

COURS DU GENIE CIVIL.

FONDACTIONS

Notes publiées avec l'autorisation
de Monsieur le Professeur CAMPUS

IMPRIMERIE LITHOGRAPHIE

AUG. PHOLIEN

57, RUE SUR LA FONTAINE, 57

LIÈGE.

J. Vandecasteele

1917-28
sec. & d. p.

Fondations

Chapitre I

Étude des terrains au point de vue des fondations.

§ 1. - Actions exercées par les constructions sur les terrains de fondation.

Lout la simplification de l'exposé, nous représenterons la construction par une coupe plane verticale perpendiculaire à sa plus grande dimension horizontale et nous considérons le problème comme plan. On peut d'ailleurs, dans la plupart des constructions, envisager la question de cette manière, mais il n'y a aucune difficulté à concevoir l'application des considérations qui suivent à une construction à trois dimensions. Cette construction reporte sur le sol les actions auxquelles elle est soumise, y compris le poids, et dont la résultante est, dans le cas le plus général, oblique par rapport à la verticale. Ses composantes verticale et horizontale sont V et H . En général, la fondation est enterrée à une certaine profondeur dans le sol, de sorte que les réactions mutuelles s'exercent sur la base inférieure, généralement horizontale ou peu inclinée sur l'horizon, et sur les faces latérales. La répartition des réactions entre ces différentes faces et sur chacune d'elles est inconnue et il semble bien que la solution rationnelle exacte de ce problème soit impraticable. Elle dépend de l'état d'équilibre interne du terrain. Or, il a été montré dans l'étude générale de l'équilibre des massifs de terre que cet état d'équilibre ne peut être prédéterminé d'une manière exacte, même dans le cas

le plus simple d'un moissif indéfini ; à fortiori est ce impossible lorsqu'il s'y produit les perturbations et les discontinuités résultant d'une fondation. On doit donc procéder par voie d'expériences et d'observations, dont on déduit des hypothèses simples donnant une marge de sécurité très grande, pour la double raison que l'on en ignore le degré exact et que de la solidité de la fondation dépend complètement celle de tout l'édifice ; elle doit donc être garantie.

L'observation principale porte sur les déformations du sol au point de contact d'une fondation, que l'on appelle communément kassement. L'aspect le plus simple du phénomène est celui du kassement du sol sous l'effet d'une charge reposant sur sa surface libre. La surface se déforme par kassement ; la charge subit donc un abaissement vertical avec pénétration éventuelle de sa base de fondation dans le sol. Et moins que le terrain ne soit particulièrement mou et n'ait des propriétés voisines de celle d'un fluide, ce kassement est toujours limité, mais croissant avec la charge. Dans le cas d'un terrain rocheux, auquel on peut attribuer des propriétés élastiques, ce kassement est très faible et pratiquement négligeable.

Nous envisageons principalement dans la suite des terrains meubles.

Il résulte du kassement que le terrain a subi une compression et que, sous cet effet, sa résistance s'est accrue. D'après ce que nous avons dit de l'équilibre interne du terrain, cette compression est d'ailleurs locale. Elle doit rapprocher l'état d'équilibre de l'état limite supérieure, qui doit même être réalisé s'il y a pénétration marquée, correspondant à des déplacements, donc à des glissements. Les terres voisines de la surface d'emprise sont dans cet état et agissent en somme à la manière d'un frettage pour limiter la déformation.

Des expériences ou observations faites dans des conditions où on peut observer les déformations internes des terrains, même de simples essais de pénétration en terrain pulvérulent sec montrent, par formation d'un bourrelet, qu'il y a refoulement latéral des terres sous

l'effet de la pression. C'est par résistance à ce refoulement latéral que les terres adjacentes, à l'état d'équilibre limite supérieur, résistent en limitant le tassement et communiquent la compression nécessaire pour supporter la charge de pénétration.

On peut considérer, et des expériences le montrent également, que le processus de déformation et de résistance est le même pour les fondations extérieures, en faisant abstraction des frottements latéraux et des actions horizontales. Seulement, avec la croissance de profondeur, les résistances latérales augmentent, ainsi que la compacité du terrain, ce qui fait que dans un terrain homogène, les tassements diminuent et la résistance croît.

Mais, si la profondeur devient grande et si le contact existe entre le sol et les faces latérales, ce qui est nécessairement réalisé après un certain temps, le déplacement relatif qui constitue le tassement implique une résistance de frottement sur ces parois. Cette résistance réduit d'ailleurs l'effort supporté par la base de fondation et réduit donc aussi le tassement.

Elle intervient dès le principe lorsque la fondation est introduite par pénétration à force dans le terrain, par exemple comme un pieu ; le frottement latéral forme une partie importante de la résistance à l'enfoncement. Ce frottement dépend de l'état des surfaces en contact, qui détermine le coefficient de frottement, et des efforts normaux au contact, donc de la poussée des terres.

C'est encore une fois là un élément très difficile à déterminer. Lorsque les terres ont été remblayées contre la fondation, on doit la considérer comme faible au début, croissant avec le temps, mais toujours médiocre. Lorsque au contraire la fondation a été enfoncée dans le terrain, le refoulement produit une compression énergique qui développe des pressions élevées, bien que inférieures à celles qui correspondent à l'équilibre limite supérieur. Pratiquement, par raison de sécurité, on ne tient généralement pas compte des frottements dans le 1^{er} cas ; par contre on doit les considérer dans le second.

Ce qui précède concerne uniquement les actions verticales. Les actions horizontales produisent des effets analogues : compression du sol et poussée sur une face latérale, frottement sur la base. La poussée résistante du terrain a été étudiée, c'est la butée des terres, dont le maximum correspond à l'état d'équilibre limite supérieur. Ce maximum ne peut cependant être réalisé que par une compression énergique, qui implique un glissement sur la base, de telle sorte que la poussée est diminuée de ce frottement. D'autre part, ce frottement entraîne sur la face latérale opposée, dans un délai plus ou moins rapide, un mouvement des terres par rupture d'équilibre limite inférieur et réalisation de la poussée minimum.

Les déplacements horizontaux ou glissements sont généralement plus défavorables à la stabilité que les tassements ; ils sont moins limités et peuvent persister si les efforts horizontaux extérieurs ne diminuent pas du fait du mouvement. Si l'effort horizontal est constitué par la poussée d'un arc, l'écartement des appuis provoque la réduction de la poussée, donc le mouvement sera limité, mais le nouvel état d'équilibre externe est généralement incompatible avec l'équilibre interne de l'arc, si les déplacements sont importants. Il faut donc, en règle générale, éviter le plus possible les déplacements horizontaux, plus dangereux que les tassements.

Dans les fondations peu profondes, on compte uniquement sur le frottement sur la base pour résister aux efforts horizontaux. Éventuellement, si le coefficient de frottement est insuffisant pour assurer cet équilibre avec une sécurité suffisante, on incline la base de fondation quasi normalement à l'effort résultant, soit d'un tenant, soit en dents de scie.

Il est peu fréquent que les fondations de grande section soient très enterrées.

Si elles sont massives et moyennement enterrées, on comparera les résultats du calcul effectué d'après l'hypothèse précédente avec ceux effectués en tenant compte des poussées latérales des terres,

éventuellement établies d'après les formules de butée de M. E. Resal. On combinera les résultats des 2 calculs dans une mesure qui dépendra des circonstances, notamment le mode de construction de la fondation et la nature et la constitution du massif tassé.

Par raison de légèreté, les fondations profondes sont souvent évitées. Dans ce cas, il faut éviter soigneusement la butée des terres, qui exigerait des parois d'une épaisseur considérable. Il faut donc assurer une résistance au frottement suffisante sur la base, et dimensionner largement les parois d'après la poussée des terres.

Les fondations très profondes sont le plus souvent formées d'éléments de faible section relative : piliers, puits, pieux. Leur rigidité latérale est donc souvent faible et ces éléments n'ont qu'une capacité limitée ou faible de résister aux efforts horizontaux appliqués à leur tête. En effet, il en résulte une flexion latérale qui donne lieu à une butée des terres variable sur toute la hauteur de l'élément et qui peut, surtout à la partie supérieure, dépasser la résistance du terrain. Si les efforts horizontaux sont variables, il peut aussi en résulter une réduction de l'adhérence latérale sur le terrain, donc du frottement, qui est un élément important de résistance aux tassements. Donc il est recommandable d'orienter les fondations, en forme de piles, suivant la direction des efforts résultants, d'autant plus que les éléments sont plus élancés, l'élancement étant défini de la même manière que dans les pièces chargées debout.

§ 2. - Résistance des terrains meubles en cas de fondations peu profondes.

L'élément caractéristique principal est la force portante ou résistance ; elle dépend dans une large mesure des éléments essentiels de la stabilité des massifs de terres : angle de frottement, cohésion et poids spécifique.

La force portante de surface est définie par la compression superficielle spécifique (par cm^2) que peut supporter le terrain en surface

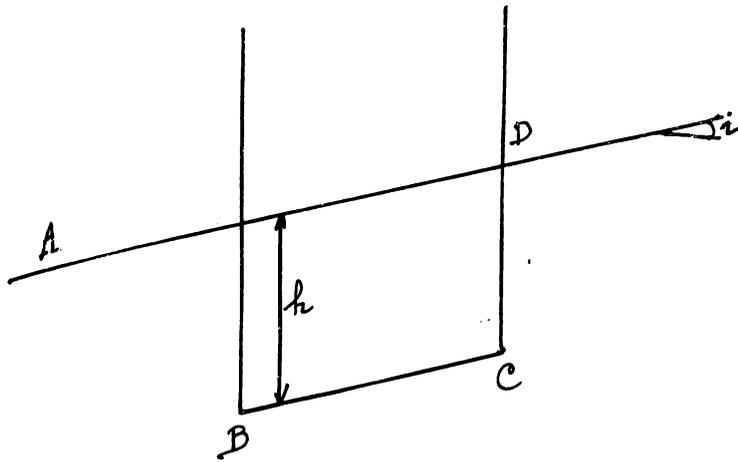
sans tassement excessif. Comme limite de tassement, on envisage le tassement maximum non dangereux pour la construction envisagée, divisé par un coefficient de sécurité assez élevé. Il en résulte que la force portante pratique peut dépendre de l'importance ou du type de la construction.

Cet élément peut être considéré comme une caractéristique du terrain, mais il est peu sûr à cause des altérations que les terrains présentent toujours en surface. Il est évident qu'il faut enlever le tapis végétal et l'humus ou les vases superficiels, ainsi que les dépôts récents (comblais), jusqu'à ce que l'on arrive à un niveau de terrain vierge bien caractérisé. Ainsi la force portante se détermine donc toujours pratiquement à une certaine profondeur, dont on peut cependant ne pas tenir compte si elle est faible. Il y a d'ailleurs une limite inférieure de profondeur de fondation, c'est la profondeur à partir de laquelle le sol est sûrement à l'abri du gel. Le minimum pour les constructions de quelque importance est environ 1.00 dans nos régions, davantage si le climat d'hiver est très rigoureux.

Dans un terrain homogène, d'après ce que nous avons dit de l'équilibre des massifs de terre ainsi que d'après le paragraphe précédent, la force portante augmente avec la profondeur. Il est entendu que nous n'envisageons que la force portante, abstraction faite des frottements latéraux, dont nous étudierons les effets ultérieurement. Son augmentation en fonction de la profondeur peut être évaluée par la méthode statique de M^e Résal. Elle est basée sur l'hypothèse que les tassements importants correspondent à la rupture d'équilibre des terres; nous la critiquerons ultérieurement. Nous envisageons d'abord des terres non cohérentes.

Considérons une construction ayant une partie interne ABCD dans un terre plein indéfini, dont la surface a une inclinaison i . Avant l'établissement de la construction, les lignes de charge du terrain sont parallèles à la surface.

Considérons d'abord la base BC de fondation comme parallèle au



terrain et des charges purement verticales ; les lignes de charge sous la base restent donc parallèles à la surface. La force portante maximum est la charge verticale limite agissant sur BC, qui ne provoque pas de rupture d'équilibre du terrain.

