

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 85 (1959)
Heft: 3

Artikel: Considérations géotechniques relatives aux fondations sur radiers
Autor: Schaerer, Ch.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-64105>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 05.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

paraissant tous les 15 jours

ORGANE OFFICIEL

de la Société suisse des ingénieurs et des architectes
de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (S.V.I.A.)
de la Section genevoise de la S.I.A.
de l'Association des anciens élèves de l'EPUL (Ecole polytechnique
de l'Université de Lausanne)
et des Groupes romands des anciens élèves de l'E.P.F. (Ecole
polytechnique fédérale de Zurich)

COMITÉ DE PATRONAGE

Président: J. Calame, ing. à Genève
Vice-président: E. d'Okolski, arch. à Lausanne
Secrétaire: S. Rieben, ing. à Genève
Membres:
Fribourg: H. Gicot, ing. ; M. Waeber, arch.
Genève: G. Bovet, ing. ; Cl. Grosgrin, arch. ; E. Martin, arch.
Neuchâtel: J. Béguin, arch. ; R. Guye, ing.
Valais: G. de Kalbermatten, ing. ; D. Burgener, arch.
Vaud: A. Chevalley, ing. ; A. Gardel, ing.
M. Renaud, ing. ; Ch. Thévenaz, arch.

CONSEIL D'ADMINISTRATION

de la Société anonyme du « Bulletin technique »
Président: A. Stucky, ing.
Membres: M. Bridel ; R. Neeser, ing. ; P. Waltenspuhl, arch.
Adresse: Ch. de Rosneck 6, Lausanne

RÉDACTION

D. Bonnard, ing.
Rédaction et Editions de la S. A. du « Bulletin technique »
Tirés à part, renseignements
Adresse: Case Chauderon 475, Lausanne

ABONNEMENTS

1 an	Suisse Fr. 26.—	Etranger . . Fr. 30.—
Sociétaires	» » 22.—	» . . » 27.—
Prix du numéro	» » 1.60	

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande »,
N° II. 57 75, Lausanne.
Adresser toutes communications concernant abonnement, changements
d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie La Concorde, Terreaux 29,
Lausanne

ANNONCES

Tarif des annonces:
1/1 page Fr. 275.—
1/2 » » 140.—
1/4 » » 70.—
1/8 » » 35.—

Adresse: Annonces Suisses S. A.
Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26. Lausanne et succursales



SOMMAIRE

Considérations géotechniques relatives aux fondations sur radiers, par Ch. Schareer, ing. dipl. EPF, chef de la Section de
mécanique des terres aux Laboratoires de recherches hydrauliques et de mécanique des terres, annexés à l'EPF, Zurich.
Actualité industrielle, 2.
Les Congrès: Les 4^{es} Journées de l'Association suisse pour l'automatique.
Divers: Techniques nucléaires.
Carnet des concours. — Documentation générale. — Nouveautés, informations diverses.

CONSIDÉRATIONS GÉOTECHNIQUES RELATIVES AUX FONDATIONS SUR RADIER¹

par CH. SCHAREER, ing. dipl. EPF, chef de la Section de mécanique des terres
aux Laboratoires de recherches hydrauliques et de mécanique des terres, annexés à l'EPF, Zurich

Un examen de conscience aussi sincère et objectif que possible nous place devant cette évidence: que pour de nombreux problèmes dans le domaine des fondations, l'application pratique de la géotechnique conduit à des solutions qui ne diffèrent que fort peu de celles utilisées il y a trente ou cinquante ans. Ceci est particulièrement flagrant pour les fondations sur radiers.

Nous allons tenter dans notre exposé de relever les points où l'empirisme doit être remplacé par des considérations fondées sur les bases scientifiques établies. Nous signalerons aussi les problèmes pour lesquels — aujourd'hui comme par le passé — le jugement avisé, guidé par l'expérience et le savoir, en un mot « l'art de l'ingénieur », garde toute sa valeur.

La fondation sur radier est caractérisée par le fait que les surcharges de l'ouvrage sont transmises au sous-sol par l'intermédiaire d'une dalle, le radier. L'aire de contact correspond à peu de chose près aux dimensions de l'édifice en plan.

¹ Conférence prononcée en l'Aula de l'Université de Lausanne lors de la réunion d'automne de la Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations, le 14 novembre 1958.

Les raisons qui conduisent à choisir ce type de fondation sont diverses. Nous citons les cas suivants:

1. Le sous-sol est de *portance faible*. Une fondation sur semelles recouvrirait plus de la moitié de la surface construite.
2. La fondation, en particulier les caves, se trouvent dans la *nappe aquifère*. Des considérations d'étanchéité exigent alors la construction d'une dalle.
3. La superstructure est sensible aux *tassements différentiels*. Une fondation aussi rigide que possible est recherchée.
4. La *nature particulière de l'ouvrage* exclut à priori un autre mode de fondation. Ceci est le cas, par exemple, pour des réservoirs, des bassins d'épuration d'eaux usées, des écluses, des passages sous-voies, sans oublier les routes, les pistes d'envol, ainsi que les remblais et les digues en terre.

