Fondations en terrains vaseux

Autor(en): **Santarella, Luigi**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen**

Band (Jahr): **1 (1932)**

PDF erstellt am: **22.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-732

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

FONDATIONS EN TERRAINS VASEUX

GRÜNDUNGEN IN SCHLAMMBODEN

FOUNDATIONS IN MUDDY GROUND

LUIGI SANTARELLA,
Professeur à l'Ecole Polytechnique de Milan.

La technique des fondations a réalisé en ces derniers temps des progrès remarquables grâce au développement des études théoriques et expérimentales sur la nature des terrains et à l'application de plus en plus répandue des nouvelles méthodes de construction en béton armé.

Une solution difficile en pratique est celle de la fondation en terrains affouillables et principalement en terrains vaseux, dont la résistance est presque nulle et l'angle de frottement assez faible, ce qui les rend inaptes à supporter les charges verticales; les conditions sont pires encore si l'ouvrage de fondation est sujet à des poussées horizontales, comme il arrive fréquemment.

Dans les ouvrages exécutés, on a, en général, résolu le problème par des tentatives successives troublées par des incidents divers tels que glissements, affaissements soudains, etc., qui ont rendu les travaux plus difficiles et en ont augmenté considérablement le coût.

Un moyen fort efficace pour augmenter le pouvoir portant des terrains vaseux consiste à interposer une couche de sable plus ou moins étendue et d'épaisseur appropriée entre la vase et l'ouvrage de fondation. Ces assises de sable se sont montrées fort efficaces dans certains ouvrages maritimes, par exemple dans les fondations des môles; nous citerons parmi les plus importants ceux de La Specia et d'Augusta en Italie, ceux de Valparaiso au Chili et de Kobe au Japon. Des études fort instructives à ce sujet sont celles de l'Ingénieur Général Carlo Barbéris [1]) pour la fondation de la digue brise-lames extérieure de La Spezia sur un banc de vase fort fluide jusqu'à la profondeur remarquable de 30 m. Après la construction d'une section de 100 m de la digue sur un enrochement déjà existant, il s'est produit des affaissements considérables qui ont provoqué un refoulement latéral du terrain. Pour éviter ces affaissements, on a posé l'enrochement, dans les sections suivantes de la digue, sur une couche de sable préalablement disposée, ayant une épaisseur de 2 à 2,50 m.

En établissant dans la vase des pilotis verticaux, munis de dispositifs pour mesurer avec précision les affaissements du plan d'assise du sable sur la vase, on a constaté un affaissement de 0,50 m durant les quatre premières années et de 0,80 m après seize ans environ; ces affaissements étaient considérablement inférieures à ceux qu'on avait constatés dans la première

[1]) Voir la Communication de l'Ing. Gén. Carlo Barbéris au IIe Congrès National des Ingénieurs Italiens (Rome, 8—15 Avril 1931). Revue „L'ingegnere", No. 2, février 1932 —X—.

section de la digue, qui ont atteint 18 m en quatre ans et ont produit un soulèvement du fond de la mer de 7 m à une distance d'environ 60 m de l'axe de la digue (fig. 1).

La détermination des efforts de compression sur la vase sous-jacente à la couche de sable, en tenant compte des conditions dans lesquelles se trouvaient les matériaux, a donné la charge unitaire de 1,22 kg/cm². Etant donné que dans les essais effectués avant de commencer la construction, on avait constaté une résistance unitaire de 0,20 à 0,30 kg/cm², il en résulte

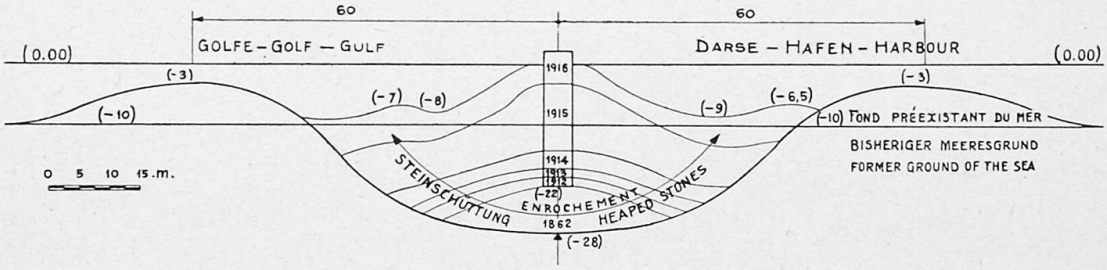

Fig. 1.
Digue de La Spezia — Damm in Spezia — Dam at Spezia.
Coupe transversale de la première section — Querschnitt des 1. Abschnitts — Cross-section of the 1st part.

que le pouvoir portant de la vase sous la couche de sable avait sensiblement augmenté. Les sondages entrepris avec beaucoup de soin sur la seconde section de la digue (Fig. 2) ont montré que le refoulement latéral de la vase était à peine appréciable.

