quad (20)$$

où : k : coefficient de perméabilité du sol ;
 E' : coefficient d'élasticité œdométrique ;
 h : épaisseur de l'échantillon ;
 γ_e : poids spécifique de l'eau ;
 t : temps réel.

Désignons par $U \%$ le pourcentage de tassement réalisé au bout d'un temps t . Le tableau suivant donne les valeurs numériques de U en fonction de T_v , c'est-à-dire en fonction de t :

$U \%$	T_v	$U \%$	T_v
10	0,008	60	0,287
20	0,031	70	0,403
30	0,071	80	0,567
40	0,126	90	0,848
50	0,197	100	∞

Ce tableau peut être représenté approximativement par la relation :

$$U \% = 100 \sqrt[6]{\frac{(T_v)^3}{(T_v)^3 + 0,5}} \quad (21)$$

L'équation (20) montre que, pour obtenir un certain degré de tassement d'une couche du sol, le temps nécessaire est proportionnel au carré de son épaisseur.

6.4. Estimation du tassement sous un ouvrage

Pour estimer le tassement sous un ouvrage donné, on découpe le sol d'assise en couches fictives d'une épaisseur de 1 m environ (fig. 36), que le sol soit homogène ou non. Pour chaque couche, il y a lieu de déterminer la surcharge à laquelle elle est soumise ainsi que sa courbe œdométrique.

La valeur de cette surcharge peut être appréciée par application de la répartition à 45° (pour certains auteurs à 30°).

La connaissance de la courbe œdométrique permet d'avoir, compte tenu de la surcharge, l'amplitude du tassement dans la couche correspondante.

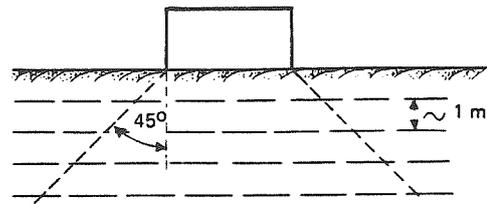


Fig. 36. — Estimation du tassement par couches de 1 m.

Le tassement total est évidemment obtenu en additionnant les tassements partiels trouvés pour chaque couche.

Actuellement, l'essai pressiométrique est souvent utilisé pour évaluer le tassement sous un ouvrage.

6.5. Dangers du tassement

Il n'y a pas de normes strictes et absolues concernant le tassement admissible des ouvrages.

On appelle tassement inadmissible, tout tassement donnant lieu à des déformations incompatibles avec la sécurité (fissuration, rupture de canalisations, ...), les sujétions d'exploitation (coincement des ascenseurs, difficulté d'ouvrir ou de fermer portes et fenêtres, ...) ou le bon aspect de l'ouvrage (basculement, enfoncement important dans le sol, ...).

Si toutes les fondations sous un ouvrage tassent de la même quantité, le tassement est dit *uniforme*. Autrement, il y a *tassement différentiel*.

D'une manière générale, si le tassement différentiel donne lieu à un basculement d'inclinaison $\alpha \geq \frac{1}{750}$, on peut s'attendre à quelques ennuis. Par contre, si $\alpha \leq \frac{1}{2000}$, le basculement est imperceptible à l'œil.

Pour certains ouvrages particuliers, tels que les réacteurs nucléaires ou les antennes destinées à poursuivre les satellites, le tassement différentiel admissible est limité à quelques fractions de millimètres.

6.6. Mesures à prendre contre le tassement

6.6.1. Mesures relatives au sol

On peut adopter les dispositions suivantes :

a) Réduction de l'importance de la surcharge en prévoyant des sous-sols

Le poids du terrain excavé vient diminuer d'autant les charges apportées par la construction. Si, dans le cas d'un radier général, ce poids est égal à celui de la construction, aucun tassement ne doit normalement se produire.

b) Accélération du tassement par préchargement

On réalise un chargement préalable et provisoire du terrain (remblais, ...) ainsi que des drains verticaux constitués par des tubes crépinés, ou par des drains de sable (fig. 37).

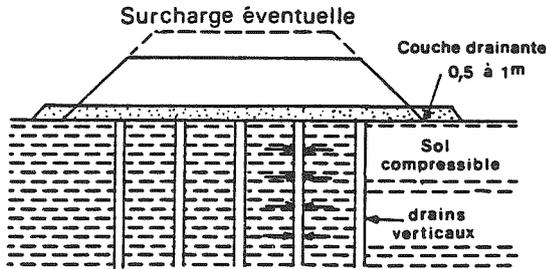


Fig. 37. — Consolidation par préchargement.

c) Consolidation atmosphérique

Cette technique constitue une variante du préchargement d'un sol argileux par du remblai.

Le principe consiste à couvrir la surface à consolider par une couche drainante de sable de faible épaisseur qu'on couvre avec une membrane étanche refermée sur des tranchées étanches sur le pourtour. On crée un vide sous la membrane et la pression atmosphérique joue le rôle de surcharge extérieure (fig. 38). On peut accélérer la consolidation en prévoyant des puits drainants [13].

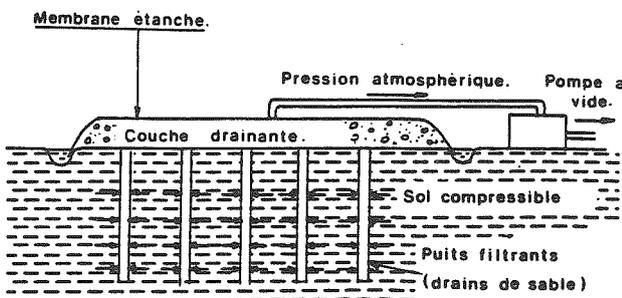


Fig. 38. — Consolidation atmosphérique.

d) Substitution totale ou partielle des sols de fondation

Il est fréquent de rencontrer de faibles épaisseurs de sols très mous (tourbe, ...) entraînant des tassements et des problèmes d'entretien importants. On peut très bien envisager de remplacer ces sols par des matériaux plus consistants.

e) Drainage par électro-osmose

On constate expérimentalement que, si un courant électrique se propage dans le sol depuis une anode jusqu'à une cathode, il y a rassemblement d'eau à la cathode d'où elle peut être extraite par pompage (fig. 39). Ce phénomène peut être mis à profit dans diverses appli-

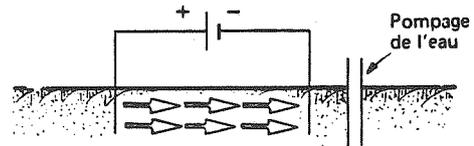


Fig. 39. — Principe du drainage par électro-osmose.

cations (accélération du tassement, lutte contre l'humidité, stabilisation des talus, ...). Il a été découvert par REUSS en 1808.

La mise en application de cette technique est délicate et elle est d'un emploi rare et coûteux.

6.6.2. Mesures relatives aux structures

Examinons le comportement des divers types de structures suivants :

a) Structures massives

Une structure massive constituant un ensemble monolithique avec ses fondations ne subit pratiquement pas de désordres sous l'action d'un tassement, même si celui-ci entraîne son basculement (tour de Pise).

b) Structures isostatiques

Elles sont capables de suivre le sol dans sa déformation sans que ceci nuise à leur bonne tenue. Un tassement différentiel peut cependant produire l'ouverture des joints de tassement ou de dilatation.

c) Structures hyperstatiques

L'apparition d'un tassement différentiel peut provoquer des fissures ou des désordres dans la structure, à moins que celle-ci ne soit suffisamment surdimensionnée.

En conséquence, on peut dire que les mesures à prendre dépendent essentiellement de la destination de l'ouvrage et du type de structure adopté. D'une manière générale, il y a lieu d'avoir à l'esprit les règles suivantes :

- 1) La présence d'un joint de tassement peut constituer une mesure efficace pour réduire l'effet d'un tassement différentiel. Un tel joint doit traverser intégralement l'ouvrage y compris les fondations.
- 2) Les structures métalliques supportent mieux les effets du tassement que celles réalisées en béton armé ou en maçonnerie.
- 3) Pour atténuer l'importance du tassement différentiel, il est utile de solidariser les fondations entre elles (longrines, grillage de poutres, ...). En prenant un grillage serré, on arrive évidemment à la limite à la fondation sur radier général. Cette solution présente le double avantage de mieux répartir la surcharge sur le sol et de réduire l'amplitude ainsi que l'effet du tassement différentiel sur la structure. Si un basculement se produit, il n'y a pratiquement pas apparition de fissures dangereuses.

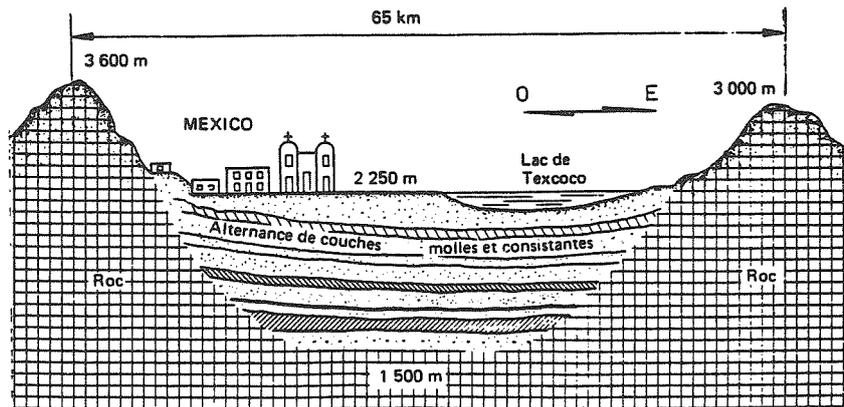


Fig. 40. — Ville de Mexico.

6.7. Exemples de tassement

a) VILLE DE MEXICO

C'est un exemple remarquable de tassement dû simultanément à la surcharge du sol et à la modification du régime hydrologique.

On sait que la ville de Mexico avait été fondée par les Aztèques au milieu d'un lac, drainé ou comblé depuis mais dont les dépôts occupent une épaisseur atteignant jusqu'à 700 m. Ils sont constitués par une alternance de couches, pratiquement horizontales, d'argiles molles et de sable relativement consistant (fig. 40). Ces argiles ont une teneur en eau très élevée pouvant atteindre 300 %. La première couche de sable résistante est située à une profondeur de 33 m environ. C'est sur celle-ci que prennent appui les fondations sur pieux de divers bâtiments lourds de Mexico (par exemple : Tour « Latino-Américaine », (fig. 41).

Le phénomène le plus caractéristique de Mexico est l'ampleur exceptionnelle des tassements dus au rabattement de la nappe phréatique. En effet, la population de l'agglomération s'est accrue : de 500 000 habitants en 1900 à plus de 15 000 000 actuellement. Cet accroissement considérable a augmenté la consommation d'eau potable ou industrielle dans des proportions énormes. Pour éviter d'aller chercher l'eau très loin de Mexico, on a préféré pomper directement dans la nappe souterraine. Ceci a entraîné un affaissement progressif du niveau général de la ville. Il est estimé actuellement à 10 cm environ par an.

En plus de cet affaissement général, les constructions lourdes réalisées sur des fondations superficielles massives ont subi un tassement pouvant atteindre plusieurs mètres. C'est le cas des pyramides Aztèques qui existaient jadis au cœur de la ville (place des Trois Cultures) et du Palais des Beaux-Arts qui, fondé sur radier en béton de 2 à 3 m d'épaisseur, a déjà tassé depuis sa construction, en 1904, de 3 m environ.

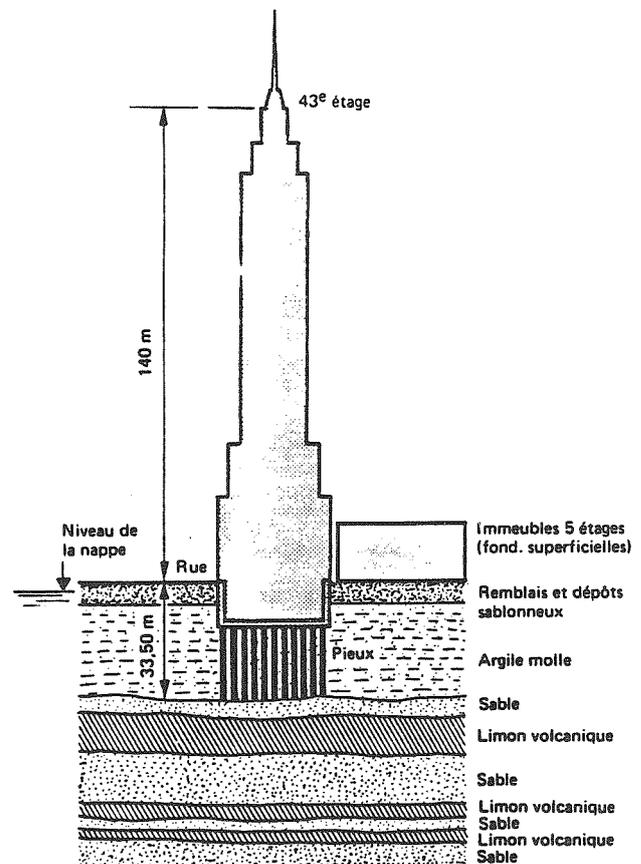


Fig. 41. — Tour « Latino-Américaine » à Mexico.

Par contre, les constructions établies sur pieux et qui suivent par conséquent les mouvements d'une assise consistante située à environ une trentaine de mètres de profondeur ne sont pas affectées par le tassement des couches molles superficielles. Certaines, même, paraissent donc remonter par rapport au sol environnant (Monument de l'Indépendance, Arc de la Reforma, ...).

Les photos 42 et 43 montrent deux exemples de tassement spectaculaires.



Fig. 42. — Notre-Dame de la Guadeloupe. (Tassement 1,50 m.)



Fig. 43. — Tassement différentiel d'une église avant achèvement des travaux.

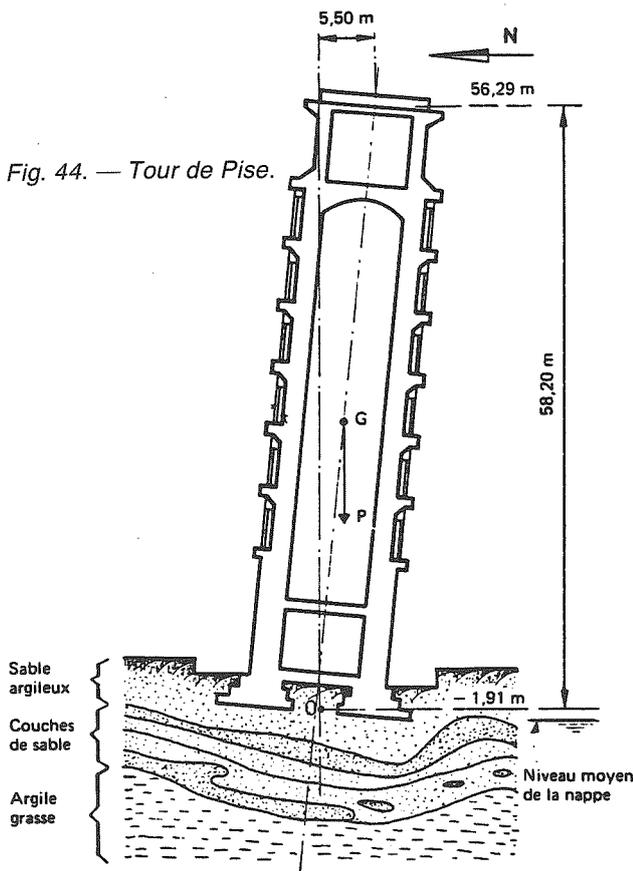
b) TOUR DE PISE

La Tour de Pise est l'exemple le plus connu et le plus marquant des tassements différentiels. Sa construction a commencé en 1173 et a duré pratiquement un siècle. Des tassements se sont manifestés au cours de l'exécution, entraînant à plusieurs reprises l'arrêt des travaux.

Le poids de la tour est de 14 500 t (142 MN). La fondation repose sur un sol hétérogène ayant provoqué

un tassement qui est actuellement de l'ordre de 3 m du côté sud et de 1,20 du côté nord, soit un tassement différentiel de 1,80 m. En conséquence, la tour a basculé de 9 % environ. Ce basculement ne peut qu'aggraver la situation. En effet, dans l'état actuel, le centre de gravité G de la tour et le centre O de sa fondation ne sont plus situés sur la même verticale (fig. 44). De ce fait, le poids total P de la tour surcharge plus le côté sud que le côté nord. Les graphiques de la figure 45 donnent l'évo-

Fig. 44. — Tour de Pise.



lution de la pression et du tassement en fonction du temps sous les deux côtés nord N et sud S de la fondation.

Actuellement, la Tour continue à s'incliner à une vitesse de l'ordre de 7 secondes/an. Différentes solutions ont été envisagées pour la stabiliser. On peut se demander s'il ne serait pas indiqué de stabiliser le sol par congélation et de procéder ensuite à une reprise en sous-œuvre (micropieux, jet grouting, ...).

c) TOUR DE MONTPARNASSE

Avec ses 60 étages, ses 210 m de hauteur et son poids de l'ordre de 115 000 t, cette tour constitue une construction exceptionnelle pour l'Europe. Elle présente de plus la particularité d'être implantée à califourchon sur une ligne de métro, la ligne n° 6 (fig. 46 et 47). Sa conception a posé un délicat problème de fondation.

Dans le cadre de l'étude de faisabilité qui a été confiée au CEBTP, en 1962, nous avons établi, sur la base des sondages effectués, une coupe du sol sous l'emplacement de la future Tour (fig. 48).

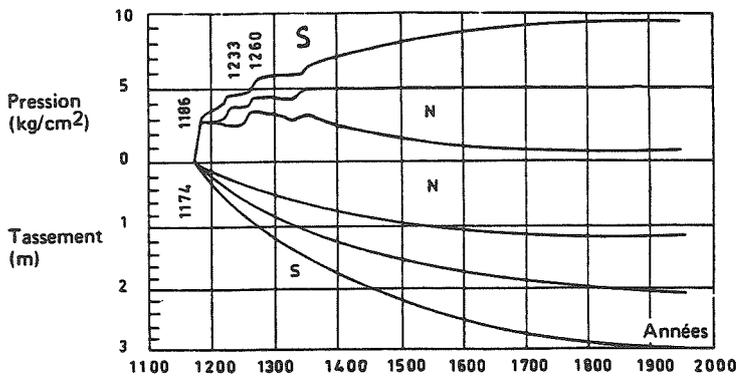


Fig. 45. — Evolution des tassements et des pressions sous les fondations de la Tour de Pise.

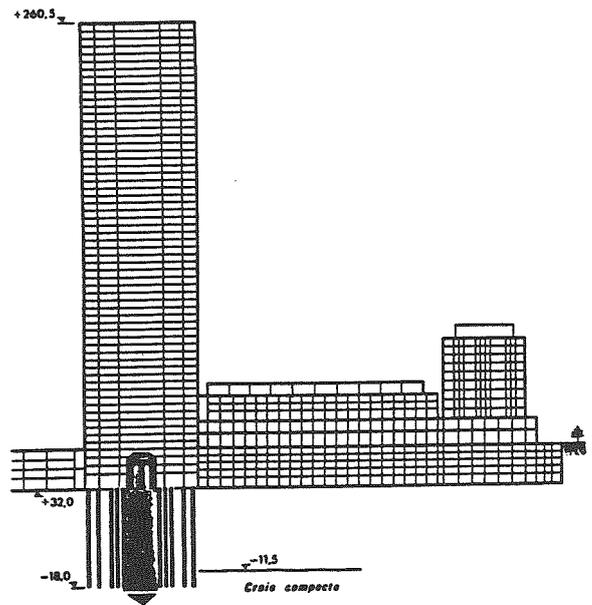
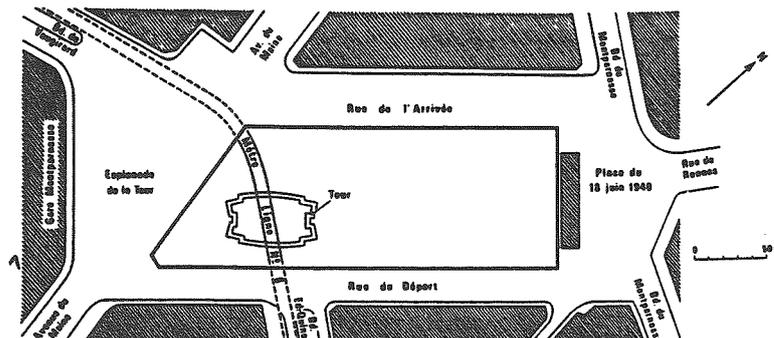


Fig. 47.

Fig. 46.



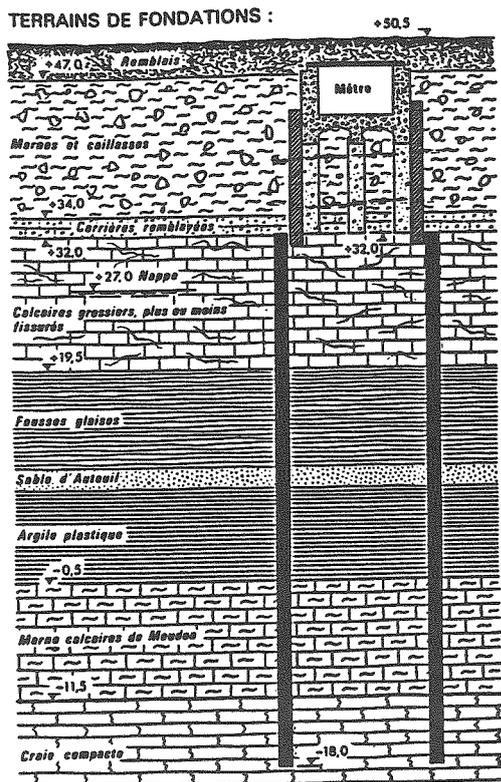


Fig. 48.

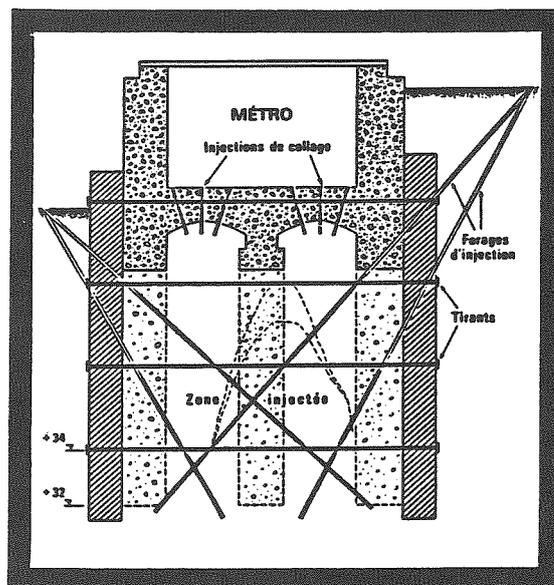


Fig. 49.

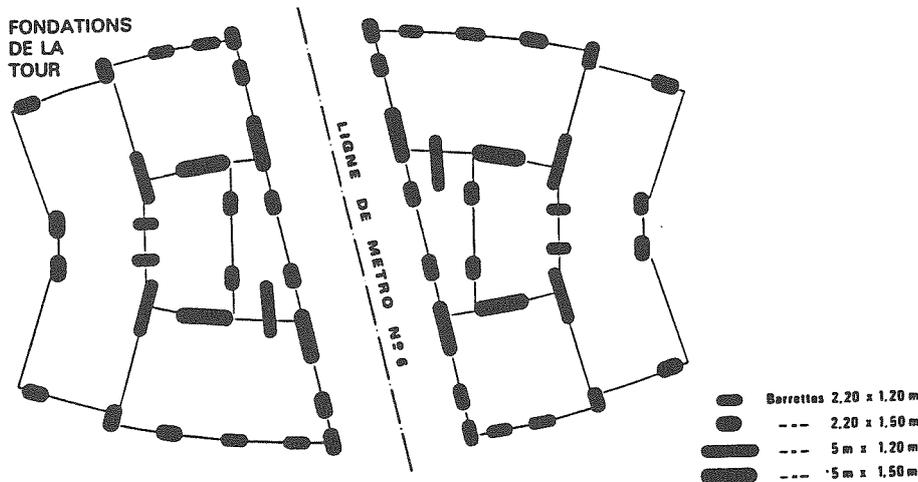


Fig. 50.

En supposant que la tour repose sur un radier général à la cote + 32, l'estimation du tassement des couches de glaises et d'argiles situées sous le calcaire grossier, nous a conduit à une valeur de l'ordre de 25 cm.

Or, un tel tassement est tout à fait normal pour un ouvrage de cette importance. Mais il était inacceptable pour le tunnel du métro et il a fallu renoncer à cette solution.

La solution qui a été adoptée finalement par le projecteur a consisté à :

- désolidariser complètement la tour du tunnel du métro (fig. 47),
- consolider le tunnel par injection et la réalisation de deux murs de soutènement latéraux (fig. 49),

- fonder la tour sur des barrettes descendant jusqu'à la craie compacte (cote - 18) pour supprimer tout risque de tassement (fig. 47 et 50).

Cet exemple montre bien que toute nouvelle construction doit inclure dans sa conception l'impact qu'elle peut avoir sur les ouvrages environnants.

d) GARE TRANSATLANTIQUE DU HAVRE

Cette gare a été édifée en 1930 et détruite au cours des bombardements de la dernière guerre.

Rappelons tout d'abord qu'il s'agissait d'un important bâtiment de 46 m de large et 575 m de long (fig. 51).

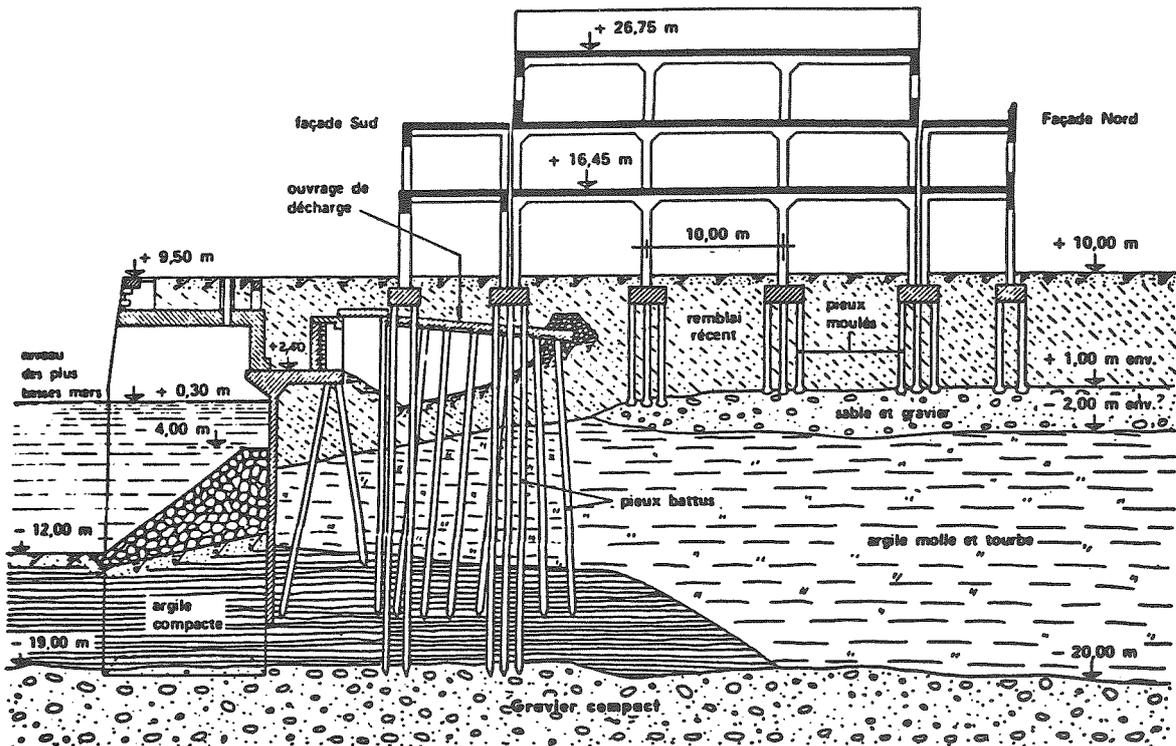


Fig. 51. — Gare maritime du Havre. Etat initial.

Deux systèmes distincts de fondations sur pieux ont été utilisés. La façade sud repose sur des pieux battus de 30 m de longueurs ancrés dans une couche de gravier compact. Le reste est fondé sur des pieux courts s'appuyant sur un mince banc de sable et gravier qui repose lui-même sur une forte couche d'argile molle.

Peu de temps après l'achèvement du gros-œuvre, des fissures ont apparu. Elles étaient dues au tassement de la couche d'argile molle. Celui-ci a atteint 25 cm en 1934.

Pour arrêter ce mouvement, il a été décidé de reporter la charge de la construction sur la couche de gravier compact. A cet effet, Freyssinet proposa une solution élégante qui fut adoptée. Elle a consisté à relier entre elles les semelles des files III à VI par des longrines en béton précontraint et de les appuyer sur un nouveau système de pieux fondés au vérin (fig. 52).

Dans la référence [17], M. LOGEIS a donné une description détaillée de cette opération.