Selon la nature de l'ouvrage, l'ingénieur et l'entrepreneur se trouvent placés devant les principaux problèmes géotechniques suivants:

- a) Quel est l'ordre de grandeur des *tassements* totaux et différentiels probables? quel est leur déroulement dans le temps?
- b) Quelle est la *répartition des contraintes* sous le radier et comment se dissipent-elles dans le sous-sol?

- c) Quel est le procédé le plus judicieux pour établir l'enceinte de la fouille (palplanches, paroi en fouille ou de pieux jointifs, fouille talutée) ?
- d) Quel système faut-il appliquer pour rabattre la nappe phréatique ?
- e) Quelle est la grandeur et la répartition des pressions sur les étais et quelle est la stabilité du fond de la fouille pendant la construction (formation du renard et stabilité statique) ?
- f) Quelles poussées et butées des terres doit encaisser l'ouvrage définitif ?
- g) Problèmes particuliers en liaison avec les ouvrages en terre.

Nous allons considérer successivement ces divers problèmes, en nous attardant un peu plus largement sur la répartition des contraintes.

a) Les tassements

La connaissance des tassements probables intéresse l'ingénieur sous trois aspects. D'une part la valeur absolue du tassement total conditionne les raccordements au terrain avoisinant, aux conduites existantes, aux bâtiments annexes. D'autre part la valeur du tassement différentiel — c'est-à-dire les différences de tassement entre deux points du radier — est déterminante pour sa sollicitation, ainsi que pour établir la déformée de la superstructure. Le troisième aspect concerne le déroulement du tassement dans le temps.

Les tassements totaux d'une centrale hydroélectrique à haute chute, fondée sur des alluvions par exemple, devront rester faibles, sinon les sollicitations de la conduite forcée au droit de la centrale risquent de devenir excessives. Le problème se complique encore si les conditions du sous-sol varient d'un angle du bâtiment à l'autre.

La grandeur tolérable des tassements totaux dépend essentiellement du type de construction. Ils varient de quelques millimètres à quelques décimètres. Certains remblais routiers se tassent par suite de la consolidation du sous-sol de plusieurs mètres !

Signalons en passant une solution astucieuse permettant de compenser les tassements du restaurant de la plage de Tiefenbrunnen à Zurich. Le terrain — des remblais et des limons — ne sont pas consolidés. Le restaurant est fondé sur un radier plongeant dans la nappe phréatique et reposant en trois points sur de larges semelles. A l'aide de vérins hydrauliques, il est possible de relever le bâtiment, d'un poids total de 670 tonnes. Cette opération nécessite une journée et doit se faire tous les trois à cinq ans. Le tassement total de décembre 1953 à avril 1957 est de 5,2 respectivement 11,6 et 10,2 cm, ce qui donne 3 mm par mois pour les points se tassant le plus.

Une étude systématique récente (Proceedings, 4^e conférence internationale, Londres, 1957) met en évidence les valeurs admissibles des tassements différentiels. Pour des structures en béton, se déformant lentement — c'est-à-dire celles pour lesquelles les propriétés plastiques (fluage) du matériau entrent en jeu — des tassements de l'ordre de 2 à 4 % des portées sont admissibles. En valeur absolue — et pour des portées usuelles de 5 à 10 m entre appuis — cela revient à des tassements différentiels de 2 cm, valeur citée par Terzaghi.

Du fait de leur rigidité, les constructions sous-cavées, fondées sur radier, sont peu sensibles aux tassements différentiels. La dalle neutralise les hétérogénéités locales

du sous-sol, les zones de plus faible portance se déformant davantage que celles plus résistantes.

Rappelons et soulignons ici que seule la surcharge nette au fond de la fouille conditionne la valeur du tassement. Une excavation plus profonde, pour donner place à une seconde ou à une troisième cave, diminue en général la valeur des contraintes nettes sur le sol et par là le tassement.

Il est évident que cette mesure — suggérée au stade du projet par le géotechnicien — touche à la fois l'architecte, l'ingénieur, l'entrepreneur et le maître de l'œuvre. Ce n'est donc que par une entente et une collaboration étroite entre les divers intéressés que la solution la plus économique, et qui présente techniquement le moins d'aléas, pourra être réalisée.

Une excavation profonde décomprime localement le sous-sol. Ce dernier gonfle, absorbant une certaine quantité d'eau. Ce phénomène s'observe également au laboratoire, lorsque l'on décharge un échantillon dans l'œdomètre. Une recharge ultérieure provoque un tassement secondaire qui n'est pas négligeable, on peut l'estimer avec une assez bonne approximation sur la base d'essais sur des échantillons non remaniés.

La théorie montre qu'une construction modifie l'état de contrainte dans le sous-sol de façon sensible jusqu'à une profondeur atteignant le double de la largeur de l'édifice. Les prospections doivent donc atteindre ce niveau ; en particulier pour les remblais routiers, les réservoirs à grand diamètre et autres ouvrages fondés au niveau du sol. La profondeur des prospections peut être fortement réduite dans les cas où la surcharge nette est très faible (0,5 à 1 t/m²). Il est même des cas où tout sondage profond est superflu, par exemple lorsque le bâtiment se comporte comme un bateau et flotte dans la nappe aquifère.