Dans la digue de Kobe au Japon [2]) (Fig. 3), il s'est produit, au contraire, des affaissements isolés; la fondations en enrochements ne reposait qu'en sa partie centrale sur un banc de sable, et latéralement, directement sur la vase,

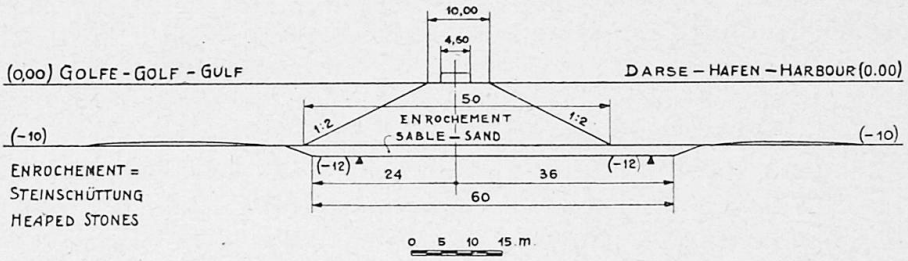

Fig. 2.
Digue de La Spezia — Dam in Spezia — Dam at Spezia.
Coupe transversale de la seconde section — Querschnitt des 2. Abschnitts — Cross-section of the 2nd part.

tandis que la fondation de la digue de La Spezia s'appuie sur un banc de sable moins épais et plus étendu (Fig. 2).

L'augmentation de la résistance sous la couche de sable, constatée à La Spezia, ne correspond pas aux formules données par les différents auteurs pour la résistance des terrains meubles. Certaines de ces formules ne sont pas applicables parceque, comme celle de KREY, elles ne prévoient pas le refoulement latéral du terrain. Une formule prévoyant ce refoulement est celle bien connue de VIERENDEEL [3]):

[2]) Comptes Rendus du Congrès International du Caire 1926. Lecture des Ing. SAKAMOTO et TAKANISHI.

[3]) Voir SANTARELLA, La Tecnica delle fondazioni, HOEPLI 1930, page 55.

$$P = h\,\delta\left\{w + \frac{1}{6} f \gamma h \left(\frac{1 - \sin\alpha}{1 + \sin\alpha} + 6\,\frac{1 + \sin\alpha}{1 - \sin\alpha}\right)\right\}.$$

L'Ingénieur Général BARBÉRIS l'a appliquée directement pour déterminer la charge-limite au delà de laquelle l'équilibre de la masse aurait dû se rompre et le refoulement latéral se produire. En introduisant les valeurs relatives à une bande d'un mètre de digue, $h = 2$, angle d'équilibre $\alpha = 10^0$ (peu supérieur à l'angle $\alpha = 6^0$ à 8^0 relevé expérimentalement), poids spécifique de la vase en eau $\delta = 900$ kg/m³, il a trouvé que l'équilibre aurait dû se rompre sous une charge de 0,36 kg/cm².

La formule de RANKINE même [4]):

$$P = \delta h \gamma \operatorname{tang}^4 \frac{(90 + \alpha)}{2},$$

fournit, pour les valeurs susindiquées des coefficients, la même valeur.

Cette charge est environ le tiers de la charge unitaire réelle constatée à la base de la couche de sable. Toutefois, comme il a été dit, aucun refoulement appréciable n'a été constaté à cette digue 16 ans après sa construction. Evidemment, la couche de sable a causé une augmentation des caractéristiques de résistance de la vase.

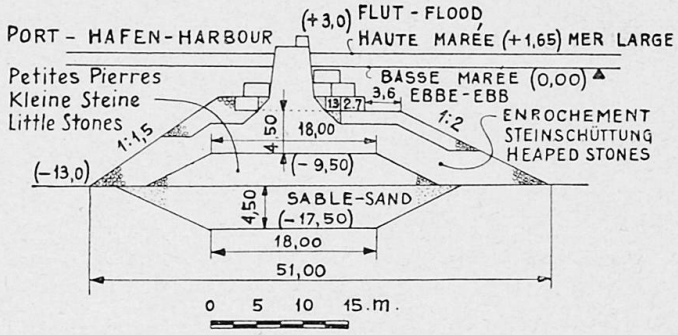

Fig. 3.
Digue de Kobe au Japon — Damm in Kobe, Japan — Dam at Kobe, Japan.
Coupe transversale — Querschnitt — Cross-section.

Pour expliquer cette augmentation, Mr. BARBÉRIS admet:

1° Qu'une infiltration graduelle de l'eau des couches superficielles de la vase fluide s'est produite du bas vers le haut, cette infiltration — conjointement avec la compression due au poids de la digue — ayant de beaucoup augmenté la résistance unitaire des dites couches superficielles de la vase à la profondeur de la fouille de fondation et après l'affaissement.

2° Que la couche de sable, ayant une épaisseur de 2 à 2,50 m et étant absolument protégée contre les érosions, ainsi que la couche de vase argileuse immédiatement sous-jacents dévenue, par effet de l'infiltration et de la compression susmentionnées, de l'argile plus ou moins compacte, constituent ensemble une couche totale de terrain de fondation de bonne qualité et de résistance suffisante pour servir d'assise à une charge fixe de valeur considérable.

3° Que dans de telles conditions le terrain de fondation, après avoir atteint la puissance nécessaire par rapport à la charge à supporter, a pu sembler, même aux Ingénieurs Japonais pour ce qui concerne la digue de Kobe, comme flottant sur les couches inférieures de vase fluide d'une pro-

[4]) Voir SANTARELLA, La tecnica delle Fondazioni. HOEPLI 1930, page 57.

fondeur indéfinie, ces dernières couches étant restées en dehors de l'influence de la charge de l'ouvrage superposé là où la base en sable a été créée de largeur suffisante.

Ces hypothèses approchent certainement de la vérité; il faut cependant encore des études expérimentales et théoriques plus approfondies pour mieux définir le phénomène et pour servir de guide dans le choix des dimensions de la couche de sable tant en épaisseur qu'en étendue. Ce bref mémoire a précisément pour but d'intéresser les techniciens à cet important problème et de résoudre ainsi la question assez vague des fondations en terrains vaseux.