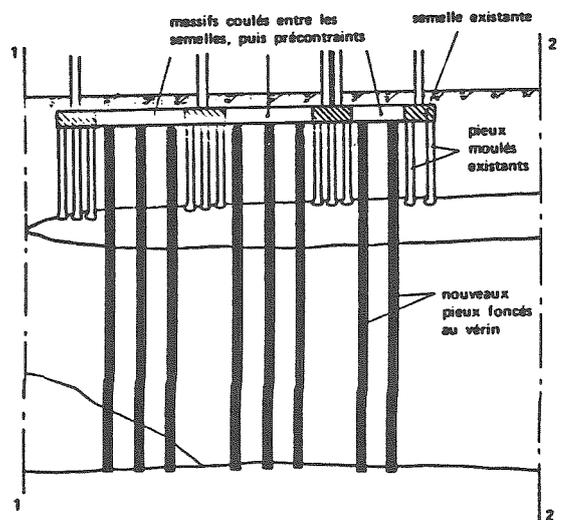


Fig. 52. — Gare maritime du Havre. Principe du renforcement des fondations.

7. SOLS GONFLANTS

Certains sols argileux sont constitués par des minéraux et ont une microstructure qui les rendent fortement rétentifs et très sensibles à la présence de l'eau. Leur volume peut varier d'une façon appréciable avec leur teneur en eau. En période de sécheresse, ils subissent un important retrait provoquant des fissures plus ou moins importantes. Par contre, en période de pluie, ils gonflent et les fissures se referment. Des ouvrages légers construits sur de tels sols peuvent subir d'importants dégâts.

Considérons une maison fondée sur un tel sol dont la teneur en eau varie suivant les saisons (fig. 53). Sur les bords de celle-ci, la variation est plus rapide que dans la partie centrale. De ce fait, en période de sécheresse, la maison repose sur sa partie centrale et le pourtour se trouve en porte-à-faux (fig. 53 b). Durant la période de pluies, c'est le phénomène inverse qui se produit (fig. 53 c). La fissuration de la construction et même sa destruction pourraient s'en suivre. Notons que les sinistres peuvent survenir tant par retrait que par gonflement.

- lutter contre les arrivées ou les départs de l'humidité (drains brisés, engazonnement du pourtour de la construction, plantation d'arbres rapprochés, ...),
- s'assurer de l'étanchéité des canalisations d'évacuation des eaux pluviales et usées et du bon fonctionnement des systèmes de drainage.

Il est à noter que les structures légères sont plus exposées au gonflement des sols que les structures lourdes. En effet, elles sont en général fondées superficiellement et ne donnent lieu qu'à des contraintes modérées sous les fondations. Elles ne peuvent donc pas s'opposer au potentiel de gonflement du sol qu'on peut déterminer par un essai œdométrique : pression de gonflement et amplitude.

Rappelons que les effets d'un gonflement ou d'un retrait du sol sur une structure sont similaires à ceux du tassement.

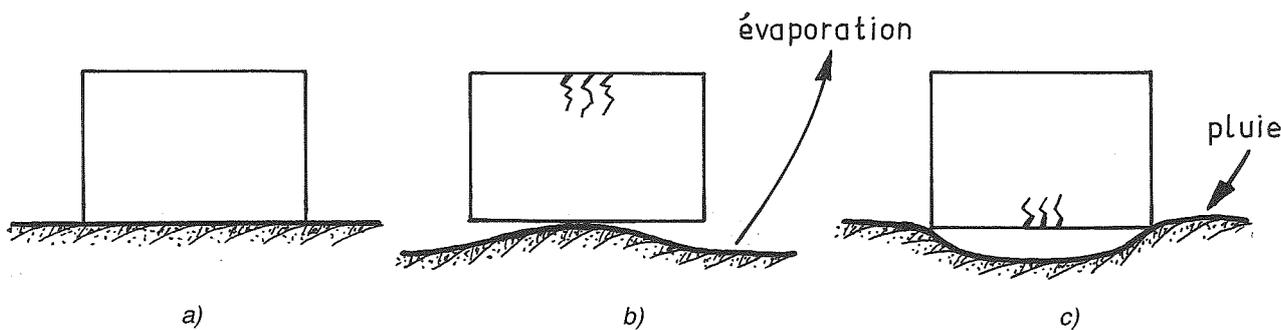


Fig. 53. — Sols gonflants.

7.1. Mesures préventives

La localisation et l'importance des dommages dépendent de la conception des fondations et du type de structure. Dans le cas de la construction neuve, les mesures préventives à prendre sont principalement les suivantes :

- reconnaître le sol et définir son état (teneur en eau, limites d'Atterberg, pression de gonflement, ...),
- examiner l'environnement immédiat de l'ouvrage (relief du sol, végétation existante, réseau de drainage, niveau de la nappe, ...),
- analyser les documents existants (cartes géologiques et hydrogéologiques, banques de données, les dossiers CAT-NAT, ...),
- contreventer suffisamment l'ouvrage,
- fonder profondément afin d'avoir un milieu à teneur en eau quasi constante,
- prévoir des joints de tassement,

7.2. Réparation des constructions endommagées

Les dommages occasionnés aux constructions par la sécheresse qui a sévi entre 1989 et 1992 ont été lourdement ressentis à travers pratiquement toute la France (fig. 54). La vulnérabilité des pavillons est d'autant plus élevée que la nappe d'eau se trouve à une faible profondeur et les fondations ne sont pas suffisamment enterrées. D'après les enquêtes réalisées, plus des deux tiers des pavillons touchés avaient leurs fondations à une profondeur inférieure à 0,5 m. L'implantation des arbres, tels que les peupliers et les saules qui sont gourmands en eau, ne fait qu'aggraver la situation. A titre indicatif, les peupliers consomment de l'ordre de 300 litres d'eau par jour. Il faut donc placer les nouveaux arbres le plus loin possible des constructions. La distance minimale recommandée est de 1,5 fois la hauteur de l'arbre arrivé à maturité (fig. 55). Par contre, il est déconseillé d'arracher les arbres existants avant construction pour ne pas perturber l'équilibre qui s'est établi.

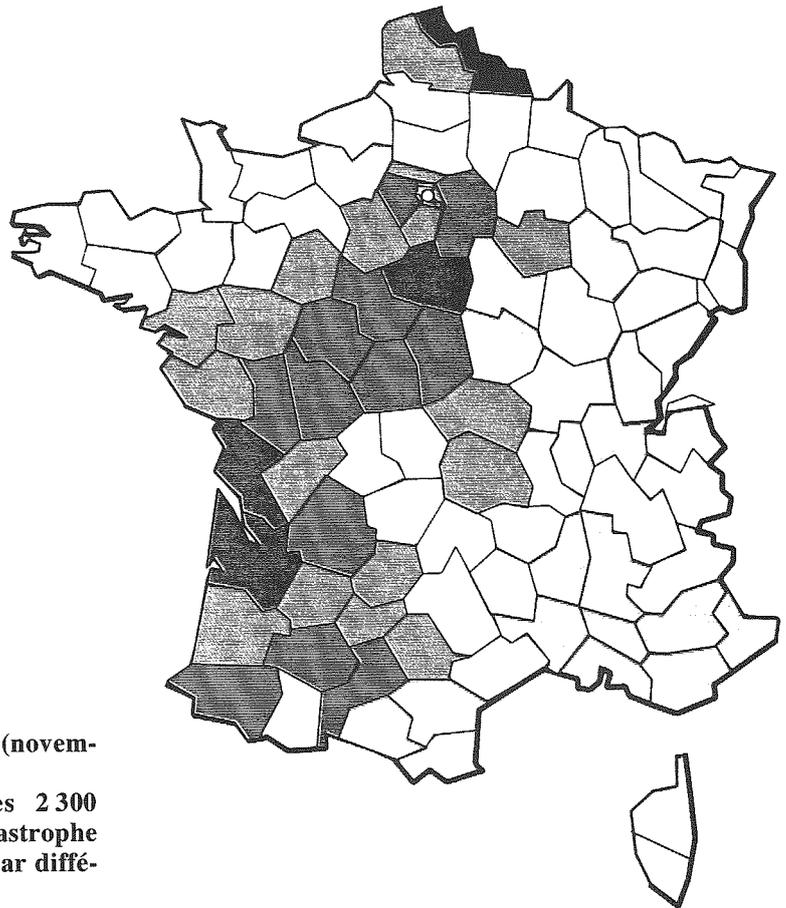
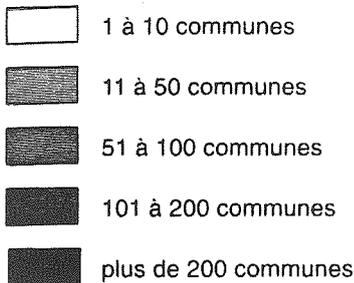


Fig. 54.

COMMUNES DÉCLARÉES SINISTRÉES (novembre 1992)

Carte récapitulant, par département, les 2 300 communes reconnues victimes d'une « catastrophe naturelle », en l'occurrence la sécheresse, par différents arrêtés interministériels.

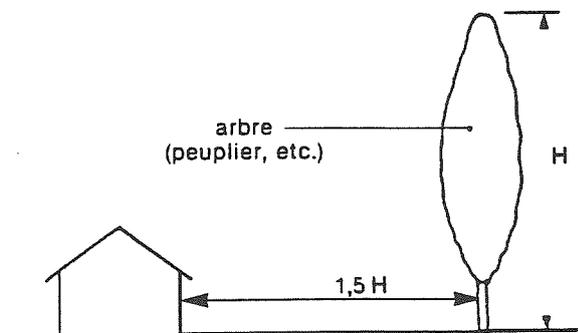


Fig. 55. — Distance minimale entre les bâtiments et les arbres.

Les talus ne sont pas épargnés par la sécheresse. En présence de sols très argileux, non protégés, les talus subissent au cours des saisons, dans les couches de surface, des alternances de retrait fissurant et de saturation accompagnée de gonflement. Il est certain que si en terrain plat ces alternances donnent lieu à des mouvements quasi réversibles, par contre pour un talus, ces alternances conduisent à une reptation des couches de surface vers l'aval avec une aggravation de l'ouverture des crevasses produites par le retrait et donc des risques croissants de saturation et de nappes suspendues pouvant entraîner une solifluxion et des amorces de glissement.

Compte tenu de l'ampleur des désordres constatés, les assureurs, la FNB et l'AQC ont confié au CEBTP, en 1991, l'élaboration d'un guide pratique à l'usage des experts et des constructeurs [22]. Ce document décrit la démarche à suivre pour réaliser le diagnostic et choisir une solution de réparation adaptée.

La figure 56 donne les différents types de désordres constatés lors de l'enquête que nous avons effectuée pour la préparation du guide.

Avant d'entreprendre tout travail de confortement, il faut procéder au recueil des données de base (pente du terrain, nappes d'eaux, végétation, système de drainage, pluviosité...) indispensable pour réaliser un bon diagnostic et établir un projet bien adapté au problème posé. La conduite des travaux nécessite beaucoup de soin et doit être confiée à un responsable qualifié. Dans tous les cas, les réparations à prescrire doivent prendre en considération l'évolution des mouvements dans le temps et éventuellement leur inversion. Une pluie abondante survenant après une période de sécheresse est de nature à provoquer un gonflement du sol.

Pour limiter ces mouvements alternés retrait-gonflement, une solution suffisante consiste à protéger la périphérie de la construction par la mise en place de géomembrane étanche. Celle-ci serait enterrée et raccordée aux murs de façade avec couvre-joint. Son rôle est de maintenir le mieux possible constante la teneur en eau dans le sol sous les fondations (fig. 57, 58).

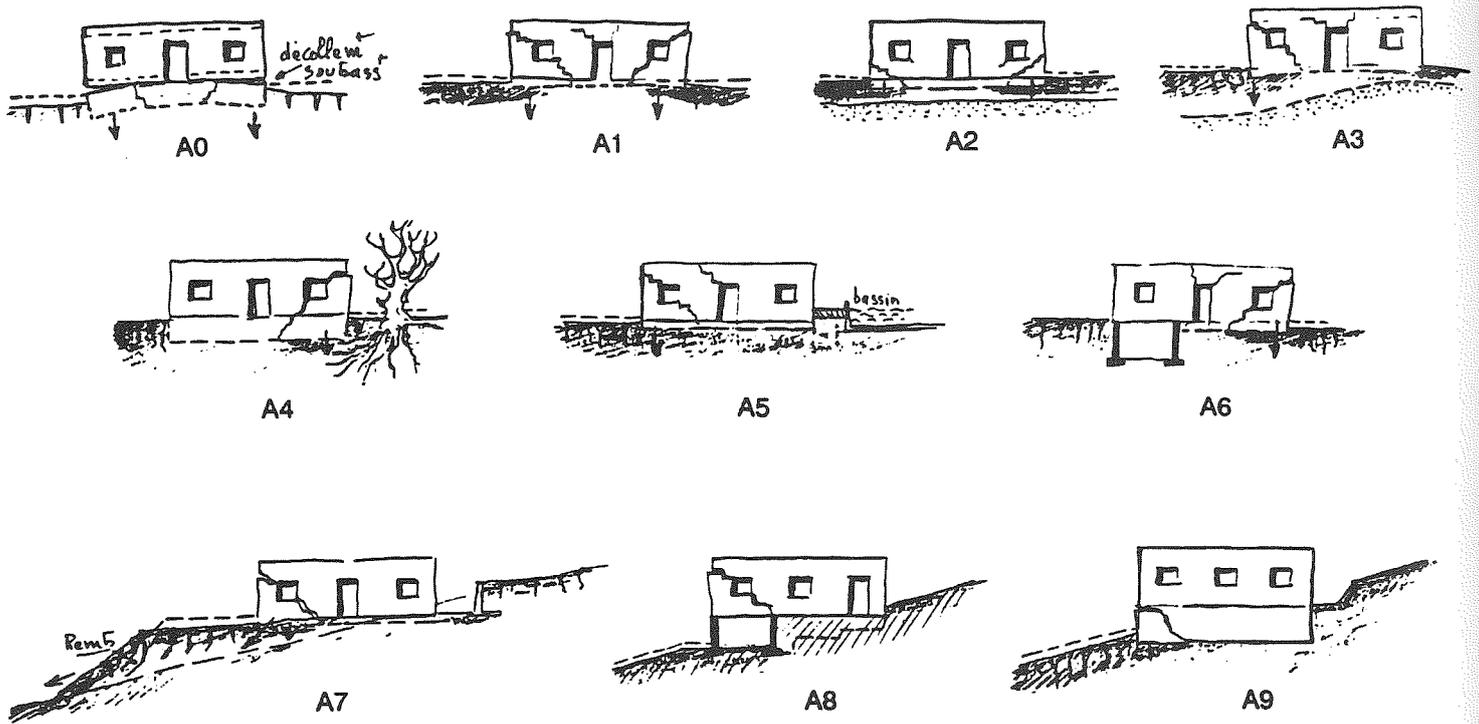


Fig. 56. — Désordres structuraux.

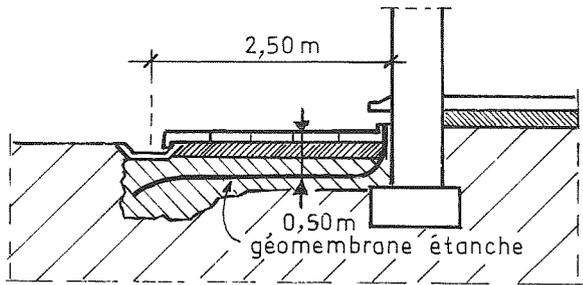


Fig. 58. Protection par géomembrane antiracine.

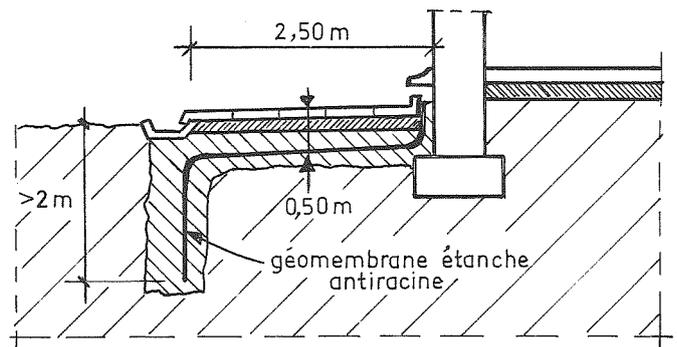


Fig. 57. — Protection par géomembrane enterrée horizontalement.

7.3. Pluviosité et sécheresse exceptionnelle

Les dommages provoqués par la sécheresse sont similaires à ceux produits par d'autres facteurs tels que le tassement du sol, le retrait, ... Sur la base des enquêtes

et des analyses effectuées dans le cadre du travail confié au CEBTP [22], nous avons pu définir les seuils à partir desquels, pour un site donné, la période étudiée accuse un déficit de pluviosité inhabituel et peut être considérée comme sortant de la normale et où le risque de sinistres dus à la sécheresse est possible. Pour la définition de ces seuils de normalité, on considère :

- La pluie efficace PE :
c'est la précipitation pendant la durée d'un épisode donné après déduction de la quantité d'eau perdue par évapo-transpiration.
- La moyenne trentennale MT :
c'est la moyenne sur les trente dernières années des PE relatives au même épisode.
- La hauteur de pluie efficace HPE :
 $HPE = PE/MT$.

Pour caractériser une période de sécheresse, on considère trois épisodes de référence : 6 mois, 12 mois et 24 mois consécutifs. Les seuils de normalité correspondant à HPE que nous avons préconisés dans le Guide pratique [22] sont :

- SN1 = 55 % pour un épisode de 6 mois,
- SN2 = 70 % pour un épisode de 12 mois,
- SN3 = 80 % pour un épisode de 24 mois.

Sur le plan pratique, il y a lieu de vérifier que, dans le cas de ces trois épisodes, les HPE sont supérieures aux seuils correspondants. Il suffit que pour l'un des trois épisodes, le critère ne soit pas réalisé pour que le caractère exceptionnel de la sécheresse soit admis.

A titre d'exemple, supposons que l'on désire savoir si entre 1989 et 1992, on peut estimer qu'il y a eu une période de sécheresse dans une région donnée.

Pour cela, on considère les trois épisodes suivants qui paraissent a priori les plus défavorables :

- premier épisode de 6 mois : mai 1990 à octobre 1990,
- deuxième épisode de 12 mois : octobre 1989 à octobre 1990,
- troisième épisode de 24 mois : juillet 1989 à juillet 1991.

Sur la base des données météorologiques disponibles, on établit le tableau suivant :

Episode	6 mois (1)	12 mois (2)	24 mois (3)
PE (mm)	600	1 568	4 335
MT (mm)	1 200	2 450	5 100
HPE (%)	50 <	64 <	85 >
SN (%)	55	70	80

On constate clairement que pour les deux épisodes (1) et (2), le seuil de normalité SN n'est pas atteint. Donc, d'après les critères que nous avons définis, il y a eu, entre 1989 et 1992, une période de sécheresse exceptionnelle dans la région considérée.

7.4. En conclusion

La sécheresse des années 1989 à 1992 a causé d'énormes dommages aux constructions en France. Le montant des travaux de réparation a été évalué à plus de 2 milliards de francs.

Quelles que puissent être les conditions météorologiques des années à venir, il n'est plus raisonnable de continuer à construire comme avant, quand les ouvrages à édifier sont situés dans des régions où les sols sont argileux et sensibles à l'eau. En particulier, les maisons légères avec une ossature en maçonnerie sans chaînage et reposant sur des fondations superficielles sommaires constituent l'exemple type de construction qui ne résiste pas au gonflement ou au retrait du sol.

On peut alors résumer les principales recommandations à respecter comme suit :

- reconnaissance avec identification du sol pour contrôler son activité argileuse et sa susceptibilité aux variations volumiques de retrait ou gonflement,
- niveau de fondation relativement profond d'au minimum un mètre sous la surface initiale du terrain naturel ; de ce point de vue on note l'avantage de prévoir un sous-sol général,
- éviter les plans présentant de nombreux appendices périphériques particulièrement exposés aux mouvements du sol,
- maintenir les arbres adultes à une distance des murs au moins égale à une fois leur hauteur,
- assurer à la structure, y compris le soubassement, des chaînages de rigidification permettant d'encaisser sans dommage des flexions parasites résultant des réactions sol-structure,
- veiller à réaliser un raccordement souple entre les canalisations liées à la structure et les réseaux enterrés extérieurs,
- avantage d'une protection périphérique par géomembrane étanche couverte par un trottoir destinée à réduire les échanges d'eau à gradient excessif autour du bâtiment.

8. ÉQUILIBRE LIMITE des SOLS

8.1. Généralités

Le calcul de stabilité en mécanique des sols est basé sur la détermination du chargement critique mettant le milieu en état d'équilibre limite.

La charge de service est obtenue en divisant le chargement critique par un certain coefficient de sécurité. La valeur de ce dernier varie suivant l'importance et la nature du problème traité. Ainsi, le coefficient de sécurité pour une fondation doit être au moins égal à 3 et, pour un talus, supérieur à 1,5.

8.2. Notions d'équilibre limite

8.2.1. Exemples simples de frottement d'un corps sur un autre

Soit un corps plat A reposant sur un plan B (fig. 59). Appliquons sur A une force F d'inclinaison α par rapport à la normale. Cette force admet deux composantes N normale et T tangentielle. On a évidemment :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{T}{N} \quad (22)$$

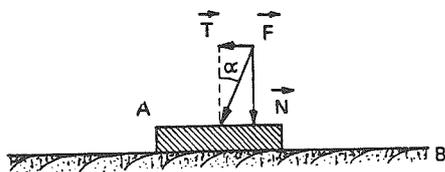


Fig. 59. — Corps soumis à une force oblique.

L'expérience montre que si α est faible, le corps reste immobile et la composante T est équilibrée par le frottement de A sur B. Augmentons progressivement la valeur de α . Il arrive un moment où A commence à glisser sur le plan B. La valeur correspondante de α est l'angle limite φ de frottement. Le coefficient de frottement f de A sur B est, par définition :

$$f = \operatorname{tg} \varphi \quad (23)$$

En résumé si :

- $\alpha < \varphi$: état d'équilibre fixe,
- $\alpha = \varphi$: état d'équilibre limite,
- $\alpha > \varphi$: glissement de A sur B.

Examinons aussi l'essai suivant (fig. 60). Supposons que le corps A est pesant et donnons au plan B une rotation α par rapport à un axe horizontal O. Le poids P de A admet deux composantes N et T reliées par la relation :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{T}{N} \quad (24)$$

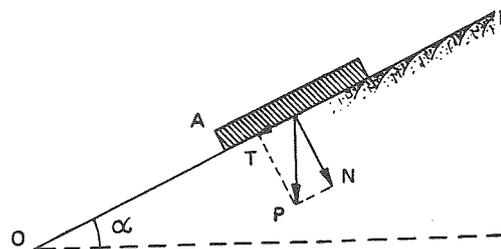


Fig. 60. — Plan incliné.

Tant que $\alpha < \varphi$, le corps A reste immobile. Dès que α dépasse légèrement φ , celui-ci glisse le long du plan incliné B.

En conséquence, on peut définir aussi l'angle de frottement φ comme étant la pente limite prise par le plan incliné B et provoquant le glissement du corps A.

Si A et B sont constitués par le même matériau, on désigne φ par **angle de frottement interne** du matériau considéré.

8.2.2. Angle de frottement interne φ du sable et angle de talus naturel

Un sable sec déversé d'une certaine hauteur forme un tas (fig. 61) dont la pente α ne peut dépasser une certaine valeur limite φ . Dans ce dernier cas, toute quantité supplémentaire déversée sur la pente roule vers le bas. On reproduit ainsi, en quelque sorte, l'essai précité du plan incliné.

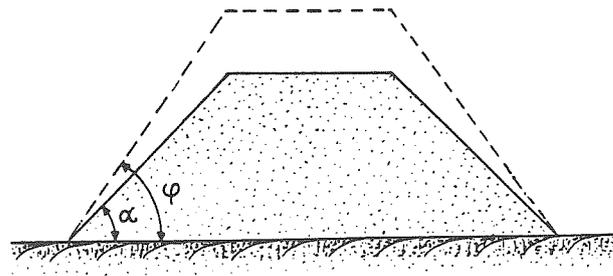


Fig. 61. — Tas de sable.

Donc, l'angle α est pratiquement égal à l'angle de frottement interne du sable. Il caractérise la valeur limite prise par un talus naturel constitué par ce matériau.

La valeur de φ dépend notamment de la forme des grains, de la granulométrie du sable et de sa compacité :

- Grains arrondis et uniformes :
 $\varphi = 28^\circ$ à 35° suivant la compacité.
- Grains anguleux à granulométrie continue :
 $\varphi = 35^\circ$ à 45° suivant la compacité.

8.3. Caractéristiques mécaniques des sols

Les caractéristiques mécaniques d'un sol en état d'équilibre limite peuvent être déterminées de diverses manières. Le procédé le plus simple, au laboratoire, est l'utilisation de la **boîte de Casagrande**. C'est une boîte constituée de deux parties et qui permet de déterminer la résistance au cisaillement d'un échantillon de sol (fig. 62).

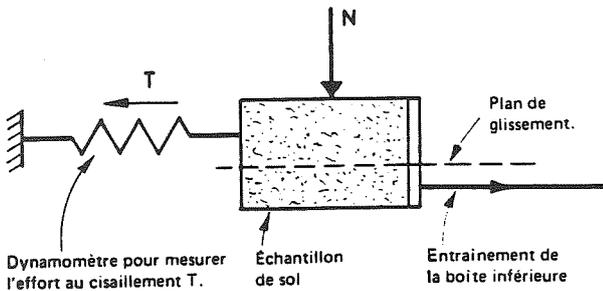


Fig. 62. — Boîte de Casagrande.

On applique sur l'échantillon, de section S , une contrainte normale $\sigma = \frac{N}{S}$ (N : force normale) et on mesure la contrainte tangentielle $\tau = \frac{T}{S}$ nécessaire pour produire le cisaillement.

Si l'on répète l'essai pour diverses valeurs de la force normale N , on voit que les contraintes τ et σ sont reliées suivant le plan de cisaillement par une relation linéaire de la forme :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (25)$$

où C et φ sont deux paramètres qui caractérisent le sol en état d'équilibre limite et qu'on désigne par :

C : cohésion. Elle a les dimensions d'une contrainte,
 φ : angle de frottement interne exprimé en degrés.

La relation (25) porte le nom **d'équation de COULOMB** (fig. 63). Comme on peut le constater, il suffit normalement d'effectuer deux essais pour avoir les deux paramètres C et φ . Dans la pratique, il est utile d'en faire trois ou quatre à titre de contrôle.

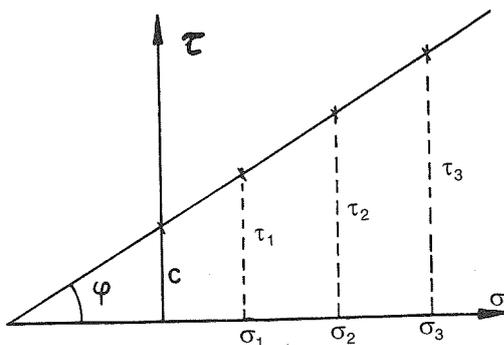


Fig. 63. — Droite de Coulomb.

8.4. Classification des sols

Au point de vue caractéristiques mécaniques, les sols se répartissent en trois grandes catégories :

1) **Sols cohérents** : $C \neq 0$, $\varphi \neq 0$

Exemples : argiles non saturées ; marnes.

2) **Sols purement cohérents** : $C \neq 0$, $\varphi = 0$

Exemples : argiles parfaitement saturées sous l'action d'un chargement rapide ;

3) **Sols pulvérulents** : $C = 0$, $\varphi \neq 0$

Exemple : sable sec.

Il est à noter que, pour un sol donné, les valeurs de φ et C peuvent dépendre de sa teneur en eau. C'est la raison pour laquelle il est toujours indispensable de préciser dans quelles conditions la détermination de φ et C a été réalisée.

Si un sol a une cohésion C et un angle φ quasi nuls, on dit qu'il a une consistance liquide.

Pour un sable donné, la valeur de φ dépend énormément de sa compacité. On admet, en première approximation, que le produit de l'indice des vides e par $\operatorname{tg} \varphi$ est constant :

$$e \cdot \operatorname{tg} \varphi = A \quad (26)$$

On peut affecter la constante A d'une valeur statistique moyenne de 0,55.

8.5. Critère de stabilité

Si, le long d'une ligne quelconque traversant le sol, les contraintes normale σ et tangentielle τ sont reliées par l'équation de COULOMB (25), on dit que le milieu est en état d'équilibre limite et qu'il y a risque de glissement ou rupture suivant cette ligne. D'ailleurs celle-ci porte le nom de **ligne de glissement**.

Si l'équation de COULOMB n'est réalisée en aucun point ou en des points isolés, on dit que le sol est en état d'équilibre surabondant.

Toutes les notions précitées seront reprises dans les prochains chapitres.

8.6. Action de l'eau

En plus de l'action directe de l'eau sur le comportement rhéologique des sols, sa mise en pression modifie la loi de COULOMB qui s'écrit alors :

$$\tau = C + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi \quad (27)$$

où u est la pression interstitielle.

Il en résulte une réduction sensible de la résistance au glissement. Ceci est à l'origine de fréquents accidents et de rupture dans les massifs.

9. STABILITÉ des TALUS

9.1. Généralités

L'éboulement et le glissement font partie, au même titre que l'érosion, des facteurs entraînant des modifications importantes dans le relief du sol. Ils donnent lieu, notamment, à l'élargissement des vallées creusées par les cours d'eau.

Les accidents observés montrent qu'il y a lieu de distinguer quatre grandes familles d'instabilité :

a) Éboulement

L'éboulement concerne notamment les massifs de roches dures. Son déclenchement peut être dû à la présence de diaclases, ou fissures préalables, ou à des ruptures provoquées par diverses raisons (tassement différentiel, séisme, action du gel, ...).

En général, l'éboulement est un phénomène brutal. Les blocs de roches qui se détachent un à un roulent sur la pente. Les gros blocs s'accumulent souvent plus bas que les petits pour former les éboulis (fig. 64).