Qu point B, cette rupture d'équilibre se produit par affaissement, donc rupture d'équilibre limite inférieur, sous BC et renforcement, donc rupture d'équilibre limite supérieur, à l'extérieur de la fondation. A l'extérieur de la fondation, la charge est Δh et la poussée supérieure correspondante en B est

$$q_s \approx \Delta h \cos^2 i F(i, \varphi)$$

Si p est la force portante, la poussée inférieure correspondante en B est

$$q_i \approx p \cos^2 i f(i, \varphi),$$

p étant rapportée à l'unité de surface horizontale.

L'équilibre exige que

$$q_i \approx q_s,$$

Donc :

$$p \approx \Delta h \cdot \frac{F(i, \varphi)}{f(i, \varphi)} \text{ ou } \Delta h (F(i, \varphi))^2 \text{ (Formule de Résal).}$$

Lorsque $i = \varphi$, terrain incliné suivant le talus naturel,

$$F(i, \varphi) = 1 \text{ et } p = \Delta h.$$

Lorsque $i < \varphi$,

$$F(i, \varphi) > 1 \text{ et } p > \Delta h.$$

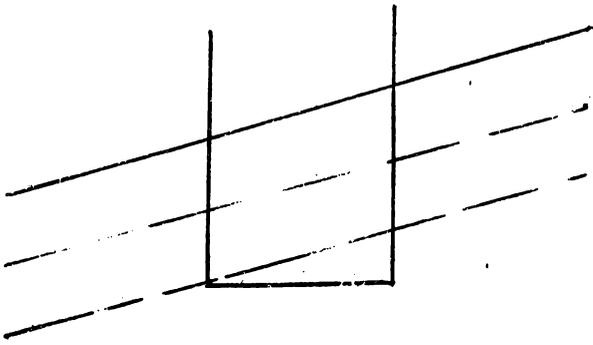
Le maximum correspond à $i = 0$, terrain horizontal. Alors

$$F(i, \varphi) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

et

$$p = \Delta h \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^2 = \Delta h \operatorname{tg}^4 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) > \Delta h.$$

C'est la formule de Rankine, applicable aux fondations en terrain horizontal à faible ou moyenne profondeur, en faisant abstraction des



frottements latéraux, donc aux fondations construites en fouille ouverts. On peut se contenter de cette formule lorsque le terrain est peu incliné et que l'on fonde sur une base horizontale. Lorsque le terrain

est incliné et que l'on fonde horizontalement, la formule précédente n'est plus applicable. Les lignes de charge sont déviées au voisinage de la fondation, davantage que dans le cas précédent. On peut admettre que q_s conserve la même expression que précédemment, tandis que :

$$q_i = p \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = p f(0, \varphi).$$

Donc, la condition est :

$$p < \Delta h \cos^2 i F(i, \varphi) F(0, \varphi),$$

l'expression dont la valeur la plus faible correspond à $i = \varphi$ et vaut :

$$p \leq \Delta h \cos^2 \varphi \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \Delta h (1 + \sin \varphi)^2 = 4 \Delta h \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) > \Delta h$$

En terrain très incliné, il est donc préférable de fonder horizontalement, éventuellement au moyen de gradins; la force portante des bases horizontales est la plus grande.

Ces formules sont établies pour les terrains dépourvus de cohésion; il en résulte théoriquement que $p = 0$ en surface. Cette conclusion est d'ailleurs exacte pour un terrain purement pulvérulent tel que du sable fin p. ex.; la moindre surcharge produit un tassement.

Il n'en est pas de même pour les terrains cohérents, tout au moins à partir de la faible profondeur où disparaît l'altération de surface.

Si nous appliquons le raisonnement de Résal aux terres cohérentes, il suffit d'écrire que $r_i = p_s$ à la limite de fondation. Dans le cas du terrain horizontal, nous obtenons

$$2C \tan \varphi + \frac{2p}{\cos^2 \varphi} - p - \frac{2}{\cos \varphi} \sqrt{2Cp \tan \varphi + C^2 + p^2 \left(\frac{1}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)} = 2C \tan \varphi + \frac{2\Delta h}{\cos^2 \varphi} - \Delta h + \frac{2}{\cos \varphi} \sqrt{2C\Delta h \tan \varphi + C^2 + \Delta h^2 \left(\frac{1}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)}$$

ou

$$\frac{2p}{\cos^2 \varphi} - p - \frac{2}{\cos \varphi} (C + p \operatorname{tg} \varphi) = \frac{2 \Delta h}{\cos^2 \varphi} - \Delta h + \frac{2}{\cos \varphi} (C + \Delta h \operatorname{tg} \varphi)$$

$$p (2 - \cos^2 \varphi - 2 \sin \varphi) = \Delta h (2 - \cos^2 \varphi + 2 \sin \varphi) + 4C \cos \varphi$$

$$p = \Delta h \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^2 + \frac{4C \cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)^2}$$

$$p = \Delta h \operatorname{tg}^4 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} = \Delta h \operatorname{tg}^4 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + p_0$$

La force portante superficielle dépend de la cohésion et de φ et varie au maximum

$$p_0 = \frac{2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

M. Ligeaud (A.P.C. fasc. 5. 1922) a établi une formule basée sur la loi de Boussinesq relative à la répartition des pressions superficielles dans un milieu indéfini. La rupture se produit sous le poinçon suivant une surface en forme de coin, dont la détermination est complexe. La formule obtenue est :

$$p \leq \Delta h \frac{(0,50 + \frac{\varphi}{\pi}) \sin \varphi + \frac{\cos \varphi}{\pi}}{\frac{\cos \varphi}{\pi} - (0,50 - \frac{\varphi}{\pi}) \sin \varphi} + \frac{C \cos \varphi}{\frac{\cos \varphi}{\pi} - (0,50 - \frac{\varphi}{\pi}) \sin \varphi}$$

Elle est applicable aux terres dépourvues de cohésion, il suffit de poser $C = 0$.

Pour $\Delta = 1800 \text{ kg/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$ et $p = 50000 \text{ kg/cm}^2$ (exemple cité par M. Ligeaud), on trouve

$$C = \Delta \begin{cases} \text{formule M. Ligeaud} & h = 3,51 \text{ m. } p_0 = 11400 \text{ kg/m}^2 \\ \text{formule du cours} & h = 1,55 \text{ m. } p_0 = 25000 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

Les deux formules sont sensiblement différentes au point de vue de la cohésion ; celle du cours, basée sur l'équilibre limite supérieur, semble aussi caquies l'action du frottement.

Il est recommandable d'y appliquer, comme à la formule de Rankine, un coefficient de sécurité de 2 ou de 3. Les 2 formules correspondent ailleurs à des considérations d'équilibre limite, c'est-à-dire des états

voisins de la rupture, qui sont nécessairement précédés de tassements. On pourrait considérer un état d'équilibre sous tassement en envisageant que le terrain se trouve, à la limite de la fondation, dans l'état d'équilibre dit naturel, caractérisé par $q = \Delta h$.

La formule d'équilibre dans le cas de terrain cohérent devient alors

$$p \frac{(1 - \sin \varphi)^2}{\cos^2 \varphi} - \frac{2C}{\cos \varphi} = \Delta h, \text{ d'où } p \leq \Delta h \frac{\cos^2 \varphi}{(1 - \sin \varphi)^2} + \frac{2C \cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)^2}$$

ou

$$p \leq \Delta h \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Cette formule donne, dans le cas envisagé par M^e. Ligeaud, $p_0 = 12500 \text{ kg/cm}^2$ et $h = 6,95$. Approximativement équivalente à la formule de M^e. Ligeaud pour la cohésion, cette formule réduit sensiblement l'action du frottement et donne par rapport aux formules précédentes une telle sécurité qu'elle peut certainement être employée sous coefficient de réduction.

Lorsque le terrain est dépourvu de cohésion, on a

$$p = \Delta h \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right).$$

L'influence de la cohésion diminue à mesure que h augmente, et ce tant plus rapidement que φ est plus grand. Elle diminue aussi en valeur absolue lorsque φ diminue. La différence entre la formule de M^e. Ligeaud et la formule maximum du cours s'atténue lorsque φ diminue. C'est ainsi que pour $\varphi = 0$, la formule de M^e. Ligeaud est $p = \Delta h + 3,14 C$.

La formule maximum du cours est $p = \Delta h + 4 C$,
la formule minimum $p = \Delta h + 2 C$.

Ces formules montrent que la propriété essentielle des terres au point de vue de la force portante est le frottement. — La cohésion n'a d'importance qu'en surface et, comme les terres cohérentes ont généralement un angle de frottement φ assez faible, la force portante est généralement inférieure à celle d'un terrain graveleux au delà d'une faible profondeur. Les argiles constituent en effet des terrains de fondation qui demandent des précautions particulières, surtout lorsqu'elles sont

humides. Elles peuvent être utiles cependant au point de vue de l'étalement. Mais sous réserve de la perméabilité, les terres graveleuses sont les meilleurs terrains de fondation.

S'il s'exerce un effort horizontal sur la fondation, il faut assurer la résistance au glissement. Généralement on ne compte que sur le frottement, abstraction faite de toute butée. La résistance par m^2 est donc $f p$, f étant le coefficient de frottement des terres sur la maçonnerie. On affecte en outre cette résistance d'un coefficient de sécurité, au moins égal à 2. Il faut nécessairement que l'angle d'incidence θ de la réaction totale soit inférieur à φ , angle de frottement des terres sur la maçonnerie, généralement $< \varphi$. En réalité, l'état d'équilibre du terrain se trouve modifié par cette force de glissement; les lignes de charge ne sont plus parallèles à la base de fondation et les formules de Rankine et dérivées ne sont plus strictement applicables. Il semble donc prudent de réduire la compression autorisée sur le terrain s'il y a des efforts de frottement.

Dans certaines circonstances, on fait intervenir la butée latérale des terres, notamment pour arrêter des mouvements de glissement de fondations. On peut par exemple, lester le terrain en avant pour augmenter la butée (murs de quai en rivière à Anvers). Ci-dessous pour fixer les idées, quelques valeurs de la force portante, calculées par la formule minimum du cours.

Nature du terrain	Δ	φ	C	Valeurs de p aux profondeurs de					
I) Vases, argiles molles, sables bouillants	1700	15°	0	1.00 0.300	2.00 0.600	3.00 0.900	4.00 1.200	5.00 1.5 kg/cm ²	
II) Terre végétale, remblai terres argileuses ou sables fins mouillés	1700	25°	0	0.400	0.850	1.25	1.70	2.10 kg/cm ²	
III) Argile sèche	1700	"	2 Δ	2.25	2.70	3.10	3.55	3.95 "	
IV) Sable fin	1600	35°	non aggloméré	0	0.600	1.20	1.80	2.40	3.00 "
			aggloméré, nat. humide.	Δ	2.00	2.60	3.20	3.80	4.40 "
V) Sable rude aggloméré, nat. humide	1600	40°	Δ	2.65	3.40	4.15	4.90	5.65 "	
VI) Gravier aggloméré	1600	45°	Δ	3.50	4.50	5.50	6.40	7.40 "	
VII) Éboulis anguleux aggloméré	1600	50°	Δ	5.00	6.20	7.40	8.60	9.80 "	
VIII) Roche tendre	1800	55°	Δ	8.00	9.80	11.60	13.40	15.20	
			2 Δ	14.00	16.00	17.80	19.60	21.40	
IX) Roc dur				20 à 30 kg/cm ² et davantage.					

La force portante peut avoir des valeurs intermédiaires entre les chiffres ci-dessus, qui doivent, autant que possible, être contrôlés par des essais directs, abstraction faite de tout frottement.

§ 3. - Fondations profondes.

Pour ces fondations, en plus de la force portante de la base, il faut envisager le frottement sur les parois latérales, qui résulte des poussées exercées par le terrain sur ces parois. Le problème considéré rigoureusement est très complexe, par suite de la perturbation d'équilibre interne résultant de la discontinuité introduite par le massif de fondation. Les réactions réelles sur les parois en sont les actions conjuguées; leur angle de frottement doit être celui des terres sur les matériaux de fondation: maçonnerie, fer, bois, etc... L'importance des réactions est déterminée de ce fait. Si le terrain est incliné, à un niveau donné, l'importance des réactions varie selon l'orientation du plan vertical qui les contient. Pratiquement, il faut simplifier les données. On considère le terrain horizontal et indéfini; on suppose les parois latérales du massif de fondation verticales.