Le Général Barbéris, d'accord avec le Génie Naval de La Spezia, continue ses recherches expérimentales sur l'épaisseur minimum de la couche de sable entre la vase fluide et l'enrochement des digues. Dans ce but, il procède à La Spezia à un essai de charge consistant en un pylone de blocs artificiels reposant sur une couche de sable de 2,80 m d'épaisseur rapportée sur de la vase molle non chargée. Cet essai comportera deux phases, l'une pour déterminer la charge verticale et l'autre pour définir l'effet des forces horizontales.

Les essais en cours se rapportent à la première phase et la charge verticale a déjà atteint le sextuple (c. à d. 2,49 kg/cm^2) de la résistance spécifique théorique déduite des formules de Vierendeel et de Rankine.

Cependant il faudrait que des expériences analogues fussent faites, parallèlement à celles de La Spezia, pour accélérer les recherches et la solution.

Peu d'auteurs se sont occupés jusqu'à présent du problème des fondations en terrain affouillables. Parmi eux, en dehors de ceux qui ont déjà été cités, il y a lieu de nommer Mr. Kourdumoff [5]) qui a effectué des essais en vue de déterminer la charge verticale admissible sur les sables. Les expériences, comme on le sait, ont mis en évidence que, sous la charge, il se forme un flux de grains qui, à une certaine profondeur, s'ouvre en éventail et, en décrivant une trajectoire courbe, remonte vers le haut et crée à la surface un bourrelet latéral.

Mr. Vierendeel admet que la répartition des pressions, telle qu'elle résulte des essais de Kourdumoff, se produit aussi dans tous les terrains affouilables tels que sable, argile, vase, etc. Dans cette hypothèse (1), en faisant le travail moteur égal aux travaux résistants, Vierendeel est arrivé, avec certaines simplifications, à la formule suivante:

$$P = w h \delta + \delta \gamma \left(f' \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} \frac{h^2}{2} + f \frac{1 + \sin \alpha}{1 - \sin \alpha} \cdot \frac{h_1^2}{2} \right), \tag{1}$$

et avec d'autres simplifications encore à la formule:

$$P = h \delta \left\{ w + \frac{1}{6} f \gamma h \left(\frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} + \frac{1 + \sin \alpha}{1 - \sin \alpha} \right) \right\} \tag{2}$$

dans lesquelles les symboles signifient:

h = épaisseur de la couche d'assise.
w = aire de la surface de base.
δ = poids spécifique du terrain.
γ = périmètre de la fondation.
f = coefficient de frottement naturel.
α = angle de frottement naturel du terrain.

[5]) Voir Vierendeel, Etude du pouvoir portant des terrains meubles. La Technique des Travaux, Décembre 1927—Janvier 1928.

Pour expliquer la différence entre la charge (plus élévée) expérimentale et la charge résultant de la formule de VIERENDEEL, on peut observer d'abord que la formule (2) dérive de la formule (1) en tant qu'on a fait le parcours du flux $h_1 = \sqrt{2h}$ et $f' = f$. Cette supposition peut amener à un résultat inférieur au résultat réel.

Le bourrelet, comme on le sait, peut se produire même à une distance considérable, et il dépend des caractéristiques du terrain. Le parcours du flux varie donc d'un terrain à l'autre et peut être parfois considérablement supérieur à $\sqrt{2h}$. Ce parcours dépend sans doute des conditions géologiques du terrain et principalement des conditions physiques telles que degré de cohésion, angle de frottement naturel, imbibition et toutes autres caractéristiques physiques et chimiques qu'a mises en évidence le Dr. TERZAGHI dans sa Lecture à la Société des Ingénieurs Civils Américains de Novembre 1927 et de Janvier 1929 [6]).

Ces faits montrent la nécessité d'études expérimentales et analytiques qui, en tenant compte de toutes les influences, puissent permettre de déterminer approximativement le parcours du flux et aussi la surface de glissement.

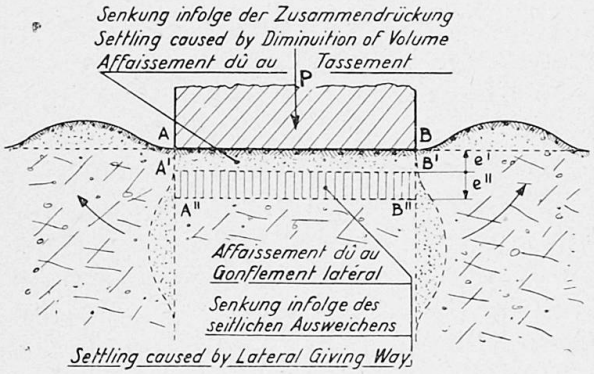

Fig. 4.

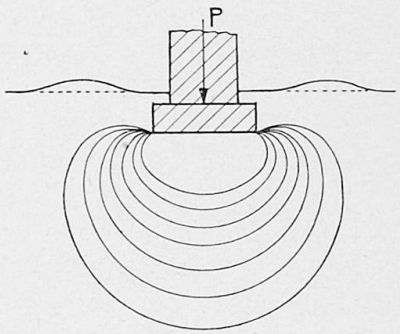

Fig. 5.