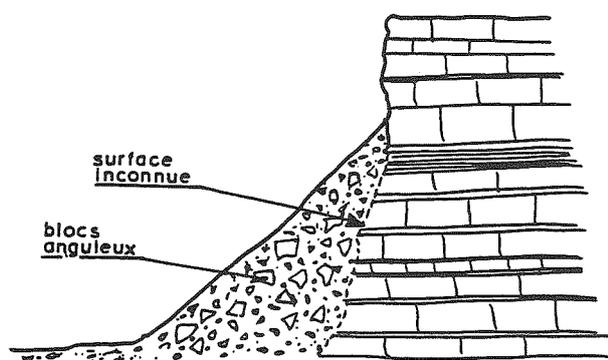


Fig. 64. — Cône d'éboulement stable au pied d'une falaise.

b) Glissement

Un glissement est un phénomène progressif. Il concerne une grande masse qui se détache et glisse sur le massif en place le long d'une certaine courbe dite **courbe de glissement**. Ce mouvement peut avoir une origine interne (modification dans le régime d'infiltration de l'eau, dégradation des caractéristiques mécaniques ϕ et C , ...) ou survenir à la suite de travaux exécutés par la main de l'homme et troublant un équilibre pré-existant (ouverture de tranchée, ...).

Un exemple très célèbre est fourni par la tranchée de la Culebra qui borde le canal de Panama. Son ouverture a provoqué des glissements augmentant d'environ 35 millions de mètres cubes les terrassements à exécuter.

c) Coulées boueuses

Le déclenchement des coulées boueuses est souvent associé à des pics d'intensité de pluie, d'orages, de fontes glaciaires de neige ou à des vidanges brutales de lacs glaciaires. Ce phénomène est encore mal connu et imprévisible. On peut cependant dire qu'il est le résultat de sous-pressions ayant mis le sol en charge.

Plusieurs exemples montrent que ces coulées peuvent entraîner de graves dommages et être parfois très destructrices. Leur vitesse d'avancement peut atteindre les 20 m/s et le volume total mobilisé peut représenter plusieurs millions de m^3 .

d) Fluage

Il correspond à un écoulement de type visco-plastique.

Comme dans le cas des coulées boueuses, ce mouvement est difficilement prévisible et ne relève pas des méthodes usuelles d'évaluation de la stabilité d'un massif.

Dans ce qui suit, nous ne considérerons que l'instabilité par glissement qui est, d'ailleurs, la plus répandue.

9.2. Stabilité au glissement

L'expérience montre que, généralement, le glissement des talus se produit suivant une certaine courbe qu'on peut souvent assimiler à un arc de cercle (fig. 65).

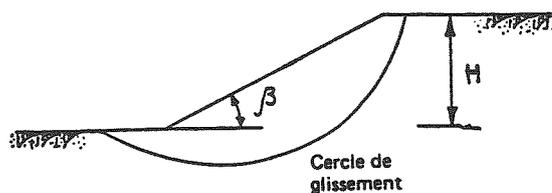


Fig. 65. — Courbe de glissement d'un talus.

Cette hypothèse simplificatrice est à la base de diverses méthodes de calcul de stabilité utilisées dans la pratique. Même avec cette approximation, les calculs restent longs et fastidieux à effectuer à la main notamment quand il s'agit d'un massif hétérogène. En effet, la détermination du cercle le plus défavorable suivant lequel le glissement risque de se produire ne peut se faire que par tâtonnements successifs. Actuellement, les études de stabilité sont souvent réalisées sur ordinateur.

Dans le cas d'un talus homogène de hauteur H (fig. 65), les calculs ont été faits une fois pour toutes.

Les résultats sont consignés dans les abaques donnés sur la figure 66. Ces derniers permettent d'avoir directement le coefficient de sécurité. Pour s'en servir (fig. 67), on détermine le point B de coordonnées φ et $\frac{C}{\gamma H}$. Désignons par A le point de rencontre de la droite OB et de la courbe relative à la pente β du talus. Le coefficient de sécurité ρ est défini alors par la relation :

$$\rho = \frac{OB}{OA}$$

ils ne tiennent pas compte de l'éventualité d'un écoulement de nappe qui peut avoir une grande influence sur la stabilité. Par ailleurs, les terrains cohérents présentent le plus souvent une fissuration plus ou moins profonde à partir de la surface qui ne permet donc pas de compter sur la cohésion sur toute la longueur de la ligne de glissement.

Enfin, il convient d'insister sur le fait que le cisaillement du sol après de grands déplacements conduit à une réduction très sensible du frottement et de la cohésion qui tendent vers leurs valeurs « résiduelles ».

Fig. 66. — Abaques pour le calcul de stabilité des talus.

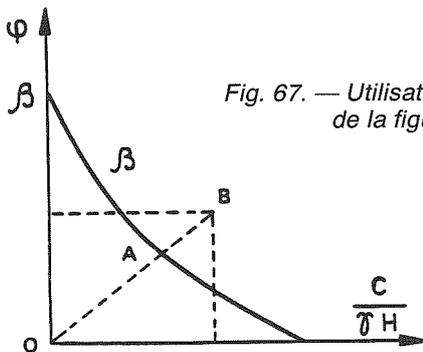
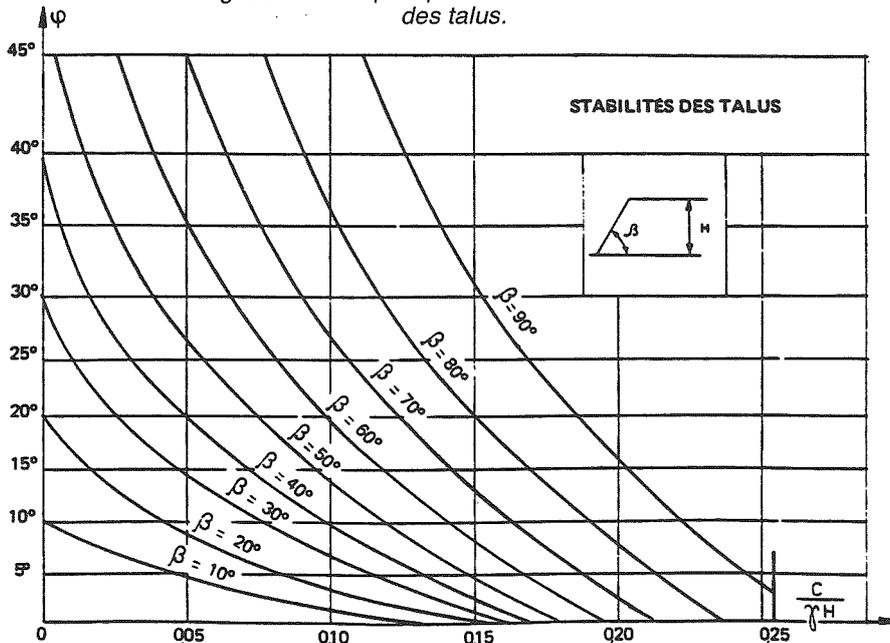


Fig. 67. — Utilisation des abaques de la figure 66.

Ces abaques donnent directement la valeur du coefficient de sécurité ρ pour un talus donné. Inversement, ils permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques (C, φ) ou géométriques (β , H) d'un talus pour vérifier un coefficient de sécurité imposé.

Le coefficient de sécurité à admettre pour un talus varie suivant le problème considéré. On prend généralement :

- pour un talus définitif : $\rho \geq 1,5$
- pour un talus provisoire : $\rho \geq 1,2$

Cependant, il convient d'ajouter qu'il faut appliquer ces critères de stabilité avec prudence parce que d'abord

9.3. Cas particuliers

Rappelons les divers cas particuliers suivants :

a) Le massif est pulvérulent (C = 0) :

On a :
$$\rho = \frac{\text{tg } \varphi}{\text{tg } \beta}$$

b) Le massif est de très grande hauteur ($\frac{C}{\gamma H} = 0$) :

$$\rho = \frac{\text{tg } \varphi}{\text{tg } \beta}$$

c) Le massif est purement cohérent ($\varphi = 0$) :

Le centre I du cercle de glissement le plus défavorable est situé sur la verticale passant par le milieu M de la pente AB (fig. 68).

d) Le talus est vertical (fig. 69)

La hauteur critique H_c est donnée par la relation :

$$H_c = \frac{4 C}{\gamma} \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

et le coefficient de sécurité a pour valeur $\rho = \frac{H_c}{H}$

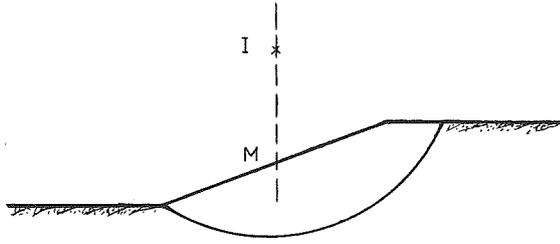


Fig. 68. — Massif purement cohérent.

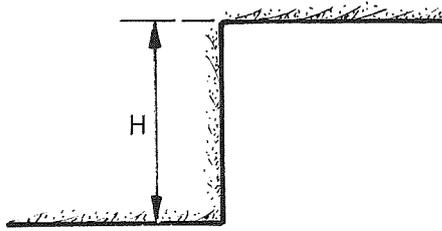


Fig. 69. — Talus vertical.

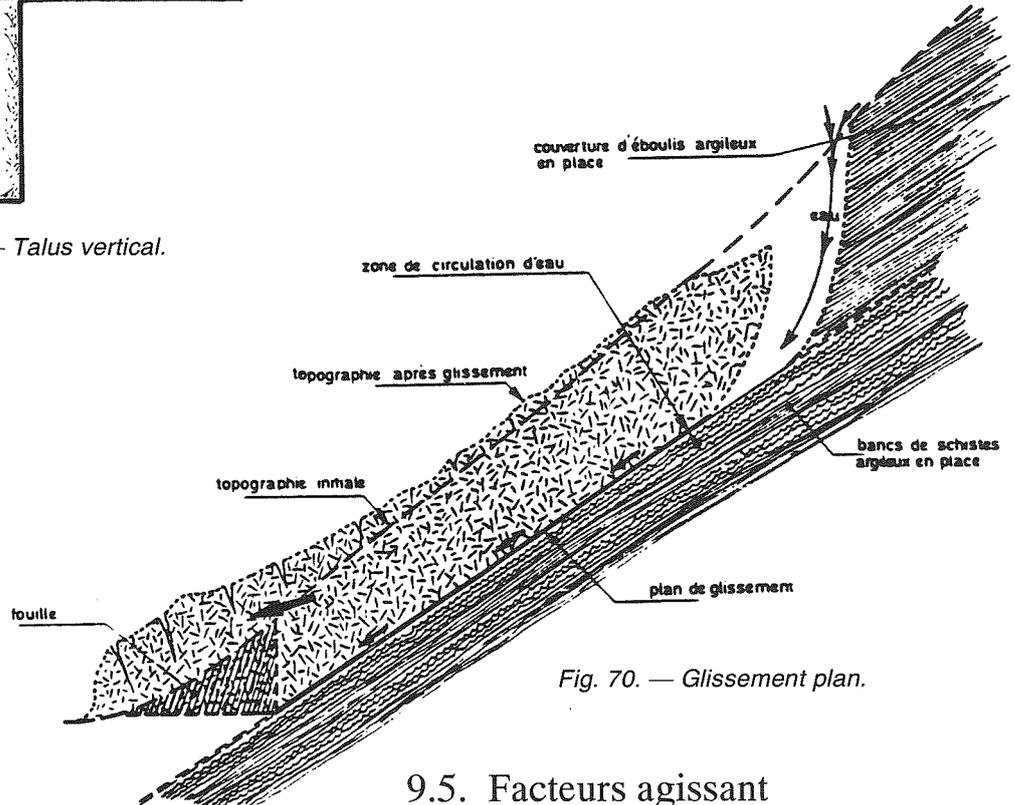


Fig. 70. — Glissement plan.

Son origine peut être :

- un joint de stratification,
- une surface de contact entre un terrain de couverture et le substratum imperméable en place,
- une couche de sol altérée par une infiltration d'eau.

Le glissement peut être déclenché par un terrassement et l'ouverture d'une fouille en pied de versant ou par les eaux infiltrées à l'amont ce qui met en charge le terrain sus-jacent et provoque son décollement. Ce mode de rupture est particulièrement dangereux car il est souvent très brutal.

9.4. Glissement plan suivant une « couche-savon »

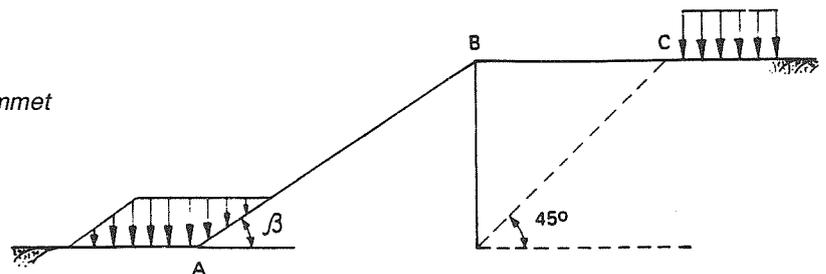
Le glissement se produit suivant un plan incliné plus ou moins régulier dans une couche mince de faible résistance qui constitue une discontinuité dans le massif (fig. 70). On la qualifie souvent de « couche-savon ».

9.5. Facteurs agissant sur le coefficient de sécurité

a) Présence d'une surcharge (bâtiment, ...) au voisinage du sommet du talus

La présence d'une surcharge à proximité d'un talus peut réduire sensiblement le coefficient de sécurité. De ce fait, une étude approfondie de la question s'impose. Cependant, on peut admettre que si la surcharge est située au-delà du point C (fig. 71), la sécurité du talus n'est pas altérée.

Fig. 71. — Surcharge au voisinage du sommet du talus ou en pied de talus.



b) Présence d'une surcharge au pied du talus

La présence d'une surcharge au pied A du talus agit dans le sens de la sécurité (fig. 71). Cette possibilité est utilisée parfois pour améliorer le comportement des talus ou pour s'opposer à un glissement de terrain éventuel.

c) Infiltration de l'eau

L'infiltration de l'eau à travers le massif d'un talus donne lieu à des pressions supplémentaires qui peuvent, suivant leur orientation, entraîner une réduction du coefficient de sécurité.

On peut y remédier en prévoyant des drains subhorizontaux implantés dans des forages légèrement inclinés et dont la longueur peut atteindre 100 m. Ils permettent non seulement de drainer l'eau excédentaire, mais aussi d'infléchir les lignes de courant telles que (a) très défavorables à l'équilibre, en lignes (b) qui le sont beaucoup moins (fig. 72). Ils sont généralement espacés de 5 m et disposés en quinconce.

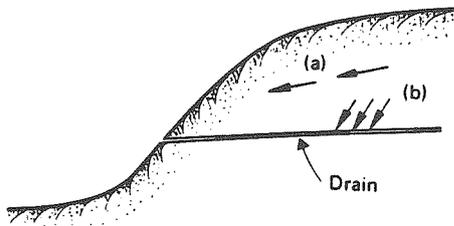


Fig. 72. — Utilisation de drains pour remédier aux inconvénients dus à l'infiltration d'eau dans le talus.

Un exemple du danger des infiltrations d'eau est donné par l'accident de la colline de Fourvière, à Lyon, survenu en novembre 1930. Les eaux de pluie tombant sur un bassin versant de 8 km², après infiltration à travers les couches superficielles perméables, venaient ruisseler sur une couche d'argile imperméable. C'est cet écoulement qui a provoqué l'accident précité.

d) Protection des talus

Un talus exposé aux intempéries peut se dégrader. L'action de la pluie est une cause d'instabilité bien connue. Les eaux de pluie s'infiltrant dans le sol donnent lieu à un gradient hydraulique et augmentent sa densité. Ces deux facteurs sont néfastes pour la bonne tenue du talus. De même, elles peuvent provoquer une érosion superficielle intense.

Pour ces raisons, il est nécessaire d'étudier avec soin la protection des talus et le drainage du massif.

Au point de vue protection des talus, l'on peut prévoir un perré ou de la végétation. Cette dernière solution présente l'avantage de donner, à la couche superficielle du talus, une sorte de cohésion apparente, ce qui est favorable à la sécurité.

Inversement, le déboisement est à l'origine de l'érosion et de l'instabilité des pentes dans différentes ré-

gions notamment dans les pays méditerranéens (Côte d'Azur, Italie, Afrique du Nord, Liban, ...).

En ce qui concerne le drainage, l'on peut placer, dans le massif, des drains et prévoir un fossé de crête au sommet du talus (fig. 73). Celui-ci étant destiné à recevoir les eaux de ruissellement d'amont, il doit avoir une pente suffisante pour faciliter l'évacuation. Un tel fossé doit être réalisé convenablement et bien entretenu. Autrement, il constituerait un réservoir d'eau à partir duquel celle-ci peut s'infiltrer dans le sol et provoquer des glissements (fig. 74).

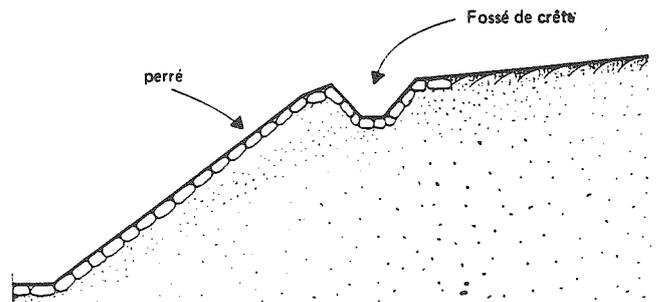


Fig. 73. — Protection des talus par perré et fossé de crête.

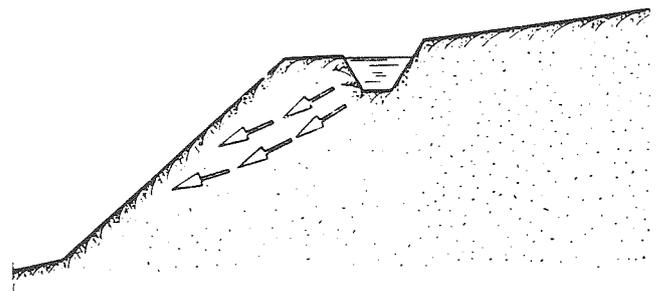


Fig. 74. — Danger d'un fossé de crête mal conçu ou mal entretenu.

Pour les talus élevés et à forte pente, il devient nécessaire d'établir des risbermes munies d'une rigole qui capte les eaux de ruissellement et les canalise en vue de leur évacuation. Il est indiqué de fixer ces banquettes par des plantations d'arbres, fruitiers par exemple. Cette technique rejoint, au fond, l'antique système méditerranéen des cultures en terrasse.

e) Stabilisation par congélation

La congélation des terrains aquifères a été utilisée dès le début de ce siècle dans les mines. Cette technique consiste à geler l'eau dans le talus par une circulation de saumure (-25°) ou par injection d'azote liquide dans des forages prévus dans le massif à traiter. Elle permet l'exécution des travaux dans des terrains instables gorgés d'eau et de stopper rapidement le glissement d'une coulée boueuse.

Ce procédé est d'un coût élevé et il n'est à envisager que comme technique provisoire destinée à éviter un accident ou à réaliser des travaux de reprise en sous-œuvre.

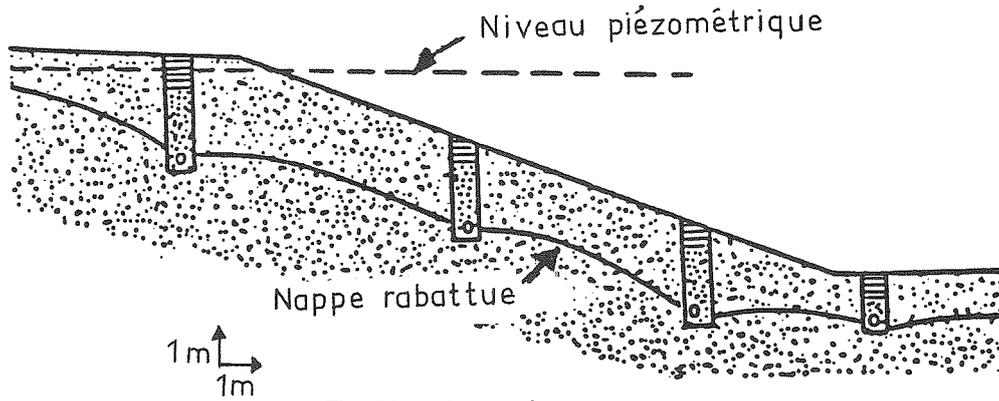


Fig. 75. — Tranchées drainantes.

f) Tranchées drainantes

Elles constituent la technique de drainage la plus ancienne. Les tranchées sont disposées perpendiculairement à la pente (fig. 75). Le matériau drainant est constitué de sable grossier ou de graviers enveloppés dans un géotextile non tissé.

la colline et la couche constituée par des brèches volcaniques s'est mise à glisser sur cette « couche-savon ».

Pour arrêter ce glissement, diverses solutions ont été envisagées. Finalement, le choix retenu fut la réalisation d'une paroi de soutènement ancrée par des tirants et encastrée de plusieurs mètres dans la couche d'argile [17].

9.6. Description d'un sinistre

Il s'agit d'un sinistre qui s'est produit en Auvergne et qui était dû à un terrassement inconsidéré en pied d'une colline (fig. 76).

En bas de la colline, dont la pente était de l'ordre de 15°, il a été prévu la construction d'un immeuble et de garages. Les terrassements étaient à peine terminés, avec, côté amont, un talus d'environ 8 m de hauteur incliné à 45°, lorsqu'un début de glissement généralisé se produisit. L'explication de ce mouvement est la suivante.

Des eaux, dues à une infiltration dans la partie haute de la colline, ont atteint et ramolli superficiellement la couche d'argile verte, sur quelques centimètres, qui s'est transformée en une « couche-savon ». L'exécution des terrassements a supprimé la butée qui existait au pied de

9.7. En conclusion

Les problèmes posés par les glissements de terrain sont parmi les plus difficiles à résoudre. Il faut se rappeler qu'il est toujours préférable de prévenir que d'avoir à stabiliser un talus. Une fois engagé le processus de rupture, on doit définir et exécuter rapidement les mesures à prendre. Le choix à faire peut être lourd de conséquences et de responsabilité. Une telle décision ne peut être prise que par un spécialiste qualifié.

Deux mesures immédiates sont à considérer :

- la mise en place au pied du talus, d'un remblai constitué de matériaux grossiers perméables,
- le captage et la déviation des principales circulations d'eau visibles à l'amont pour éviter notamment leur infiltration dans les crevasses et leur mise en charge dans le massif.

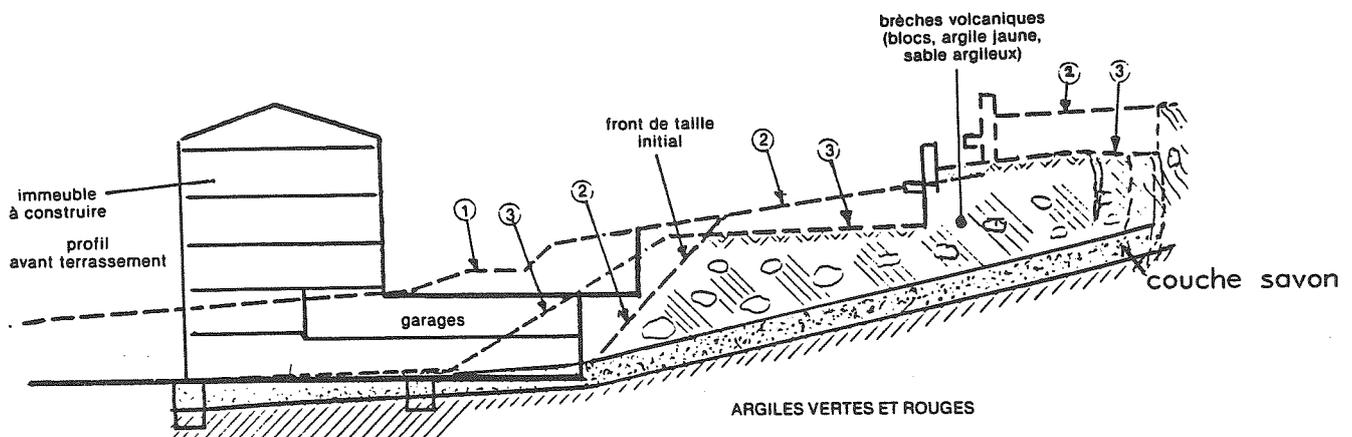


Fig. 76. — Glissement de terrain provoqué par des terrassements dans un sol ramolli par des circulations d'eaux. 1) Profil avant terrassement ; 2) Profil avant glissement ; 3) Profil après glissement.

10. DIGUES et BARRAGES en TERRE

10.1. Choix d'un barrage en terre

Le choix d'un barrage en terre par rapport à un barrage en béton est conditionné notamment par les facteurs suivants.

a) Qualité du sol

Un sol donnant lieu à des tassements différentiels importants ou admettant un taux de travail relativement faible ne peut pas se prêter à la réalisation d'un barrage en béton. Par contre, il est possible d'envisager une solution avec un barrage en terre.

b) Prix de revient

Si l'on se trouve dans une région éloignée et où la main-d'œuvre ne manque pas, et s'il existe à proximité une carrière permettant la réalisation du remblai, le barrage en terre peut être plus économique qu'un barrage en béton.

c) Emprise de l'ouvrage

L'emprise d'un barrage en béton est nettement inférieure à celle d'un barrage en terre. Suivant les régions, ce facteur peut avoir une importance capitale.

10.2. Les fondations

Pour un barrage en terre, comme pour tout ouvrage important, la connaissance exacte du sol sur lequel il sera fondé est absolument indispensable. Il y a lieu de procéder, au préalable, à un examen général de la géologie du site.

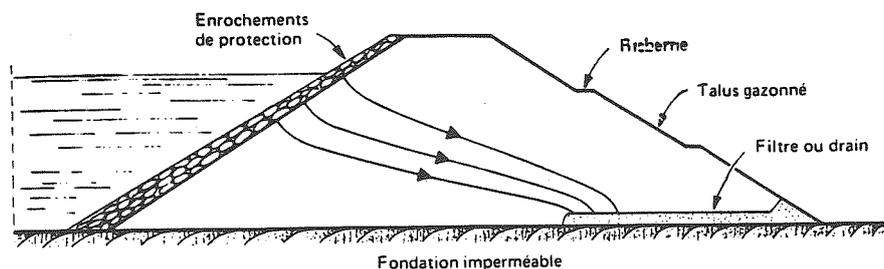
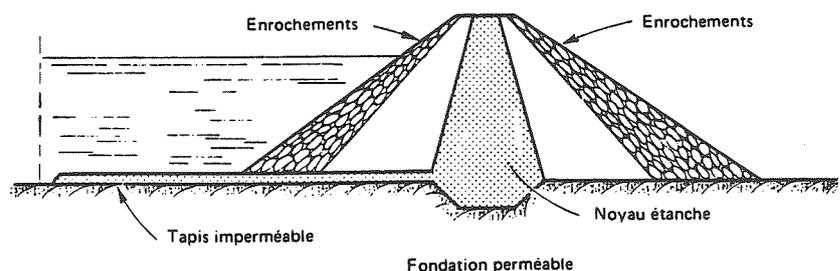


Fig. 77. — Barrage homogène.

Fig. 78. — Barrage zoné.



La fondation est constituée par le sol naturel après décapage et élimination de la couche végétale superficielle. Les deux problèmes à examiner en particulier sont le tassement et l'infiltration de l'eau.

10.3. Le corps du barrage

10.3.1. Types de barrages

Les barrages en terre peuvent être divisés en deux grandes classes.

a) Barrages homogènes (fig. 77)

Ils sont entièrement constitués d'une même terre, répartie uniformément à travers toute la section du barrage et ayant une faible perméabilité.

Cependant, les talus doivent être protégés contre les dangers d'érosion. Les enrochements en vrac constituent le matériau le plus couramment utilisé pour la protection du talus amont exposé aux vagues. On peut aussi utiliser un perré arrangé à la main ou un revêtement en béton.

Lorsqu'un revêtement en enrochements n'est pas économiquement envisageable sur le talus aval, la protection contre le ruissellement de la pluie peut être réalisée en le couvrant d'une couche de 50 cm de terre végétale plantée de gazon. Par ailleurs, on ménage tous les 10 m environ une risberme (ou banquette) avec un caniveau collectant les eaux de ruissellement.

b) Barrages zonés (fig. 78)

Ils sont formés essentiellement par un noyau central en terre imperméable compris entre des zones plus per-

méables. Celles-ci sont constituées par des matériaux dont la perméabilité croît du noyau, qui joue le rôle d'écran étanche, vers les talus. Elles agissent comme des massifs stabilisateurs et permettent d'accentuer la pente des talus, c'est-à-dire de réduire le volume total de l'ouvrage. C'est là leur principal intérêt. Ainsi, les enrochements posés le long des talus ne sont-ils plus un simple revêtement de protection, mais bien un massif stabilisateur à drainage libre permettant de réduire sensiblement le fruit de ces talus.

10.3.2. Matériaux

Les matériaux utilisés dans la constitution du remblai des barrages en terre doivent, en principe, satisfaire aux conditions suivantes :

- 1) avoir une forte résistance au cisaillement (ϕ , C),
- 2) permettre d'obtenir une imperméabilité suffisante,
- 3) être insolubles dans l'eau (la terre utilisée ne doit pas contenir de gypse ou de sel),
- 4) avoir une faible teneur en matières organiques,
- 5) ne pas se fissurer sous l'effet d'un tassement différentiel prévisible ou de la dessiccation (ce qui provoquerait des voies d'eau privilégiées),
- 6) être économiquement exploitable et facilement mis en place.