Rappelons que pour donner des résultats permettant des pronostics dignes de foi, l'examen d'échantillons au laboratoire doit se faire sur des éprouvettes représentatives des terrains de fondation. Elles ne doivent pas être altérées par l'extraction ou des manipulations ultérieures. Ces techniques de prélèvement et l'appareillage pour obtenir de telles éprouvettes dans des sols à grains fins et légèrement cohérents — c'est-à-dire ceux qu'il s'agit dans la plupart des cas d'examiner — existent.

Dans le cas de fondations sur radier, il est un non-sens de vouloir déterminer la portance admissible au moyen d'essais de charge avec des plaques de faibles dimensions. L'épaisseur de la couche intéressée par l'essai est dérisoire par rapport aux masses sollicitées par la fondation. De même le compactage superficiel du fond de l'excavation — s'il ne s'agit pas seulement de compenser un remaniement dû aux travaux — est une mesure de peu d'effet. Il en va autrement des améliorations en profondeur, telles qu'elles sont aujourd'hui possibles dans les terrains non cohérents, à l'aide des engins à vibration puissants. Une amélioration du terrain de fondation jusqu'à 10 m de profondeur va être entreprise très prochainement en Suisse centrale pour la fondation d'un silo de 40 m de hauteur.

Pour le calcul des tassements, on utilise encore la théorie développée par Terzaghi en 1925, considérant la consolidation du sous-sol sous l'effet de la surcharge. Les résultats obtenus à l'aide du calcul et les mesures

faites sur des fondations montrent parfois des discordances appréciables. Les causes peuvent être diverses. En général elles ont leur siège dans une divergence notable entre les hypothèses simplificatrices à la base de l'étude théorique ainsi que dans les hétérogénéités des couches du sous-sol. En particulier, ce dernier facteur joue un grand rôle dans l'estimation du déroulement des tassements dans le temps. En effet, le facteur perméabilité, déterminant pour cette évolution, est très rarement homogène sur une grande profondeur.

Pour accélérer le déroulement des tassements dans le temps, plusieurs constructeurs ont fait usage de drains de sable verticaux pour les fondations en surface. En Allemagne du Nord, par exemple, des réservoirs de 56 m de diamètre et de 18 m de hauteur ont été fondés dernièrement sur des couches de limon drainé par un système de drains verticaux. La durée des tassements a été réduite au dixième environ du temps qu'il aurait fallu pour leur évolution sans cette construction.

b) Contraintes sur le sol

Un radier étant un élément coûteux, il paraît judicieux de s'attarder sur les grandeurs qui conditionnent ses dimensions, en particulier son épaisseur. Il importe donc de connaître, avec l'approximation la plus grande possible, la répartition des contraintes sous la fondation, puisque cette contrainte constitue la charge du radier. Lorsque deux dalles sont prévues, avec une étanchéité entre deux, on admet communément pour le calcul que les sollicitations se répartissent proportionnellement au moment d'inertie de chaque dalle, la pression hydrostatique étant entièrement reprise par la dalle supérieure.

Examinons, à la lumière de recherches récentes, comment se répartissent les contraintes au sol¹. (Nous nous référons à la publication de E. Schultze, professeur à l'Université d'Aachen, Allemagne, 1957.) Considérons une dalle rigide chargée par une force centrée P (avec une semelle le problème est ramené à deux dimensions tout en conduisant aux mêmes conclusions).

Les formules de Boussinesq permettent de déterminer les contraintes sous ce massif, considérant le sol comme un semi-espace élastique, infini, homogène et isotrope. Les formules classiques sont développées pour une fondation au niveau du sol. Dans ces conditions, les contraintes aux arêtes sont infinies, ce qui n'est pas compatible avec les propriétés mécaniques réelles d'un sol (fig. 2). L'état élastique ne correspond donc certainement pas à la réalité. Si l'on augmente la surcharge P du massif jusqu'à la limite de portance du sous-sol, on constate une concentration des contraintes au centre de la fondation. La répartition a lieu alors selon une parabole. La théorie des états plastiques conduit à la notion de la charge critique de rupture statique, P_e (fig. 1).

$$P_s(x) = \underbrace{c \cdot \lambda_{pc}}_{\text{cohésion}} + \underbrace{\gamma_t \cdot t \cdot \lambda_{pt}}_{\text{profondeur de fondation}} + \underbrace{4a \cdot \gamma_s \left(t - \frac{x}{a}\right) \lambda_{ps}}_{\text{dimensions de la fondation}}$$

¹ Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau, und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen, 1958, Heft n° 18.