Dans les terrains vaseux, pour lesquels l'angle de frottement est faible, les caractéristiques du terrain ont une influence marquée sur la résistance. De plus, en appliquant la formule de VIERENDEEL pour $h = 0$, on a $P = 0$, ce qui est en contradiction avec l'expérience ordinaire. Une résistance, si petite soit elle dans les terrains vaseux existe toujours à la surface; elle est constituée par les forces de masse et de cohésion. Ce n'est qu'après que ces forces ont été surmontées, que commence l'affaissement de la fondation; la résistance du terrain augmente avec la profondeur, et si nous supposons que la loi de VIERENDEEL soit applicable, la résistance totale à une certaine profondeur dans un terrain possédant une résistance minimum à la surface, sera augmentée de cette résistance minimum. Il sera donc opportun d'introduire dans la formule de VIERENDEEL un terme correctif déterminé expérimentalement, étant donné que tous les terrains présentent toujours une certaine résistance minimum qui, pour la grandeur des sollicitations auxquelles ces terrains sont soumis, ne saurait être négligée a priori.

Encore faut-il noter que la formule à laquelle VIERENDEEL est arrivé en considérant l'équilibre entre le travail moteur et les travaux résistants, part de l'hypothèse d'un terrain parfaitement incompressible, c. à d. d'un terrain

[6]) Voir La Technique des travaux, Nov. et Déc. 1928, Sept. 1929.

dans lequel l'affaissement est dû exclusivement au refoulement latéral du terrain. Cette supposition détermine une limitation inférieure, c. à d. fournit des valeurs qui sont certainement plus basses que les valeurs réelles.

Les caractéristiques physiques et élastiques des terrains ne permettent pas la justification de l'hypothèse de l'incompressibilité. Sous l'action des charges, les terrains subissent un tassement qui, comme on le sait, augmente considérablement leur pouvoir portant. La compressibilité est manifeste aussi dans les terrains affouillables; elle diminue le refoulement latéral dû au renflement du prisme sous-jacent à la fondation, comme l'indique la fig. 4. L'influence de la compressibilité augmente donc la charge sous laquelle se produit le refoulement latéral tel qu'il est défini par la formule de VIERENDEEL.

Le phénomène du refoulement latéral qui se produit dans les terrains affouillables, lors de la rupture de l'équilibre de la masse, fait songer à une distribution des pressions analogue à la distribution de la pression hydrostatique en tenant dûment compte du frottement naturel, de la cohésion, de la densité et de tous les autres facteurs physiques. Il faut aussi tenir compte de la forme et de l'aire de la surface de base, qui a son importance, comme l'ont démontré certaines expériences parmi lesquelles nous citerons celles du Prof. EMPERGER [7]).

Cependant, toute déduction théorique doit être contrôlée et rectifiée par l'expérience, qui seule permettra d'établir une loi plus probante, pour chaque cas en particulier de la distribution des efforts dans la masse du terrain sous-jacent à la fondation.

Dans les terrains affouillables et surtout dans les terrains vaseux, l'aménagement d'une couche de sable d'épaisseur suffisante et de largeur appropriée sous le bloc de fondation améliore sensiblement le pouvoir portant du terrain sous-jacent. Le banc de sable exerce sa fonction qu'est de distribuer les charges de la fondation sur la couche de terrain vaseux sous-jacent. A un certain point de vue, cette distribution est analogue à celle qu'on réalise avec une plate-forme solidaire constituant la base d'un bâtiment grand et lourd construit sur un terrain médiocrement résistant.

Quelques auteurs ont considéré le banc de sable comme flottant sur le terrain demi-fluide. Cependant la façon dont il se comporte est essentiellement différente; sa pénétration dans le terrain vaseux est lente et une plus forte résistance par frottement qui s'exerce entre les surfaces des grains s'oppose à l'affaissement. D'autre part, la faible pénétration du banc de sable dans la vase détermine une absorption de l'eau qui monte entre les grains et provoque un plus fort tassement des couches sous-jacentes, ce tassement décroissant avec la profondeur et se transmettant aussi latéralement. Les pressions du terrain situé au-dessous et à l'entour se propagent, en diminuant d'intensité jusqu'à une valeur qui n'est plus suffisante pour vaincre les forces de masse; si cette valeur est atteinte dans une couche non superficielle, il n'y a point de refoulement, tandis que c'est l'inverse dans le cas contraire.

La propagation des pressions s'opère suivant des surfaces que l'on pourrait déterminer si on connaissait les relations entre toutes les caractéristiques physiques d'un même terrain. Ces surfaces, sièges de points de même pression, ont une allure que l'on peut présumer analogue à celle indiquée en coupe (fig. 5). Des surfaces similaires ont été mises en évidence

[7]) Voir Dr. FRITZ EMPERGER, Der Wiener Löss und seine zulässige Belastung, Die Bautechnik, Berlin 1926.

par des essais effectués sur des argiles sous le contrôle de l'Université de Michigan à Ann Arbor [8]).

La cause des affaissements soudains de la digue de Kobe est explicable si l'on observe les différences de construction entre la section transversale de cette digue (fig. 3) et celle de La Spezia (fig. 2). Dans la digue de La Spezia, l'enrochement repose entièrement sur la sable, tandis que dans celle de Kobe il porte en partie directement sur la vase. Il est justifié de supposer que le refoulement, qui dans cette dernière digue, a pu se produire du fait de l'enrochement, ait été suffisant en certains endroits (à cause de la grandeur des éléments par rapport au poids) pour surmonter le frottement entre la vase et les éléments, occasionnant ainsi un abaissement brusque, tandis qu'aucun abaissement ne s'est produit dans la digue de La Spezia à cause de l'extension de l'assise de sable en dehors de la base de l'enrochement.