Quoi qu'il en soit, il faut toujours éviter l'utilisation de sols gonflants.

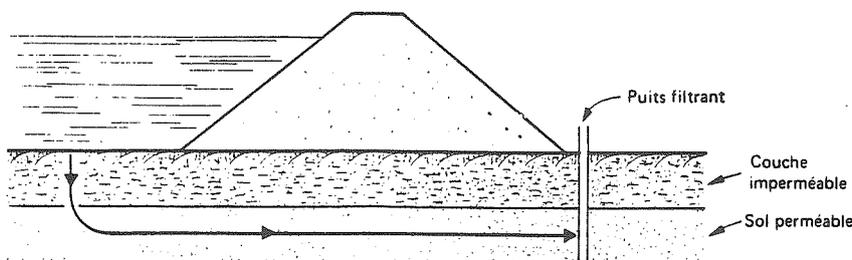


Fig. 78. — Barrage zoné.

10.4. Infiltration de l'eau

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations doivent être étudiées sous deux angles différents :

- d'une part, elles ont pour conséquence des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée dépendant de l'économie générale du projet,
- d'autre part, elles peuvent compromettre la sécurité de l'ouvrage si certaines précautions ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions d'infiltration. On estime que les infiltrations sont responsables de plus du tiers des accidents survenus aux barrages en terre.

Les principales dispositions à prendre contre les méfaits de l'infiltration sont les suivantes.

a) Tapis filtrants ou drains

Quand un barrage homogène repose sur un sol imperméable, on dispose souvent un tapis filtrant sous le quart ou même le tiers aval de l'ouvrage (fig. 77).

Il est destiné à rabattre la ligne phréatique vers le bas en vue d'éviter son émergence sur le talus aval, ce qui pourrait être l'amorce d'un renard et un facteur de réduction du coefficient de sécurité.

b) Tapis étanche amont

Il prolonge le remblai ou le noyau étanche vers l'amont (fig. 78) quand le barrage est fondé sur un sol perméable. Il a pour effet d'augmenter la longueur du chemin de percolation et de diminuer la valeur du gradient hydraulique. On réduit, en conséquence, le débit de fuite d'eau sous l'ouvrage et le risque de formation d'un renard.

L'épaisseur de ce tapis est fonction de la hauteur d'eau dans la retenue et varie entre 0,5 m et 3 m.

c) Puits drainants

Il arrive fréquemment, en particulier dans les formations alluviales, que la fondation perméable soit recouverte par une couche imperméable plus ou moins épaisse (fig. 79). Si le poids de cette couche est inférieur à la pression de l'eau qui s'est infiltrée dans le sol perméable à partir de la retenue, il y a risque de rupture et de soulèvement du sol au pied du talus aval.

Pour y pallier, il y a lieu de réaliser un drainage à l'aide de puits ou drains verticaux qui décompriment l'eau emprisonnée sous la couche superficielle imperméable.

On crée ainsi une série de sources artificielles à partir desquelles des renards ne risquent pas de se produire. On peut améliorer la situation en chargeant aussi le pied du talus aval avec un remblai perméable.

d) Écrans d'étanchéité

On peut réduire l'infiltration de l'eau sous le barrage en prévoyant des écrans d'étanchéité. Ceux-ci peuvent descendre jusqu'au substratum imperméable (exemples : barrages de Serre-Ponçon et d'Assouan) ou bien, au contraire, ne barrer qu'une partie de la couche supérieure.

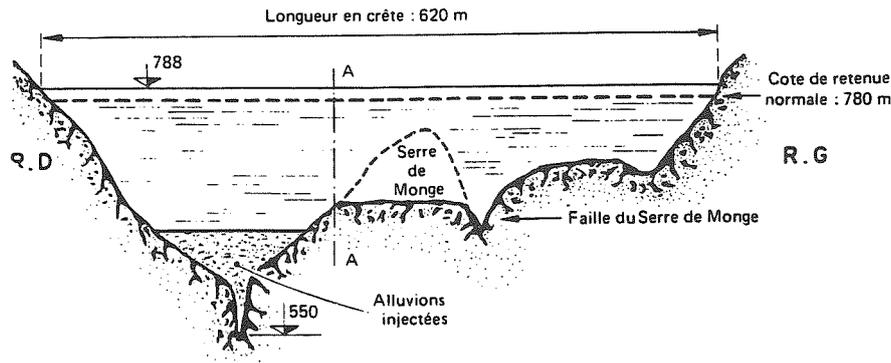


Fig. 80. — Barrage de Serre-Ponçon.
Profil en long dans l'axe de la digue.

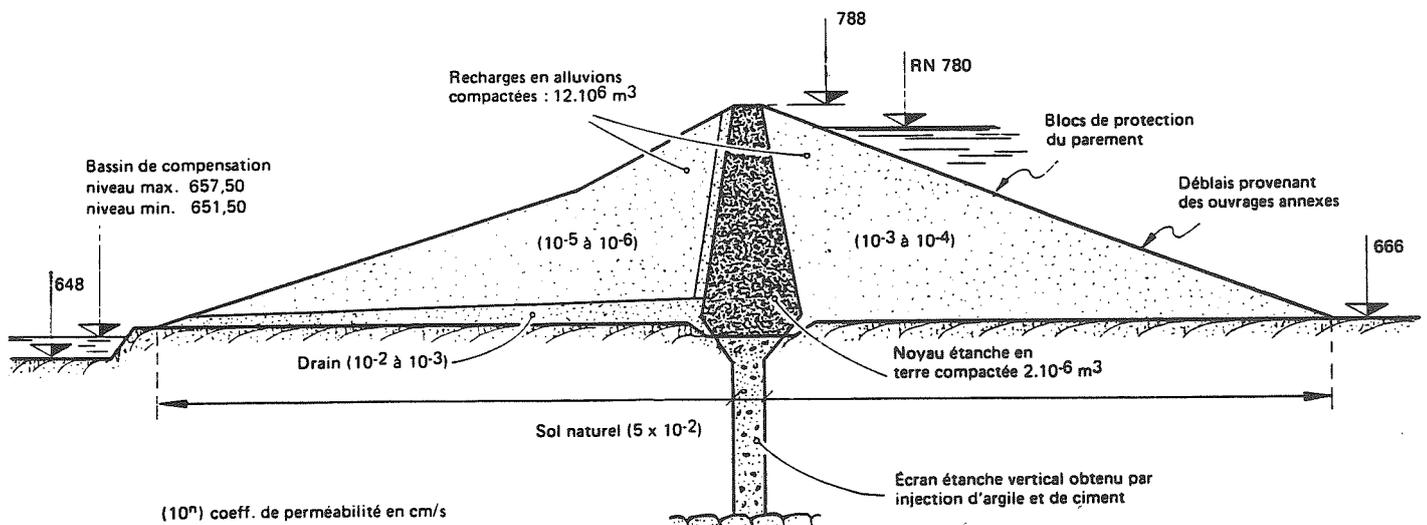


Fig. 81. — Profil en travers A.A de la digue.

10.5. Étude de stabilité

La stabilité d'un barrage en terre se traite exactement comme celle d'un talus ordinaire. Dans le calcul, il y a lieu de tenir compte de la présence de l'eau. Le plus grand risque pour la stabilité du talus amont se présente en cas de vidange rapide de la retenue. Ceci est dû à l'inversion dans le sens de l'écoulement qui se produit dans son voisinage (paragraphe 5.3.). C'est la raison pour laquelle la pente du talus amont est souvent plus faible que celle du talus aval.

10.6. Exemple : barrage de Serre-Ponçon

Le barrage de Serre-Ponçon (fig. 80 et 81) se trouve légèrement en aval du confluent de la Durance et de l'Ubaye. Les conditions topographiques et hydrologiques, très favorables à cet endroit de la vallée, ont permis d'édifier un grand barrage de 120 m de hauteur nécessitant 14 millions de mètres cubes de matériaux. La retenue représente 1,2 milliard de mètres cubes d'eau. Cette digue est actuellement un ouvrage tout à fait exceptionnel en France, tant par ses dimensions que par ses caractéristiques.

A cet endroit, le sous-sol est très défavorable : le substratum rocheux se trouve à plus de 100 m de profondeur, et il ne peut être question de retirer l'épaisse couche d'alluvions qui le recouvre. Le problème technique fut résolu en réalisant la fermeture de la vallée souterraine par un rideau de forages injectés qui constitue l'écran étanche le plus profond du monde à travers des alluvions.

11. MURS de SOUTÈNEMENT

11.1. Préliminaire

Si l'on désire donner à un talus un profil pour lequel le coefficient de sécurité est inférieur à l'unité ($\rho < 1$), il est indispensable de prévoir un mur de soutènement pour retenir le sol. Le choix du type de mur et son dimensionnement dépendent essentiellement de la poussée à laquelle il sera soumis.

11.2. Poussée des terres

La valeur de la poussée des terres, en état d'équilibre limite, dépend (fig. 82) :

- des caractéristiques mécaniques du massif (γ, φ, C),
- de l'inclinaison β du talus (BC) délimitant le massif,
- de la surcharge s agissant sur le talus,
- du fruit ω de la paroi (AB),
- de l'inclinaison δ de la poussée Q sur la paroi.

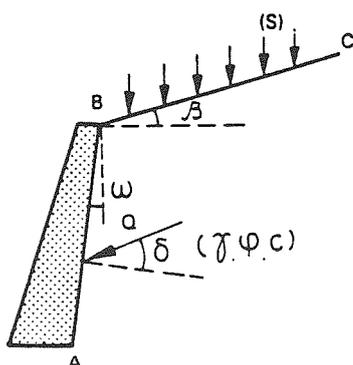


Fig. 82. — Cas général de la poussée des terres.

Généralement, la valeur de δ est choisie par le responsable du projet, compte tenu de la rugosité de la paroi, dans l'intervalle : $0 \leq |\delta| \leq \varphi$.

Si celle-ci est très rugueuse (gros béton, maçonnerie, ...), on a : $|\delta| = \varphi$. Par contre, si elle est lisse (palplanches métalliques, ...) : $\delta = 0$.

Pour résoudre le problème de la poussée dans le cas général, diverses méthodes de calcul, numériques ou graphiques, ont été établies en partant de la méthode de COULOMB et en la généralisant. Actuellement, il existe des tables numériques qui permettent d'avoir rapidement la valeur de la poussée compte tenu des divers paramètres précités [voir bibliographies 9, 12, 16].

Ces tables supposent que les massifs sont pulvérulents et en état d'équilibre limite. Elles donnent séparément les poussées dues au poids propre et à une surcharge uniformément répartie sur le talus.

Dans le cas d'une paroi lisse verticale retenant un remblai horizontal pulvérulent ($\beta = w = \delta = 0$), le coefficient de poussée a pour valeur :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Sur la base du théorème que nous avons établi sur la superposition de différentes solutions d'équilibre limite [3 et 6], considérons les divers cas suivants :

— **Le massif est pulvérulent** : $C = 0$

La superposition des poussées dues au poids propre et à la surcharge donne une solution approchée située du côté de la sécurité.

— **Le massif est cohérent** : $(\varphi, C) \neq 0$

D'après le théorème des états correspondants de Caquot, on assimile le massif à un milieu pulvérulent soumis sur son contour à une pression hydrostatique H :

$$H = \frac{C}{\operatorname{tg} \varphi}$$

La superposition des poussées dues au poids propre et à la surcharge ainsi que la pression H donne une solution approchée située du côté de la sécurité.

— **Le milieu est purement cohérent** : $\varphi = 0$

Nous avons donné la solution exacte du problème dans le cas où le massif est soumis à son poids propre et à une surcharge uniformément répartie [2 et 6].

La superposition de la poussée due au poids propre et celle relative à la surcharge conduit à un résultat erroné et inacceptable.

Le procédé qui consiste, dans le cas d'un massif cohérent, à superposer des solutions élémentaires, comme ci-dessus, et à faire tendre ensuite $\varphi \rightarrow 0$, conduit aussi à un résultat erroné et inacceptable.

11.3. Poussée sur un mur de soutènement au pied d'un versant instable

Lorsqu'un mur de soutènement est placé au pied d'un versant animé d'un glissement sur une « couche-savon », la poussée des terres n'a rien à voir avec celle fournie par les tables précitées. Elle peut lui être plusieurs fois supérieure.

11.4. Butée des terres

Appliquons sur le mur une certaine force horizontale et augmentons la progressivement. Il arrive un moment où le sol se rompt derrière le mur avec un refoulement

de la terre vers le haut. On dit alors que le sol travaille à la butée.

Pour le calcul de la butée, on peut faire les mêmes remarques que dans le cas de la poussée et utiliser les mêmes tables. En particulier, si $\beta = w = \delta = 0$, le coefficient de butée a pour valeur :

$$K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Sur le plan pratique, la butée des terres se manifeste dans divers cas. Considérons l'exemple d'un pont en arc exerçant une poussée horizontale H sur sa culée (fig. 83). Cette pression est équilibrée par la réaction du remblai situé derrière la culée. On dit alors que ce remblai travaille en butée.

Dans son sens le plus large, le terme « butée » désigne la résistance du sol aux forces qui tendent à le poinçonner ou à le refouler dans un sens opposé à l'action de la gravité.

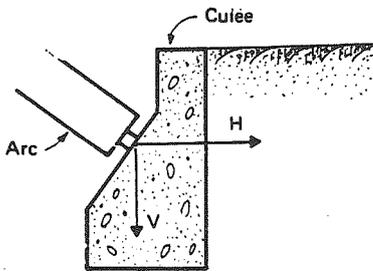


Fig. 83. — Mobilisation de la butée des terres par la culée d'un pont en arc.

11.5. Principaux types de murs de soutènement

a) Murs poids (fig. 84)

Ce sont des murs massifs, réalisés en maçonnerie ou en gros béton. Leur poids propre P intervient efficacement pour réaliser leur stabilité. Ils constituent généralement la solution la plus économique pour une hauteur de moins de 2 m.

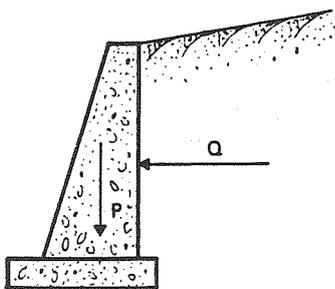


Fig. 84. — Mur de soutènement du type mur poids.

b) Murs caissons (fig. 85)

C'est une variante des murs poids. Ils sont construits sous forme de caisson qu'on remplit de sable ou de tout autre matériau perméable. Ils peuvent être réalisés avec des éléments préfabriqués en béton armé.

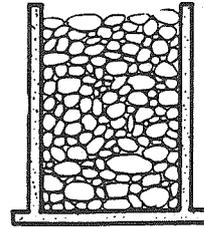


Fig. 85. — Mur de soutènement du type mur caisson.

c) Murs de quai

Ce sont des murs poids exécutés dans l'eau et servant à limiter un bassin de port, une rivière ou un canal. Ils sont prévus pour résister, en plus de la poussée des terres, à diverses sollicitations extérieures (pression hydrostatique, vagues, amarrage des bateaux, ...).

d) Murs à patins (fig. 86)

Ils sont caractérisés par le fait que le poids stabilisateur P est donné par le remblai qui s'appuie sur le patin. Ils sont constitués par un voile mince en béton armé associé à des contreforts transversaux. Ils conviennent pour les grandes hauteurs.

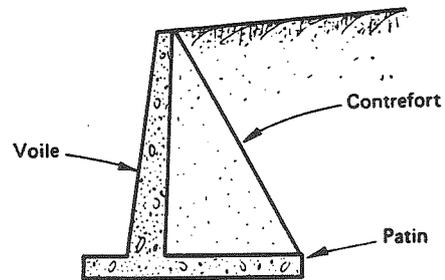


Fig. 86. — Mur de soutènement du type mur à patin.

e) Rideau de palplanches (fig. 87)

On se sert en général des palplanches pour réaliser des parois continues constituées par des pièces jointives

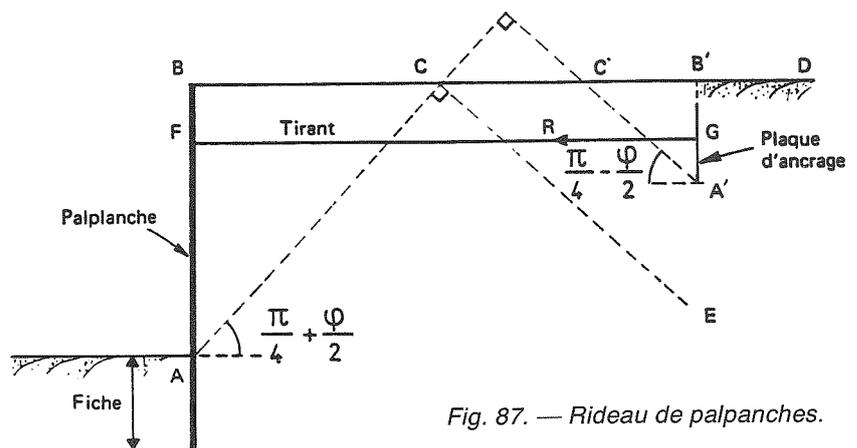


Fig. 87. — Rideau de palplanches.

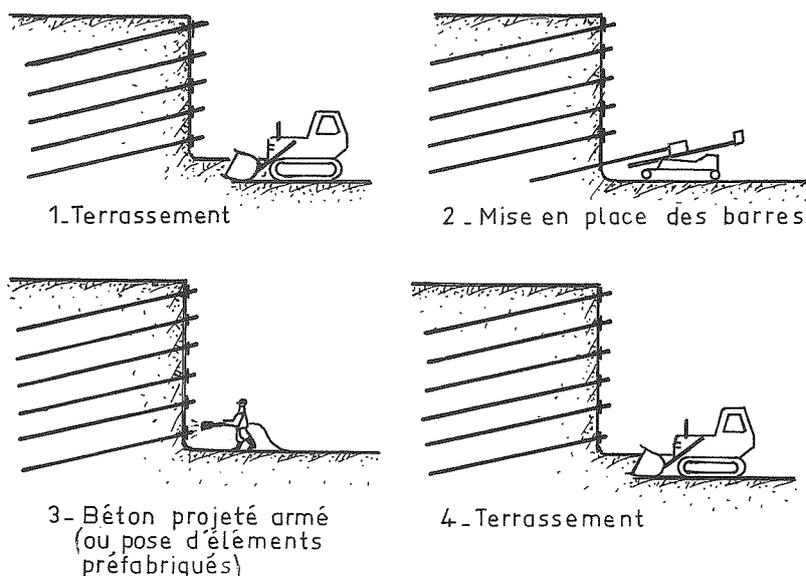


Fig. 88. — Phases d'exécution d'un mur en sol cloué.

enfoncées dans le sol par battage. Elles peuvent être métalliques, en bois ou en béton armé. Si elles sont prévues pour retenir de l'eau, il y a lieu de leur donner une fiche suffisante pour réduire les risques de formation d'un renard.

Dans le cas de palplanches métalliques, il y a lieu de faire attention à la corrosion.

Pour améliorer la stabilité d'un rideau de palplanches, on peut les fixer à des plaques d'ancrage ou par l'intermédiaire de tirants.

f) Clouterre (fig. 88)

Le clouage est une technique de renforcement des sols en place par des armatures passives travaillant essentiellement à la traction par le biais du frottement avec le sol.

Il peut être utilisé pour la stabilisation des pentes, mais il a surtout connu ces dernières années un développement spectaculaire dans la réalisation de soutènements en déblais.

Un mur en sol cloué a l'avantage de pouvoir être exécuté rapidement et d'être d'un coût très concurrentiel. Utilisé à ses débuts comme soutènement provisoire, ce type de mur tend de plus en plus à être incorporé aux ouvrages comme structure définitive.

g) Terre Armée (fig. 89)

La Terre Armée, technique créée par H. VIDAL en 1965, est bien adaptée à la réalisation des soutènements de toutes natures en site terrestre ou immergé : murs, culées de pont...

Son principe est simple. Grâce aux efforts de frottement importants qui se développent au contact terre-mé-

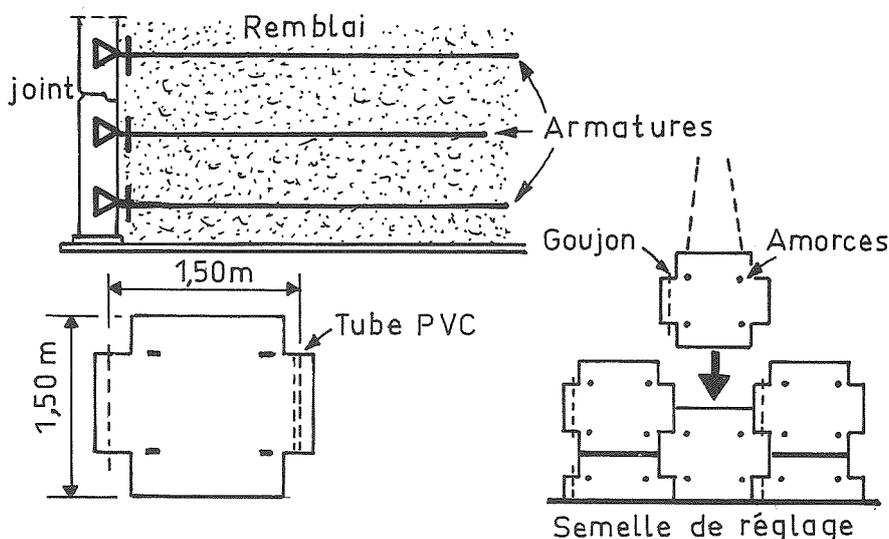


Fig. 89. — Schéma de principe.

tal, l'association de remblais pulvérulents et d'armatures convenablement réparties, donne naissance à la Terre Armée.

Les armatures, constituées par des plats crénelés généralement en acier galvanisé, sont disposées sur des lits horizontaux espacés de 75 cm. La peau est formée d'écaillés cruciformes en béton, séparées par des joints qui assurent la souplesse indispensable au fonctionnement de la Terre Armée. Ces écaillés, boulonnées sur les armatures, sont imbriquées les unes dans les autres grâce à un système de goujons centreurs. Cette imbrication garantit la continuité de la peau en cas de tassement important du sous-sol et facilite le montage.

Le principal danger qui guette la Terre Armée est le risque de corrosion des armatures. Le choix du remblai est important à ce point de vue et conditionne donc la pérennité de l'ouvrage.

11.6. Principales dispositions à prendre

a) Fondations

Il y a lieu de dimensionner convenablement la largeur de la semelle de fondation afin :

- de faire travailler le sol à un taux admissible,
- d'assurer la stabilité du mur au glissement le long de sa base et au renversement,
- d'obtenir que la résultante des forces agissant sur le mur (poids propre et poussée des terres) passe par le tiers central de la base de la fondation.

b) Drains

Il est important de réaliser un bon éclairage du remblai pour éviter que l'eau ne se mette en charge derrière le mur de soutènement, particulièrement pendant les périodes de pluies.

A cet effet, on prévoit un remblai perméable (sables et graviers) derrière le mur et on dispose dans celui-ci des barbacanes espacées de 2 à 3 m et munies d'un filtre pour s'opposer à l'entraînement des éléments fins du sol ou d'un drain à la base (fig. 90 et 91). Le drain est fortement conseillé quand le terrain d'assise est une argile peu perméable.

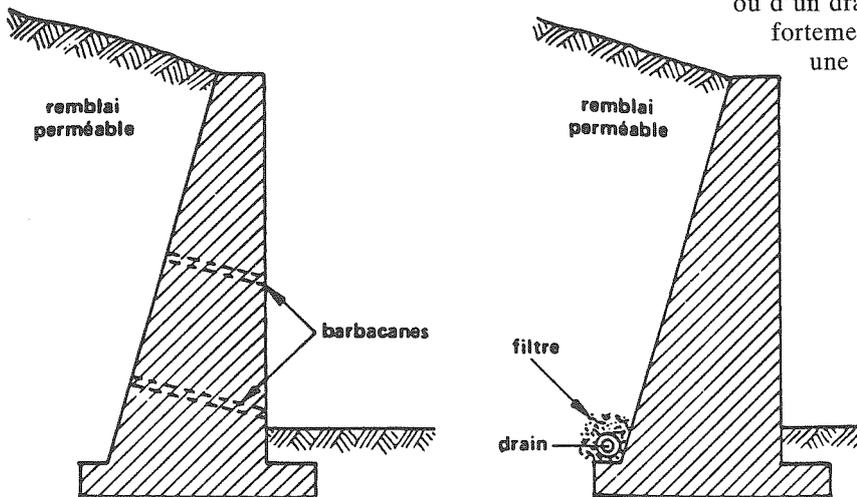


Fig. 90. — Dispositifs d'évacuation des eaux dans le cas de terrains soutenus perméables.

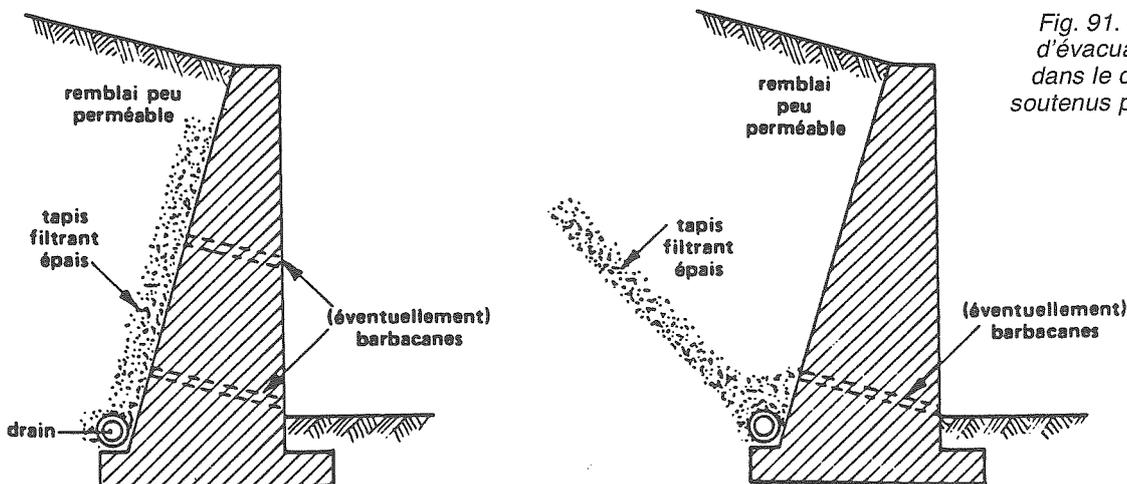


Fig. 91. — Dispositifs d'évacuation des eaux dans le cas de terrains soutenus peu perméables.

On estime que 25 % des accidents constatés avec les murs de soutènement sont dus à un manque ou à un mauvais fonctionnement des drains. Il suffit de se rappeler que la poussée due à l'eau peut être plusieurs fois celle des terres pour laquelle le mur a été dimensionné.

c) Matériaux à éviter

La présence de l'argile gonflante derrière le mur peut provoquer des désordres importants. De même, il faut proscrire l'utilisation des remblais gypseux qui attaquent les mortiers et les bétons.

d) Réduction de la poussée

Si le remblai derrière le mur a de mauvaises caractéristiques mécaniques (ϕ , C), on peut réduire l'importance de la poussée en interposant, entre le mur et le remblai, un bon matériau ayant des caractéristiques élevées (graviers, ...).

e) Stabilité globale

Quand il s'agit d'ouvrages importants reposant sur un mauvais sol, il y a lieu d'effectuer un calcul de stabilité globale (sol-mur) par la méthode des cercles de glissement (fig. 92).

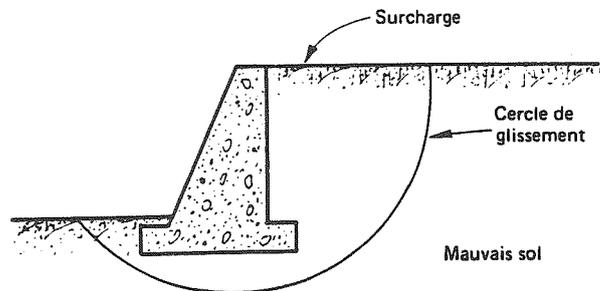


Fig. 92. — Méthode du cercle de glissement pour le calcul de la stabilité globale des ouvrages importants.

12. FONDATIONS

12.1. Considérations générales

Le rôle des fondations est de transmettre au sol les charges appliquées à une structure et d'assurer sa stabilité. Pour tout système de fondation, on doit procéder à une double vérification :

- Les efforts transmis par la fondation ne doivent pas provoquer le poinçonnement du sol. On prend normalement un coefficient de sécurité égal ou supérieur à 3 par rapport à la charge de rupture.
- Les tassements et les mouvements produits dans le sol sous l'action des charges exercées par les fondations ou par tout autre effet (gonflement des sols, le gel, ...) ne doivent pas entraîner des désordres inadmissibles dans la structure (fissuration, rupture de canalisations, ...) ou dépasser une certaine limite imposée par la destination de l'ouvrage (bâti pour cyclotron, ...).

Le choix entre fondations superficielles et profondes ne peut se faire qu'après un examen général de la structure et du sol. Les principaux facteurs à prendre en considération sont :

- le prix de revient,
- la facilité d'exécution,
- la sécurité et la stabilité de l'ouvrage,
- l'impact sur l'environnement.

Examinons le problème suivant :

Supposons que nous ayons une couche de mauvais sol assez épaisse ; deux solutions sont possibles. La première revient à prévoir un radier général. Dans ce cas, il

y a lieu d'augmenter le nombre de points d'appui afin de mieux répartir les charges sur le radier.