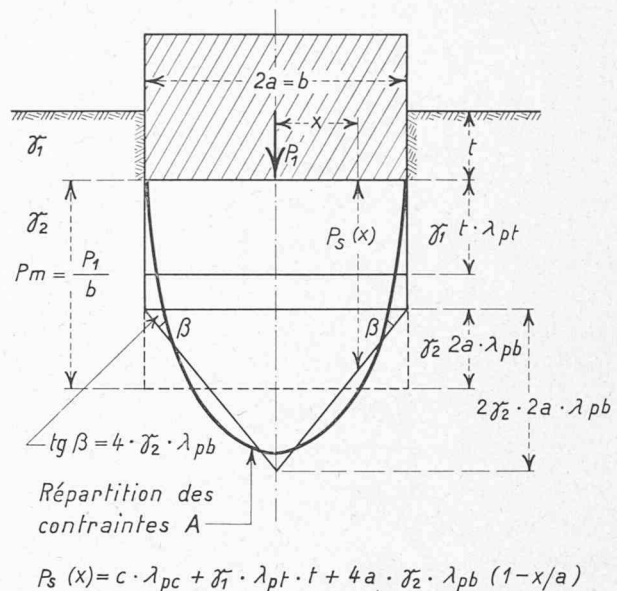


Fig. 1. — Répartition des contraintes de contact lors de la rupture du sol (formation de zones plastiques).

Les facteurs λ ne dépendent que de l'angle de frottement du sol, du frottement entre la fondation et le sol ainsi que de la forme des surfaces de ruptures considérées (Prandtl, 1920). La répartition des contraintes présente des valeurs finies aux arêtes, valeurs compatibles avec les propriétés mécaniques du sol. Notons que la forme de la courbe de répartition des contraintes, au moment de la rupture plastique, est juste l'inverse de celles données par les formules de Boussinesq pour un milieu élastique.

L'orientation actuelle cherche à combiner les deux états : plastique et élastique pour déterminer la répartition des contraintes sous le radier.

L'état élastique (Boussinesq) correspond aux contraintes dans la partie centrale de la fondation.

L'état plastique (Prandtl) donne les valeurs aux arêtes, compte tenu des limites compatibles avec la portance. A la distance x de l'axe de symétrie, les valeurs des contraintes selon Boussinesq et Prandtl doivent être égales (fig. 2 et 3).

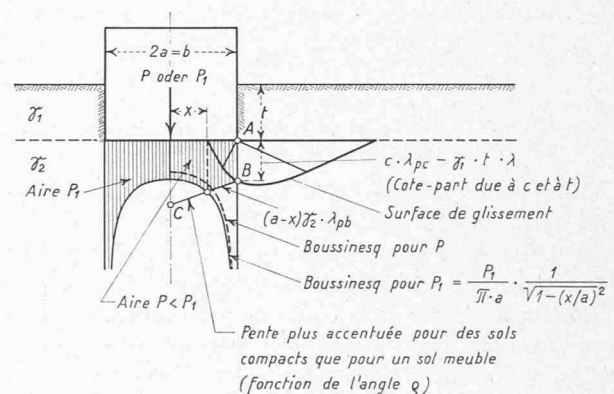


Fig. 2. — Modification des contraintes de contact sous une semelle rigide selon Boussinesq, par suite de la formation de zones plastiques sur les arêtes.

Sable

$$\begin{aligned}\varphi &= 30^\circ \\ c &= 0 \text{ t/m}^2 \\ \gamma &= 1,6 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

Argile

$$\begin{aligned}\varphi &= 15^\circ \\ c &= 1 \text{ t/m}^2 \\ \gamma &= 1,6 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

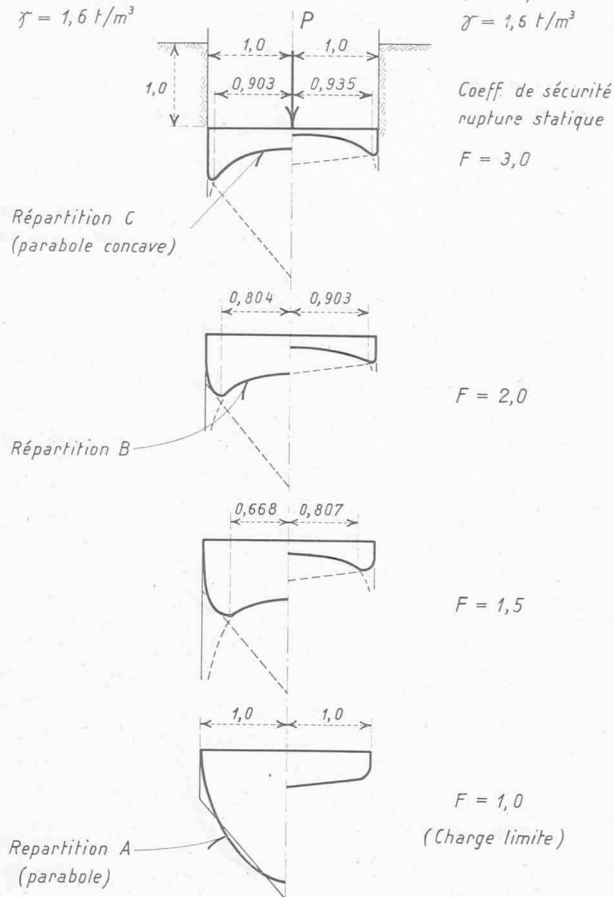


Fig. 3. — Répartition des contraintes sous une semelle rigide lors de l'accroissement de la charge.