Les caractéristiques du terrain sous-jacent peuvent donc être modifiées par l'extension de la couche de sable; cette couche, pour être efficace, devra posséder une épaisseur qui suffise au moins à réaliser l'équilibre des poids sans se laisser pénétrer complètement par la vase. Des expériences visant à définir l'épaisseur et l'étendue de la couche de sable et, ultérieurement, à établir la loi générale de propagation des pressions dans les terrains soumis à des charges, et en particulier dans les terrains affouillables, vaseux, avec sous-fondation par assise de sable, pourraient donc être de grande utilité.

* * *

Un type de fondation qui constitue un perfectionnement par rapport à la couche de sable est celui des caissons multicellulaires s'enfonçant d'eux-mêmes surtout pour supporter des constructions fort lourdes avec charges dissymmétriques fixes ou mobiles, des machines en mouvement, comme dans les stations de pompage pour assainissement de terrains marécageux, et dans tous les autres cas où il n'est pas possible ou pas indiqué de donner une grande étendue à la couche destinée à modifier les caractéristiques du terrain environnant. Dans ces cas, il est souvent indiqué de réaliser des assises plus épaisses, afin d'augmenter, toujours dans l'hypothèse de la théorie de VIERENDEEL, le parcours du refoulement.

Dans les terrains marécageux de faible résistance, à assainir, les pilotis de consolidation du sol sont presque toujours peu efficaces; en outre, l'exécution d'une plate-forme générale est difficile, même si le terrain présente une résistance convenable, à cause de la résistance d'une quantité d'eau qu'on ne peut facilement épuiser. Une fondation pneumatique est souvent coûteuse, difficile; elle n'est pas applicable s'il n'est pas possible d'atteindre un terrain compact à une profondeur convenable. Dans des cas de ce genre, l'emploi de caissons multicellulaires s'enfoncant d'eux-mêmes s'est montré très efficace et très approprié; ce système a été appliqué avec succès en de nombreux cas de fondations difficiles par la Maison Ing. KOFLER, TOSCHI & CO. à Padoue.

Le système consiste essentiellement en la construction d'un caisson à parois en béton armé, sans ciel ni fond, divisé en plusieurs cellules par des cloisons internes, et ayant même surface que le bâtiment à construire. Le caisson, construit sur l'emplacement même où il doit être enfoncé, sur des cales spéciales en bois, de formes très variables suivant le bâtiment dont il s'agit et de dimensions souvent importantes, s'enfonce par son propre poids, par excavation simultanée sous les tranchants des cloisons des cellules.

[8]) Voir GAIN, Recherches expérimentales sur la capacité portante du sol et interprétation mathématique de leurs résultats. La Technique des travaux, Juillet 1931.

Pendant l'enfoncement, les parois extérieures font office de batardeaux; à leur partie externe ces parois se prolongent de 1,50 m à 1 m au delà des cloisons intérieures (fig. 6). Toutes les parois sont munies de tranchants et légèrement amincies vers le bas; de plus, les parois extérieures sont légèrement inclinées et s'élargissent vers la base en forme de cloche, en sorte qu'en cas d'enfoncement rapide dû à l'affaissement du terrain, elles favorisent le tassement du terrain à l'intérieur du caisson. Suivant les exigences de la construction, les parois pourront avoir des hauteurs différentes (fig. 6) s'il faut fixer à des cotes différentes les plans des semelles de couverture du

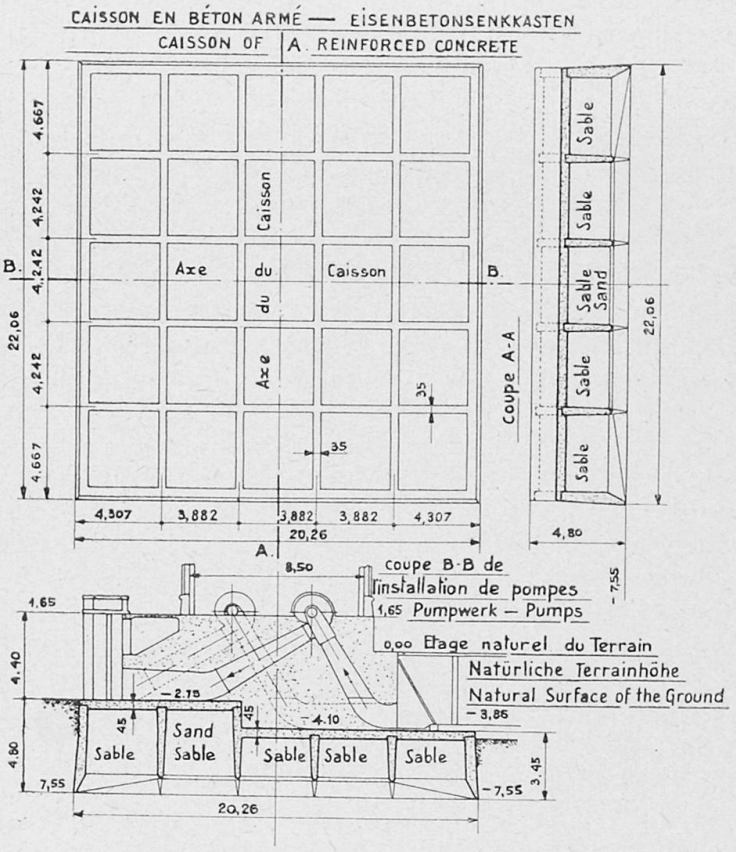

Fig. 6.