La deuxième solution consiste à avoir recours à des fondations profondes. Mais l'on conçoit aisément qu'il est absurde de devoir battre des pieux de grande longueur pour supporter de faibles charges. Contrairement à la première solution, il faut donc reprendre complètement la conception de la structure pour diminuer le nombre de points d'appui et faire supporter à chacun d'eux des charges utilisant au maximum la capacité des pieux.

12.2. Conception des fondations

La conception d'une fondation doit tenir compte des effets suivants :

a) Gel du sol

Le sol peut geler lorsque la température extérieure descend au-dessous de zéro, avec augmentation de volume due à la transformation de l'eau en glace. Évidemment, la résistance et la déformabilité du sol peuvent être fortement influencées en particulier par l'alternance rapide des phénomènes de gel et de dégel.

Il y a aussi un domaine où le gel peut avoir des conséquences néfastes. Il s'agit des revêtements routiers et des couches sous-jacentes.

L'action du gel se fait sentir à une profondeur plus ou moins importante suivant les pays et les climats. Il convient de placer les fondations à une profondeur su-

périeure à celle que le gel peut atteindre. Celle-ci est de 3 m en Sibérie. En France, elle est comprise entre 0,50 m et 1 m selon les régions. En très haute altitude, elle peut dépasser 1,50 m.

b) Affouillement du sol

Il peut être favorisé par :

- un accroissement de la vitesse de l'eau dû, par exemple, à un resserrement du lit de la rivière (présence d'obstacles, d'ouvrages, ...),
- la formation de remous (un non parallélisme des piles et du courant, ...).

c) Environnement

Le type de fondations à adopter pour une nouvelle construction ainsi que leur mode d'exécution peuvent dépendre de la présence d'un ouvrage déjà existant à proximité.

Ainsi, le battage des pieux peut provoquer des vibrations et, en conséquence, des désordres dans les bâtiments situés dans le voisinage. Par contre, la technique des parois moulées s'avère être une solution intéressante.

De même, il convient d'éloigner au maximum les fondations nouvelles des anciennes. Empiriquement, on admet la règle définie par la figure 93.

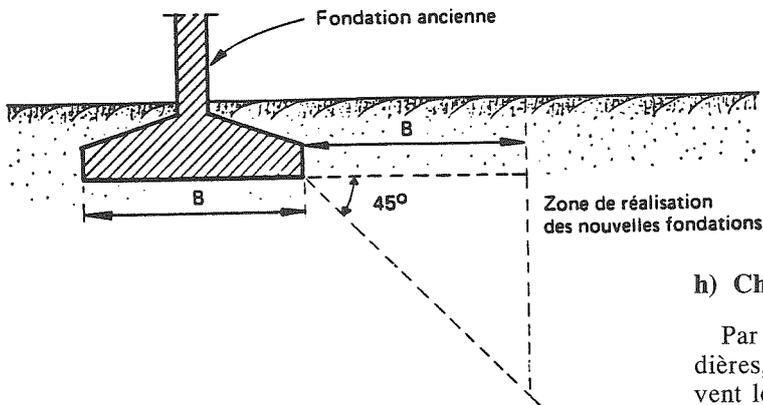


Fig. 93. — Eloignement d'une nouvelle fondation par rapport à celle d'un ouvrage existant.

d) Présence de singularités dans les sous-sols

Le choix d'une fondation doit tenir compte de la présence de diverses singularités pouvant exister dans le sol (cavités, points durs, failles, ...).

e) Gonflement du sol

La règle suivante est très utile : fonder au-dessous de toute couche susceptible de gonfler et au maximum au niveau de la nappe si celle-ci existe.

f) Plantes

Il y a lieu de fonder toujours au-dessous du niveau des racines.

g) Installations frigorifiques

Les ouvrages réfrigérés, notamment les installations frigorifiques, sont souvent perturbés par le soulèvement du sol dû au gel.

Ce gonflement peut être évité en isolant l'ouvrage du sol. Une couche de sable grossier ou de grave bien drainé est souvent suffisante (fig. 94). On peut aussi isoler la base du bâtiment du sol par un coussin d'air (fig. 95).

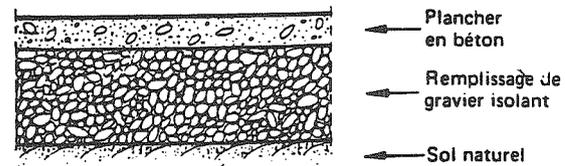


Fig. 94. — Isolation par couche de sable ou de gravier sous installation frigorifique.

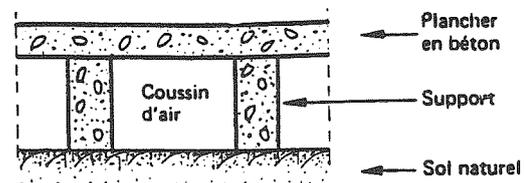


Fig. 95. — Isolation par coussin d'air sous installation frigorifique ou sous chaudières.

h) Chaudières et fourneaux

Par l'intermédiaire de leurs fondations, les chaudières, fourneaux et autres installations chauffent souvent le sol à de grandes profondeurs, le dessèchent et provoquent ainsi d'importants tassements dans les sols fins.

Les mesures préventives sont identiques à celles du cas précédent (fig. 95). Dans certains cas, la dessiccation du sol a été évitée par un apport artificiel d'eau.

i) Joints de tassement et de retrait

Un joint de tassement doit séparer intégralement les deux parties d'un même ouvrage y compris les fondations (fig. 96).

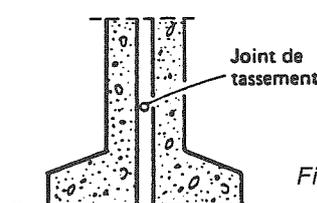


Fig. 96. Joint de tassement.

Par contre, un joint de retrait ou de dilatation peut être arrêté au-dessus de la semelle de fondation (fig. 97).

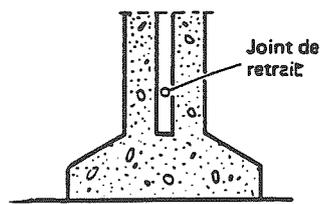


Fig. 97. — Joint de retrait.

j) Fondations sur un talus

L'étude de l'implantation des fondations d'un ouvrage sur un versant ne peut pas se limiter uniquement à la détermination des caractéristiques du sol. Elle doit comprendre également l'analyse de la stabilité de l'ensemble du versant avant, pendant et après l'exécution des travaux.

Lorsque le sol d'assise ne peut donner lieu à un glissement d'ensemble, les niveaux des fondations successives doivent être tels qu'une pente maximale de 3 de base pour 2 de hauteur relie les arêtes des semelles les plus voisines (fig. 98).

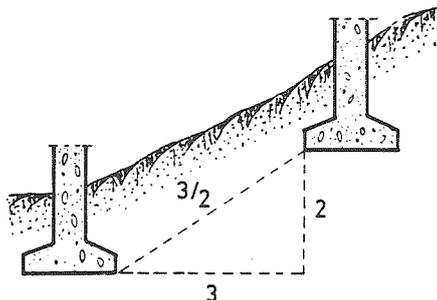


Fig. 98. — Fondations sur un talus : règle à respecter d'après le DTU.

k) Remblais non contrôlés et déchets

Les décharges de déchets urbains ou industriels ainsi que les remblais non contrôlés posent de délicats problèmes lorsqu'on est amené à les utiliser comme terrain de construction. Ces dépôts se singularisent par une variabilité élevée des matériaux qui les constituent. La présence d'objets de différentes dimensions perturbe la reconnaissance par sondage. L'existence de matières putrescibles en cours de décomposition peut dégager des gaz nocifs et donner lieu à des nuisances graves.

Les méthodes de traitement à utiliser diffèrent suivant le cas considéré. On peut, en particulier envisager :

- le préchargement,
- le pilonnage,
- la substitution totale ou partielle.

l) Eaux agressives

Une attaque du béton ou du mortier d'ouvrages enterrés (fondations, ...) par des eaux dites agressives provoque un ramollissement ou une désagrégation de ces ouvrages. Ces eaux agressives sont notamment :

1) Les eaux pures :

Elles se rencontrent dans les eaux glacières, les eaux provenant de la fonte des neiges, les eaux de pluie ou encore les eaux qui traversent uniquement des roches peu accessibles à la dissolution, telles que certaines roches basaltiques ou granitiques (Massif Central, Vosges, ...).

Ces eaux dissolvent les éléments les plus solubles et en particulier la chaux libre quand il s'agit de ciments Portland.

2) Les eaux séléniteuses :

Ce sont les eaux qui ont dissout le sulfate de calcium SO^4Ca sous forme de gypse. Ce dernier est assez soluble dans l'eau (environ 2 g par litre) et les eaux saturées de gypse sont fortement agressives pour les ciments Portland.

Cette attaque se traduit par la formation d'un sel expansif de Candlot provoquant la désagrégation du béton.

La question de l'attaque par les eaux séléniteuses est extrêmement importante en France et notamment dans le Bassin Parisien du fait de l'abondance des terrains gypseux.

3) Les eaux de mer :

Les eaux de mer contiennent en moyenne 35 grammes de sels par litre dont : 1,25 g de sulfate de calcium SO^4Ca et 1,65 g de sulfate de magnésium SO^4Mg . Or, ces deux sulfates sont agressifs et le second (SO^4Mg) l'est plus que le premier.

4) Les eaux contenant des produits chimiques :

Acides, engrais chimiques ou autres produits évacués avec les eaux usées des usines.

5) Les eaux stagnantes :

Quand celles-ci sont l'objet de fermentations acides (eaux de marais, de tourbières, ...) ou putrides (décomposition animale ou végétale, eaux d'égouts, ...).

• Précautions à prendre :

Il est nécessaire que les travaux de fondation ou d'ouvrages enterrés ne soient pas en prise avec des eaux agressives. La résistance à ces dernières peut être obtenue :

- par une bonne imperméabilité grâce à un fort dosage en ciment supérieur à 350 kg/m^3 , et à un serrage puissant pour réaliser un béton compact,
- en prenant des ciments à faible teneur en chaux ou des ciments de laitier et en particulier des ciments de laitier au clinker ; ces derniers sont parmi ceux qui résistent le mieux aux eaux séléniteuses ; le Métro de Paris a été construit avec du ciment de laitier,
- en prévoyant une protection par un enduit ou une peinture imperméable et inattaquable.

En conclusion, chaque fois qu'on se trouve en présence d'une eau souterraine, il est important d'effectuer une analyse chimique pour connaître son agressivité et définir les mesures qui sont à prendre.

12.3. Amélioration des sols

Différentes techniques sont utilisées pour améliorer le comportement des sols (augmenter la force portante, réduire le tassement, ...). Citons notamment les procédés suivants :

a) Le compactage dynamique

Ce procédé (MÉNARD 1965) consiste à pilonner le sol avec des masses lâchées d'une certaine hauteur. Les chocs provoquent le compactage des sols, améliorent leurs caractéristiques mécaniques et réduisent l'amplitude du tassement.

Dans les cas courants, les pilons ont une masse de 10 à 20 tonnes et une hauteur de chute de 15 à 25 m. L'épaisseur consolidée par cette technique dépend du matériel utilisé et de la qualité du sol. Elle atteint couramment les 10 m.

Le compactage dynamique peut être aussi obtenu par des explosions produites au sein des massifs. Cette technique a surtout été utilisée en Russie au cours de ces 50 dernières années.

b) Les injections

Le domaine des injections est extrêmement vaste.

Son rôle est, soit d'étancher, soit de consolider les massifs supportant les constructions.

L'implantation des forages et la nature du coulis à utiliser dépendent de la nature du sol et de l'objectif poursuivi.

c) Le jet grouting

Ce procédé revient à envoyer un jet de fluide puissant pour déstructurer le terrain et le mélanger avec un coulis liquide en vue de former un béton de sol in situ dans la masse du terrain. Il ne s'agit donc pas exactement d'une technique d'injection.

Les domaines d'utilisation de ce procédé sont très larges et très variés. Ils concernent aussi bien le traitement de masse que des traitements linéaires ou localisés.

Citons en particulier les applications suivantes :

- traitement des terrains meubles difficilement injectables (limons, argiles, ...) en vue de les consolider ou de les étancher,
- réalisation des inclusions ou des colonnes dans des terrains compressibles sur lesquelles prennent appui les fondations pour réduire le tassement,
- réalisation de voiles d'étanchéité et des parois continues.

En résumé, le jet grouting vient compléter les moyens dont on dispose pour l'amélioration des sols. Sa souplesse de mise en place élargit le domaine d'utilisation des injections.

13. FONDATIONS SUPERFICIELLES et SEMI-ENTERRÉES

Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur, on établit la fondation directement sur ce sol (fig. 99).

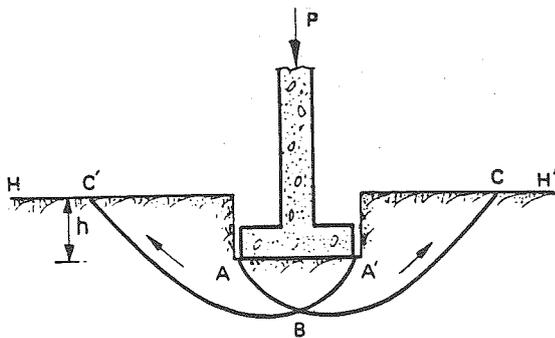


Fig. 99. — Fondation semi-enterrée.

13.1. Charge de rupture et taux de travail admissible

Pour une semelle rectangulaire de longueur L et de largeur B, la pression de rupture q peut être appréciée par la relation :

$$q = \gamma h N_q + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) C N_c + \frac{1}{2} \gamma B \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) N_\gamma$$

où N_q , N_c et N_γ sont des paramètres sans dimension dépendant uniquement de l'angle de frottement interne.

Leurs valeurs sont données dans le tableau suivant :

φ^0	N_γ	N_q	N_c	φ^0	N_γ	N_q	N_c
0	0	1	5,14	25	10,4	10,7	20,7
5	0,2	1,56	6,47	30	21,8	18,4	30,1
10	1,0	2,49	8,45	35	48	33,3	46,1
15	2,33	3,94	11,0	40	113	64,2	75,4
20	4,97	6,40	14,8	45	297	135	134

Pour une semelle circulaire, la formule précédente s'applique aussi en y posant :

$$\frac{B}{L} = 1$$

Le taux de travail admissible σ_a se déduit de la pression de rupture en adoptant un coefficient de sécurité égal à 3 et l'on prend :

$$\sigma_a = \frac{q}{3} + \frac{2}{3} \gamma h$$

13.2. Répartition des pressions

Que la fondation soit continue (mur porteur, ...) ou isolée (poteaux, ...), on donne à la semelle une surlargueur suffisante afin de mieux répartir sur le sol la charge qui lui est appliquée. Il est généralement admis que cette répartition est linéaire (répartition trapézoïdale).

D'une manière générale, pour que la fondation soit utile sur toute l'étendue de sa base, il faut que le point d'application de la résultante des forces tombe à l'intérieur du noyau central.

13.3. Grillage de poutres et radier général

Pour mieux répartir la charge sur le sol et réduire l'amplitude du tassement différentiel, on peut élargir les

empattements et solidariser les fondations isolées entre elles par des longrines formant un grillage de poutres reposant sur le sol.

Quand le sol est très mauvais, les semelles deviennent de plus en plus larges pour former, à la limite, une grande dalle continue sur laquelle reposent les divers points d'appui (poteaux, murs, ...). On obtient ainsi une fondation sur radier général.

Les radiers généraux étaient jadis exécutés en maçonnerie, en forme de voûte renversée, ce qui permettait de réduire leur épaisseur.

Actuellement, on préfère les radiers en béton armé travaillant comme un plancher renversé. Ils peuvent être à épaisseur constante ou nervurés. Le sol sur lequel le radier est construit doit être préalablement dressé et nivelé. Il est recommandé de couvrir ensuite le sol d'une couche de béton maigre de 5 à 10 cm d'épaisseur, afin de permettre l'exécution du ferrailage sur une surface propre et un bon enrobage des aciers pendant le bétonnage.

Le radier général constitue un procédé de fondation tout indiqué lorsqu'on se trouve en présence d'un mauvais sol. Il peut remplacer les pieux lorsqu'on craint d'ébranler les constructions existantes par le battage. En cas de tassement différentiel, le radier constitue, avec la superstructure, un ensemble monolithique qui réduit notablement les effets d'un tassement différentiel.

14. FONDATIONS PROFONDES

Il arrive souvent que la charge transmise par une fondation ne puisse pas être reprise normalement par les couches superficielles du sol (charge concentrée élevée, mauvais sol, ...). Dans ces conditions, l'on est amené à rechercher le bon sol à une grande profondeur. On exécute à cet effet des puits ou des pieux qu'on désigne par fondations profondes.

Il n'y a pas vraiment de limite bien définie entre les fondations semi-enterrées et les fondations profondes. Néanmoins, on peut considérer qu'une fondation est superficielle quand sa profondeur d'ancrage n'excède pas quatre à cinq fois sa plus petite dimension. Ce rapport est plus élevé pour un pieu que pour un puits.

14.1. Puits

Les puits constituent des points d'appuis espacés et solidarités en tête par des arcs en maçonnerie ou des

poutres en béton armé et sur lesquels on construit les murs. Normalement, à chaque angle d'une construction et sous chaque poteau on doit prévoir un puits. On peut augmenter la surface portante d'un puits avec la disposition en **patte d'éléphant** (fig. 100).

La basilique de Montmartre a été exécutée sur des puits carrés de 2,5 m à 5 m de côté descendant jusqu'au gypse situé à 30 m de profondeur.

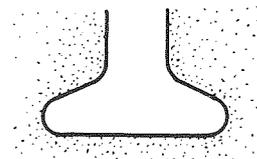


Fig. 100. — Disposition en « patte d'éléphant » pour augmenter la surface portante d'un puits.

14.2. Pieux

Les fondations sur pieux datent de la préhistoire et constituent souvent le mode d'appui le plus logique et le plus économique pour une charge élevée et concentrée.

Les pieux peuvent être isolés ou regroupés en tête par un massif en béton. Compte tenu de leur élancement relatif, il y a lieu de vérifier leur comportement au flambement.

On distingue deux grandes classes de pieux différentes tant par le mode de construction que par le comportement.

a) Les pieux battus ou foncés

Ce sont des pieux préfabriqués en béton armé, métalliques ou en bois. Ils sont battus à l'aide d'un mouton ou foncés par vibro-fonçage ou par un vérin.

On peut également battre dans le sol un fourreau provisoire que l'on remplit ensuite de béton énergiquement compacté. Le fourreau est relevé progressivement au fur et à mesure du bétonnage. Dans certains cas, le fourreau est maintenu en place et le remplissage est réalisé par un matériau peu compact (sable, gros béton, ...).

L'exécution de ces pieux comprime le sol en place. Leur utilisation, notamment quand la mise en place s'effectue par battage ou par vibration, au voisinage d'un ouvrage existant est à considérer avec beaucoup de ménagement, si elle n'est pas à proscrire.

b) Les pieux moulés ou forés

Lorsqu'un pieu est prévu pour supporter une forte charge, il faut augmenter sa section et il n'est plus alors possible d'utiliser des pieux préfabriqués, trop lourds et trop difficiles à mettre en place. Dans ce cas, on a recours aux pieux moulés. On réalise tout d'abord un forage et après la mise en place d'une cage d'armatures, on procède au remplissage avec un béton ayant un dosage minimal en ciment de 350 kg/m³.

Les barrettes sont des parois moulées porteuses. Bien que de forme différente et faisant appel à une technique d'exécution particulière, elles ont un comportement comparable à celui d'un pieu moulé sur place sans tubage.

Entre ces deux classes extrêmes, pieux foncés et pieux moulés, il existe toute une catégorie de pieux intermédiaires.

14.3. Force portante des pieux

Le sol réagit à l'enfoncement d'une fondation profonde par :

- un frottement latéral F agissant le long du fût du pieu ;
- une résistance Q appliquée à la pointe du pieu : **effort de pointe**.

L'effort total P appliqué au pieu est évidemment :

$$P = F + Q$$

Dans la pratique, il est possible d'estimer les valeurs de F et Q à adopter en effectuant des essais *in situ* avec un pénétromètre statique (fig. 101).

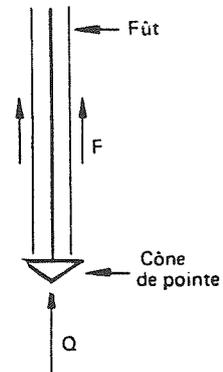


Fig. 101. — Pénétromètre statique.

Le pénétromètre dynamique permet d'avoir une valeur globale de l'effort P .

Dans le cas où Q est négligeable par rapport à F , les pieux sont dits **flottants**.

Le frottement latéral F peut être apprécié par un essai à l'arrachement.

Pour la résistance aux efforts horizontaux, on utilise de préférence des pieux inclinés et convenablement orientés.

14.4. Battage des pieux

On appelle **refus** d'un pieu son enfoncement sous un nombre déterminé de coups de mouton, appelé **volée**.

On dira, par exemple, que le refus est de 5 cm sous une volée de dix coups de mouton, ce qui correspond à une moyenne de 0,5 cm par coup.

On dit qu'un pieu est battu à refus r , lorsque, sous une nouvelle volée de n coups de mouton, il s'enfonce d'une longueur inférieure à $r \times n$.

Pour apprécier la force portante F d'un pieu battu, on applique souvent la formule des Hollandais :

$$F = \frac{M^2 h}{ke (M + P)}$$

où :

M : poids du mouton,

P : poids du pieu,

e : enfoncement en mètre pour un coup de mouton,

h : hauteur de chute libre en mètre,

k : coefficient de sécurité (généralement $k = 6$).

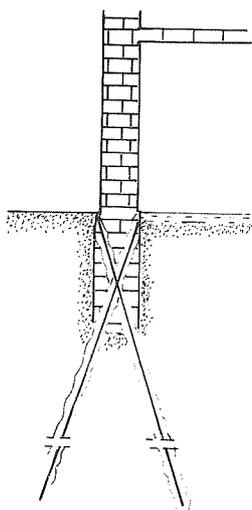


Fig. 102. — Reprise en sous-œuvre d'un mur.

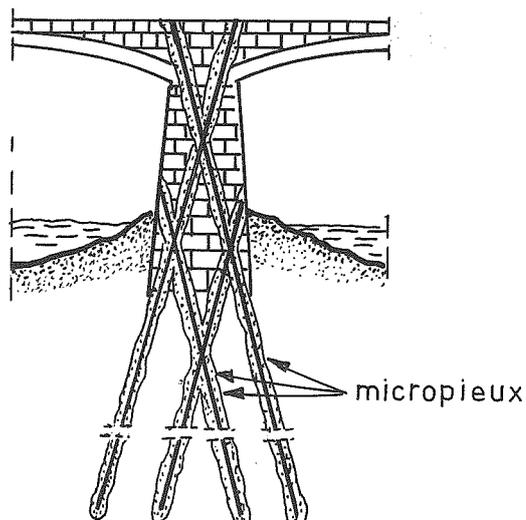


Fig. 103. — Reprise en sous-œuvre d'une pile de pont en maçonnerie.

14.5. Micropieux

Les micropieux sont des pieux forés de diamètre ≤ 25 cm. Le forage est équipé d'une armature centrale scellée dans un mortier ou un coulis de ciment injecté sous faible ou moyenne pression. En cas de rencontre de nappes phréatiques, des précautions spéciales sont à prendre dans la conduite et l'équipement du forage pour éviter tout éboulement et entraînement de terrain.

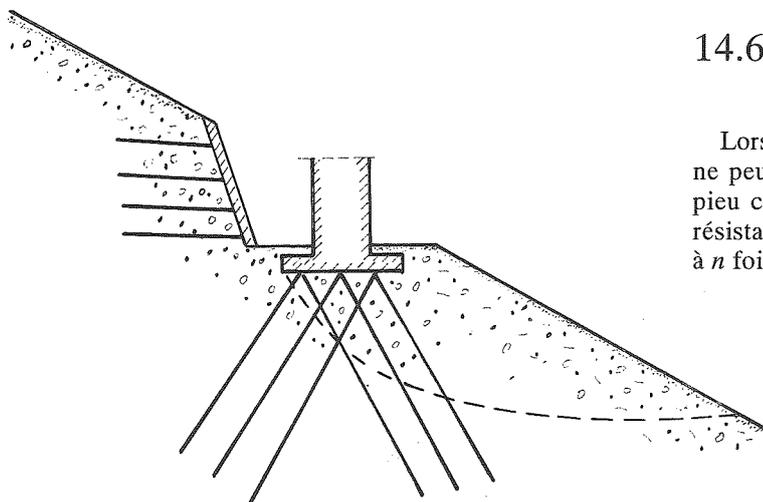
La technique des micropieux a été développée il y a une trentaine d'années. Elle a été employée initialement dans la reprise en sous-œuvre des constructions. La légèreté et le faible encombrement du matériel utilisé s'adaptent bien à des interventions dans des conditions difficiles (pieux implantés contre une façade, semelles situées à l'intérieur du périmètre de l'ouvrage, ...). Elle peut également être retenue pour des raisons de coût plus réduit que celui d'une reprise en sous-œuvre (fig. 102 et 103).

Actuellement, le domaine d'application de cette technique s'est étendu à la construction neuve. Elle peut être utilisée aussi bien comme système de fondation que comme procédé de renforcement des sols ou de confortement des pentes (fig. 104).

Il existe sur le marché une large gamme de micropieux.

Du fait de leur grand élancement, les micropieux ne peuvent pas travailler à la flexion. L'effort de compression est équilibré essentiellement par le frottement latéral et peu en pointe. Ils sont parfois sollicités à la traction.

Utilisés en cas de reprise en sous-œuvre, les micropieux ont pour but de reporter les charges à des niveaux nettement inférieurs à ceux des fondations existantes où l'on trouve des couches compactes susceptibles de les supporter dans des conditions satisfaisantes de tassement et de sécurité.



14.6. Groupe de pieux

Lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, on ne peut pas se contenter de vérifier la résistance d'un pieu considéré comme isolé. Il arrive, en effet, que la résistance globale d'un groupe de n pieux soit inférieure à n fois la résistance d'un pieu isolé.

Fig. 104. — Principe d'une fondation sur un talus renforcé par micropieux.

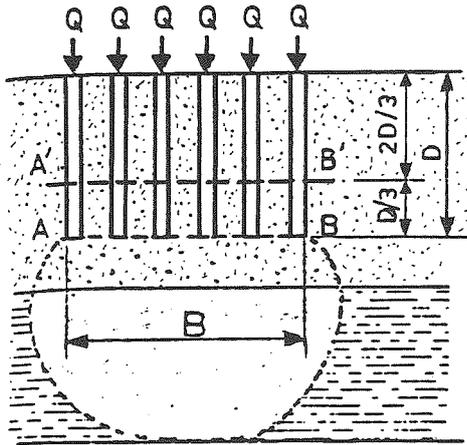


Fig. 105. — Groupe de pieux.

A-B. Radier fictif pour pieux travaillant en pointe.
A'-B'. Radier fictif pour pieux flottants.

D'autre part, la répartition des contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est très différente de celle qu'on a sous un pieu isolé. Il y a en effet, interférence des contraintes et des déformations apportées par chaque pieu et un effet de radier apparaît. Si les pieux travaillent essentiellement en pointe, le radier fictif devra être considéré au niveau AB de la pointe (fig. 105).

Si les pieux sont flottants, on admet que la répartition des contraintes est la même que celle d'un radier fictif A' B' situé au 1/3 inférieur de la longueur des pieux.

On voit sur la figure 106 qu'une couche compressible profonde qui serait faiblement sollicitée par un pieu unique peut poinçonner ou tasser sous l'effet d'un groupe de pieux.

Il convient donc de vérifier pour le groupe de pieux :

- la sécurité vis-à-vis de la rupture,
- les tassements.

En général, si l'entraxe des pieux est supérieur ou égal à 3 diamètres, il n'y a pas lieu de tenir compte de l'effet de groupe.

Sous une semelle, la disposition des pieux doit assurer la meilleure répartition des efforts axiaux entre eux. L'existence de charges horizontales nécessite généralement la présence de pieux inclinés.

14.7. Durabilité des pieux

L'altération des pieux et leur durabilité dépendent du matériau qui les constitue et de l'agressivité du milieu.

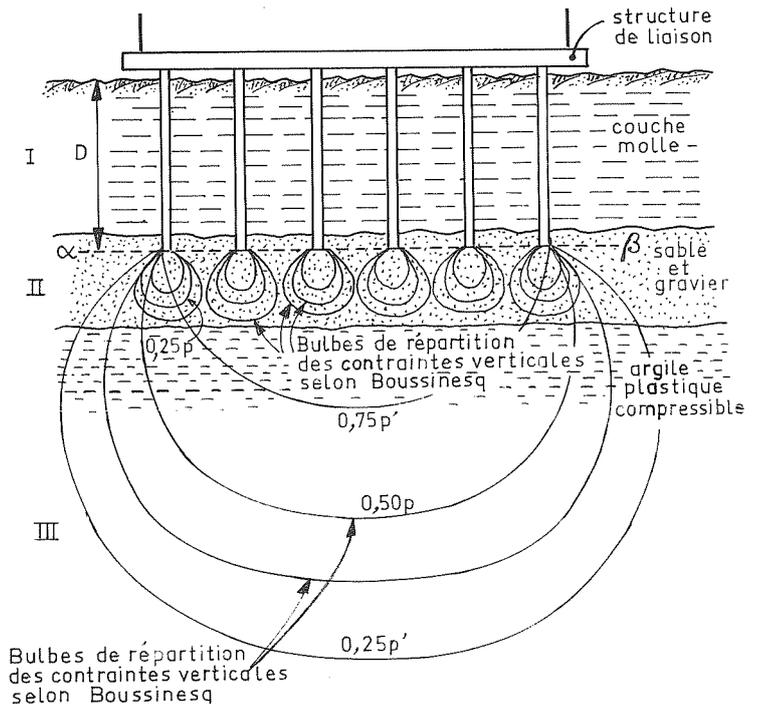


Fig. 106. — Risque de tassement d'un groupe de pieux fondés sur un horizon résistant peu épais surmontant une formation compressible.

a) Pieux métalliques

La corrosion est le principal danger qui guette les pieux métalliques. L'analyse chimique des sols et des eaux qui y circulent doit permettre d'évaluer les risques de corrosion et de définir les mesures à prendre.