Il ressort de la figure 3 que la pression au sol dépend :

- 1° de la *grandeur de la surcharge* (petite surcharge, concentration sur les arêtes : $F = 3,0$ à $1,5$; grandes surcharges $F = 1$, concentration au centre de la fondation). Le cas *normal* correspond à des coefficients de sécurité F de l'ordre de 2 à 3, donc à des concentrations sur les arêtes ;
- 2° beaucoup *moins de la nature du terrain* qu'on ne le supposait jusqu'ici ; ceci dès que la *fondation* se trouve à une certaine *profondeur*. L'influence de la profondeur de fondations correspond à peu de chose près à celle d'une cohésion c pour une fondation en surface. Pour les fondations usuelles, les zones plastiques sous les arêtes sont très étroites ;
- 3° de la *profondeur de fondation* (sans cohésion $\sigma = 0$ en surface). Une fondation en surface présentera plus rapidement, à charge égale, une répartition parabolique (Type A) qu'un ouvrage fondé en profondeur ;
- 4° de l'angle de frottement φ du matériau.

Notons que la répartition des contraintes ne dépend pas du module de déformation M_E .

Schultze a développé dans sa publication déjà citée les répartitions de contrainte sous des dalles souples. Terzaghi a montré (1955) qu'une dalle infinie reposant sur un milieu élastique, n'était sollicitée que dans un rayon fini R par une charge isolée. Selon les portées entre appuis, les effets se superposent ou non. Des tables ont été dressées pour les caractéristiques usuelles des sols, permettant d'établir rapidement les tensions sous le radier et en profondeur.

Pour tenir compte de l'influence de la rigidité de la dalle, Schultze introduit le facteur

$$K = \frac{EJ}{E_s b \cdot 1^3} = \frac{E}{12 E_s} \cdot \left(\frac{d}{l}\right)^3.$$

Dans cette formule :

- E = module d'élasticité du béton
- E_s = module de déformation du sol
- l, b, d , = longueur, largeur, épaisseur du radier
- $J = \frac{bd^3}{12}$, moment d'inertie
- $K = 0$: dalle complètement souple ou sous-sol rigide (rocher)
- $K =$: dalle rigide ou sous-sol déformable dans le domaine élastique.

La figure 4, donnant un aperçu des répartitions selon la nature du sous-sol et de la rigidité de la dalle, a été dessinée pour $\frac{d}{e} = 1/10$ et pour des valeurs usuelles de

φ et c . (Par exemple, sable $\varphi = 35^\circ$, $c = 0$; argile sans pression neutre $\varphi = 15^\circ$, $c = 1 \text{ t/m}^2$; $l/b = 0.5$ et $F = 2$.)

La dissipation des tensions en profondeur pour les charges statiques a lieu avec une approximation suffisante, selon la théorie de Boussinesq. L'effet de la charge dynamique fait l'objet d'études dans divers instituts. Les propriétés mécaniques du sol sous l'effet de vibration sont cependant trop mal connues encore pour qu'il soit possible de préciser actuellement la façon dont les contraintes d'origine dynamique se dissipent dans le sol.

c) Enceinte de la fouille

L'enceinte de la fouille est un ouvrage de durée limitée mais dont les sollicitations et le comportement ont une influence décisive sur la marche des travaux. Nombre de déboires, de retards dans les délais d'achèvement, de majoration du coût de l'ouvrage et de difficultés techniques accrues, sont causés par des « économies » que l'on a voulu faire à la mauvaise place.

Je m'en voudrais de passer en revue les avantages et les inconvénients des divers types d'enceinte. Qu'il me soit permis toutefois de citer deux nouvelles formes qui me paraissent présenter certains avantages, en particulier celui d'éviter le bruit et — pour l'un d'entre eux — les vibrations.

Il s'agit de la paroi de pieux contigus, appelée communément « jointifs » et de la paroi en fouille. Dans le premier cas, une série de pieux moulés dans le sol — les forages se recoupant de environ $1/5$ à $1/4$ du diamètre — forment une paroi susceptible d'encaisser des sollicitations importantes surtout lorsque les pieux sont armés. Les figures 5 et 6 illustrent une application de ce type d'enceinte pour les fondations de l'Union de Banque suisse à Zurich. (Longueur des pieux env. 18 m, profondeur de la fouille env. 12 m dont env. 8,5 m sous le niveau phréatique.) Diverses firmes spécialisées peuvent se prévaloir de leur expérience en Suisse et à l'étranger. Selon le procédé, le forage est tubé ou non. Dans ce dernier cas, une boue de forage thixotropique — c'est-à-dire fluide lorsqu'on l'agite et formant un gel au repos — remplit le forage. Cette boue est refoulée lors du bétonnage (Benoto, Rodio, Icos-Weder).

cas de charge	Fondation		Sous-sol					
			sous-sol idéalisé	roche	sol cohérent		sol non cohérent	
	rigidité	charge	module de portance $p_s = C_b \cdot s$	pratiquement sans zone plastique	avec pression intersticielle	consolidé	meuble	compact
					semi espace isotrope et homogène			
					avec zones plastiques			
					E_s grand, seul. c	E_s petit, seul. g_s	E_s petit, g petit	E_s grand, g grand
			1	2	3 a	3 b	4 a	4 b
A	rigide	quelconque centrée						
B I	flexible	uniformément répartie						
II a	flexible	charge unique centrée						
b	flexible	2 charges concentrées sur l'arête						
C	déformable (faisceau de charges)	uniformément répartie $k=0$						

Selon Prof. E. Schultze, Aachen.