Caisson multicellulaire pour la Station d'assainissement de Cattal, près de Mestre — Vielzelliger Senkkasten für die Entwässerungsstation in Cattal bei Mestre — Multi-Cellular Caisson for the Drainage Pumping Station at Cattal near Mestre.

caisson. Les cloisons intérieures qui divisent le caisson en un nombre relativement élevé de petites cellules, sont généralement à angle droit et réparties suivant les exigences de la construction. Elles forment un grillage de poutres orthogonales de grande résistance, faible épaisseur et grande hauteur, qui confèrent à l'ensemble une rigidité remarquable, tandis que le poids sur le plan de fondation est réduit au minimum pour ne pas charger à l'excès le terrain, ordinairement peu résistant.

Dès que le plan inférieur a atteint la cote fixée pour la fondation, on remplit les cellules de menus matériaux meubles (généralement du sable) et on relie entre elles les têtes des parois au moyen d'une robuste semelle. On obtient de la sorte une structure très peu déformable mais élastique, capable de répartir sur le terrain les charges excentriques avec une uniformité suffisante. Un affaissement possible du terrain favorise le tassement des maté-

riaux dans les cellules, et le caisson se comporte jusqu'au plan d'appui des tranchants comme un bloc monolithe, sans toutefois atteindre un poids excessif.

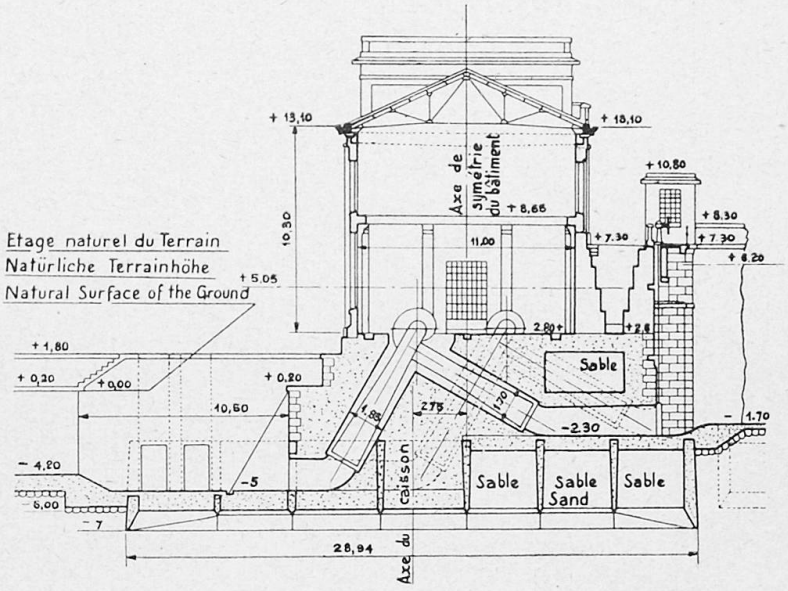

Fig. 7.
Coupe de caisson multicellulaire du bâtiment de la Station d'assainissement de Ca' Giovanelli, près de Padoue — Schnitt durch einen vielzelligen Senkkasten des Gebäudes der Entwässerungsstation von Ca' Giovanelli bei Padua — Section through a Multi-Cellular Caisson for the Drainage Pumping Station Ca' Giovanelli near Padua.

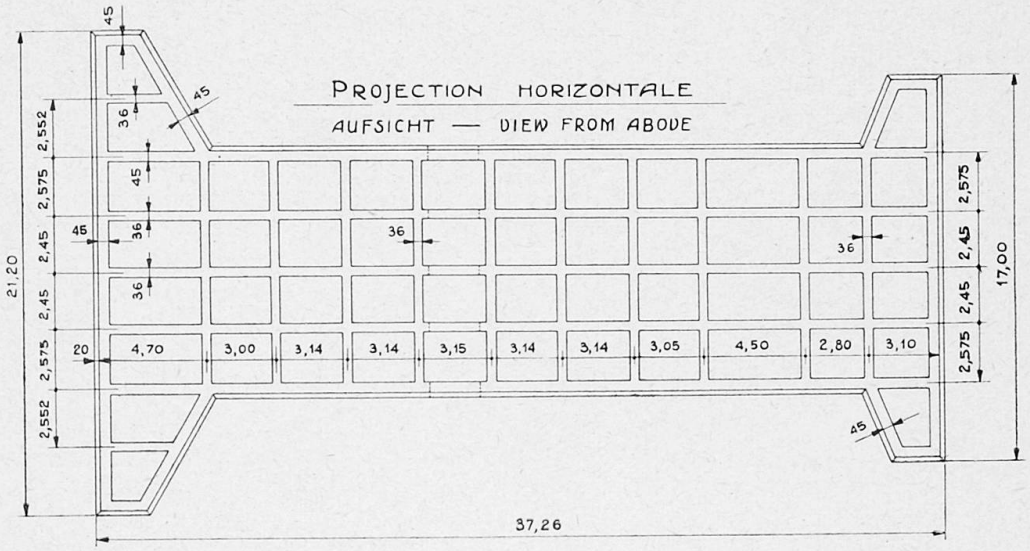

Fig. 8.
Caisson multicellulaire pour l'écluse de navigation du Canal Busiola — Vielzelliger Senkkasten für die Schiffsschleuse des Busiola-Kanals — Multi-Cellular Caisson for the Locks of the Busiola Ship-Kanal.

S'il se produit un refoulement latéral des matériaux, il prend son origine au dessous de la cote inférieure du caisson, comme on le déterminera facilement d'après la théorie de VIERENDEEL.

Ce système moderne de fondation est déjà très répandu, en raison aussi des excellents résultats qu'a donnés son emploi pour des fondations de

bâtiments, pour des stations d'assainissement, des canaux à siphon, des écluses pour la navigation, etc.