On peut considérer qu'il s'exerce des poussées d'équilibre limite inférieure sur les parois, comme dans le terrain vierge, donc

$$\Delta h \, \gamma q^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = q_i.$$

La résistance de frottement peut être approximativement considérée égale à $f q_i$.

Donc, à profondeur h , la force portante est:

$$P = \omega \left[p_0 + \Delta h \, \gamma q^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right] + X \Delta f \frac{h^2}{2} \gamma q^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \left\{ \begin{array}{l} \omega = \text{section de la base} \\ X = \text{périmètre de la base.} \end{array} \right.$$

Cette formule correspond aux poussées latérales minima, ce qui est réalisé dans les fondations à feuille ouverte, par puits de mine ou fondations tubulaires descendues par lavage, etc.. Elle n'est cependant pas très rationnelle, car on considère au niveau de la base la poussée naturelle $q = \Delta h$ et au-dessus la poussée minimum, et elle n'est pas rigoureusement conforme à la théorie des milieux continus.

$$IT^2 = MT \cdot TN = MT (MN - MT) = 2x \sin \varphi - x^2$$

et $rT = rM + MT = 1 - \sin \varphi + x$ } en posant $MT = x$.

Donc $(IT \times 2T)^2 = (1 - \sin \varphi + x)^2 (2 \sin \varphi - x) x$.

La condition du maximum est :

$$(1 - \sin \varphi + x)^2 (2 \sin \varphi - 2x) + 2x (2 \sin \varphi - x) (1 - \sin \varphi + x) = 0$$

ou $(1 - \sin \varphi + x) [2(1 - \sin \varphi + x)(\sin \varphi - x) + 2x(2 \sin \varphi - x)] = 0$.

$$2x^2 - x(4 \sin \varphi - 1) - \sin \varphi(1 - \sin \varphi) = 0$$

$$x = \frac{4 \sin \varphi - 1}{4} \pm \frac{1}{4} \sqrt{(4 \sin \varphi - 1)^2 + 8 \sin \varphi (1 - \sin \varphi)}$$

$$= \sin \varphi - \frac{1}{4} \pm \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{2} + \frac{1}{16}}$$

On obtient

$$rT = 1 - \sin \varphi + x = \frac{3}{4} + \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{2} + \frac{1}{16}} = 1 + \left(\sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{2} + \frac{1}{16}} - \frac{1}{4} \right)$$

$$IT = \sqrt{x(2 \sin \varphi - x)} = \sqrt{\left[\sin \varphi - \frac{1}{4} + \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{2} + \frac{1}{16}} \right] \left[\sin \varphi + \frac{1}{4} - \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{2} + \frac{1}{16}} \right]} = \sqrt{\sin^2 \varphi - \left(\frac{1}{4} - \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{2} + \frac{1}{16}} \right)^2}$$

et finalement

$$k_{\max} = \frac{\Delta y}{\cos^2 \varphi} \left(\frac{3}{4} + \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{2} + \frac{1}{16}} \right) \sqrt{\sin^2 \varphi - \left(\sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{2} + \frac{1}{16}} - \frac{1}{4} \right)^2}$$

Si le point T est en C, on a

$$k = \frac{\Delta y \sin \varphi}{\cos^2 \varphi} \text{ et } \operatorname{tg} i = \sin \varphi$$

On a donc $k_{\max} > \frac{\Delta y \sin \varphi}{\cos^2 \varphi}$, mais la différence est faible, car on est près du maximum.

On constate aussi que, pour les valeurs usuelles de l'angle de frottement

$$k_{\max} < \frac{\Delta y \operatorname{tg} \varphi}{\cos^2 \varphi}$$

d'autant plus que φ est plus grand.

La valeur de n correspondant au maximum est

$$n = \frac{rT^2}{\cos^2 \varphi} \Delta y$$

$$n = \frac{\Delta y}{\cos^2 \varphi} \left(\frac{3}{4} + \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{2} + \frac{1}{16}} \right)^2 > \frac{\Delta y}{\cos^2 \varphi}$$

Donc, on aura très sensiblement pour une fondation enfoncée à force :

$$P = \left[p_0 + \frac{\Delta h \gamma \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)}{\cos^2 \phi} \right] \omega + \frac{\Delta h^2 \chi}{2} \frac{\sin \phi}{\cos^2 \phi} \left. \vphantom{P} \right\} \text{à condition que l'angle de frottement des terres sur les parois soit très voisin de } \phi.$$

$$P = \left[p_0 + \frac{\Delta h}{4 \cos^4 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} \right] \omega + \frac{\Delta h^2 \chi}{2} \frac{\sin \phi}{\cos^2 \phi}$$

Pour un pied carré $\frac{\chi}{\omega} = \frac{H}{a}$, pour un pied rond $\frac{\chi}{\omega} = \frac{H}{d}$.

§ H. - Effet des eaux courantes - Affouillabilité.

Pour les constructions dont le pied baigne dans l'eau, on considère comme infrastructures tout ce qui est toujours submergé. Donc, en rivière, les parties situées sous le niveau de l'étiage.

Un phénomène particulier à craindre pour les fondations immergées est l'affouillement par les eaux courantes. Ainsi qu'il est exposé dans le cours d'hydraulique appliquée, les eaux courantes produisent, d'une manière générale, l'érosion des terrains sur lesquels elles coulent. Les perturbations du courant par les constructions édifiées dans le lit donnent lieu à des remous et à des agitations tourbillonnaires, qui accroissent l'érosion au contact de ces constructions. Le résultat est l'affouillement du terrain au pied des ouvrages, c'est-à-dire la formation de cavités, souvent profondes, et qui peuvent, dans certaines circonstances, élever les fondations et entraîner les chutes d'ouvrages. Ces questions ont été envisagées en particulier dans le cours d'ouvrages hydrauliques et de ponts.

On trouve dans le cours d'hydraulique appliquée les vitesses limites d'affouillement, mais ces indications ne sont que d'un faible secours, car on ne peut guère déterminer les vitesses locales qui existent sur le fond au voisinage des discontinuités créées par les constructions.

Les affouillements ne sont guère à craindre dans les terrains durs, rocheux ou compacts, appelés pour cette raison inaffouillables. Il faudrait dire plus exactement, peu affouillables. Par contre, les terrains meubles sont affouillables et les affouillements y sont très à craindre.

§ 5. - Protection contre les affouillements.

La protection des fondations contre les affouillements est essentielle pour tous les ouvrages hydrauliques. Elle se réalise de trois manières :

1^o) en descendant les fondations assez bas pour les mettre à l'abri des affouillements.

2^o) en protégeant les bases contre les affouillements par des dispositifs pénétrant dans le terrain à grande profondeur.

3^o) par des dispositifs superficiels écartant les affouillements des fondations.

Très souvent ces dispositifs sont combinés.

Le premier convient surtout lorsque les fondations doivent être profondes à cause de la médiocre qualité des terrains en surface. Les fondations massives par caissons, caissons à air comprimé, puits de grand diamètre, descendues assez bas, ne craignent rien des affouillements. Les fondations faites au moyen d'éléments de faibles dimensions (pieux) s'accompagnent généralement de dispositifs du 2^e type : encentes ou parasouilles.

Les dispositifs du 3^e type sont en somme indépendants des fondations, dont ils constituent des accessoires de protection. Ils s'emploient surtout lorsque la force portante du terrain est suffisante pour permettre une fondation peu profonde, mais qu'il faut protéger contre les affouillements. Ces dispositifs sont constitués par des murs ou parois verticaux, introduits dans le sol jusqu'à profondeur suffisante pour être à l'abri des affouillements. Leur importance et constitution dépendent de la nature du terrain, de la nature de la fondation et des autres fonctions éventuelles à remplir. Ces dispositifs parasouilles remplissent en effet parfois d'autres buts. Ainsi, dans les ouvrages de retenue, ils sont destinés à réduire les infiltrations et sous-pressions etc (Voir ouvrages d'art hydrauliques).

Pour ces dispositifs, on emploie :

a) Des murs bétonnés profonds, appelés murs de garde.

b) Des murs en béton, de hauteur réduite, mais jointifs avec une ou deux parois de palplanches étanches, en bois, béton armé ou métal (Ce dispositif s'employait anciennement en mauvais terrain, les palplanches servaient de coffrage au béton).

c) Des parois de palplanches étanches, actuellement surtout en métal ou béton armé. On employait aussi anciennement des parois de ramage, formées de madriers jointifs horizontaux, appuyés contre une pile de pieux ou serrés entre 2 piles.

Les ouvrages isolés : piles, murs, môles, etc..., doivent être entourés d'une enceinte profonde complète. Les ouvrages multiples, formant un ensemble, sont généralement réunis par un dispositif superficiel appelé radier, qui constitue le dispositif du 3^e type, et qui est le plus souvent combiné avec les parasouilles, d'une manière dépendant de la nature du terrain et du système de fondation.

L'idée est très naturelle de protéger les ouvrages contre les affouillements en revêtant le terrain d'un dispositif résistant inaffouillable, mais superficiel, c'est-à-dire de mince épaisseur. Ce dispositif répond au nom générique de radier.

Dans certains cas, les radiers sont épais et travaillent comme fondation (radiers généraux). Mais on conçoit aisément que les radiers ne constituent pas une protection définitive, qu'ils ne font que déplacer et retarder le danger. En effet, rien n'empêche les affouillements de se produire aux limites des radiers, ce qui se produit généralement. Les bords sont déchaussés et se rompent. Ainsi l'affouillement progresse par minage du radier de proche en proche et finit par atteindre le pied de l'ouvrage à protéger.

Il faut donc protéger les radiers par des parasouilles et les constituer de telle sorte que, dans l'intérieur de ces parasouilles, ils ne puissent laisser se produire des amorces d'affouillements. Les parasouilles dépendent surtout du terrain. En bon terrain assez imperméable, il suffit de limiter le radier à l'amont et à l'aval par un parasouille, prolongé sous les rives, comme ouvrages. Si le terrain

est assez perméable, pour éviter les infiltrations et les affouillements qui peuvent en résulter, on établit encore parfois des parasouilles intermédiaires, ou des murs de garde ou redents. Si le terrain est boueux, c'est-à-dire très mobile ou très compressible, le radier est entouré d'une enceinte complète, parfois subdivisée.

Les radiers épais sont en béton ou maçonnerie au mortier, généralement de ciment. Ils craignent peu des courants d'eau. Les radiers minces se font surtout en béton ou en moellons maçonnés ou pavés à sec. Les radiers en béton sont les meilleurs. On les fait en grandes dalles, d'épaisseur appropriée (20 à 25 cm.), éventuellement les joints sont remplis de bitume (dimensions 5 x 5 m. p. ex.). Les pavages maçonnés sont en pierres dures de grandes dimensions, liées au mortier de ciment. Les pavages à sec doivent être exécutés en pierres de calibre suffisant pour ne pas craindre d'être emportés ou déplacés par les eaux. Il faut craindre aussi que les filets qui circulent dans les joints n'affouillent le sol sous-jacent. Pour cela, il faut, selon la règle générale, disposer les revêtements présentant des joints sur un filtre en gros sable et gravier. Il est recommandable d'en disposer aussi sous les radiers maçonnés et en béton.

Si il faut craindre des sous-pressions sous les radiers, il faut:

- 1) leur donner une épaisseur suffisante pour résister par leur poids.
- 2) ou bien les établir sur une couche de corroi d'épaisseur suffisante pour résister par son poids.
- 3) ou les armer pour résister à la flexion.
- 4) ou les ajourer pour supprimer les sous-pressions; mais il faut prendre garde alors aux infiltrations et affouillements.