Fig. 4. — Répartition des contraintes sous une fondation circulaire rigide pour $t/b = 0,5$ et un coefficient de sécurité à la rupture statique de 2.

N. B. — Figures 1 à 4 tirées de la publication de E. Schultze : « Mitteilungen » aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau, und Bodenmechanik der Technischen Hochschule, Aachen (Heft Nr. 18).

La paroi en fouille résulte d'un perfectionnement du système de pieux jointifs. Une application de ce procédé est actuellement en cours d'exécution à Lucerne pour la construction d'un passage souterrain devant la

gare. La figure 7 montre une phase de ces travaux. L'enceinte descend à 12 m de profondeur. Elle est réalisée par tronçons de 4 m environ, correspondant à un volume de béton tel qu'il puisse être mis en œuvre

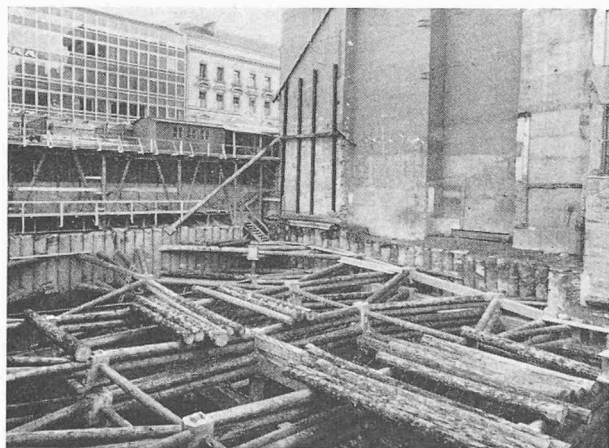


Fig. 5. — Fouille de l'Union de Banques Suisses (U.B.S.), à Zurich. Enceinte constituée par une paroi de pieux jointifs.

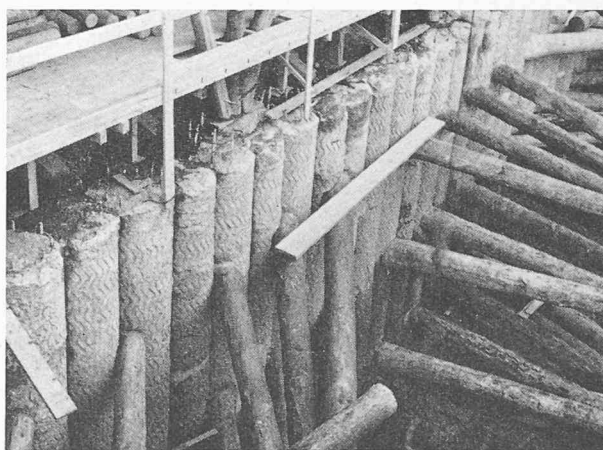


Fig. 6. — Détail de l'enceinte de l'U.B.S.

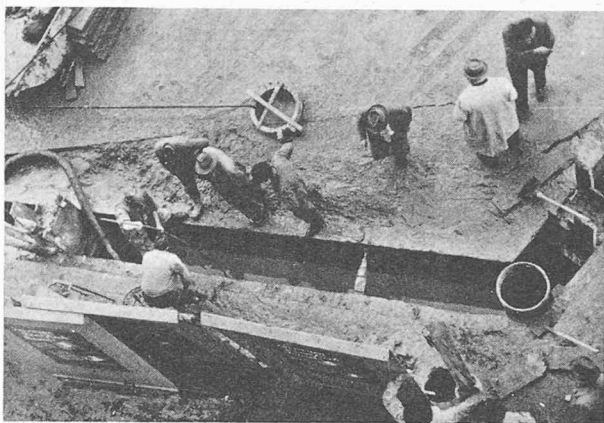


Fig. 7. — Paroi en fouille constituant l'enceinte d'une excavation pour passage sous chaussée à Lucerne.