La fig. 6 représente en plan et en plusieurs coupes le caisson à deux étages de la station d'assainissement de Cattal, près Mestre. Le caisson,

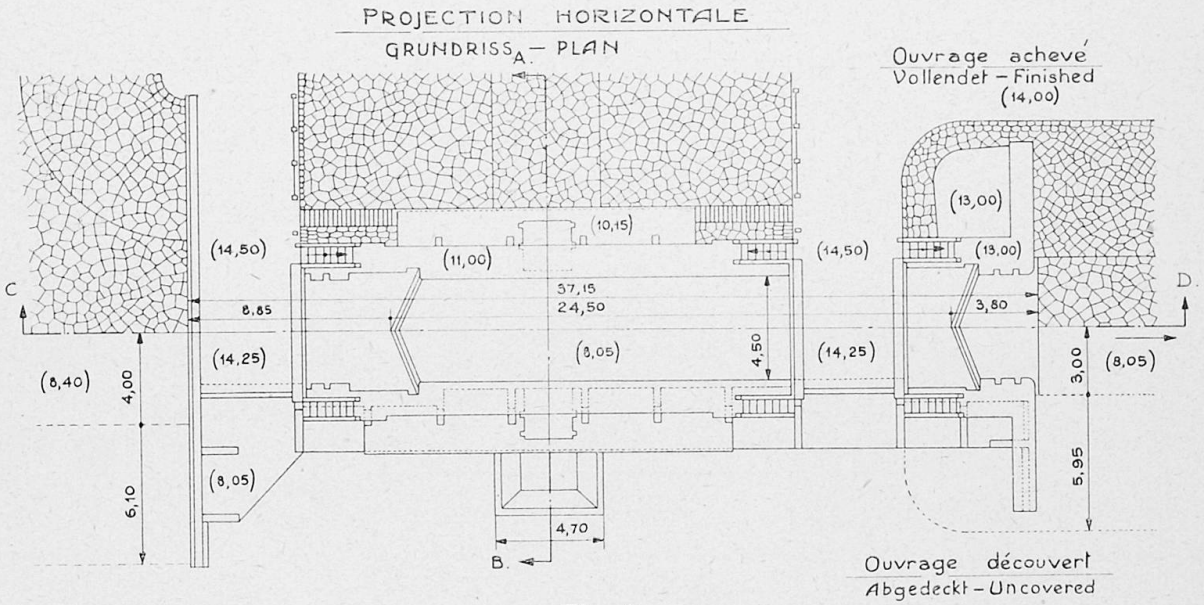

Fig. 9.
Ecluse de navigation du Canale Busiola — Schiffsschleuse des Busiola-Kanals — Lock of the Busiola Ship-Canal.

rectangulaire en plan, mesure 21,76 m × 19,96 m au sommet et 22,06 m × 20,26 m à sa base; il est divisé en 25 cellules par quatre cloisons transversales et quatre cloisons longitudinales. Les parois externes, hautes de

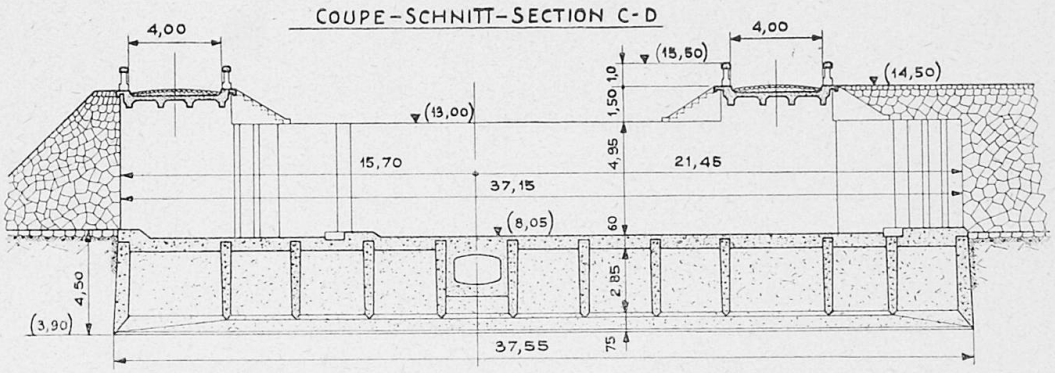

Fig. 10.
Ecluse de navigation du Canale Busiola — Schiffsschleuse des Busiola-Kanals — Lock of the Busiola Ship-Canal.

3,30 m en amont et de 4,65 m en aval, se rétrécissent à l'extérieur vers le haut avec une épaisseur de 0,60 m à la base et de 0,45 m au sommet. Les cloisons intérieures, hautes de 4 m en amont et 2,65 m en aval, présentent une épaisseur de 0,35 m au sommet et se rétrécissent sur les deux faces vers le bas pour arriver à une épaisseur de 0,25 m à proximité du tranchant. Ce tranchant est situé à 6,75 m au dessous du niveau du sol, tandis que celui des parois extérieures est à 7,55 m au dessous de ce plan. Le tranchant se compose d'une cornière de 100 × 100 × 10 mm fixée à une plaque de 4 × 200 mm

pour les parois extérieures et d'un fer plat de 90 × 10 mm pour les cloisons.

Le caisson a été construit à 4,10 m au-dessous du niveau du sol dans une fouille; il a été ensuite enfoncé par sous-excavation. Le plan d'assise se trouve sur un banc argileux de 1,50 m d'épaisseur, qui repose sur un banc de tourbe comprimée, sous lequel se trouvent du sable et de la vase argileuse avec présence de nappes d'eau souterraines.