Si le sol contient des éléments physico-chimiques actifs pouvant par leur action entraîner une corrosion franche de l'acier, l'un des procédés suivants doit être utilisé :

- suppression des matériaux agressifs,
- surépaisseur à donner au métal,
- protection cathodique,
- protection efficace de la surface de l'acier par enrobage de 5 cm d'épaisseur au moins, avec un mortier de ciment approprié dosé à plus de 500 kg/m³ de mortier, dont le rapport eau sur ciment est inférieur à 0,5,
- protection par galvanisation au zinc ou peinture.

b) Pieux en béton

Les eaux agressives attaquent rapidement le béton et entraînent sa dégradation. On considère notamment les deux types d'altération suivants : la décalcification du béton et l'action des sulfates.

Les principales dispositions à prendre sont les suivantes :

- le dosage minimal en ciment est de 350 kg/m³,
- le choix du liant doit tenir compte des résultats des analyses chimiques de l'eau dans le sol,
- le béton doit pouvoir être pompé sans difficulté, obligation qui peut être satisfaite par l'addition d'adjuvants fluidifiants.

c) Pieux en bois

Si les pieux sont entièrement immergés ou enterrés, ils sont protégés des champignons lignivores incapables de se développer faute d'air. Les pieux peuvent, dans ces conditions, se conserver durant des siècles, comme en témoignent ceux du campanile Saint-Marc à Venise. Découverts lors de son effondrement en 1902, soit 1 002 ans après la construction, leur état de bonne conservation était tel qu'ils furent utilisés pour supporter le campanile reconstruit. En revanche, au contact de l'air, les champignons aérobies peuvent se développer et entraîner le pourrissement du bois.

En milieu maritime, le bois immergé peut être attaqué par divers mollusques ou petits crustacés.

14.8. Contrôle des pieux

Il s'agit de s'assurer que le pieu exécuté a les dimensions et la qualité attendues.

Les accidents de fondations sur pieux sont généralement lourds de conséquences financières et posent toujours, au plan de la confortation, de délicats problèmes techniques.

Avant d'envisager tel ou tel mode de réparation, il est indispensable de connaître l'ampleur et la gravité des désordres. Le problème est compliqué par le fait que la fondation n'est pas directement observable.

Pour un chantier de pieux, un contrôle efficace de la mise en œuvre réduit dans des proportions considérables le risque d'accidents ultérieurs.

Les contrôles non destructifs ont pris une grande importance au cours de ces dernières années. Le CEBTP a largement contribué à leur développement et à leur diffusion. Les procédés que nous décrivons ci-après (b, c, d, e) sont ceux utilisés par le CEBTP [21].

a) Le chargement de contrôle

L'essai de chargement d'un pieu, constitue toujours un moyen de contrôle très sûr. Mais, il s'agit d'une opération difficile, onéreuse et longue, qui de plus doit être réalisée avec précaution si l'on ne veut pas compromettre la stabilité du pieu soumis à l'essai ou celle des pieux voisins.

Lorsqu'on réalise des essais de chargement, leur nombre se limite à quelques pieux par chantier. De plus, si les pieux essayés sont bons, on en déduit, par une extrapolation hâtive que les autres pieux le sont également.

b) Méthode de carottage sonore ou par transparence (fig. 107)

La méthode de carottage sonore permet de vérifier l'intégrité des fondations profondes, des parois moulées ou des barrettes en détectant la présence de fissures ou d'anomalies le long du fût et en pointe. L'homogénéité et la qualité du béton sont appréciées et les défauts sont localisés avec précision, y compris en pointe de pieu. Les interventions sur chantier sont possibles dans un délai relativement court (7 jours après bétonnage).

Elle s'applique également aux parois d'étanchéité en bentonite-ciment ainsi qu'aux ouvrages en maçonnerie.

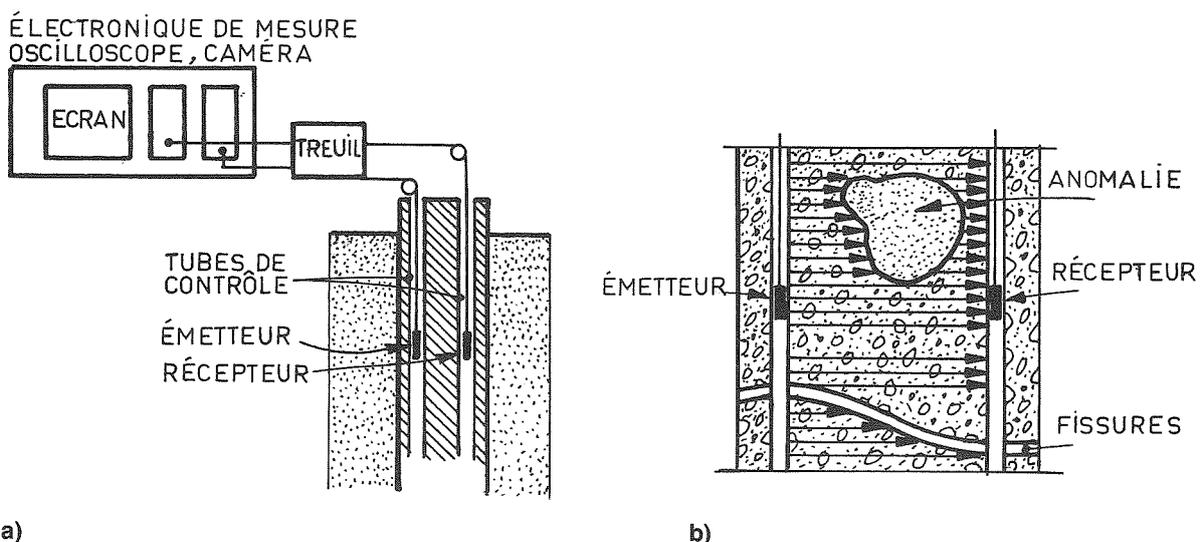


Fig. 107. — Carottage sonore.

- a. Schéma de principe
- b. Présence d'une anomalie

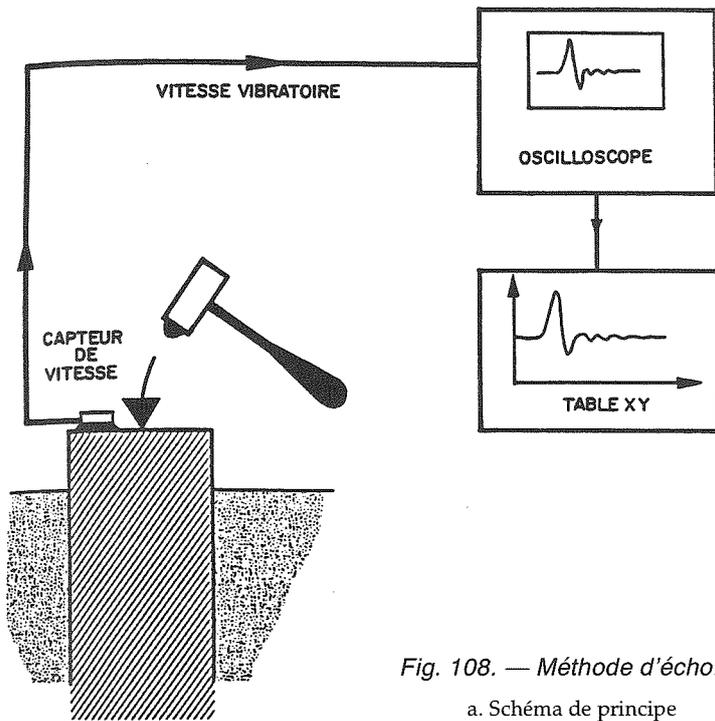


Fig. 108. — Méthode d'écho.

a. Schéma de principe
b. Courbe d'écho

a)

Le principe est le suivant :

Dans un béton homogène, la vitesse du son est constante, de l'ordre de 4 000 m/s. Elle chute rapidement en présence d'anomalies (inclusion de sol ou de boue, fissures, ségrégations, etc.). Le carottage sonique est une mesure continue, le long du pieu, de la vitesse du son entre une sonde d'émission et une sonde de réception descendues dans deux tubes solidarisés avec les armatures. Le signal est transmis à un oscilloscope qui le mémorise et la diagraphie de l'élément ausculté est restituée sous forme de cliché polaroid au fur et à mesure de la remontée des sondes.

Cette technique impose donc qu'on mette en place, avant bétonnage, les deux tubes nécessaires. Cette obligation limite nécessairement son utilisation.

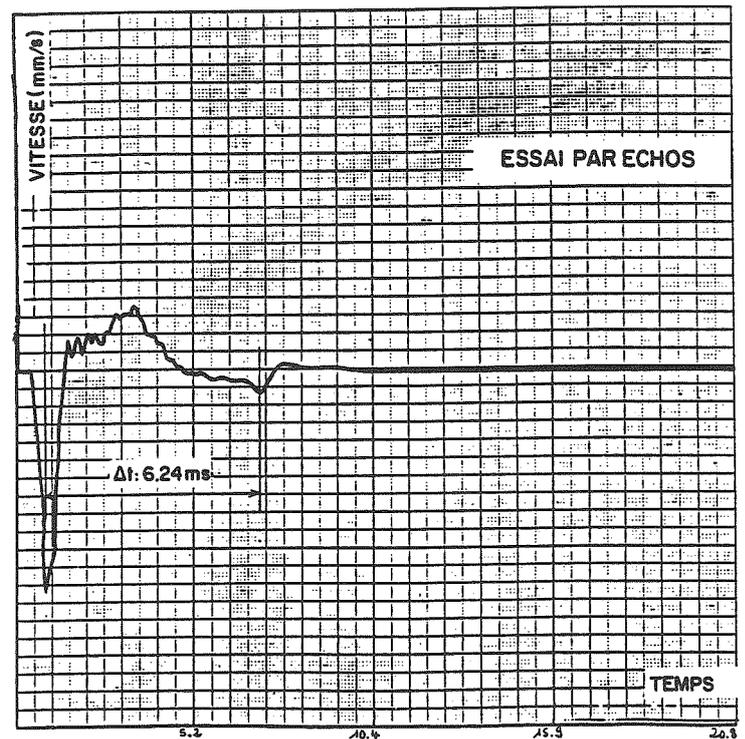
c) Méthode d'écho (fig. 108)

La méthode d'écho permet de vérifier la continuité des fondations profondes de géométrie régulière en détectant la présence de discontinuités franches.

Sa mise en œuvre est simple et rapide. Mais, elle n'apporte aucune indication sur les types de défauts des pieux en dehors des coupures franches. De même, elle est déconseillée pour le contrôle des pieux forés car elle ne permet pas de distinguer les défauts (bulbes, striction, ...).

Le principe de la méthode est le suivant :

La méthode utilise le principe de propagation d'une onde dans un milieu homogène. Un signal bref est émis en tête du pieu au moyen d'un marteau ou d'une masse



b)

tombante, signal qui se propage vers le bas et se réfléchit soit en pointe du pieu, soit sur une discontinuité, s'il en existe une.

Le signal d'excitation est impulsionnel et les informations recueillies sont présentées sous forme de réponse en fonction du temps. Pour un pieu sain la réflexion des ondes élastiques à la base du pieu se traduit par la présence d'un écho, après un intervalle de temps :

$$t = \frac{2L}{V}$$

où L est la longueur du pieu, et V la vitesse du son dans le béton.

L'évaluation du temps mis par le signal pour effectuer un aller-retour entre la tête du pieu et la surface réfléchissante (base du pieu ou coupure) permet de mettre en évidence d'éventuelles fissures ou des cassures franches.

d) Méthode de l'impédance mécanique (fig. 109 et 110)

Par définition, l'impédance mécanique c'est le rapport entre la force appliquée, en régime sinusoïdal, en un point d'une structure et la vitesse vibratoire en ce même point.

La mesure de l'impédance mécanique d'un pieu isolé permet de déterminer son intégrité, sa longueur et la présence de défauts typiques : fissures, bulbes, striction, ...

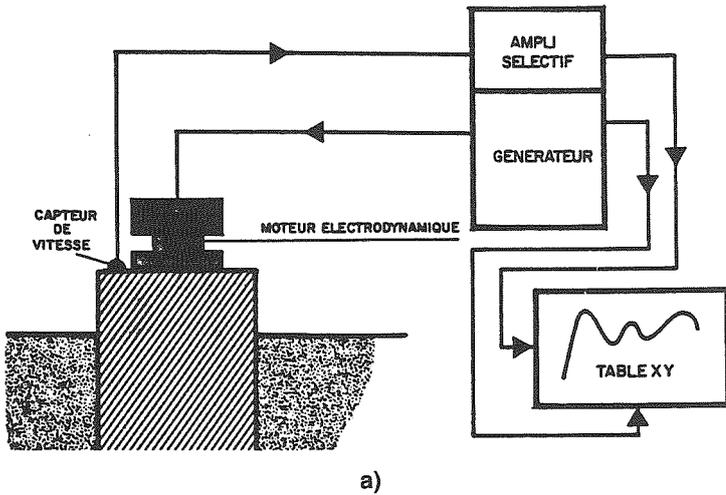
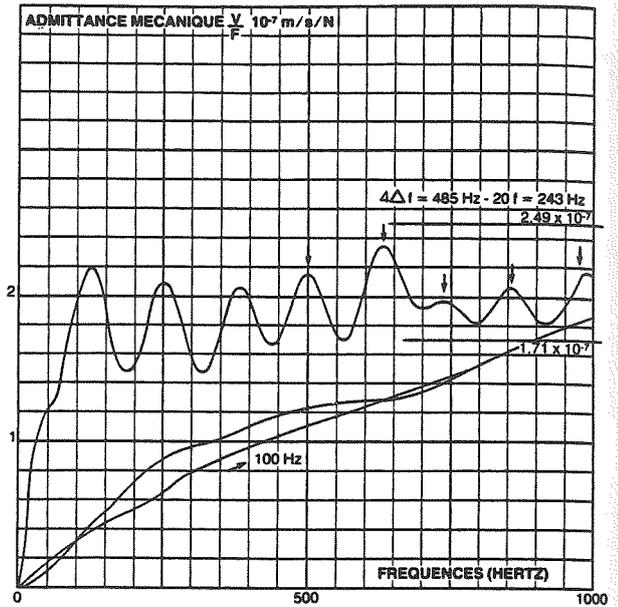


Fig. 109. — Impédance mécanique. Utilisation d'un vibreur.

- a. Schéma de principe
- b. Courbe d'admittance



b)

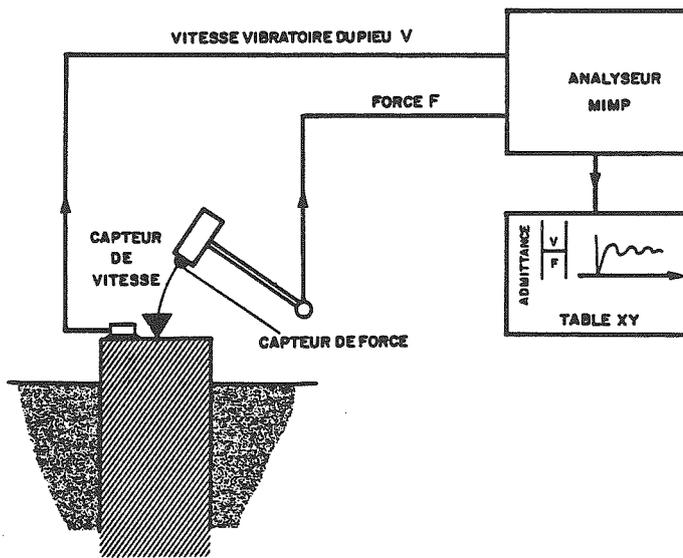


Fig. 110. — Méthode impulsionnelle.

Le nombre de pieux testés varie de 25 pieux/jour avec la méthode de vibration à 60 pieux avec la méthode impulsionnelle.

La méthode est bien adaptée aux pieux, puits ou barrettes en béton et aux pieux métalliques. Elle a été utilisée avec succès pour des pieux en bois.

Principe de la méthode :

Le pieu est mis en vibration à l'aide d'un vibreur qui applique une force sinusoïdale sur la tête (fig. 109 a). La vitesse vibratoire est mesurée au moyen d'un géophone ou d'un accéléromètre. La fréquence d'étude varie en

général dans une plage de 0 à 1 000 Hz et de 0 à 5 000 Hz dans certains cas.

On peut observer les résonances successives des pieux. Les signaux enregistrés permettent après traitement de calculer et de tracer l'impédance ou son inverse : l'admittance (fig. 109b). L'analyse des courbes conduit à la détermination des paramètres caractéristiques du pieu : longueur, raideur, présence d'anomalies.

La tête du pieu peut être aussi sollicitée au moyen d'une impulsion provoquée par un marteau (fig. 110). On mesure simultanément le signal de force et le signal de vitesse. A l'aide de la transformation de Fourier, on peut passer du domaine temporel au domaine fréquentiel et de calculer l'impédance.

Les principaux avantages de la méthode impulsionnelle par rapport à la méthode vibratoire sont les suivants :

- un matériel léger et facilement transportable,
- une mise en œuvre plus simple et rapide,
- un plus grand rendement.

e) Méthode de sismique parallèle

Les méthodes exposées jusqu'ici supposent que la tête du pieu est accessible. On peut cependant être amené à intervenir après construction, soit pour un sinistre, soit pour retrouver la longueur d'un pieu ancien.

Ce procédé consiste à exécuter un forage parallèle au pieu, à une distance aussi faible que possible de celui-ci et d'une profondeur supérieure à la profondeur présumée du pieu (fig. 111).

Le forage est équipé d'un tube en PVC rempli d'eau. On descend une sonde de réception dans le tube. A chaque palier de profondeur, un impact au maillet est donné aussi près que possible de la tête de pieu. Le

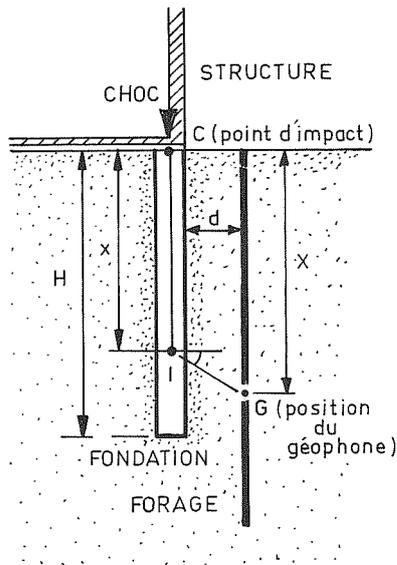


Fig. 111. — Sismique parallèle.

temps de propagation est mesuré. Point par point, on reconstitue une « dromochronique ». Lorsque la sonde dépasse le fond de pieu ou une coupure, la vitesse passe d'une vitesse proche de celle du béton à celle du sol. Ce

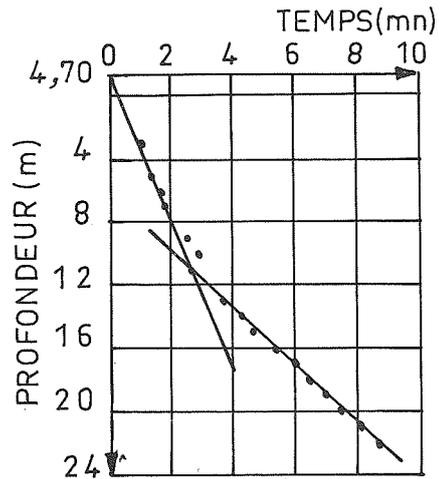


Fig. 112. — Dromochronique.

phénomène se traduit sur l'enregistrement par une diminution brutale de la pente de la dromochronique (fig. 112).

L'accès aux têtes des pieux n'étant pas nécessaire, ce procédé est particulièrement utile pour l'auscultation des pieux dans des ouvrages anciens à réhabiliter.

15. PATHOLOGIE des FONDATIONS

15.1. Préliminaire

Lorsque des désordres apparaissent dans un ouvrage, l'observation attentive de leur évolution permet parfois d'en identifier l'origine. A cet effet, des points de repère et des témoins de mesure convenablement placés sont d'un grand secours.

Chaque fois qu'on perturbe un état d'équilibre pré-existant dans le sol, des mouvements peuvent s'y produire. La perturbation peut être due à un chargement supplémentaire (nouvelle construction, dépôt de remblai, ...), à un déchargement du sol (fouilles, tranchées, ...) ou tout simplement à une modification dans le niveau de la nappe d'eau (pompage, drainage, ...). Les ouvrages situés dans le voisinage peuvent en souffrir. C'est la raison pour laquelle, avant d'entreprendre de nouveaux travaux, il y a lieu d'examiner minutieusement l'état des lieux. Toutes les fissures existantes doivent être relevées et, mieux, photographiées.

L'examen des différents cas de pathologie est très instructif.

15.2. Tassement différentiel

Chaque fois que les fondations d'un même ouvrage ne travaillent pas dans les mêmes conditions, il y a tassement différentiel et risque d'apparition de désordres dans l'ouvrage ou de difficultés dans l'exploitation des installations. Ainsi, l'arbre horizontal d'un générateur à turbine, long d'une quinzaine de mètres, doit rester à niveau à quelques millimètres près afin d'éviter l'usure excessive des coussinets.

Le tassement différentiel peut se présenter, notamment dans les cas suivants :

a) Les fondations supportent des charges inégales (fig. 113).

La partie I de la construction est plus lourde que la partie II. Le tassement en A sera donc plus important qu'en B avec risque de fissuration en C. Il est donc obligatoire de prévoir un joint de tassement séparant totalement les deux parties I et II.

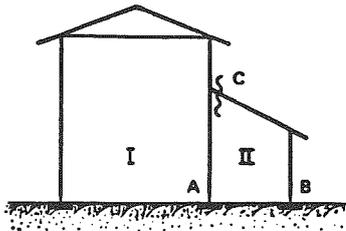


Fig. 113. — Les fondations A et B supportent des charges inégales, d'où fissuration en C.

b) Les fondations ne sont pas d'un même type (fig. 114)

La fondation en A est superficielle et en B elle est sur pieux. C'est une erreur de conception inadmissible.

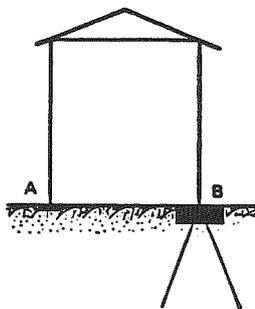


Fig. 114. — Les fondations en A (superficielle) et B (profonde) ne sont pas du même type. Erreur de conception.

c) Le sol est hétérogène sous l'ouvrage (fig. 115)

La présence d'une zone molle C (tourbe) peut donner lieu à un tassement supplémentaire en B. On aurait le phénomène inverse si C était plutôt un point dur (bloc de roche, ...).

Une bonne reconnaissance du sol est indispensable avant l'exécution de tout ouvrage.

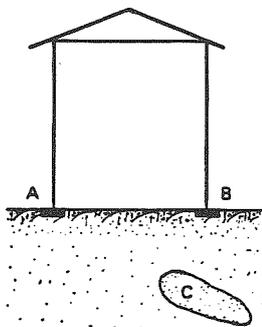


Fig. 115. — La présence d'une zone molle en C peut donner lieu à un tassement de la fondation B située au-dessus.

d) Terrain en pente

Le terrain naturel étant en pente (fig. 116), on réalise alors une plate-forme en utilisant le déblai en A pour remblayer en B.

Un bâtiment construit à cet endroit peut subir un tassement différentiel. En effet, le remblai en B est plus compressible que le sol en place en A.

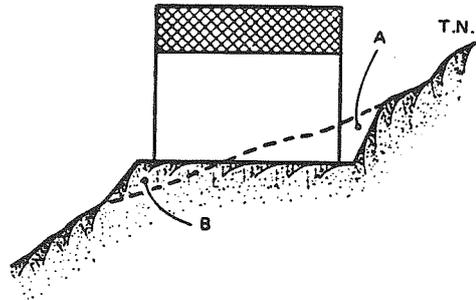


Fig. 116. — Le bâtiment étant fondé sur le sol naturel en A et sur un remblai en B, il peut y avoir un tassement différentiel.

15.3. Variation du niveau de la nappe d'eau

Une modification dans le régime d'écoulement de l'eau souterraine ou une variation du niveau d'une nappe aquifère peut donner lieu à des mouvements ou des tassements importants et non uniformes dans le sol.

Voici quelques exemples de rabattement du niveau de la nappe :

a) Pompage de l'eau (fig. 117)

Le tassement du sol sous la fondation B sera plus important que sous A, d'où risque de désordres dans le bâtiment.

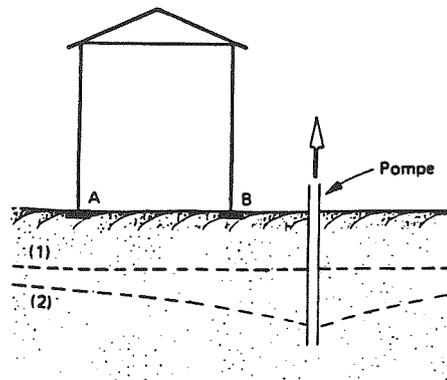


Fig. 117. — Rabattement de la nappe par pompage.

- 1) Niveau initial ;
- 2) Niveau après rabattement.

Citons comme exemple le sous-sol du port de Long Beach, en Californie, qui tassa de plus de 3 m de 1937 à 1949, formant une dépression de 5 km de diamètre. Le tassement était dû au pompage de pétrole en profondeur.

b) Réalisation d'une fouille (fig. 118)

La réalisation de la fouille peut rabattre le niveau de la nappe de la position (1) à la position (2).

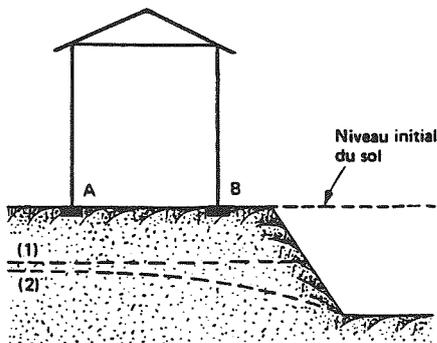


Fig. 118. — Rabattement par réalisation d'une fouille :

- 1) Niveau initial ;
- 2) Niveau après rabattement.

c) Végétation (fig. 119)

Les racines d'un arbre peuvent entraîner le rabattement du niveau de la nappe.

En terrain argileux, il est recommandé d'éloigner les plantations des immeubles. On peut admettre que la distance minimale à observer est la hauteur de l'arbre arrivé à maturité (à vrai dire, c'est une question d'étendue des racines).

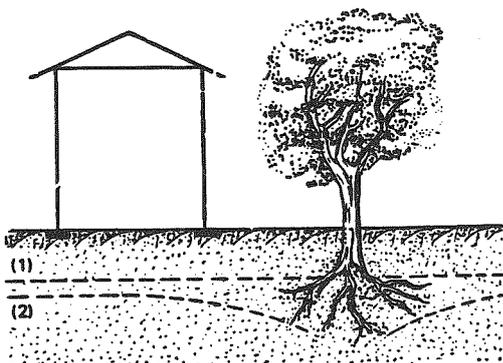


Fig. 119. — Rabattement par la végétation :

- 1) Niveau initial ;
- 2) Niveau après rabattement.

Il est évident que l'assèchement d'une argile par la végétation ne peut se concevoir que consécutivement à la plantation de nouveaux arbres ou au développement de petits arbres préexistants.

La présence d'arbres adultes sur le terrain de construction ne présente, *a priori*, aucun danger. D'ailleurs, on a intérêt à concevoir les nouveaux ouvrages de manière à respecter la végétation existante.

d) Venues d'eau

Beaucoup de terrains, et en particulier les terrains argileux, voient leurs caractéristiques profondément modifiées par l'eau (diminution de consistance, ...).

Dans les terrains en pente, les eaux de ruissellement viennent naturellement buter contre l'obstacle que constitue le bâtiment récemment construit. Ces eaux trouvent un cheminement idéal dans les remblais de faible compacité ou de mauvaise qualité qui viennent d'être mis en place pour reboucher l'excavation des fouilles, excavation dont l'emprise est toujours supérieure à celle de l'ouvrage. Si l'on n'y prend garde, les fondations du bâtiment baigneront en permanence dans l'eau. Il est donc indispensable de réaliser en amont du bâtiment un dispositif destiné à éloigner les eaux des fondations : ce rôle est dévolu au réseau de drainage.

Une venue d'eau peut aussi entraîner la formation d'un renard. Citons l'exemple d'un pavillon qui a été gravement endommagé à la suite d'une rupture de canalisation (fig. 120). L'eau s'est infiltrée sous le pavillon pour émerger dans le jardin. Les propriétaires, croyant à l'apparition d'une source, ont été enchantés de cet événement. En quelques jours, un important renard s'est formé provoquant des vides sous les fondations et de larges fissures dans le pavillon. Pour éviter cette catastrophe il aurait suffi de charger la prétendue source avec un matériau convenablement calibré afin d'arrêter l'entraînement des éléments fins constituant le sol sous les fondations et de rechercher l'origine de cette venue d'eau subite.