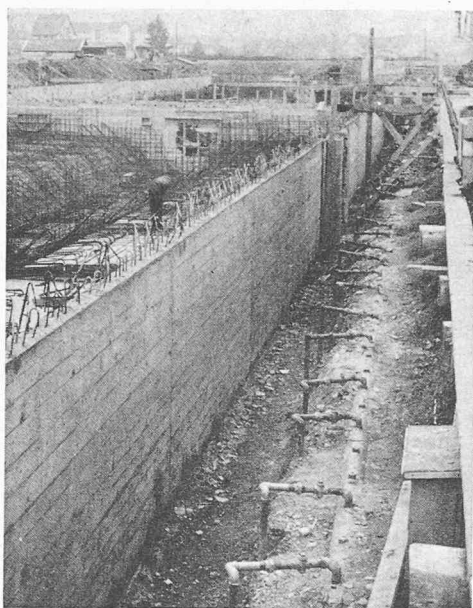


Fig. 8. — Rabattement de la nappe à l'aide du procédé Well-Point (EMPA, Dübendorf. Surface 183×25 m; 290 puits de 6 m, rabattement de la nappe de 3,3 à 4,2 m; profondeur max. de la fouille 3,3 m. Installation de deux pompes de 8"; débits observés : max. 2000 l/min au début; resp. 600 l/min en régime permanent).

avant qu'ait débuté sa prise. Le procédé est très souple dans le tracé du contour de l'enceinte et — selon les expériences faites à l'étranger — particulièrement indiqué pour des travaux à proximité immédiate de constructions existantes. Du fait que le terrain en place n'est en aucune façon décomprimé, le risque de fissures ou de tassements est pratiquement exclu.

Il est clair que le choix du type d'enceinte découle en premier lieu des considérations économiques dans lesquelles le facteur délai de construction peut jouer un grand rôle.

d) Rabattement de la nappe

Nous ne voulons citer que pour mémoire les procédés courants pour rabattre la nappe aquifère : puits filtrants, puits ouverts, et relever le procédé Well-Point.

Le procédé Well-Point consiste en une série de petits puits (tubes de 2" avec un manchon filtrant à leurs extrémités) permettant de rabattre la nappe en pompant l'eau à l'aide d'une pompe à vide. Ce système — dont la figure 8 illustre une application — s'est avéré d'une très grande souplesse et présente des avantages certains pour des excavations dans le limon. Sous l'effet du vide, ces matériaux pulvérulents obtiennent une cohésion apparente. Il est donc possible d'excaver sans étayage et avec une pente de talus très raide. Une condition vitale est que le chantier soit installé avec une pompe de réserve indépendante quant à la source d'énergie. Ce procédé a permis aussi soit d'approfondir localement une fouille à l'intérieur des palplanches, soit de « résorber » un renard déjà formé !

Le rabattement de la nappe se propage sur une distance qui dépend de l'importance du rabattement, de sa durée, de la grandeur et de la distribution des apports de la nappe phréatique. La théorie des écoulements potentiels au milieu poreux montre que la perméabilité n'entre en jeu que pour la grandeur des débits, mais pas pour la forme des lignes de courant et des équipotentielles. Ce fait semble être en contradiction avec les observations. N'oublions pas cependant que la rétention capillaire joue un grand rôle dans les milieux de faible perméabilité et que la durée d'un rabattement ne permet pas toujours qu'un régime permanent s'établisse.

Pour pallier aux dangers bien connus de tassements provoqués au voisinage d'une fouille, par suite du rabattement de la nappe, l'on a — à plusieurs reprises déjà — enrichi la nappe au voisinage du rabattement avec l'eau même, pompée dans la fouille.

Une solution élégante, évitant des pompages dans une nappe aquifère importante, a été réalisée dernièrement à Zurich. L'enceinte consistait en un rideau de palplanches. Le fond de la fouille, constitué par des graviers grossiers, a été étanché par des injections.

e) Pression sur les étais, stabilité de la fouille

Le calcul de l'enceinte implique la connaissance de la nature et des caractéristiques physiques des matériaux mis en cause, à savoir le poids spécifique apparent, l'angle de frottement, la cohésion, la perméabilité. De même sont indispensables des renseignements sur les niveaux phréatiques et l'importance de leur variation.

Ce calcul peut se faire à l'aide de l'une ou l'autre théorie développée par Terzaghi, Blum, Brinch-Hansen ou Tschébotarioff. Comme le montre une étude comparative, la détermination des contraintes dans l'enceinte ne doit pas être poussée outre mesure, les forces agissant sur l'ouvrage étant elles-mêmes entachées d'incertitude. De plus, comme les sollicitations diminuent considérablement dès que les déformations importantes peuvent se produire, il est très rare qu'une ruine soit provoquée par des contraintes excessives dans l'enceinte.

Des études et mesures entreprises dans de grandes fouilles à l'étranger ont montré que la répartition des poussées sur une enceinte n'avait pas lieu selon un diagramme hydrostatique, mais que des concentrations se produisaient dans la partie supérieure, alors que dans le fond de la fouille se manifestait une diminution

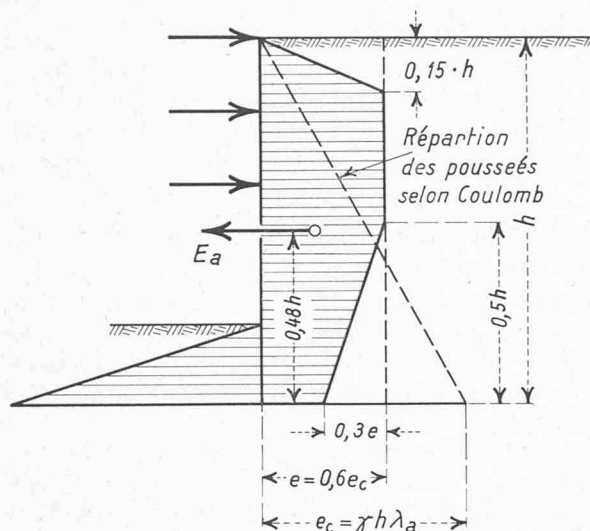


Fig. 9. — Exemple d'une hypothèse sur la répartition de la poussée des terres sur l'enceinte d'une fouille. (Publication de E. Menzenbach, Heft Nr. 18 de *Mitteilungen* aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule, Aachen.)

de la pression spécifique. La figure 9 représente un diagramme de poussée à la base de calculs pour des palplanches.