La fig. 7 montre la coupe du caisson multicellulaire de la Station d'assainissement de Ca' Giovannelli dans la province de Padoue. Dans cette importante installation, on a employé six caissons, dont un pour le bâtiment et cinq pour le bassin de décharge; ce bassin est limité par deux murs et par une écluse de sortie à quatre baies de 1,50 m chacune.

Le bassin mesure 18 m de largeur sur 51,75 m de longueur. Des cinq caissons, quatre ont servi pour les murs et un pour l'écluse. Ce qu'il y a de remarquable dans cette installation c'est la différence de niveau entre le canal d'arrivée et le canal de fuite, qui atteint 8 m.

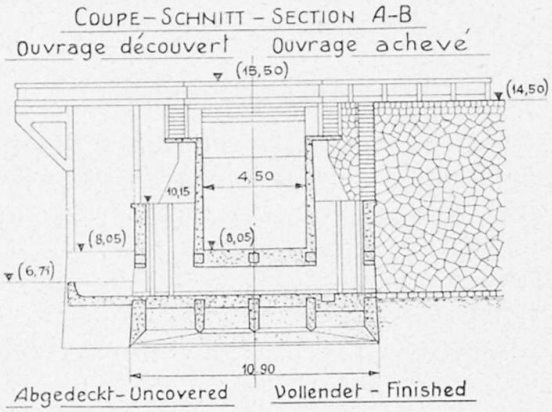

Fig. 11.

Ecluse de navigation du Canale Busiola — Schiffsschleuse des Busiola-Kanals — Lock of the Busiola Ship-Canal.

Le caisson pour le bâtiment, comme on le voit sur la fig. 7, est à deux étages; il mesure 36,00 m × 28,54 m au sommet, 36,40 m × 28,94 m au tranchant, et il est divisé en 56 cellules par des cloisons transversales et longitudinales. Les parois sont percées pour le passage des tuyaux d'aspiration qui reposent sur la semelle du premier étage à la cote — 5, tandis que les tuyaux de décharge reposent sur la semelle du second étage à la cote — 2,30. Les cloisons intérieures ont une hauteur moindre que les parois extérieures. Les parois extérieures sont amincies, vers le haut, celles de l'intérieur, vers le bas.

Le tranchant, formé par des cornières et des plaques, repose à 7 m. au-dessous du niveau du sol; le plan d'assise a été atteint après 15 jours de travail effectif à 8 heures par jour.

Les figs. 8 à 11 montrent les détails des ouvrages pour l'écluse de navigation du canal Busiola, dont les fondations ont été exécutées avec un seul caisson à I. Le caisson mesure 37,26 m de long sur 21,20 m de large; seul caisson à I. Le caisson mesure 37,26 m de long sur 21,20 m de large; il est divisé en 50 cellules par des cloisons transversales et longitudinales. Les détails du caisson sont analogues à ceux des caissons précédents; dans les figures, on peut voir distinctement toutes les caractéristiques de cette importante application.

En ce qui concerne les dimensions des caissons décrits il n'existe aucune limite; leur forme et leur division en cellules sont extrêmement variables

suivant les exigences de la superstructure. L'éxécution en est facile, expéditive et économique; aucun inconvénient ne s'est manifesté dans les constructions exécutées, ni pendant les travaux, ni durant le fonctionnement des installations.

Resumé.

L'auteur traite des fondations en terrains affouillables, vaseux. Il prouve par quelques exemples que la résistance de semblables terrains à la charge peut être sensiblement augmentée au moyen d'une couche de sable.

Les possibilités multiples d'application du procédé décrit et les résultats déjà obtenus rendent désirable une étude approfondie de la distribution des pressions qui se produit à l'intérieur et au dessous de l'assise de sable.

En terminant, l'auteur donne la description d'un procédé de fondation fréquemment employé en Italie. Ce procédé mérite d'être signalé pour sa simplicité et sa sécurité d'application comme aussi pour son économie. Il repose sur l'emploi de caissons multi-cellulaires noyés dans le terrain.

Zusammenfassung.

Der Verfasser beschäftigt sich mit Gründungen in kohäsionslosen, schlammigen Böden. An Hand einiger Ausführungsbeispiele weist er nach, daß die Tragfähigkeit solcher Böden durch Überdeckung des Schlammbodens mit einer Sandschicht wesentlich gehoben wird.

Die vielseitigen Anwendungsmöglichkeiten des geschilderten Verfahrens und die bereits erzielten Erfolge lassen eine gründliche Erforschung der sich in und unter der Sandschicht einstellenden Druckverteilung wünschenswert erscheinen.

Am Schlusse wird ein in Italien häufig angewandtes Gründungsverfahren angeführt, das bei Verwendung vielzelliger Senkkästen, sowohl durch die Einfachheit und Sicherheit seiner Anwendung, als auch durch seine Wirtschaftlichkeit hervorgehoben zu werden verdient.

Summary.

The author deals with foundation structures in muddy ground, lacking in cohesion. He gives several examples showing that the carrying capacity of such ground may be considerably increased by covering the muddy ground with a layer of sand.

The numerous cases in which the described method may be applied, and the successful results already obtained, point to the necessity of a thorough investigation of the distribution of pressure in and below the layer of sand.

Finally he gives a method greatly used in Italy for foundation structures, — the use of multi-cellular caissons — which from its simplicity and reliability, and also because of its economy, deserves to be better known.