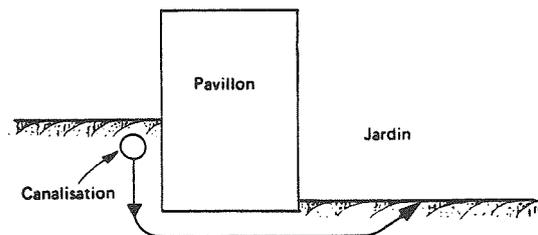


Fig. 120. — Exemple de sinistre par venue d'eau provenant d'une fuite sur une canalisation.

15.4. Construction au voisinage d'un ouvrage existant

Avant d'entreprendre la réalisation d'une nouvelle construction, il est important d'examiner l'état des ouvrages situés à proximité et le type de leur fondation. Ceci peut entraîner des modifications sensibles au projet et imposer même un certain mode d'exécution de l'ouvrage.

En voici quelques exemples :

a) Interaction des fondations (fig. 121)

La réalisation de l'ouvrage B à proximité de A peut provoquer un tassement différentiel dans ce dernier.

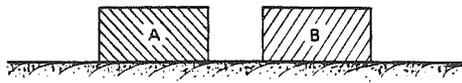


Fig. 121. — La réalisation de l'ouvrage B peut entraîner des tassements différentiels sous les fondations de l'ouvrage existant A.

b) Battage de pieux

Si l'on prévoit une nouvelle construction sur pieux, l'attention doit être attirée sur les vibrations dues au battage. Celles-ci peuvent provoquer des fissures dans les ouvrages situés à proximité.

En général, le sable est plus sensible que l'argile aux vibrations.

c) Frottement négatif sur les pieux (fig. 122)

S'il advient que le sol tasse par rapport au pieu qui y est enfoncé, il charge ce dernier par frottement. On dit alors que le sol exerce sur le pieu un frottement négatif F qui peut être très élevé, voire dangereux. Les désordres qui en résultent sont lents et progressifs.

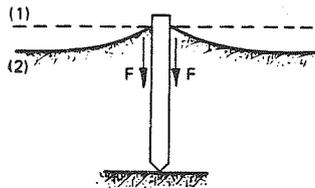


Fig. 122. — Frottement négatif :

- 1) Niveau initial du sol
- 2) Niveau du sol après tassement

L'apparition d'un tassement « négatif » peut être provoqué par trois sortes de causes :

- le tassement des terrains sous leur propre poids (cas des remblais récents, ...), phénomène qui peut être accentué par le rabattement de la nappe phréatique,
- l'influence d'une surcharge extérieure appliquée au terrain (nouvelle construction, ...),
- une vibration du sol (battage de pieux, séisme, compactage dynamique, ...).

Ce phénomène est signalé depuis longtemps par les hollandais du fait des déboires qu'ils ont eus avec des pieux fichés dans leurs sols argilo-limoneux surmontant une couche de sable moyennement porteuse. En effet, le frottement négatif peut être aussi important que la charge de service et provoquer la rupture du pieu ou le poinçonnement du sol sous la pointe.

d) Sollicitation des pieux à la flexion

Si l'ouvrage existant est réalisé sur pieux, le chargement du sol dans le voisinage peut entraîner, en plus du frottement négatif F, une poussée supplémentaire horizontale Q sur les pieux les sollicitant à la flexion (fig. 123). Celle-ci peut très bien conduire à la rupture des pieux. La figure 124 donne un autre exemple où le pieu est sollicité à la flexion.

Ce phénomène est d'autant plus à craindre que la couche superficielle est molle (vase, ...).

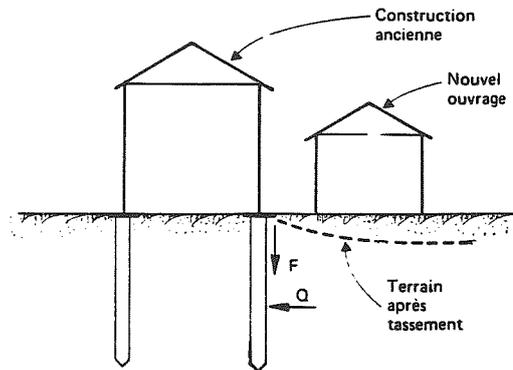


Fig. 123. — La construction du nouvel ouvrage entraîne un effort horizontal Q dans le pieu de l'ouvrage existant et un frottement négatif F.

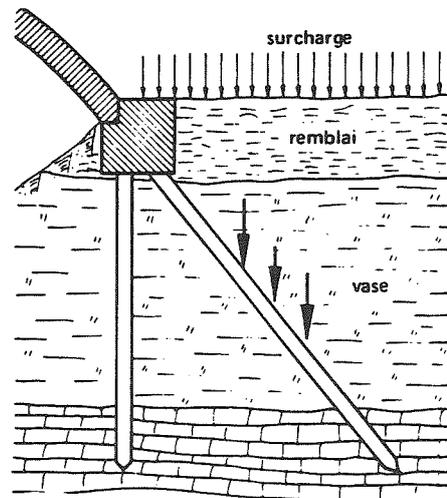


Fig. 124. — Les remblais peuvent créer des flexions sur les pieux inclinés, d'autant plus que ceux-ci sont en général très comprimés.

16. CONCEPTION PARASISMIQUE

Depuis l'antiquité l'homme a toujours considéré les tremblements de terre comme l'un des fléaux naturels les plus redoutables pour sa vie et ses biens. La soudaineté de leur apparition sans que rien n'en indique l'imminence, le bruit qui souvent les accompagne, la violence de mouvements qui en quelques secondes transforment une ville prospère en un amas de ruines, les effets qui les accompagnent sur le terrain (éboulements, failles, raz-de-marée...) sont pour l'homme autant de facteurs de crainte et d'impuissance.

On estime que, depuis le début de ce siècle, 20 000 personnes ont péri en moyenne par an dans des catastrophes sismiques.

Les pertes en vies humaines dues aux séismes, si douloureuses soient-elles, peuvent paraître relativement légères, comparées, par exemple, à celles qu'entraînent les accidents de la circulation. Le chiffre moyen annuel cité plus haut est du même niveau que le nombre des tués par an en France sur les routes ($\approx 10\ 000$ morts). Elles sont cependant particulièrement impressionnantes parce qu'elles frappent simultanément de nombreux habitants d'une même ville ou d'une même région.

L'augmentation de la population et la tendance à la concentration urbaine risquent d'augmenter le bilan des futurs séismes quand les foyers sont voisins des grandes agglomérations.

Les pertes matérielles dues aux séismes sont souvent énormes et difficiles à chiffrer.

Aux dommages matériels, il y a lieu d'ajouter les conséquences économiques directes et indirectes : abandon de villes ou de villages, chômage forcé, pertes de production et d'exploitation... Ces pertes économiques sont difficiles à évaluer et elles sont souvent supérieures aux dégâts matériels.

Dans le même ordre d'idée, la vie agricole d'une région sinistrée par un séisme peut être considérablement perturbée tant par l'abandon des terres que par les modifications survenues dans le paysage, en particulier par la disparition des sources ou la variation de profondeur de la nappe phréatique.

16.1. Origine des séismes et propagation des ondes

Un tremblement de terre est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une fracturation ou une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.

16.2. Épicentre et foyer

Les ondes sismiques semblent provenir d'un endroit déterminé qui constitue l'origine de l'énergie de l'ébranlement. On appelle cette région, foyer ou hypocentre du séisme. On désigne par épicentre le point de la surface du sol situé à la verticale du foyer (fig. 125).

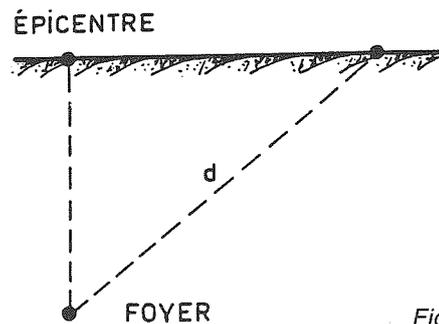


Fig. 125.

Le foyer d'un séisme se trouve rarement à la surface de la terre. L'origine de la plupart des séismes se situe dans les 50 kilomètres de la couche externe de la Terre, avec une profondeur focale de l'ordre de 25 kilomètres le plus fréquemment. On appelle superficiels ou normaux les séismes se produisant jusqu'à des profondeurs de 70 kilomètres. Ils donnent la plupart des secousses destructrices. Si le foyer est plus profond mais ne dépasse pas 300 kilomètres, la profondeur est dite intermédiaire. Au-delà de ces valeurs les séismes sont dits d'origine profonde, bien que parfois ce terme s'applique à tous les séismes de profondeur focale plus grande que la normale. Plus de 70 % des séismes sont superficiels, la fréquence d'apparition décroissant rapidement avec la profondeur jusqu'à 300 kilomètres en dessous de laquelle la fréquence d'apparition en fonction de la profondeur devient irrégulière (fig. 126). Les petits séismes sont plus souvent superficiels que profonds.

L'observation directe des dégâts permet de reconnaître les séismes profonds, étant donné que le séisme est ressenti sur une très grande surface, la secousse y est également intense partout. Dans le cas des séismes superficiels, l'intensité de la secousse décroît rapidement avec la distance à l'épicentre. Pour localiser un séisme, on donne habituellement la latitude et la longitude de l'épicentre, et la profondeur du foyer.

Le plus souvent, on détermine la position de l'épicentre et du foyer par l'étude des sismogrammes. Si les temps d'arrivée des différentes ondes (primaires P et secondaires S) sont notés, et les vitesses de transmission connues, on peut déterminer la distance du foyer à n'importe quelle station d'enregistrement. Ainsi, en utilisant les données de plusieurs stations, on peut localiser la source.

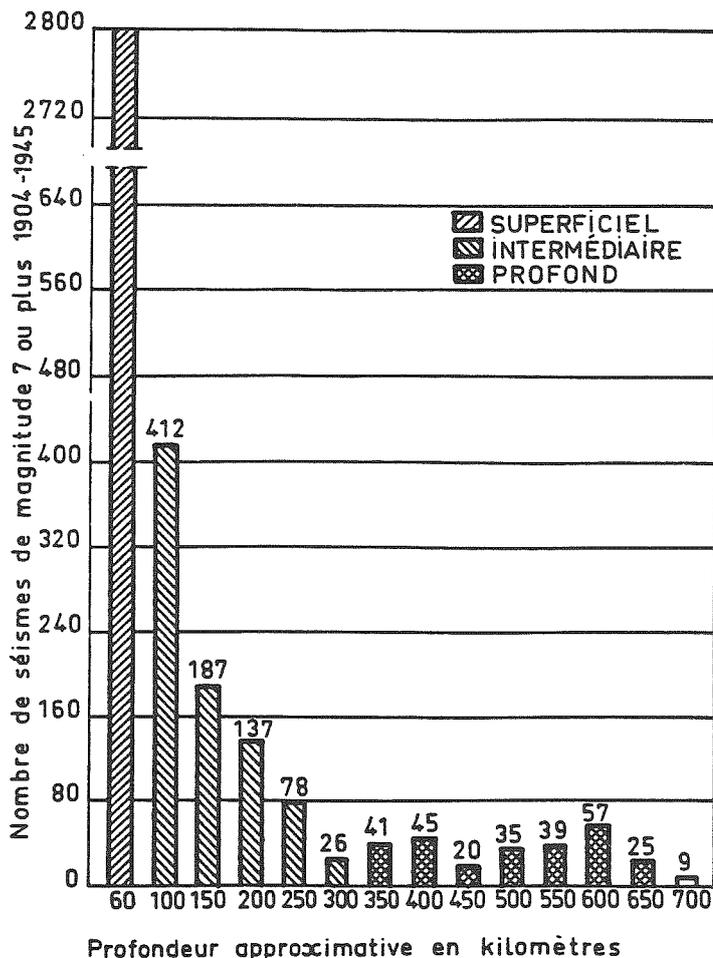


Fig. 126. — Fréquence des séismes en fonction de la profondeur.

Ce qui vient d'être dit ne doit pas faire oublier que la libération de l'énergie sismique n'est un événement ni ponctuel, ni instantané. Au contraire, il s'agit d'un phénomène qui intéresse tout un volume du sol et dans lequel les ruptures d'équilibre ne sont pas synchrones.

Cette situation, s'ajoutant à d'autres raisons (comportement complexe du sol, hétérogénéité des couches rencontrées...), explique que malgré tous les perfectionnements apportés aux techniques de mesures et à leur interprétation, la position épiscopentrale calculée peut être distante parfois de plusieurs centaines de kilomètres de la position réelle.

16.3. Risque sismique

Hormis certaines circonstances exceptionnelles, comme lorsqu'il s'accompagne d'un raz-de-marée (tsunami) ou qu'il provoque de grands glissements de terrain, le séisme n'est dangereux pour l'homme qu'à travers ses effets sur les ouvrages. En conséquence, c'est sur ces derniers que doit porter l'essentiel de l'effort de prévention.

Le coût d'une construction parasismique croît en même temps que l'intensité du séisme contre lequel on entend se prémunir. Le problème est donc de trouver un compromis entre l'augmentation du coût de la construction et la diminution du risque :

- de pertes en vies humaines,
- d'endommagement de la construction,
- de mise hors-service totale ou partielle de l'ouvrage.

Dans l'état actuel de nos techniques, il apparaît bien difficile d'envisager la prévention totale, même dans le cas d'une secousse d'intensité modérée. Par ailleurs, il apparaît également trop ambitieux de prétendre éviter tout accident grave dans le cas d'une secousse prenant le caractère d'un véritable cataclysme. La notion de protection antisismique a donc un sens tout relatif.

La conception parasismique doit prendre en considération l'analyse des aspects suivants :

- le risque parasismique et la définition du tremblement de terre à prendre en considération,
- le choix des matériaux et du type de structure,
- le comportement des sols et le choix des fondations,
- la modélisation et l'analyse de la réponse de la construction,
- le respect des règlements et des règles de l'art.

La sismicité d'un site intègre la grandeur des intensités des secousses ainsi que la fréquence avec laquelle elle se produit.

L'appréciation du risque sismique dans une région donnée se fonde sur les résultats des études géologiques et sur les données historiques disponibles. Les renseignements ainsi obtenus sont souvent insuffisants pour permettre une appréciation quantitative du risque exprimée en termes de probabilité. En effet, les failles de l'écorce terrestre susceptibles de provoquer des séismes peuvent ne pas être visibles dans les terrains superficiels et échapper ainsi à l'analyse géologique ou géophysique. D'autre part, la période couverte par les observations historiques (un ou deux millénaires au plus) est trop courte pour qu'on puisse chiffrer en probabilité le risque de séisme important à partir des fréquences observées, sauf dans les régions où l'activité sismique est intense. Il convient donc de ne pas exclure la possibilité d'un séisme, même dans des zones réputées non sismiques. On connaît d'ailleurs plusieurs exemples de zones considérées comme telles jusqu'à ce qu'un séisme notable s'y soit produit de façon imprévue.

Les effets des séismes et notamment ceux dus aux composantes horizontales du mouvement, sollicitent les ouvrages d'une façon particulière, qui n'a généralement pas d'équivalent dans les conditions de service normal. Ainsi la plupart des bâtiments sont soumis à des charges de service essentiellement verticales, dues au poids propres et aux surcharges d'exploitation. Le dimensionnement requis pour résister à ces charges de service peut

être insuffisant pour reprendre les efforts de cisaillement et de flexions induits par les forces d'inertie horizontales engendrées par un séisme.

Une particularité du séisme, par rapport à d'autres accidents externes (explosion d'un stockage d'hydrocarbures, ...) qui ont des effets essentiellement locaux, est qu'il sollicite l'ouvrage dans son ensemble. Il convient donc que tous les éléments jouant un rôle dans la sûreté de l'installation soient protégés contre l'effet du séisme, ce qui peut avoir une influence importante sur leur conception.

Le caractère aléatoire du risque sismique et le coût élevé des mesures de protection correspondant aux fortes intensités nous conduisent à une double interrogation :

- Comment apprécier ce risque et se fixer une intensité limite au-delà de laquelle on renonce à se protéger ?
- Si cette intensité est atteinte, que sauvegarde-t-on ? Les vies seules ? Les biens en plus ? Le problème se complique encore dans le cas des installations nucléaires où une simple rupture locale ne compromettant pas la stabilité de l'ensemble pourrait entraîner le relâchement de produits dangereux.

Nous sommes ainsi conduits à une conception probabiliste de la sûreté. On sait que cette conception se retrouve à l'amont de toute la réglementation moderne dite « aux états limites ».

La caractérisation du risque sismique sur un site donné où l'on projette de réaliser une construction est la première étape de l'analyse sismique. Elle a pour objet :

- d'estimer les mouvements vibratoires « les plus sévères » qui peuvent affecter le site du fait des séismes futurs,
- de caractériser ces mouvements sous une forme permettant une analyse réaliste du comportement des ouvrages.

En ce qui concerne le premier point, il faut souligner qu'en raison des lacunes et des incertitudes affectant la plupart des données nécessaires pour cette évaluation, l'estimation des « mouvements les plus sévères » a nécessairement un caractère subjectif.

16.4. Choix des ossatures

Le comportement d'une ossature aux séismes dépend notamment :

- du choix des matériaux,
- du type de structure adopté.

Ce comportement sera d'autant meilleur que l'ossature sera plus apte à dissiper l'énergie communiquée par le séisme. C'est dire tout l'intérêt d'avoir des éléments ou dispositifs constructifs (panneaux de remplissage...) et d'utiliser des matériaux ductiles (acier ...) susceptibles de grandes déformations avant d'atteindre la rup-

ture et de dissiper ainsi une partie importante de cette énergie et jouer donc le rôle d'amortisseurs.

Les coefficients d'amortissement ξ des matériaux usuels sont assez peu élevés en phase élastique :

$\xi = 1 \text{ à } 3 \%$	pour l'acier,
$5 \text{ à } 6 \%$	pour le béton précontraint,
$5 \text{ à } 8 \%$	pour le béton après fissuration et avant plastification des aciers.

Les frottements se produisant entre divers éléments constructifs pendant les vibrations augmentent de 1 à 2 points ces valeurs. L'obtention d'un amortissement plus important implique le passage en phase post-élastique. Il est donc extrêmement coûteux de vouloir assurer le comportement élastique de la construction lors d'un séisme.

Les constructions en maçonnerie, matériau dépourvu de toute ductilité et de résistance à la traction convenable, fournissent le contingent de loin le plus important d'effondrements graves.

Le bois, par sa légèreté et ses bonnes caractéristiques mécaniques relatives, convient aux constructions parasismiques sous réserve d'apporter un soin particulier à la réalisation des assemblages.

Le béton offre une meilleure tenue que la maçonnerie.

L'acier donne la meilleure garantie contre les séismes compte tenu de sa légèreté, sa ductilité et ses très bonnes caractéristiques mécaniques.

D'une manière générale, les matériaux présentant une faible résistance à la traction ou au cisaillement ne peuvent être utilisés qu'en les associant à des éléments structuraux capables de pallier à ces insuffisances.

Le choix du type de structure est à la base même de la protection parasismique. Deux attitudes sont possibles :

- La solution japonaise traditionnelle consiste à construire des maisons légères dont la chute peut épargner leurs occupants. C'est dans le même esprit que les habitants des régions menacées se réfugient sous des tentes.
- La deuxième attitude revient à réaliser des constructions capables de résister aux secousses d'une intensité donnée.

Normalement, un bâtiment est prévu pour reporter au sol les charges verticales. Dans le sens horizontal, il y a peu d'efforts à supporter. Une attention particulière est donc à apporter à l'analyse des effets de la composante horizontale des séismes, notamment quand il s'agit d'un immeuble de grande hauteur. L'accélération verticale ne dépasse que rarement 30 % de la pesanteur. Elle peut souvent être absorbée par les marges normales de sécurité. Au voisinage de l'épicentre, les accélérations verticales revêtent une importance relative toute particulière.

Une structure rigide est caractérisée par une faible valeur de sa période fondamentale de vibration ($T < 0,25$ sec.). A l'inverse, les structures souples ont des périodes supérieures à 1 seconde.

16.5. Liquéfaction des sols

Quand un massif pulvérulent ($C = 0$) saturé d'eau est soumis à l'action d'un séisme, les grains solides ont tendance à se resserrer provoquant ainsi le développement d'une pression interstitielle u . Si cette pression devient supérieure ou égale à la contrainte normale totale σ , la contrainte tangentielle τ limite s'annule. Dans ces conditions, les grains solides n'ont plus de contact entre eux et la résistance au cisaillement devient inexistante. On a alors un phénomène de liquéfaction du sol.

Les exemples de liquéfaction sont nombreux. Les catastrophes de Nigata (en 1904) au Japon et de Valdez (Alaska en 1964) où un village entier a été enseveli à la suite de la rupture d'une colline par liquéfaction ont particulièrement sensibilisé les mécaniciens des sols.

Si le sol est suffisamment perméable, l'augmentation de la pression interstitielle peut se dissiper rapidement et réduire ainsi le risque de liquéfaction. On peut donc augmenter la sécurité par la mise en place de drains. Bien entendu, les injections accordent au sol une meilleure cohésion C de nature à améliorer la stabilité.

16.6. Influence du site sur le spectre d'un séisme

L'observation montre que l'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné dépend, dans une large mesure, de la nature des terrains traversés par l'onde sismique et des conditions locales (topographie du terrain, présence de cavités...).

Il est en effet d'expérience constante que les ouvrages édifiés sur un sol meuble subissent des dommages plus importants que ceux situés sur un sol de consistance rocheuse. Cette observation contredit le sens commun, qui attribuerait volontiers aux sols meubles le rôle d'un matelas soustrayant dans une certaine mesure les constructions aux effets de l'agression sismique.

En effet, si l'on se trouve en présence d'une importante formation de sols meubles, on peut considérer que la perturbation sismique est principalement propagée par le sol rocheux situé en profondeur, dans lequel elle voyage plus vite et ne subit qu'un amortissement relativement faible. Les vibrations sont alors transmises à la surface par les couches meubles excitées à leur base. Ce faisant, elles subissent un amortissement certain, mais les couches meubles se comportent comme un oscillateur et le mouvement en surface n'est autre que la réponse de cet oscillateur à l'excitation imprimée à sa base par le rocher.

Pour mieux saisir le phénomène, analysons le comportement vibratoire d'une couche d'un terrain meuble d'épaisseur h reposant sur un sol rocheux. Nous supposons que le mouvement est horizontal $u(z, t)$ et que le comportement de cette couche est élastique li-

néaire sans amortissement (fig. 127). L'équation d'équilibre d'un élément de volume s'écrit :

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z}$$

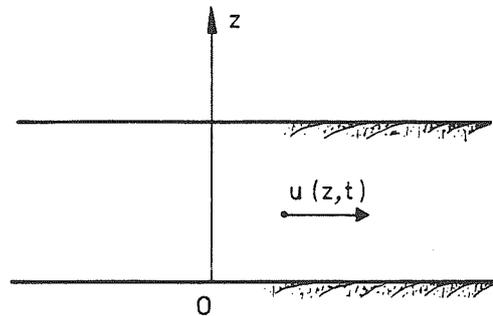


Fig. 127.

Or, la contrainte de cisaillement τ est liée à $u(z, t)$ par la relation :

$$\tau = \mu \frac{\partial u}{\partial z}$$

Il en résulte l'équation :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = v^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \left(v^2 = \frac{\mu}{\rho} \right) \quad (28)$$

Déterminons le mouvement vibratoire libre de cette couche en recherchant une solution générale sous la forme :

$$u(z, t) = f(z) \cdot g(t)$$

En portant cette expression dans l'équation 28, on trouve une solution définie par :

$$f(z) = a \sin \frac{w}{v} (z + \varphi)$$

$$g(t) = b \sin w(t + \theta)$$

D'où

$$u(z, t) = A \sin \frac{w}{v} (z + \varphi) \cdot \sin w(t + \theta)$$

Si la couche du terrain adhère au sol rocheux, on doit avoir :

$$u(0, t) = 0 \Rightarrow \varphi = 0$$

À la surface libre, la contrainte de cisaillement τ est nulle :

$$\tau(h, t) = \mu \frac{\partial u}{\partial z} = \mu A \cdot \frac{w}{v} \cos \left(\frac{w}{v} h \right) \cdot \sin w(t + \theta) = 0$$

D'où :

$$\frac{w}{v} \cdot h = \frac{2n-1}{2} \pi \quad (n = 1, 2, \dots)$$

À chaque valeur de n correspond une valeur w_n et un mode de vibration différents et l'on a :

$$w_n = \frac{2n-1}{2} \pi \cdot \frac{v}{h}$$

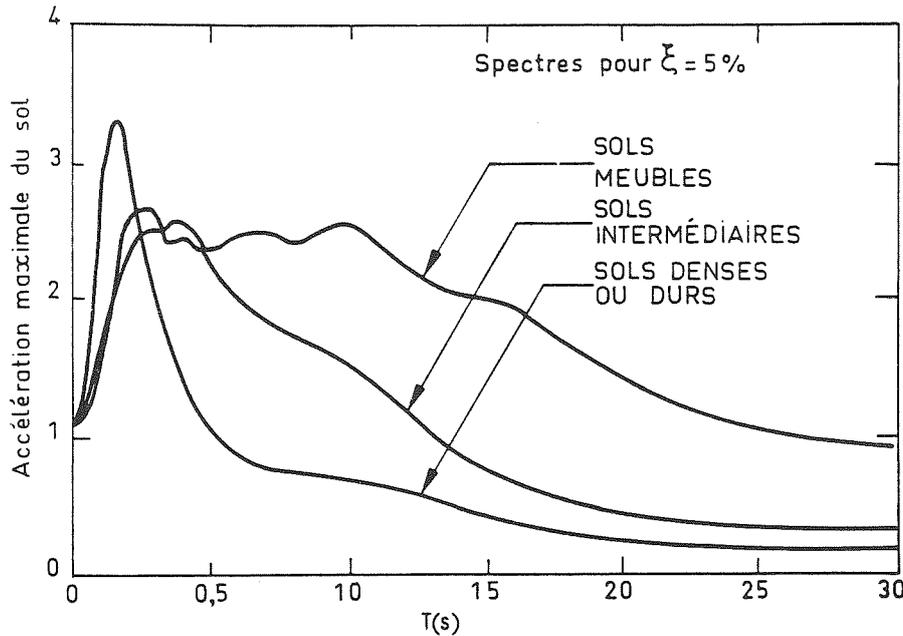


Fig. 128. — Spectre d'accélération.

Toute combinaison linéaire de ces modes est une solution du problème et l'on peut écrire sous la forme générale :

$$u(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin \frac{w_n}{v} (z + \varphi_n) \sin w_n (t + \theta_n)$$

Le mode fondamental de vibration ($n = 1$) est donc défini par :

$$w_1 = \frac{\pi v}{2h}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{w_1} = \frac{4h}{v} = 4h \sqrt{\frac{\rho}{\mu}}$$

Pour fixer les idées, supposons que :

$$\rho = 1,7 \text{ T/m}^3 \quad \mu = 6 \text{ MPa}$$

$$h = 30 \text{ m}$$

Il en résulte :

$$T_1 = 4 \times 30 \sqrt{\frac{1,7}{6 \cdot 000}} = 2,02 \text{ sec.}$$

On conçoit dès lors que, par effet de résonance, les vibrations du substratum rocheux, dues à un séisme, se transmettent en surface avec une amplification des accélérations du côté des grandes périodes ($T \sim 2 \text{ sec.}$). On peut observer des accélérations à la surface de la couche meuble deux ou trois fois plus importantes que sur le rocher (fig. 128).

Le cas le plus favorable serait donc celui d'une structure souple sur sol rocheux. Un cas défavorable est celui d'une construction sur sol meuble.

Un exemple particulièrement frappant est le séisme du Mexique en 1985, qui a produit beaucoup plus de dégâts à Mexico, situé à 350 km de l'épicentre mais sur

un site extrêmement défavorable (fig. 40) que sur la Côte Pacifique, située à 20 km au-dessus de la faille sismogène.

16.7. Conception des fondations

Les fondations ont une incidence capitale sur la tenue des constructions en cas de séisme. L'expérience montre que les bâtiments édifiés sur un sol meuble souffrent beaucoup plus que ceux fondés sur un sol consistant. En règle générale :

- le sable compact et sec constitue un bon sol de fondation,
- le sable fin saturé d'eau et de faible compacité est à éviter,
- les argiles sont des sols de fondations de moins bonne qualité que les sables compacts, mais leur comportement reste acceptable.

Les tassements ou les déformations qui se produisent dans le sol lors d'un séisme n'ont aucune raison d'être uniformes ou de se manifester simultanément sous un ouvrage donné. Il peut en résulter alors des dégâts très importants.

D'une manière générale, on a intérêt à prévoir des fondations profondes et à rechercher le bon sol.

En ce qui concerne les fondations superficielles et semi-enterrées, il y a lieu :

- d'assurer un bon ancrage dans le sol et de réaliser un chaînage convenable entre les fondations pour réduire les mouvements relatifs,
- de prévoir, dans la mesure du possible, les fondations sur des massifs homogènes,

- lorsque le sol présente une discontinuité, d'asseoir les fondations d'un même côté par rapport à celle-ci,
- d'adopter le même mode de fondation sous un même ouvrage,
- d'éviter les sols instables ou susceptibles de grandes déformations (effondrements, transformations thixotropiques, ...),
- de ménager des joints de fractionnement afin de scinder les bâtiments composés de constructions accolées de géométrie et de masses inégales et pour limiter les longueurs trop importantes,
- d'éviter les crêtes, les bords de falaises et les pieds de talus.