Il est indispensable d'introduire les frottements réels entre paroi et sol, en particulier pour les butées, sinon le calcul donne des résultats trop favorables. (Voir tables Caquot/Kérisel, 1955.)

Rappelons que la fiche d'une enceinte est déterminée dans la plupart des cas, dans nos terrains, par les conditions de stabilité hydrauliques, c'est-à-dire une sécurité suffisante contre le danger de renard (hydraulischer Grundbruch). Les coefficients de sécurité communément introduits dans les calculs — allant de 2 pour des graviers à 4 pour des limons — découlent de l'expérience. Ils tiennent compte de l'hétérogénéité du sous-sol et des perturbations inévitables lors de l'exécution de l'enceinte. Le sol est généralement anisotrope au point de vue hydraulique. Les pertes de charge s'additionnent à la poussée des terres et diminuent la valeur de la butée à l'intérieur de la fouille. Le danger du renard est particulièrement grand lorsque l'excavation passe une couche imperméable (d'argile par exemple) pour entrer dans un limon sous-jacent.

Le contrôle par calcul de la stabilité statique du fond de la fouille n'entre en considération que pour des dimensions importantes ou de grandes profondeurs. L'Institut géotechnique à Oslo a développé dernièrement une théorie à ce sujet établie sur les conditions d'équilibre le long de surfaces de glissement.

La variation saisonnière de la cohésion a été mesurée dans les sols cohésifs. Cet effet peut être important pour des fouilles de longue durée.

f) Poussées et butées sur l'ouvrage définitif

On recommande d'introduire les coefficients de poussée et butée *au repos*. Terzaghi donne des valeurs $K_o = 0,4 - 0,5$ pour sols non cohésifs, respectivement $0,8 - 1,0$ pour sols cohésifs. La poussée est alors $p = K_o \cdot \gamma \cdot t$.

g) Applications particulières

Comme nous l'avons relevé au début de notre exposé, la fondation de remblais et de routes procède des mêmes lois que les fondations sur radier souple. L'influence des talus sur la stabilité et sur les tassements a été étudiée depuis fort longtemps (Carothers, Jurgenson, 1936).

En général, des déformations beaucoup plus importantes que pour les édifices sont tolérables. Il y a avantage cependant pour les routes à procéder à la mise en charge d'un sous-sol compressible sous un remblai le plus tôt possible. Des repères de tassement renseigneront sur le déroulement effectif des déformations dans le temps.

Les revêtements rigides de pistes d'envol et de routes sont soumis à des sollicitations essentiellement dynamiques. Un nouveau chapitre s'ouvre pour la mécanique des sols dans ce domaine, puisqu'il s'agit d'abord de mettre au point les méthodes et l'appareillage permettant de déterminer les propriétés mécaniques des sols sous des efforts répétés.

En guise de *conclusion*, je voudrais rappeler que l'ingénieur s'attache à dominer les forces de la nature et à les asservir pour augmenter son bien-être. Une solution à un problème de fondation est techniquement bonne et économique si tous les facteurs à considérer ont été examinés objectivement et en connaissance de cause. La géotechnique, comme toute science, s'efforce de remplacer l'empirisme par des lois découlant des propriétés de la matière et de son comportement. La complexité même de cette matière, à laquelle s'ajoute la variabilité de sa nature, déconcertent le novice et rendent prudent l'homme averti. Si les solutions de principe en matière de fondation sont restées sensiblement les mêmes au cours des âges, le technicien d'aujourd'hui possède à l'égard de son prédécesseur le grand avantage de connaître — par la géotechnique — les raisons du comportement du sol. Il est ainsi à même d'apprécier l'exactitude des hypothèses simplificatrices à la base de ses calculs.

ACTUALITÉ INDUSTRIELLE 2

1. MACHINES HYDRAULIQUES

Réduction de poids et des pertes d'énergie dans les collecteurs pour usines hydro-électriques

Bulletin Escher-Wyss, 1958/1. A. Süss et Dr Hassan.

Les collecteurs sont généralement plus sollicités que les conduites, ce qui ne devrait pas être le cas, car la sécurité d'une installation dépend de son point le plus faible

et il n'y a pas de raison pour admettre un point faible dans le collecteur.

Pour renforcer ces parties de conduites, on installe des renforcements généralement extérieurs. Mais la répartition des tensions est mal connue et des renforcements trop gros et inadaptés sont souvent construits.

Escher Wyss a étudié sur modèle le comportement