On emploie aussi beaucoup les encochements comme protection contre les affouillements et comme réparation. On immerge au pied des ouvrages: murs, digues, et parfois sur tout le périmètre des ouvrages isolés: piles de ponts, etc..., des massifs d'encochements limités suivant leur talus naturel. Ils ont pour but de tenir les affouillements éloignés de l'ouvrage. Il faut des pierres dures, aussi dures

que possible, et de grandes dimensions. Les affouillements qui se forment au pied de l'enrochement sont comblés à mesure par l'enrochement même. Il faut donc surveiller et recharger ces enrochements, qui peuvent parfois recevoir un développement assez considérable dans le sens du courant et qui sont généralement rasés vers le niveau d'étiage. Il faut évidemment prendre garde à ne pas exposer la navigation, ni troubler l'écoulement des eaux par ces dispositifs.

La réparation des affouillements qui se sont produits se fait par exemple au moyen d'enrochements, ou aussi de fascines ou plateformes de fascinage lestées. Je me réfère au cours de barrages pour les procédés qui conviennent pour le comblement des affouillements en aval des barrages, notamment l'emploi des caissons lestés en béton armé, immergés dans les excavations sur un lit d'enrochements. Parfois, on dispose des cordons d'enrochements en quadrillage en escomptant que le cours d'eau colmatera les cases.

Dans des cas difficiles, les enrochements peuvent être insuffisants, et il faut alors éventuellement, après coup, établir une enceinte fermée profonde. C'est ce qui a été fait pour des piles du pont du Val Benoît au large. L'enceinte a été réalisée par des pieux en béton armé ballus aussi jointivement que possible et descendant presque sur le terrain même fouillable. Et l'intérieur de cette enceinte, les vides ont été remplis de béton coulé sous eau.

Le béton coulé sous eau ne doit être employé qu'à l'intérieur d'une enceinte car, s'il n'est pas protégé, loin de réduire les affouillements, il y donne prise lui-même et provoque la formation de grandes excavations. Les gros blocs de béton ou les débris des dalles effondrées sont défavorables pour les travaux ultérieurs.

§ 6. - Reconnaissance du terrain.

La fondation d'un ouvrage demande une reconnaissance du terrain, dont l'importance dépend de celle de l'ouvrage et des connaissances préalables que l'on a du terrain, d'après les constatations

faites pendant l'exécution de constructions analogues dans le voisinage (immeubles dans les agglomérations) - Cette reconnaissance s'effectue par les procédés décrits dans le cours de terrassements. Il faut déterminer la succession et la puissance des couches, et en retirer des échantillons permettant d'apprécier leurs qualités mécaniques. Il faut aussi déceler le niveau et l'importance des nappes d'eau souterraines et les qualités de ces eaux, ainsi que leur pression, etc.

Cette reconnaissance a pour but de déterminer le niveau de la couche la moins profonde qui permet d'asseoir en toute sécurité la construction projetée. Mais elle doit être descendue sensiblement plus bas, afin de déterminer si cette couche a une puissance suffisante et si elle n'est pas superposée à des couches de moindre consistance ou cavernueuses. Dans cette occurrence, une couche mince de bon terrain se déforme et peut donner lieu à des tassements importants ou à des effondrements.

Il est désirable de compléter la reconnaissance par la détermination de la force portante au niveau de la fondation. Lorsque le terrain est homogène, on peut la déterminer près de la surface et en déduire la résistance à un niveau inférieur par les formules précédentes. Mais il est toujours préférable de procéder, si possible, à une mesure directe au niveau choisi. Il est donc toujours favorable de construire au moins un puits de sondage, parfois même de faire une reconnaissance au moyen d'un caisson à air comprimé, dans les cas exceptionnels.

Le meilleur moyen consiste à charger un cube de bois ou béton, de 0,10 à 0,30 m. de côté, soit au moyen de corps lourds reposant sur un plateau : bouts de rails, queues de fonte, etc ; ou bien d'un vérin hydraulique contrebuté sur le plafond d'un caisson ou sur une forte poutre conjuguée dans les boisages du puits de sondage. On note la charge qui donne lieu aux premiers affaissements sensibles, la croissance d'affaissement avec le temps pour une même charge et la croissance d'affaissement avec la charge. On en déduit les taux de sécurité.

§ 7. - Niveau des fondations.

Le niveau de fondation est déterminé d'après les résultats des reconnaissances.

Pour les ouvrages étendus, il peut varier. Notamment lorsque le terrain et les couches sont déclinés, il est favorable de fonder en gradins. On assied d'ailleurs ainsi la construction sur une base de consistance uniforme. Si, notamment par raison d'économie de fondation des parties peu chargées de la construction, on fonde à des niveaux différents et, en général, si l'on fonde de manières différentes diverses parties d'une construction, il faut en principe rendre ces parties indépendantes, afin d'éviter les désordres qui peuvent résulter dans la construction par suite des tassements inégaux.

§ 8. - Terrains ébouleux ou bouillants.

Les terrains ébouleux se caractérisent par un coefficient de frottement très faible en même temps qu'une absence presque totale de cohésion.

On peut considérer comme tels les alluvions vaseuses ou argileuses récentes, de nombreux dépôts argileux avec gravier ou blocs, comme on peut en trouver dans les cônes de déjection de certains torrents ou dans des deltas torrentiels, et surtout les terrains diluviens, formés d'argiles glaciaires contenant des pierres mozainiques, que l'on trouve souvent sur de grandes profondeurs dans des cuvettes et coulées glaciaires dans les régions alpines, etc, ou bien le loess. Toutefois, le loess ou limon n'est ébouleux que s'il est gorgé d'eau; il en est d'ailleurs de même de tous les terrains argileux.

Les remblais présentent des caractères analogues. La présence d'eau peut rendre ébouleux des terrains qui le seraient peu à l'état sec, notamment les sables très fins, tels que certains sables yprésiens que l'on appelle alors sables bouillants. Ils présentent le grand danger d'un véritable écoulement de sable en suspension dans l'eau, qui peut

provoquer des effondrements de terrain à très grande distance et qui ont produit parfois de véritables catastrophes (Voir De Lamoignon, géologie appliquée à l'art de l'ingénieur).

Les terrains ébouleux sont dangereux pour les fondations ; il faut éviter de les y asseoir et descendre éventuellement à de très grandes profondeurs, jusque sur le bon terrain. Mais l'exécution de ces fondations profondes est rendue très difficile par suite de fortes poussées exercées par les terrains ébouleux, de la présence des blocs inclus, des arrivées d'eau, etc. À faible profondeur, il faut blinder les fouilles. À grande profondeur, il faut employer des puits enfoncés par lavage ou des puits de mine boisés.

§ 9. - Terrains aquifères. -

Les terrains aquifères peuvent être de bons terrains de fondation ; ils présentent évidemment des sujétions particulières d'exécution dues à la présence de l'eau.

Mais dans les terrains ébouleux ou bouillants, ils aggravent considérablement les conditions de travail. Il est absolument nécessaire alors d'assécher en vue de l'exécution des fondations, en abaissant le niveau de la nappe aquifère par pompage ou par drainage. Le drainage est possible en terrain un peu décliné, dans les versants, p. ex., moins dans les talwegs. Il peut s'effectuer par des drains galeries, construits par les procédés de mine ou par les procédés de construction des égouts, ou à ciel ouvert ou tunnel, en partant de points en aval des emplacements des fondations. Ce drainage peut subsister après la construction. L'écueil à éviter, surtout avec les sables bouillants, est l'entraînement de terres. Un moyen assez simple, s'il est possible, consiste à mettre la couche aquifère en relation avec une couche inférieure perméable, drainée naturellement.

Si l'eau est en pression ou peut être mise sous pression, si la construction nécessite un couvent souterrain, il faut prévoir des dispositions en conséquence, dont l'oubli peut provoquer des accidents

(Voir De Lannay - sur. cité).

Il faut aussi prêter attention aux actions chimiques possibles de l'eau sur les terrains sous-jacents et sur les matériaux. Les calcaires et surtout les gypses peuvent être dissous lentement et donner lieu à des affaissements (Ex. Des affaissements dus à la dissolution des gypses dans les terrains de la région parisienne).

Les eaux marécageuses, sulfureuses ou minéralisées, notamment les eaux marines, peuvent attaquer les matériaux, surtout les mortiers et bétons de ciment. On y pare en employant des ciments spéciaux inaltérables. Les ciments additionnés de trass ou de pouzzolane, les ciments de laitier et les ciments alumineux (ciment fondu) sont inaltérables à l'eau de mer et craignent moins les actions des eaux. (cf. Destruction par l'action d'eau minérale corrosive d'une pile de pont fondée sur caisson à air comprimé à Magdebourg) A.T.P. B oct. 1922. Constr. de C.A mars 1923.

Lorsque l'on a affaire à des sources minérales, on peut les capter, ou bien il faut mettre les maçonneries à l'abri du contact des eaux nuisibles, par des revêtements protecteurs, ou éventuellement recourir à un autre système de fondation, sans emploi des matériaux attaqués. Au pont de Magdebourg, on a isolé la pile par une vraie chape en carton bitumé (Voir planche).

§ 10. - Terrains compressibles.

Les terrains compressibles ont été définis déjà dans le cours de terrassements, ce sont les vases et tourbes molles, imprégnées d'eau, dont les caractéristiques mécaniques sont intermédiaires entre celles des terres meubles et des liquides visqueux. La fondation d'ouvrages dans un tel terrain est des plus difficiles et toujours accompagnée d'aléas. Aussi est-il bien évident que la question ne se pose que lorsque la couche de terrain compressible est très épaisse, sinon on descend évidemment la fondation sur le bon terrain sous-jacent, par des fondations tubulaires

Des pieux, etc... Les progrès dans l'exécution des fondations tubulaires et des pieux, grâce surtout à l'emploi du béton armé, ont reculé beaucoup les limites d'épaisseur des couches de terrain compressible que l'on traverse.

On a foncé des pieux de 82 m. pour le tunnel de l'Hudson-River à New-York. (Eng. News Rec 8 fev. 1928). (Une description complète de l'ouvrage se trouve dans le Génie Civil du 10 mars 1928). Les pieux sont des tubes métalliques de 610 mm. de ϕ , de 9,5 mm. d'épaisseur, formés de tronçons vissés de 6,10 m. Ils sont remplis après coup de béton renfermant une armature).

Au pont de Lidingö à Stockholm, on a foncé de même des pieux tubulaires de longueur atteignant jusque 75 m., de 0,975 m. de ϕ intérieur (Voir A.T.P.B. 1926, fasc. 6). La stabilité latérale de ces longs pieux demande un examen spécial, une légère obliquité des pieux extérieurs est nécessaire (1/5 env. au pont de Lidingö).

Lorsque, à cause de la grande épaisseur de voûte, la fondation n'est pas descendue sur le bon terrain, on peut employer diverses méthodes qui ont toutes pour but de créer une compression locale du terrain.

Ces méthodes sont basées sur le fait que la compression des terrains, même très compressibles, ne se propage pas indéfiniment, à cause du frottement interne élevé. Le terrain se serre dans la région comprimée, d'une manière qui décroît progressivement vers l'extérieur. Cet état de compression se conserve en vertu de la propriété de passivité des terres, que nous avons montrée dans le cours de terrassements.

Comme moyen de réaliser cette compression on emploie, si le sol est assez sec :

1°) la surcharge d'un fort remblai de terres sableuses ou graveleuses, que l'on laisse passer jusqu'à équilibre et dans lequel on fonde alors l'ouvrage en même temps qu'on enlève les parties en excès du remblai.

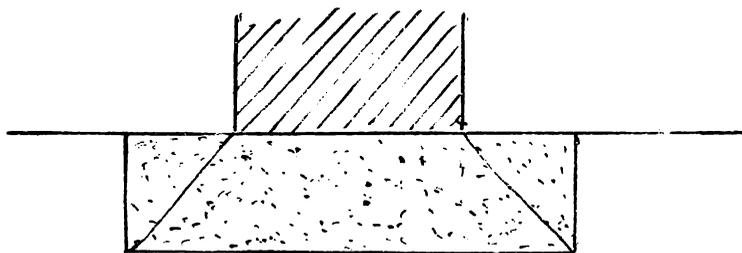
2°) la compression du sol par l'introduction à force de corps étroits.