Pour les fondations profondes, on ne dispose pas d'une approche raisonnable permettant d'évaluer l'interaction latérale sols-pieux en régime dynamique. Et, dans le cas de pieux flottants, on ignore ce que peut devenir le frottement latéral sous l'effet vibratoire d'un séisme. Les deux dispositions suivantes sont à respecter :

- l'emploi de pieux inclinés est interdit,
- des longrines de solidarisation formant un réseau bidimensionnel doivent être prévues dans le cas d'appuis reposant sur des pieux isolés.

16.8. Analyse de la réponse des structures

La plupart des spectres que l'on trouve dans les règlements sont issus d'accélérographes enregistrés sur sols raides. Leur allure croît rapidement au départ et présente une pointe vers $T = 0,25$ s, pour décroître ensuite progressivement (fig. 129).

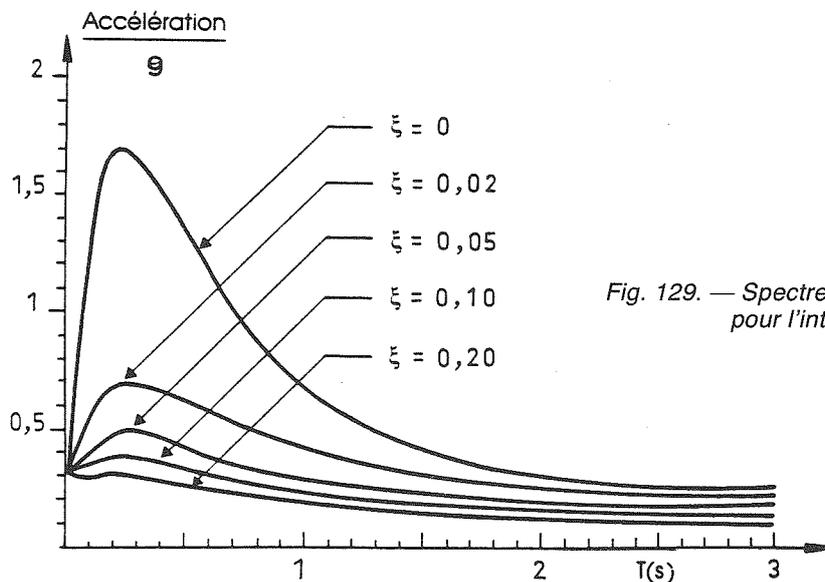


Fig. 129. — Spectre de réponse standard pour l'intensité VIII.

De tels spectres expliquent pourquoi ce sont les constructions des plus pauvres, rigides ($T_1 < 0,3$ s) mais peu résistantes, qui sont les plus touchées par les séismes.

Les constructions rigides bien contreventées et liaisons offertes une bonne résistance aux actions engendrées par un séisme. Par contre, leur faible période de vibration fait qu'elles sont fortement agressées par celui-ci.

Par contre, les constructions souples se dérobent davantage à l'agression sismique. Mais elles sont, généralement, moins résistantes. C'est le cas des bâtiments constitués par des portiques.

Comme toujours, l'ingénieur est donc confronté au problème dialectique que posait déjà La Fontaine dans « le Chêne et le Roseau » : souplesse (donc moindre agression sismique) ou rigidité (donc meilleure résistance).

Pour effectuer un calcul parasismique, on utilise un spectre de forme standardisée déduit de l'étude statistique d'un certain nombre d'enregistrements. Le calcul est destiné à apporter la preuve chiffrée que la construction est capable de résister à l'action sismique dont l'éventualité est envisagée. Il faut toutefois signaler qu'un calcul, même élaboré, ne saurait remplacer une bonne conception et le respect des règlements.

16.9. Réglementation et règles de l'art

L'expérience montre que les ouvrages mal protégés ou mal exécutés sont généralement le siège d'endommagements graves en cas de séismes.

L'observation des conséquences destructrices des séismes, l'amélioration de nos techniques de construction et les progrès spectaculaires de nos moyens de calcul sont à la base des textes réglementaires qui nous guident dans la conception et le dimensionnement des ouvrages. Il est important de souligner que le silence ou les imprécisions que peuvent contenir ces textes ne constituent pas une raison suffisante pour les transgresser. Les prescriptions qu'ils comportent constituent un minimum à respecter.

16.10. Conclusions

La réalisation d'ouvrages parasismiques n'a pris rang qu'assez tardivement parmi les préoccupations des constructeurs.

Le génie parasismique étudie les séismes et leurs actions sur les constructions dans le but de réaliser des ouvrages susceptibles de résister dans de bonnes conditions à leurs effets dévastateurs.

Le tremblement de terre est un véritable révélateur des fautes de conception ou d'exécution.

Il est vain de vouloir prémunir une construction contre les effets des séismes par la seule vertu d'un calcul parasismique. Celui-ci ne représente qu'une image conventionnelle plus ou moins proche de la réalité compte tenu du type de modélisation employé. En aucun cas, il ne peut appréhender ni prévoir le comportement de tous les éléments susceptibles de concourir à la bonne tenue de la construction en cas de séismes. Le respect des règlements en vigueur et des règles de l'art normales est impératif. Les manquements à ces règles se traduisent inévitablement par un abaissement de la sécurité.

Le véritable problème de la protection antisismique est celui de l'absorption et de la dissipation sans rupture ou sans déformations inacceptables, de l'énergie communiquée au bâtiment au cours de la secousse. Les manquements aux règles normales se traduisent inévitablement par un abaissement de la sécurité.

17. INTERACTION SOL-STRUCTURE

La prise en considération de l'interaction sol-structure nécessite une bonne connaissance des lois de comportement du sol et des moyens en informatique assez évolués. L'expérience du concepteur est importante pour choisir convenablement les hypothèses simplificatrices à adopter et réduire ainsi le volume de calcul.

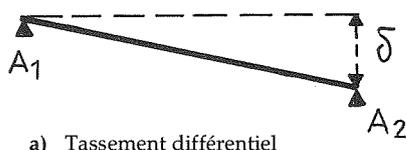
Examinons les divers aspects suivants du problème.

17.1. Choix de la structure

Le projeteur a généralement le choix entre différents types de solutions.

a) Structures isostatiques

Ces structures comportent juste le nombre nécessaire de liaisons extérieures pour assurer la stabilité de l'ou-



a) Tassement différentiel

Fig. 130. — Poutre isostatique.

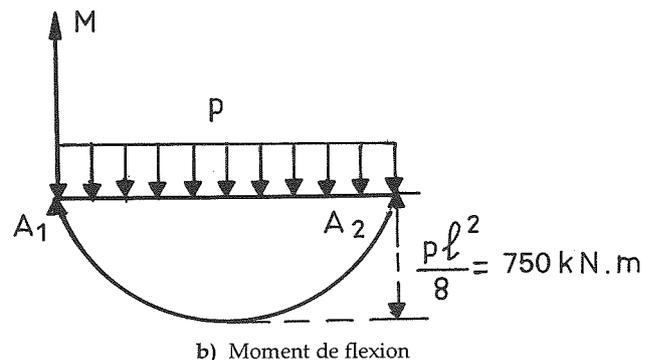
vfrage (fig. 130a). Elles suivent le sol dans sa déformation sans subir aucune sollicitation particulière.

b) Structures hyperstatiques extérieurement

Du fait qu'elles comportent des liaisons extérieures surabondantes, tout mouvement dans le sol peut les solliciter fortement. Par contre, sous l'action d'un chargement donné, les structures hyperstatiques ont, en général, un diagramme de moment de flexion M plus avantageux que dans une structure isostatique, d'où une économie de matière.

Considérons, à titre d'exemple, une poutre A_1A_2 parfaitement encastree à ses deux extrémités et soumise à une charge uniformément répartie $p = 60 \text{ kN/m} \cdot \ell$. Si $\ell = 10 \text{ m}$, on a (fig. 131a) :

$$M_1 = M_2 = \frac{p\ell^2}{12} = \frac{60 \times 10 \times 10}{12} = 500 \text{ kN.m}$$



b) Moment de flexion

La poutre étant en béton armé et de section rectangulaire ($b \times h$), un calcul rapide conduit aux dimensions suivantes :

$$h = 1 \text{ m} \qquad b = 0,4 \text{ m}$$

Si l'extrémité A_2 subit un tassement différentiel $\delta = 1 \text{ cm}$, il en résulte, en prenant $E = 25\,000 \text{ M.Pa}$, les moments d'encastrement suivants (fig. 131c) :

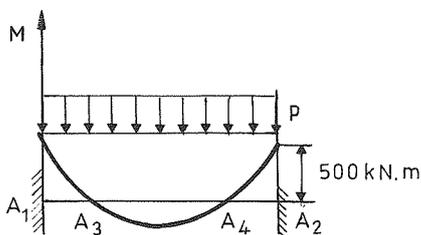
$$M_1 = -M_2 = \frac{6EI}{\ell^2} \cdot \delta = 500 \text{ kN.m}$$

On voit qu'un tassement relatif $\delta/\ell = 1/1\,000$ produit le même moment maximal que la charge $p = 60 \text{ kN.m.}\ell$. En plus, la position des armatures de flexion en A_2 ne convient pas et l'apparition de fissures à cette extrémité est certaine sous l'action du tassement uniquement.

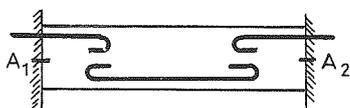
Dans la même poutre sur appuis simples (fig. 130b), le moment maximal a pour valeur :

$$M_0 = -\frac{p\ell^2}{8} = -\frac{60 \times 10 \times 10}{8} = -750 \text{ kN.m}$$

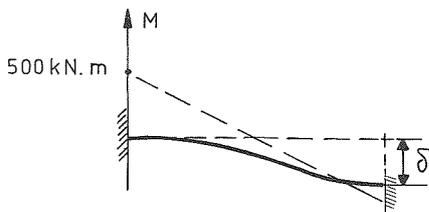
En conclusion : le diagramme de moment de flexion est plus défavorable dans la poutre isostatique (fig. 130b) que dans la poutre encastree (fig. 131a). Par contre, le tassement différentiel est sans effet dans le premier cas (fig. 130a) et induit un important moment de flexion dans le second cas (fig. 131c).



a : Diagramme de M



b : Armatures de flexion



c : Tassement différentiel

Fig. 131. — Poutre encastree.

c) Structures optimales

Reprenons l'exemple de la poutre A_1A_2 parfaitement encastree à ses deux extrémités (fig. 131). Soient A_3 et A_4 les points où le moment de flexion M s'annule. Si l'on prévoit en ces points des articulations (fig. 132), la poutre devient alors isostatique tout en conservant le même diagramme de M .

Ainsi, on peut cumuler les avantages de la poutre hyperstatique et ceux de la poutre isostatique. La solution à laquelle on arrive est donc très avantageuse.

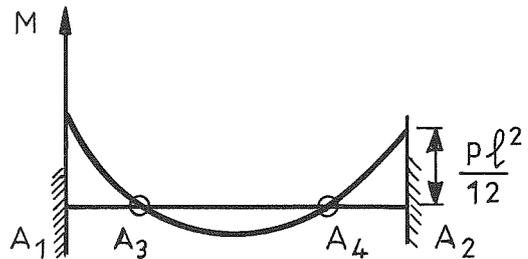


Fig. 132. — Articulations en A_3 et A_4 .

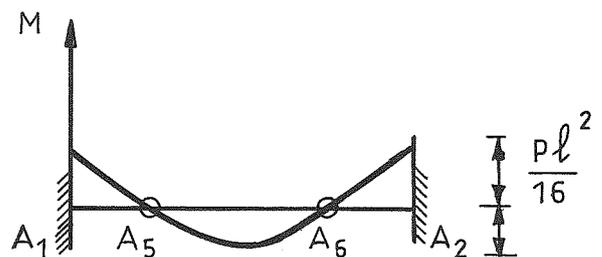


Fig. 133. — Solution optimale.

Un calcul simple montre qu'on peut mieux optimiser la poutre en plaçant les articulations en A_5 et A_6 en prenant (fig. 133) :

$$A_5 A_6 = \frac{\sqrt{2}}{2} \ell$$

où le moment maximal est plus faible et a pour valeur :

$$M_1 = M_2 = -M_0 = \frac{1}{8} p \frac{\ell^2}{2} = \frac{1}{16} \times 60 \times 10 \times 10 = 375 \text{ kN.m.}$$

Cette technique d'optimisation peut être généralisée de la manière suivante : On conçoit au préalable une structure hyperstatique et l'on trace le diagramme de moment de flexion M . Aux endroits où M s'annule, on prévoit des articulations pour rendre la structure isostatique. On peut arriver ainsi à une solution optimale. C'est le principe des poutres cantilever (fig. 134). On peut parfois améliorer cette solution en agissant sur la position des rotules.

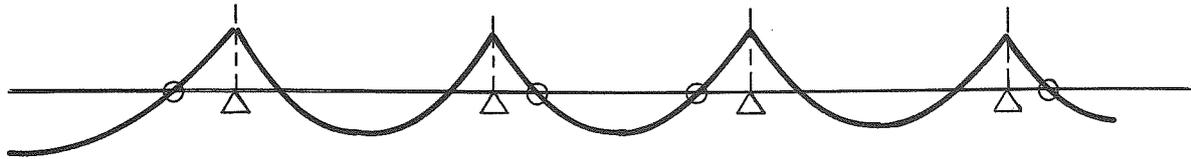


Fig. 134. — Poutre continue.

17.2. Modélisation des fondations rigides

Considérons une semelle rectangulaire ($A \times B$) infiniment rigide reposant sur un sol qualifié d'élastique. Sous l'action d'une force P et d'un couple C , celle-ci subit un tassement u et une rotation θ (fig. 135).

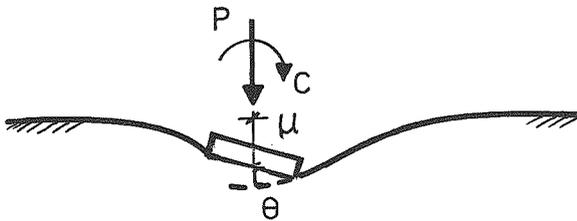


Fig. 135. — Semelle rigide.

En partant du problème de Boussinesq, on peut établir les deux relations suivantes :

$$u = f_1 \frac{1 - \nu^2}{EB} P$$

$$\theta = f_2 \frac{1 - \nu^2}{E} \frac{C}{A^2 B}$$

où f_1 et f_2 sont des coefficients de forme que nous avons calculés dans une précédente publication [2] et qui sont donnés dans les tableaux ci-après :

B/A	1	1,2	1,6	1,8	2	3	4	5
f_1	0,87	0,94	1,07	1,13	1,18	1,40	1,55	1,68

B/A	f_2	B/A	f_2	B/A	f_2
0,20	2,18	0,70	3,48	1,80	4,26
0,25	2,41	0,80	3,62	2,00	4,30
0,33	2,72	0,90	3,71	2,33	4,40
0,40	2,92	1,00	3,80	3,00	4,52
0,50	3,14	1,20	3,95	4,00	4,65
0,60	3,32	1,40	4,05	5,00	4,72
				∞	5,01

En conséquence, on peut assimiler la semelle à deux ressorts de raideurs respectivement :

$$k_1 = \frac{P}{u} = \frac{EB}{(1 - \nu^2) f_1} \quad (\text{ressort simple de déplacement})$$

$$k_2 = \frac{C}{\theta} = \frac{EA^2 B}{(1 - \nu^2) f_2} \quad (\text{ressort de rotation})$$

Pour une section circulaire de rayon a , nous avons :

$$k_1 = \frac{2Ea}{1 - \nu^2} \qquad k_2 = \frac{4}{3} \frac{Ea^3}{(1 - \nu^2)}$$

a) Application : cas d'un portique (fig. 136)

Le portique $A_1 A_2 A_3 A_4$ repose sur deux semelles isolées en A_1 et A_4 . Chacune d'elle peut être remplacée, en ce qui concerne le mouvement vertical et la rotation, par un système de deux ressorts dont les raideurs sont données par les relations ci-dessus.

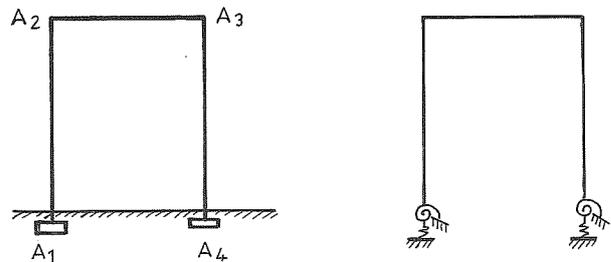


Fig. 136. — Modélisation d'un portique.

b) Hauteur critique d'une tour de grande hauteur (fig. 137).

Considérons une tour de grande hauteur reposant sur un radier général infiniment rigide. On suppose que le sol est élastique.

Le centre de gravité G de la tour de poids P est situé à une hauteur H . Pour savoir si la tour est stable ou instable, appliquons une force horizontale F à une certaine hauteur h . La rotation qui en résulte est donnée par la relation suivante :

$$C = Fh + PH\theta = k_2\theta$$

D'où :
$$\theta = \frac{Fh}{k_2 - HP}$$

La tour devient instable quand le dénominateur tend vers zéro. La hauteur critique que peut prendre le centre de gravité de la tour est donc :

$$H_c = k_2/P$$

Fig. 137. — Stabilité d'une tour.

18. CONCLUSIONS

Quelle que soit l'importance de l'ouvrage, une connaissance convenable des caractéristiques du sol sur lequel on doit le construire est indispensable. Le plan d'investigation et le choix des techniques de reconnaissance dépendent du type d'ouvrage et de la nature du sol. L'examen des cartes géologiques et des systèmes de fondation des constructions situées sur le même site est très instructif.

La conception de l'ouvrage doit prendre en considération l'impact que celui-ci peut avoir sur l'environnement, aussi bien pendant les travaux d'exécution qu'en phase d'exploitation (effet sur les constructions situées dans le voisinage, variation du niveau de la nappe d'eau, stabilité des pentes lors des travaux de terrassement, modification du régime hydraulique d'une rivière, ...).

La principale difficulté, inhérente à la surveillance des fondations, tient à ce qu'elles sont difficilement accessibles à l'examen visuel direct et que, lorsque des désordres apparaissent dans la structure, les fondations peuvent être déjà largement affectées en profondeur. Le diagnostic sur l'état d'un ouvrage doit toujours être formulé globalement : fondations et superstructure. Étant un élément essentiel dans une construction et d'accès difficile, les fondations doivent donc offrir une sécurité suffisante et faire l'objet d'un entretien adapté. Les dégradations peuvent être dues à un vieillissement prématuré, à des défauts d'origine ou à des modifications intervenues depuis la construction de l'ouvrage dans ses conditions d'exploitation ou dans son environnement.

L'action de l'eau est la cause principale des dommages relevés sur les fondations et les ouvrages en terre. Ses effets se manifestent de diverses manières. Il est donc légitime, chaque fois qu'on est en présence de désordres, de s'interroger sur le rôle que l'eau a pu jouer.

Tout travail de réparation comporte les étapes suivantes :

- recueil de données : reconstitution de la vie de l'ouvrage, travaux réalisés à proximité, variations du niveau de la nappe, caractéristiques du sol, ...
- établissement d'un diagnostic,
- définition d'une solution de réparation,
- exécution des travaux.

L'établissement d'un projet de confortement suppose donc que les causes des désordres ont été trouvées et expliquées. Il doit être global. On ne peut pas se limiter à traiter une partie du problème posé. Les travaux à exécuter sont de différentes natures. Ils peuvent concerner la structure (exécution de pieux, mise en place de tirants, ...) ou le sol lui-même (injections, drainage, ...). Durant toute la période des travaux, la surveillance des déplacements des ouvrages en cours de reprise et des mitoyens devra être assurée en permanence.

Enfin, il est utile de se rappeler toujours que les travaux de renforcement et les reprises en sous-œuvre sont des opérations très coûteuses et il vaut mieux prévenir que guérir.



*Trouver la cause avant
la solution.*

BIBLIOGRAPHIE

- [1] ABSI. — « Équilibre limite des massifs ». *Annales de l'ITBTP*, série SF/38, septembre 1962.
- [2] ABSI. — « Fondations rectangulaires rigides sur sol élastique » et « Milieux purement cohérents ». *Annales de l'ITBTP*, série EM/121, janvier 1970.
- [3] ABSI. — « Superposition de différentes solutions d'équilibre limite » et « Fondations sur un talus ». *Annales de l'ITBTP*, série TMC/125, septembre 1970.
- [4] ABSI. — « Fondations au voisinage d'un talus ». *Annales de l'ITBTP*, série TMC/146, janvier 1972.
- [5] ABSI. — « Manuel pratique de mécanique des sols et des fondations ». *Annales de l'ITBTP*, série SF/165, juin 1979.
- [6] ABSI. — « La théorie de la plasticité et l'équilibre limite en mécanique des sols ». *Annales de l'ITBTP*, janvier 1984.
- [7] ABSI. — « Introduction au Génie Parasismique ». *Annales de l'ITBTP*, mars-avril 1987.
- [8] ABSI et L'HERMINIER. — « Équilibre limite d'un coin dans un milieu non pesant ». *Cahiers de la recherche*, n° 16, Eyrolles, 1962.
- [9] ABSI et L'HERMINIER. — « Tables numériques de butée en milieu pulvérulent non pesant ». *Cahiers de la Recherche* n° 28, Eyrolles, 1963.
- [10] ABSI et L'HERMINIER. — « Quelques réflexions sur le critère d'équilibre limite en mécanique des sols ». *Annales de l'ITBTP*, série SF/99, novembre 1973.
- [11] CAQUOT et KERISEL. — « Traité de mécanique des sols ». Gauthier-Villars, 1966.
- [12] CAQUOT, KERISEL et ABSI. — « Tables de butée et de poussée ». Gauthier-Villars, 1973.
- [13] COGNON. — « La consolidation atmosphérique ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 57, 1991.
- [14] FILLIAT. — « La pratique des sols et des fondations ». Éditions du Moniteur, 1981.
- [15] GOGUEL. — « Application de la Géologie aux travaux de l'Ingénieur ». Éditions Masson, 1967.
- [16] KERISEL et ABSI. — « Tables de poussées et de butée des terres ». Presses de l'ENPC, 1990.
- [17] LOGEAIS. — « La pathologie des fondations ». Éditions du Moniteur, 1982.
- [18] LOGEAIS. — « La Pathologie des Murs de soutènement ». Éditions du Moniteur, 1982.
- [19] SCHLOSSER. — « Éléments de Mécanique des Sols ». Presses de l'ENPC, 1988.
- CEBTP :**
- [20] Dossier « Étude de faisabilité de construction de la Tour Montparnasse », 1962.
- [21] Notes sur l'auscultation des pieux.
- [22] « Détermination des solutions adaptées à la réparation des désordres provoqués par la sécheresse » (3 fascicules), 1991.
- Direction des Routes (LCPC - SETRA) :**
- [23] Fond. 72.
- [24] Les Micropieux (1986).
- [25] Bulletin de Liaison : stabilité des talus (1976).
- [26] Bulletin de liaison : risques naturels (1987).
- [27] Fondations des Ponts en site aquatique en état précaire (1980).
- Sycodés Informations (Agence Qualité Construction)**
- [28] N° 8 (Déc. 90), 10 (Juin 91), 16 (Déc. 1992).

TABLE des MATIÈRES

INTRODUCTION	63
1. GÉNÉRALITÉS	63
1.1. Introduction	63
1.2. Classification des sols	63
1.3. Quelques types de sols	64
1.4. Quelques définitions	64
1.5. Limites d'Atterberg	66
2. RECONNAISSANCE DES SOLS	67
2.1. Exécution de puits, galeries ou tranchées	67
2.2. Forage et sondages	67
2.3. Pénétration	67
2.3.1. <i>Pénétromètre statique</i>	67
2.3.2. <i>Pénétromètre dynamique</i>	68
2.4. Pressiomètre	68
2.5. Géophysique	69
2.5.1. <i>Méthode électrique</i>	69
2.5.2. <i>Prospection par sismique réfraction</i>	70
2.6. En conclusion	71
3. ALTÉRATION DES SOLS ET CAVITÉS	72
3.1. Anciennes carrières	72
3.2. Pouvoir dissolvant de l'eau	72
3.2.1. <i>Le sel gemme</i>	73
3.2.2. <i>Le gypse</i>	73
3.2.3. <i>Le calcaire</i>	73
3.2.4. <i>La chaux</i>	74
4. INFILTRATION DE L'EAU DANS LE SOL	74
4.1. Généralités	74
4.1.1. <i>Eau dans le sol</i>	74
4.1.2. <i>Niveau piézométrique et pression de l'eau</i>	74
4.1.3. <i>Pression interstitielle</i>	75
4.1.4. <i>Surfaces équipotentiels</i>	75
4.2. Perméabilité du sol	75
4.2.1. <i>Coefficient de perméabilité</i>	75
4.2.2. <i>Détermination de k</i>	76
4.3. Écoulement de l'eau dans le sol	76
4.3.1. <i>Gradient hydraulique</i>	76
4.3.2. <i>Loi de Darcy</i>	76
4.4. Formation du sable bouillant et des renards	77

5. AFFOUILLEMENT DES RIVIÈRES	78
5.1. Affouillement par érosion	78
5.2. Problèmes particuliers	79
5.3. Stabilité des berges	80
5.4. Coupures de boucles	80
5.5. Exemples d'affouillement	81
5.6. En conclusion	81
6. TASSEMENT DES SOLS	82
6.1. Préliminaire	82
6.2. Essais œdométriques	82
6.3. Évolution du tassement dans le temps	83
6.4. Estimation du tassement	83
6.5. Dangers du tassement	83
6.6. Mesures à prendre	83
6.6.1. <i>Mesures relatives au sol</i>	83
6.6.2. <i>Mesures relatives aux structures</i>	84
6.7. Exemples de tassement	85
a. <i>Ville de Mexico</i>	85
b. <i>Tour de Pise</i>	86
c. <i>Tour de Montparnasse</i>	87
d. <i>La gare transatlantique du Havre</i>	88
7. SOLS GONFLANTS	90
7.1. Mesures préventives	90
7.2. Réparation des constructions endommagées	90
7.3. Pluviosité et sécheresse exceptionnelle	92
7.4. En conclusion	93
8. ÉQUILIBRE LIMITE DES SOLS	94
8.1. Généralités	94
8.2. Notions d'équilibre limite	94
8.2.1. <i>Exemples simples</i>	94
8.2.2. <i>Angle de frottement interne</i>	94
8.3. Caractéristiques mécaniques des sols	95
8.4. Classification des sols	95
8.5. Critère de stabilité	95
8.6. Action de l'eau	95
9. STABILITÉ DES TALUS	96
9.1. Généralités	96
9.2. Stabilité au glissement	96
9.3. Cas particuliers	97
9.4. Glissement plan suivant une « couche-savon »	98
9.5. Facteurs agissant sur le coefficient de sécurité	98
9.6. Description d'un sinistre	100
9.7. En conclusion	100

10. DIGUES ET BARRAGES EN TERRE	101
10.1. Choix d'un barrage en terre	101
10.2. Les fondations	101
10.3. Le corps du barrage	101
10.3.1. <i>Types de barrage</i>	101
10.3.2. <i>Matériaux</i>	102
10.4. Infiltration de l'eau	102
10.5. Étude de stabilité	103
10.6. Exemple : barrage de Serre-Ponçon	103
11. MURS DE SOUTÈNEMENT	104
11.1. Préliminaire	104
11.2. Poussée des terres	104
11.3. Poussée sur un mur au pied d'un versant instable	104
11.4. Butée des terres	104
11.5. Principaux types de murs de soutènement	105
11.6. Principales dispositions à prendre	107
12. FONDATIONS	108
12.1. Considérations générales	108
12.2. Conception des fondations	108
12.3. Amélioration des sols	111
13. FONDATIONS SUPERFICIELLES ET SEMI-ENTERRÉES	111
13.1. Charge de rupture et taux de travail	111
13.2. Répartition des pressions	112
13.3. Grillage de poutres et radier général	112
14. FONDATIONS PROFONDES	112
14.1. Puits	112
14.2. Pieux	113
14.3. Force portante des pieux	113
14.4. Battage des pieux	113
14.5. Micropieux	114
14.6. Groupe de pieux	114
14.7. Durabilité des pieux	115
14.8. Contrôle des pieux	116
a. <i>Le chargement de contrôle</i>	116
b. <i>Méthode de carottage sonique</i>	116
c. <i>Méthode d'écho</i>	117
d. <i>Méthode de l'impédance mécanique</i>	117
e. <i>Méthode de sismique parallèle</i>	118
15. PATHOLOGIE DES FONDATIONS	119
15.1. Préliminaire	119
15.2. Tassement différentiel	119
15.3. Variation du niveau de la nappe d'eau	120
15.4. Construction au voisinage d'un ouvrage existant	121

16. CONCEPTION PARASISMIQUE	123
16.1. Origine des séismes et propagation des ondes	123
16.2. Épicentre et foyer	123
16.3. Risque sismique	124
16.4. Choix des ossatures	125
16.5. Liquéfaction des sols	126
16.6. Influence du site sur le spectre d'un séisme	126
16.7. Conception des fondations	127
16.8. Analyse de la réponse des structures	128
16.9. Règlement et règles de l'art	129
16.10. Conclusions	129
17. INTERACTION SOL-STRUCTURE	129
17.1. Choix de la structure	129
17.2. Modélisation des fondations rigides	131
18. CONCLUSIONS	133