Le type de ce système est celui des pieux de compression, battus à faible écartement pour resserrer le terrain. Pour éviter la décompression par propagation latérale, il est recommandable d'enfermer le terrain à compresser dans une enceinte fermée réalisée par des rideaux de palplanches ou par une cuvette dragée remplie de béton maigre ou de sable. Comme ce procédé est coûteux, à cause du grand nombre de pieux, il arrive, pour les petits ouvrages, qu'on retire les pieux et que l'on remplit les vides au moyen de sable (pieux de sable).

Le Compressol Dulac comprime le terrain par pénétration dans le sol d'un lourd mouton en forme de cône. Il serre le terrain en creusant une cavité que l'on remplit après coup de sable, gravier, pierreaille ou béton et que l'on tasse au moyen d'un mouton en forme d'obus. Le serrage réalisé est très énergique, surtout si l'on prend la même précaution que pour les pieux de compression.

Les fondations sur pieux mis en place par battage, et surtout certains systèmes de pieux en béton construits en place, assurent tous une compression plus ou moins grande du terrain; c'est une propriété qu'il ne faut pas perdre de vue.

Les systèmes de compression varient évidemment selon la compressibilité du terrain, ils sont souvent combinés.



Dans le cas de terrain peu compressible, il peut suffire d'une fondation sur massif de sable, qui consiste à remplacer le

terrain mauvais sur une épaisseur suffisante (éventuellement quelques mètres) par du sable, avec un empiètement égal à l'épaisseur de part et d'autre de la fondation de façon à répartir la charge sur une plus grande surface. Éventuellement, ce sable est enclos dans une enceinte formée en palplanches, maçonnerie en béton.

Si l'on veut augmenter la compression, on bat des pieux de compression (planche ...) à l'intérieur d'une enceinte et on remplace la

vase par du sable dans le haut de cette enceinte (L'Éclair et Poutgen, page 214). Si l'on peut drainer, ce qui est peu fréquent, on peut généralement de la sorte améliorer beaucoup le terrain.

Enfin, un troisième mode de compression, qui constitue en même temps un moyen de répartition des pressions et d'élévation partielle de l'infrastructure, réside dans l'emploi d'encrochements ou de fascines lestées dans le cas de fondations sous eau.

Dans le premier cas, on immerge des encrochements de manière à en former un massif, sur lequel on peut asséoir une construction lorsqu'il est stabilisé. Dans le second cas, on immerge de grandes plateformes superposées de fascines lestées, parfois sur une hauteur importante et au travers desquelles on bat des pieux. On établit une plateforme sur la tête de ces pieux et on y édifie une superstructure aussi légère que possible. Ces systèmes sont surtout employés pour les murs maritimes et seront décrits plus spécialement dans le cours de génie maritime.

§ 11. - Terrains excavés. -

Il arrive que le terrain présente des excavations. Il peut s'agir d'excavations produites par les eaux souterraines, ou, le plus souvent, de galeries d'anciennes exploitations souterraines. Ces circonstances se rencontrent assez souvent dans le sous sol des villes anciennes, avec d'autres vestiges historiques, qui constituent autant d'obstacles à l'exécution des travaux.

Ces cavités, si elles sont de faible étendue, ou très élevées par suite d'éboulements au toit, sont remplies de blocages ou de béton maigre. On peut aussi les recouvrir d'une voûte ou d'un hourdis en béton armé, si les parois sont bien stables.

Dans les galeries et chambres basses, on établit des piliers en maçonnerie ou béton au droit des constructions à édifier ou on renforce les piliers qui existent éventuellement. Les travaux de consolidation effectués pour la construction des lignes du Métropolitain de Paris sont exemplaires. (Voirouvelles Annales de la Construction - Diverses années).

Chapitre II

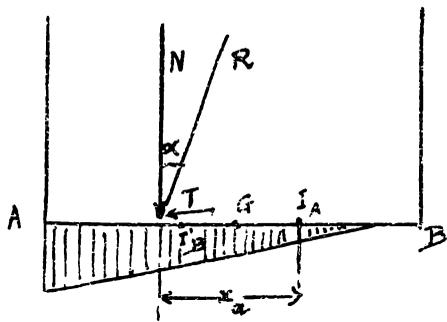
Fondations directes en terrain ferme.

§ 1.- Calcul des fondations directes.

On appelle fondations directes celles qui reposent directement la construction sur le bon terrain, sans l'intermédiaire de supports spéciaux; piliers, pieux, etc... Ces fondations sont généralement peu ou moyennement profondes.

La condition de stabilité de ces fondations est que :

- 1°) la compression maximum sur la base ne dépasse pas le taux de sécurité ;
- 2°) le coefficient de sécurité de glissement soit supérieur à la limite fixé (généralement 2).



Pour la détermination de la compression maximum, on adopte les hypothèses de la résistance des matériaux pour les corps ne résistant pas à la traction, c'est-à-dire les lois du rectangle, du trapèze ou du triangle.

Dans le cas le plus général,

$$\sigma_{max} = \frac{N x_a}{I/v_a} < R_k,$$

le problème étant considéré comme plan, c'est-à-dire la résultante R agissant dans un plan de symétrie. Si il n'y a pas de symétrie, il faut employer les formules de flexion gauche composée.

En outre

$$f N \geq 2 T \quad \text{ou} \quad \text{tg } \alpha \leq \frac{\text{tg } \varphi}{2}$$

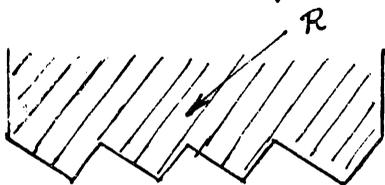
φ étant l'angle de frottement de la base sur le sol.

On sujet de la compression, il faut observer que la forme de la

Fondation dépend surtout du rapport $\frac{R_m}{R_k}$ de la résistance pratique de la maçonnerie à celle du terrain :

Si $\frac{R_m}{R_k} \leq 1$, ce qui est le cas de la fondation sur le roc dur et résistant, on conserve comme base de fondation la section courante de l'ouvrage ; c'est le cas des murs de soutènement et de barrage, etc.. assis sur le roc.

Si $\frac{R_m}{R_k} > 1$, il faut nécessairement donner à la base de fondation une étendue plus grande que la section en superstructure, d'autant plus que le rapport est plus grand et que la réaction sur la base de fondation est plus excentrée ; cela se réalise par un empattement ou une semelle. D'autre part, si les compressions sur le sol s'effectuent suivant la loi du trapèze ou du triangle, il en résulte des tassements inégaux qui, sur un bon terrain pas trop chargé, sont généralement peu sensibles, mais peuvent l'être sur du terrain mauvais, compressible. L'empatement doit alors aussi avoir pour objet d'uniformiser la pression autant que possible, ce qui oblige la réaction totale à passer par le centre de gravité de la base.



La condition relative au glissement peut être réalisée, si l'inclinaison de la réaction est assez forte, en inclinant la base de fondation pour réduire α . Pour éviter des fondations trop profondes, cette inclinaison se réalise très favorablement au moyen de redents en dents de scie, d'autant plus que la résistance au glissement en est encore accrue et devient égale à celle de cisaillement du terrain.

D'autres moyens : ancrages, butées, etc... peuvent être employés ; ils sont exposés dans l'étude des murs de soutènement. Ils ne sont efficaces que si le terrain de fondation n'est pas trop médiocre. Il est très difficile, sinon impossible d'empêcher des glissements en terrain vaseux, sans cohésion et sans frottement. Les fondations sur pilotis n'y réussissent pas toujours et il faut dans ce cas, chercher, par des moyens spéciaux, à diminuer la composante tangentielle

autant que possible (voir murs de quai maritimes).

§ 2. - Cas des fondations profondes. Fondations sur sable, gravier ou béton maigre.

Considérons une construction de section horizontale S et dont le poids au dessus du sol est Q . La pression correspondante est $\frac{Q}{S}$, qui doit être inférieure à la force portante. Si nous supposons que la fondation se fait sans empâtement, il faudra descendre la base à un niveau où la force portante p est suffisante.

Soit h cette hauteur et soit π le poids spécifique de la maçonnerie. Si le massif est plein, on a :

$$p = p_0 + k h \geq \frac{Q}{S} + \pi h$$

d'où

$$h = \frac{\frac{Q}{S} - p_0}{k - \pi} .$$

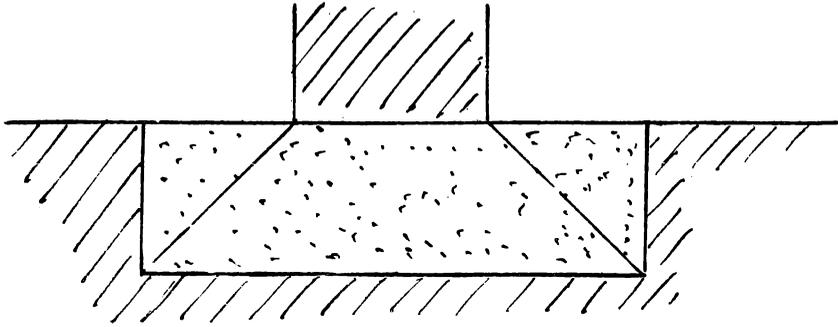
On voit que pour réduire h , il faut augmenter le dénominateur, ce qui se réalise le mieux en évidant la fondation. Si $s < S$ est la section de la fondation, on a :

$$h \geq \frac{\frac{Q}{S} - p_0}{k - \frac{\pi s}{S}} .$$

Mais l'évidement est limité, d'abord par suite du poids à supporter, indépendant de h , mais en outre par suite du poids propre et de la poussée des terres extérieures, croissant avec h . Rationnellement, la section s doit donc croître avec h , d'une manière qu'il est simple d'établir dans un cas concret. Au delà d'une certaine profondeur, on a $s = S$. Il faut introduire dans la formule une valeur moyenne de s . La réduction de l'évidement avec la profondeur est favorable pour la résistance du radier de fondation, dont la portée libre est réduite et qui, si on atteint la limite $s = S$, prend la forme d'une voûte renversée très avantageuse.

Dans le cas où les évidements ne peuvent convenir, il est favorable de substituer à la maçonnerie de poids spécifique π (2000 à 2300 kg.)

une matière plus légère, soit du sable, de préférence gros ($\Delta = 1300 \text{ à } 1600$), du gravier (même poids spécifique), de la pierreaille (id.) ou du béton macré, aussi léger que possible (Béton de poudce $\Delta = 1000 \text{ kg}$; béton de pierre ponce 1200 kg ; béton de sable et de broquillons: $1600 \text{ à } 1800$, béton de laitier granulé). Ces bétons peuvent être des bétons de chaux hydraulique.



Mais, ainsi que nous l'avons vu à propos du terrain compressible, ces massifs de sable ou de gravier ont l'avantage de répartir les

charges qu'ils supportent; on admet, par approximation, que cette répartition se fait sous un angle de 45° . (Voir à ce sujet la note annexée à la fin du cours de fondation). On peut, de la sorte réduire, la profondeur de fouille à condition de l'élargir; cette solution est souvent la plus avantageuse et elle réduit l'empâtement. On peut considérer, comme une règle générale qu'il est favorable, sur du terrain peu résilient, de fonder sur un massif répartiteur de gros sable, gravier, pierreaille, etc. Ce massif doit être perméable et ne pas être très sensible à l'effet de l'eau, donc peu argileux. Eventuellement il doit être drainé ou, si le terrain est très mauvais, enfermé sous une enceinte. Il doit être bien tassé et à l'abri des entraînements par l'eau courante.

Pour éviter des affouillements, on peut enfermer le massif de sable entre des parois de palplanches, on réduit ainsi la largeur du massif tout en bénéficiant de toute la force portante du terrain au niveau inférieur du massif de sable, qui peut correspondre avec celui de base des palplanches. Mais la fiche des palplanches ne doit pas être trop grande, pour éviter la flexion latérale.

Cette disposition est aussi très favorable pour les longs ouvrages fondés en mauvais terrain, par exemple les longs aqueducs sous remblai. Les variations de consistance du terrain sont rendues insensibles par

le massif répartiteur et on évite ainsi des fissures, tassements inégaux, etc.

§ 3.- Empattements et semelles.

Les empattements et semelles ont pour but d'agrandir les bases de fondation en vue d'en réduire la pression spécifique. On donne le nom d'empattements aux élargissements progressifs. Nous avons vu qu'une simple couche de gros sable réalise en somme un empattement, qui n'est cependant pas, ainsi qu'on l'admet, à 45°, parce que la répartition n'est pas uniforme sur l'étendue correspondante.

Examinons un empattement en maçonnerie non armée, p. ex. en béton, dont les talus ont une inclinaison m sur la verticale. Soit h la hauteur; les sections verticales d'encastrement des empattements sont soumises à 1 moment fléchissant.

$$M = \frac{p (m h)^2}{2} = \frac{\sigma h^2}{6} .$$

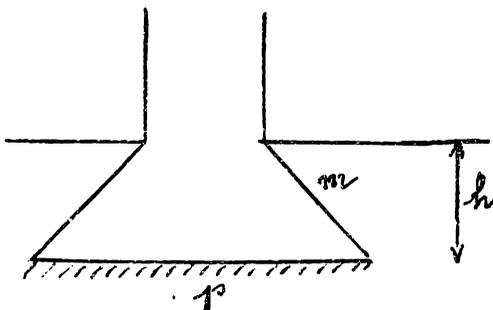
En admettant $\sigma = p$ comme résistance à l'extension (terrain et béton médiocres), on a :

$$m = \sqrt{\frac{1}{3}} = 0,6 ,$$

qui donne l'inclinaison limite des talus $< 45^\circ$.

Et fortiori ne doit-on pas compter sur une plus forte inclinaison dans

1 couche de sable. On peut aussi déterminer h_{min} par la résistance au cisaillement, la largeur étant définie par la force portante.



Anciennement, les empattements en maçonnerie se faisaient par gradins. Le

prof. Coker (Technique moderne, 15 fév. 1923) a déduit d'études photographiques que, même en arrondissant les angles, on obtenait des tensions triples des moyennes calculées. Il est donc préférable d'employer des empattements à talus et d'éviter les angles vifs et les fortes inclinaisons.

Fondations.

La photoélastométrie serait utilement employée pour l'étude des em-
pattements et semelles, dont la sollicitation est en somme mal connue.

On a :

$$p = \frac{P}{b+2mh} + \frac{\pi(b+mh)h}{b+2mh} + \frac{\Delta mh^2}{b+2mh} = \frac{P}{b+2mh} + \pi h$$

En supposant :

$$P = Rb, \text{ on a } p = \frac{R}{1+2m\frac{h}{b}} + \pi h = p_0 + kh.$$

Cette équation permet de déterminer h en fixant m , par exemple $= 0,6$.

On peut trouver par cette formule des valeurs de h assez élevées.

Pour les réduire, il faut employer des semelles, c'est-à-dire des dis-
positifs répartiteurs de faible épaisseur relative, travaillant à la
flexion.

On peut employer des grils de charpente, formés de pièces de bois
en couches croisées superposées, ou de lits de poutrelles métalliques croi-
sées et superposées, solidarisées par du béton. Ces moyens utilisent mal
les matériaux, on emploie surtout la semelle en béton armé, qui est
complètement déterminée si on se fixe le rapport de l'épaisseur à l'em-
pattement, par exemple $\frac{h}{l} = n = \frac{1}{2}$ à $\frac{1}{4}$, pour ne pas avoir trop
d'armatures et fatiguer peu le béton. La profondeur de fondation
minimum doit être respectée, environ 1 m. En la faible profondeur,
on admet $p = p_0 = cte$.

On a donc :

$$p = \frac{P}{b+2l} + \pi h = \frac{R}{1+2\frac{l}{b}} + \pi h = \frac{R}{1+2\frac{l}{b}} = \pi nl$$

D'où l et $h = nl$. On calcule ensuite les armatures.

Ces calculs supposent une pression uniformément répartie sur la base
de l'empattement, ce qui n'est à peu près réalisé toutefois que si l'em-
pattement est très rigide par rapport au sol, donc très épais, ou si le
sol est très compressible. Sur un empatement en béton armé, assez long
et flexible, il est certain que la pression doit diminuer vers les bords.

On peut faire l'hypothèse simple qu'elle est constante sous la partie
rigide et varie de cette constante à zéro jusqu'aux bords dans la partie
flexible. On peut aussi supposer que la pression soit proportionnelle

si la déformation du sol, égale et de sens contraire à celle de la semelle, on obtient alors la loi suivante :

$$p = -ky = \frac{d^2 M}{dx^2} = EI \frac{d^4 y}{dx^4}$$

en supposant I constant.

Donc :

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = -\frac{k}{EI} y \quad \text{Posons } \alpha = \sqrt[4]{\frac{k}{EI}}$$

on a :

$$y = A e^{\alpha x} \cos \alpha x + B e^{\alpha x} \sin \alpha x + C e^{-\alpha x} \cos \alpha x + D e^{-\alpha x} \sin \alpha x$$

En chaque point

$$M = EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad \text{et} \quad T = EI \frac{d^3 y}{dx^3}$$

Les constantes se déterminent par les conditions

1°) $\frac{dy}{dx} = 0$ pour $x = 0$ (encastrement) d'où $A + B = C - D$

2°) pour $x = l$, largeur de l'empattement, $M = 0$ et $T = 0$.

3°) pour $x = 0$, $T = \frac{P - b \cdot p_{max}}{2}$, $p_{max} = -(A + C)k$.

Les calculs algébriques sont très complexes, on effectuera les calculs numériques. Néanmoins, il semble donc utile de faire les empattements en béton armé d'épaisseur constante, parfois on leur donne un léger talus, réduisant l'épaisseur au bord. Il faut rejeter la solution consistant à former la base de l'empattement en V, qui pénètre dans le terrain comme un coin et favorise l'écartement des terres. Ou contraire, pour réaliser une certaine compression, certains auteurs préconisent la base en calotte ou dièdre concave vers le haut. Cette disposition réduit cependant l'épaisseur dans la région centrale où les moments sont maxima et ne paraît donc pas avantageuse. On conservera plutôt la base plane, ou bien on s'inspirera de la disposition adoptée par DTG. Comodore et citée par DTG. DTG esmağaç (page 247) de l'empattement en forme de cloche moulé sur le terrain en place.

§ 4. - Radiers généraux.

Les radiers généraux s'emploient en très mauvais terrains, lors que les dimensions des semelles deviennent très importantes. Il est alors préférable de constituer la fondation d'un ensemble constructif sur un plateau de fondation unique, qui doit répondre aux conditions suivantes :

1^o) présenter une superficie suffisante pour que la pression sur le terrain ne soit pas excessive.

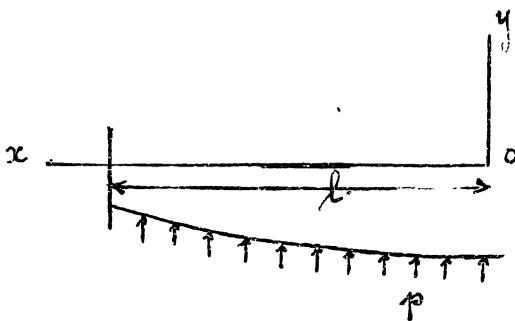
2^o) la résultante de toutes les charges normales doit passer approximativement par le centre de gravité de la base, pour éviter les déversements.

3^o) l'épaisseur de la dalle doit être suffisante pour lui permettre de résister aux flexions auxquelles elle est soumise.

Les 2 premières conditions sont simples à réaliser ; le calcul du radier peut, par contre, être très complexe si la disposition des constructions qu'il porte est très variée. Les constructions sont généralement des piliers, murs, piles ou massifs. Sur toute l'étendue de la section de ces constructions, le radier doit être considéré comme indéformable. Donc on peut les considérer comme des appuis de la dalle soumise aux efforts de la pression du sol, qui s'exercent verticalement du bas vers le haut.

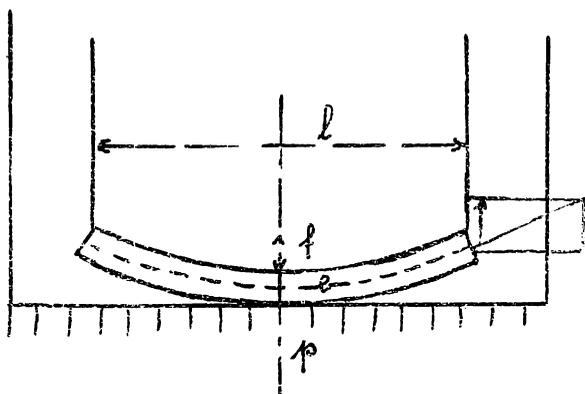
On calcule donc le radier comme une dalle appuyée sur le point ou sur des appuis multiples : murs, ou discontinus : piliers et colonnes, éventuellement en porte à faux, s'il y a un empattement.

On donne généralement une grande rigidité à ces dalles et on a recours à des hypothèses simplificatrices de sécurité pour le calcul. D'autre part, il n'y a en général qu'un cas de charge à envisager : pression générale uniforme. On simplifie le calcul, en même temps qu'on améliore les conditions de résistance de la dalle et qu'on l'allège, en la constituant comme un hourdis nervuré, ce qui permet avec un moindre cube de béton de réaliser une hauteur théorique plus forte et d'employer moins d'acier ;



le calcul est plus sûr par suite de la subdivision en éléments coordonnés. On emploiera notamment ce dispositif lorsque les charges sont reportées sur le radier par des piliers. Il n'y a généralement pas de raison péremptoire d'établir un radier sans nervures, travaillant comme une dalle à champignons, et on établira un quadrillage de nervures principales entre les piliers, entre lesquelles s'établissent des dalles à armatures croisées ou nervurées.

On peut aussi employer comme radiers généraux des voûtes renversées, en maçonnerie appareillée ou en béton non armé. On peut employer des voûtes d'arêtes lorsque le radier supporte des piliers disposés suivant les sommets d'un quadrillage, mais la disposition la plus



fréquente est celle des berceaux en arc de cercle surbaissé, sur les retombées desquelles s'appuient des piles ou murs parallèles et équidistants.

Le calcul de ces voûtes, de portée généralement faible, est très simple. La pression est sensiblement

uniforme. La ligne des pressions est donc parabolique. On peut donc admettre approximativement qu'elle est confondue avec l'axe de la voûte en arc de cercle, ce qui correspond à des pressions uniformes dans les joints. Cette hypothèse est trop favorable, mais elle est compensée par un taux de travail modéré et par le caractère très favorable de sollicitation : surcharge constante et absolument statique, température uniforme, indéformabilité pratique des appuis etc..

La poussée est $H = \frac{pl^2}{8f}$. La réaction verticale est $V = \frac{pl}{2}$.

La réaction dans le joint de retombée est $R = \sqrt{H^2 + V^2}$ et le taux de travail dans ce joint est $\sigma = \frac{R}{e}$ e étant l'épaisseur de la voûte.

(Le calcul précédent se rapporte à 1 mètre de la voûte de 1 m. de largeur).

On peut s'y ailleurs opérer par la méthode de Bérty ou plus simplement

encore, si on dispose de tableaux (Bresse, Timochenko, etc) par la méthode rigoureuse de l'arc élastique, mais on peut adopter alors un taux de travail plus élevé. L'extrados de la voûte est disposé sur un lit de béton d'épaisseur variable de manière à rendre la base de fondation plane.

S'il n'y a qu'une seule voûte, on annihile la poussée par un tirant calculé selon les hypothèses précédentes, compte tenu de la poussée latérale des terres sur les murs. S'il y a un grand nombre de voûtes successives (murs à arcades) on munit de tirants les voûtes d'extrémité ou, mieux, on établit des appuis extrêmes assez massifs pour que leur frottement sur le sol soit suffisant pour résister à la poussée.

§ 5. - Exécution des fondations en fouille ouverte à sec. -

Lorsque la fondation est au dessus du niveau de la nappe aquifère et donc généralement peu profonde, on la construit à sec en fouille ouverte, dont les talus sont tenus aussi raides que possible pour réduire les terrassements. Lorsque l'ouvrage est long et étroit et enterré assez profondément (aqueduc, égout, etc), on le construit généralement dans une fouille aussi étroite que possible, à parois verticales, éventuellement étonçonnée ou blindée selon que la nature des terres l'exige. L'établissement de talus pourrait en effet exiger un multiple des fouilles correspondant au système précédent.

§ 6. - Exécution des fondations profondes par puits de mine. -

Lorsque la fondation doit s'asseoir directement sur le bon sol à grande profondeur, par exemple les piles de viaducs descendues sur le bon terrain à travers une couche assez épaisse de terrains ébouleux, on peut l'exécuter au moyen d'un puits de mine blindé descendu jusqu'à la cote de fondation. Ensuite on élargit la fouille à la base par des galeries boisées, analogues à celles des tunnels, et que l'on couvre

de béton. On maçonne ainsi tout le massif de fondation depuis le fond en remontant. Le puits doit être d'assez grande section et présenter, comme il a été décrit dans le cours de tunnels, divers compartiments: un compartiment d'échelles pour la circulation du personnel, un compartiment pour les déblais et un pour le béton. On équilibrera la remontée des déblais par la descente du béton, à moins que l'on ne convoie le béton en tubes, par gravité. Il faut nécessairement un treuil, de préférence électrique. Il faut une conduite d'air soufflé dans le fond et éventuellement une pompe d'exhaure, car il y a généralement des venues d'eau ou suintements. Éventuellement, on établira, comme nous l'avons indiqué précédemment, une galerie de drainage aboutissant au jour un peu en aval de la vallée. Cette galerie permettant la circulation est reliée à la surface par un puits de sondage vertical, qui ensuite charge pour constituer la fouille. L'assèchement, l'évacuation des déblais et la circulation du personnel se font par la galerie.

§ 7. ~ Fondation en fouille ouverte sous le niveau de la nappe aquifère.

Ce cas se présente en terre ferme lorsque le fond de la fouille est sous le niveau de la nappe phréatique; dans un cours d'eau lorsque la fouille est abritée de l'eau au moyen d'un batardeau étanche. Les inclinaisons des talus ou l'importance des blindages doivent être déterminées en tenant compte du niveau de l'eau. La fouille doit être asséchée par épuisement. A cet effet, son fond est pourvu d'un réseau de rigoles ou de drains (pierrées ou tuyaux de poterie) aboutissant à un ou des collecteurs qui conduisent les eaux vers un ou des puisards, où plongent les prises des tuyaux d'aspiration (Bassin Canal d'Anvers). En terrain décliné, on peut écouler l'eau par la gravité (voir terrassements).

Lorsque l'épuisement maintient la fouille sèche, la nappe aquifère est rabattue au voisinage et les talus de la fouille sont donc secs; ils tiennent généralement bien. Si l'épuisement faiblit ou est interrompu, le niveau remonte, les talus suintent, poussent et peuvent s'écrouler.

Les alternances sont spécialement défavorables ; elles peuvent entraîner des modifications dans le terrain et augmenter les venues d'eau.

Dans une fouille importante et pour une forte succion d'eau, il faut donc assurer une grande sécurité d'épuisement ; c'est-à-dire installer des pompes d'une puissance en excès sur les besoins, et des pompes de réserve. Il est généralement nécessaire d'assurer la continuité de l'épuisement nuit et jour. Il y a donc un grand intérêt économique à travailler à trois postes par jour. Cela présente d'ailleurs aussi l'avantage de réduire au minimum la phase toujours aléatoire du travail avec succion d'eau.

§ 8. - Épuisements et tenue d'eau.

Il est très important de pouvoir prédéterminer, au moins approximativement, le débit d'eau à épuiser. En terrain vierge, si la fouille est ouverte dans une nappe phréatique non alimentée, on peut utiliser les formules exposées dans le cours d'hydraulique appliquée pour le régime non influencé des nappes. Le débit initial peut être déterminé préalablement à l'ouverture de la fouille par un essai de pompage assez prolongé dans un puits. Le débit va en décroissant dans le temps, d'autant plus vite que la nappe est moins profonde. Ceci implique que le travail soit fait en saison sèche. L'épuisement peut provoquer le tarissement des puits voisins.

Très souvent la nappe est alimentée ; soit par les pluies et, fréquemment par un cours d'eau voisin. Dans le 1^{er} cas, on peut supputer la limite d'influence de l'épuisement sur la nappe, connaissant l'apport vertical spécifique selon les méthodes exposées au cours d'hydraulique appliquée. Dans le second cas, la distance d'influence en régime s'étend jusqu'au cours d'eau pour la partie de la fouille la plus voisine de celui-ci. Pour les autres, on peut connaître assez approximativement la forme de la nappe d'après la théorie du puits voisin d'un cours d'eau, exposée dans le cours d'hydraulique appliquée.

Admettons que le fond imperméable soit horizontal. Soit H la hauteur

primitive de la nappe et h le rabattement. Nous négligeons l'effet de l'inclinaison des talus. Le débit par unité de longueur d'un talus d'une fouille allongée assimilable à une tranche filtrante est :

$$q = \frac{q [H^2 - (H-h)^2]}{2l} = \frac{q (2H-h)h}{2l}$$

Ce débit varie entre 2 extrêmes :

a) la nappe est très profonde $q_a = \frac{qHh}{l}$

b) la nappe est très peu profonde $h = H$, $q_b = \frac{qh^2}{2l} < q_a$.

Ces équations sont des formes particulières de la formule générale

$$q = q H \frac{dh}{dx}$$

Si la fouille est circulaire ou carrée, de longueur moyenne $2l'$, on peut employer la formule des puits

$$Q = \frac{\pi q [2H-h] h}{\log l - \log l'}$$

formule qui appelle les mêmes observations que ci-dessus.

On peut déterminer les éléments inconnus de ces formules par des pompes prolongées jusqu'au régime, suivant les méthodes indiquées dans le cours d'hydraulique appliquée.

On peut aussi avec suffisamment d'approximation pomper dans un puits de rayon r jusqu'à obtenir un état de régime pour le rabattement h . On a :

$$Q' = \frac{\pi q [2H-h] h}{\log l - \log r}$$

Moeyennant une estimation convenable de l , on peut déterminer le débit Q avec une approximation suffisante par comparaison. Par raison de précaution, on majore le résultat de 50 à 100 % en vue de déterminer la puissance des pompes.

Toutes les formules précédentes supposent des parois latérales perméables et le fond de la fouille descendu jusque sur le terrain imperméable, sinon les débits latéraux donnés par les formules sont trop grands.

Mais par contre, il s'ajoute un débit de fond. Le mouvement réel est très complexe ; je me réfère au cours d'hydraulique appliquée.

Fondations.

Pratiquement, faute de mieux, on emploiera les formules précédentes en appliquant un coefficient de sécurité.

Il faut éviter des vitesses de filtration excessives, capables de provoquer des entraînements de terrain; les limites de vitesse figurent dans le cours d'hydraulique appliquée.

On effectue parfois des fouilles à parois latérales étanches (palplanches) dans les terrains aquifères de grande profondeur. On peut les assimiler à des puits alimentés par le fond. Si r est le rayon moyen, on a $A \text{ q } r h < Q < 2 \pi \text{ q } r h$.

Lorsque la retenue est un peu forte, il peut se produire des sources, parfois jaillissantes, dont le danger consiste dans la possibilité d'entraînements de terrain. Si elles ne sont pas très vives, on peut chercher à les aveugler en excavant assez profondément et en bouchant par un massif de corroi pilonné. Ou bien on capte la source par des tuyaux de poterie. Si elle est vive, la meilleure solution consiste à l'équilibrer au moyen d'un long tuyau vertical fiché dans le sol à l'endroit de la source et dont le pied est entouré d'un monticule assez fort de corroi pilonné. L'eau monte dans le tube au niveau qui équilibre le mouvement s'arrête et la source peut éventuellement se colmater dans la suite. Les cheminées d'équilibre sont parfois conservées dans la construction; éventuellement on les obture après coup par injection de ciment.

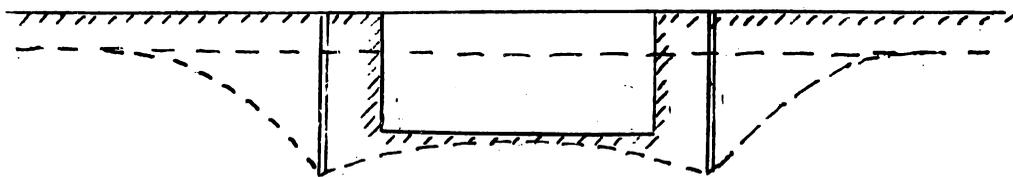
§ 9. - Rabattement de la nappe aquifère par puits filtrants.

Le système d'épuisement en fouille ouverte devient insuffisant, notamment au centre de la fouille, lorsque le rabattement devient très important. La vitesse de l'eau dans les rigoles et dans la prépine peut être grande et il en peut résulter des entraînements de terrain si il est formé de fines particules. Dans les sables, la méthode ordinaire n'est plus recommandable au delà de 5 à 6 m. de rabattement. Dans les sables argileux ou les terrains agglomérés, on peut éventuellement atteindre 10 m. et davantage.

Tous les rabattements par tubes filtrants permettent de dépasser sensiblement ces limites.

Dans les sables bouillants, il est nécessaire d'assécher avant d'ouvrir la fouille, sinon les terres fluent, tandis qu'à sec elles tiennent généralement bien. Lorsqu'on ne peut élever naturellement par la gravité, il faut rabattre la nappe aquifère par une batterie de puits filtrants.

Ce système consiste à entourer la fouille et assécher d'une ceinture de puits dans lesquels on pompe un débit suffisant pour que la nappe qui s'établit entre ces puits soit partout en dessous du fond de la fouille. Le rabattement est, du fait de la forme des nappes, plus grand dans les puits qu'au centre de la fouille. Il y a intérêt à réduire ce rabattement exagéré et superflu, car il donne lieu à un accroissement de débit, donc augmente la dépense de pompage et les vitesses de l'eau. Pour cela, il faut réduire l'écartement des puits et employer un grand nombre de



puits voisins, formés de tubes filtrants. La fouille est alors bien sèche et, par suite des multiples sections filtrantes, la vitesse de l'eau reste faible; on évite les entraînements.

Le dispositif suivant a été employé pour la construction d'un grand nombre d'écluses, notamment les têtes de l'écluse du Krüsschous à Anvers. On effectue dans le sol des forages tubés d'un ϕ calculé d'après le débit, afin de ne pas dépasser une vitesse effective de 3 à 6 mm/s. Dans ce tube on descend un tuyau ou un manchon perforés en acier, contenant un filtre en toile de bronze étamé à mailles très fines ou d'autres dispositifs équivalents. À l'intérieur de ce filtre plonge un tuyau d'aspiration. Tous ces tuyaux sont branchés sur une conduite mère entourant la fouille. Chaque tuyau est muni d'un robinet à la partie supérieure et d'un regard en verre qui permet d'observer l'eau

étroite, notamment de déclencher s'il y a des entraînements de terre. Après mise en place du tube filtrant, on remplit le forage de gros sable ou de fin gravier et on retire le tube extérieur de sondage. La conduite mère aboutit à un réservoir à eau constituant une capacité fermée dans laquelle puise la pompe. Une pompe à air aspire l'air amené par les eaux dans le réservoir, afin d'assurer une bonne aspiration de la pompe.

Le rabattement se fait donc par un très grand nombre de puits qui s'influencent mutuellement. Le débit peut être établi par la formule des puits multiples. Son emploi ne donne pas de différences très considérables par rapport aux hypothèses simples exposées ci-après; elles sont inférieures à la majoration qu'il est prudent de prévoir pour la sécurité.

Si l'enceinte est circulaire ou carrée, on considère que le point le plus haut de la nappe est au centre, à distance l des puits. Le rabattement y est égal à h' . On estime l'étendue l de la zone d'influence. On applique au système la formule simple des puits, comme s'il réalisait le rabattement h' dans toute l'étendue du cercle de rayon l . Si H est la profondeur de la nappe :

$$Q = \frac{\pi \varphi [H^2 - (H - h')^2]}{\log l - \log l'} = \frac{\pi \varphi (2H - h') h'}{\log l - \log l'}$$

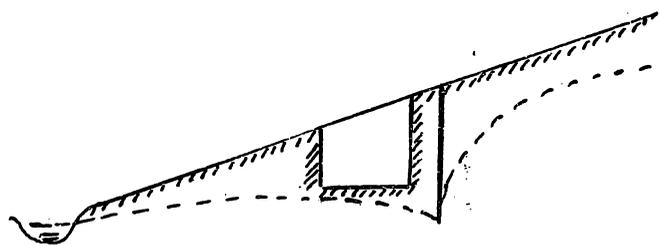
Comme h' est considérable, on ne peut généralement plus le négliger devant H , on se rapproche plutôt du cas des nappes peu profondes. La formule est par défaut, car le rabattement h dans les puits est supérieur à h' .

Si la fouille est étroite et longue, on peut appliquer avec 2 files longitudinales de puits la formule des tranchées filtrantes. Soit l la distance de chaque file au milieu de la fouille, l' la largeur d'influence, h' et H les mêmes éléments que ci-dessus. On admet pour le débit par mètre courant d'une file

$$q = \frac{\varphi (2H - h') h'}{2(l - l')}$$

La formule est aussi par défaut, mais dans ce cas, h est généralement

peu supérieures à h' , les tubes étant très rapprochés et la largeur $2 l'$ étant petite. On peut déterminer la valeur réelle de h par la formule des puits multiples. Toutes ces formules supposent que les puits descendent



jusqu'à sur le fond imperméable.

Cette condition n'est généralement pas satisfaite; les résultats sont donc de ce fait par excès.

Lorsque la fouille allongée (écluse p. ex.) est établie au travers d'une nappe en pente, établie dans un versant de vallée et s'écoulant vers la rivière, on peut se borner à disposer une seule file de tubes filtrants à l'amont de la fouille. Elle agit comme une tranchée filtrante et on peut appliquer la formule correspondante. En aval, le terrain est parfaitement asséché (Écluse de la Petite Ile, canal de Charleroy à Bruxelles, visite du 24 juin 1927).

Si le rabattement doit être très important, on procède par ceintures étagées, produisant des rabattements successifs de 5 à 6 m. On en a établi 5 pour le musée de Berlin (rabattement total 15 m, voir planches). La dernière ceinture, la plus basse, doit pouvoir écouler tout le débit. Pour éviter des fonçages successifs, on enfonce parfois d'emblée des tubes profonds, munis de clapets à différents niveaux, que l'on peut ouvrir successivement. On augmente ainsi la hauteur active des tubes au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

Il peut se produire qu'une couche imperméable soit recoupée par la fouille. Dans ce cas, il faut 2 batteries de tubes, une pour épuiser au dessus de la couche, l'autre en dessous. Si les venues d'eau sur les pierceuses sont faibles, on peut se contenter de percer la couche imperméable à différents endroits tout autour de la fouille, au moyen de forages remplis de gravier ou de pierreaille. La nappe supérieure est ainsi mise en communication avec la couche perméable inférieure, qui est épuisée par les tubes filtrants.

Le rabattement par tubes filtrants demande un matériel spécial

qui, bien qu'assez simple, augmente beaucoup le prix de l'épuisement. Le grand avantage du système est la sécurité, résultant du réglage à volonté de l'allure de l'épuisement et du niveau de la nappe, selon les circonstances variables du terrain et de l'alimentation de la nappe, grâce aux robinets de réglage ou au forçage de tubes additionnels, qui est possible de s'effectuer sur la conduite mère. D'autre part, par le développement des trous de forage, on peut réduire la vitesse de filtration de l'eau dans le terrain à la limite voulue pour éviter tout entraînement. La méthode donne généralement satisfaction et est recommandable pour les rabattements importants. Lorsque les entrainements ne sont pas à craindre, on peut éventuellement descendre dans les trous de sondage des pompes électriques de sondage travaillant par refoulement (Voir Génie Civil 18-2-28).

On cherchera néanmoins à s'en tenir à l'épuisement ordinaire par raison d'économie. On s'inspirera utilement du principe de division et de progressivité sur lequel est basé le système perfectionné des tubes filtrants. On peut y arriver au moyen d'un système bien établi de rigoles ou drains très ramifiés et des puisards multiples. La fouille doit être assez large pour que ces dispositifs puissent être établis en dehors des fondations. Il faut éviter le délavage du béton de fondation par les eaux.

Chapitre III

Fondations directes hydrauliques.

§ 1. - Batardeaux.

On donne ce nom à des digues provisoires destinées à protéger de l'accès de l'eau une fouille creusée dans un terrain submergé, par exemple dans un cours d'eau. Un batardeau doit donc constituer avec les digues, berges ou autres limites de la nappe d'eau, une enceinte étanche dont la crête dépasse suffisamment le niveau de l'eau. C'est ce niveau est variable, il faut éventuellement établir le couronnement du batardeau au dessus des eaux moyennes.

La constitution du batardeau dépend de la nature du sol, de la hauteur d'eau et de la profondeur de la fouille. Il faut toujours établir le batardeau à une distance suffisante de la crête de la fouille, d'autant plus que celle-ci est plus profonde. Ou bien, on peut descendre le batardeau jusqu'en dessous du plafond de la fouille (enceinte de palplanches) et le rendre solidaire du blindage de la fouille.

Pour de faibles retenues ainsi que sur du terrain imperméable, ou sur une couche de faible puissance de terrain peu perméable reposant sur une base imperméable, on établit de petites digues en terre ou en enrochements, étanchées par une quantité suffisante d'argile ou de mortier argilo-sableux. On indique souvent la règle que, pour des terres ordinaires, la base doit être égale au quadruple de la hauteur, c'est-à-dire que les talus doivent être compris entre $1,5/1$ et $2/1$. Les enrochements exigent moins d'encrochement. On peut utiliser avec avantage des sacs de terre en assis réglés, fascines bourrées de terre ou des paquets d'enrochements enveloppés de treillis métallique. Le débit par mètre de paroi est $q = \frac{\rho h^2}{2l}$, l étant l'épaisseur filtrante. Il faut que q soit très faible.

Lorsque le terrain est perméable sur une faible épaisseur, on y enfonce une ou des parois étanches de palplanches, descendant jusque sur ou dans le terrain imperméable. Leur assurer l'étanchéité au dessus du sol, on établit un remblai argileux extérieur contre la paroi simple ou dans l'intervalle des 2 parois. Si le terrain est peu perméable et si la retenue est faible, on peut éventuellement ne pas enfoncer les parois de palplanches jusque dans le terrain imperméable, à condition de donner au batardeau une épaisseur suffisante pour que le chemin de filtration soit assez long, de manière à réduire suffisamment le débit et les vitesses. Si h est la charge d'eau, h' l'épaisseur de la couche perméable sous le bord inférieur des parois et l l'épaisseur du batardeau, on peut admettre que le débit par mètre d'un batardeau linéaire est $q = \varphi h' \frac{h}{l}$.

Cette formule ne tient pas compte des résistances de filtration verticales et suppose la nappe immobile de part et d'autre du batardeau. Cette hypothèse est admissible lorsque h' est faible par rapport à la hauteur totale de la nappe. Le débit est par excès, il faudrait envisager une longueur $> l$. La vitesse de filtration est $u < \varphi \frac{h}{l}$. Cette formule détermine le minimum de l par la limitation de la vitesse u .

Ce genre de batardeau expose au danger de formation de renards et ne peut s'employer qu'en terrain compact peu perméable.

Lorsqu'une enceinte fermée sensiblement circulaire et une épaisseur filtrante h' assez faible, on pourrait à la rigueur employer la formule des puits artésiens

$$Q = \frac{2\pi\varphi h' h}{\log L - \log L'}, \text{ avec } l = L - L' \text{ (épaisseur du batardeau).}$$

Si l'épaisseur du terrain perméable est grande, mais la perméabilité faible, on peut établir un batardeau du même genre à parois enfoncées assez profondément dans le terrain, dans le but d'allonger le chemin d'infiltration. On doit tenir compte des résistances de filtration verticales tant qu'horizontales, les premières devenant prépondérantes. Il faudrait connaître les trajectoires des filets liquides et la loi de variation de perméabilité. On obtient un débit par excès en supposant la

perméabilité constante et en considérant un filet liquide qui suivrait les chemins horizontaux et verticaux les plus courts, c'est-à-dire passerait les parois étanches verticales et passerait de l'une à l'autre par le chemin horizontal le plus court.

Suivant l'hypothèse de Bligh (voir cours d'hydraulique appliquée et de barrages) on suppose la variation de charge uniforme suivant le filet, donc $u \approx q \frac{h}{L}$, L étant la longueur du chemin défini. Cette vitesse doit être inférieure à la limite admissible; q doit être plus petit. Néanmoins, le danger de formation de renards est considérable. Le débit est très difficile à évaluer. On peut employer les formules du débit de fond d'un puits

$$4 q \pi h < Q < 2 \pi q \pi h.$$

Si il n'y a qu'une seule paroi de palplanches, il ne subsiste que les résistances verticales de filtration. Si il reste une faible hauteur de terrain perméable sous les palplanches, qui constitue une sorte d'étranglement dans la veine de filtration, il s'y produit une forte perte de charge, c'est-à-dire que cette section est soumise à une charge assez forte.

A la limite, si cette section est très réduite, elle est soumise à la charge presque totale et $u = q \frac{h}{e}$, e étant l'épaisseur des palplanches. Comme e est faible, à moins que q ne soit très petit (terrain pratiquement imperméable) les renards semblent inévitables. Il faut donc autant que possible descendre la paroi de palplanches jusque dans le terrain imperméable, si celui-ci est accessible. Si il est inaccessible et que la hauteur filtrante sous les parois de palplanches est assez grande, le rideau simple de palplanches est à peu près aussi efficace que la paroi double, surtout si il est entouré à l'extérieur d'une dique en terres imperméables bien étanche et assez épaisse. On réalise ainsi à moindres frais l'allongement du chemin d'infiltration.

En terrain très perméable de grande profondeur, les moyens précédents deviennent inefficaces. Il faut compléter le batardeau par un batardeau de fond, c'est-à-dire un fond étanche, raccordé aux parois latérales

étanche et capable de résister aux sous-pressions. Elle s'effectue généralement en béton coulé sous eau.

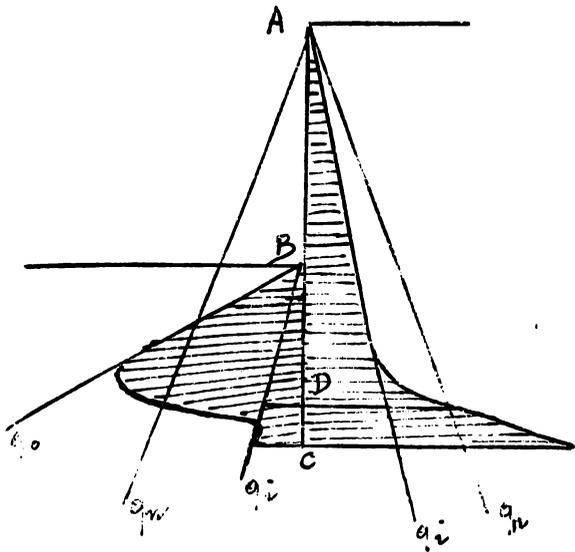
Sur terrain rocheux, l'étanchéité du joint à la base du batardeau peut être difficile à assurer. On emploie parfois des rails que l'on fait pénétrer d'une certaine longueur dans le rocher. On en établit deux files parallèles supportant des parois de namage. On bétonne sur le fond entre ces deux parois ; on achève ensuite le remplissage de l'encoffrement au moyen d'argile. Lorsque l'arrivée d'eau est faible, on dispose à la base des palplanches un boudin en sacs de béton, ou bien une diquette en sacs d'argile. Ces dispositifs ne résistent aux fortes pressions que lorsqu'ils sont établis à l'extérieur.

Il y a toujours intérêt à éviter les très grandes encenites. Pour les grandes constructions, on opérera plutôt par reprises. De même, dans une encenite, on procédera progressivement au déblai en bétonnant au fur et à mesure le fond des diverses fouilles successives afin de réduire les sujétions d'épuisement.

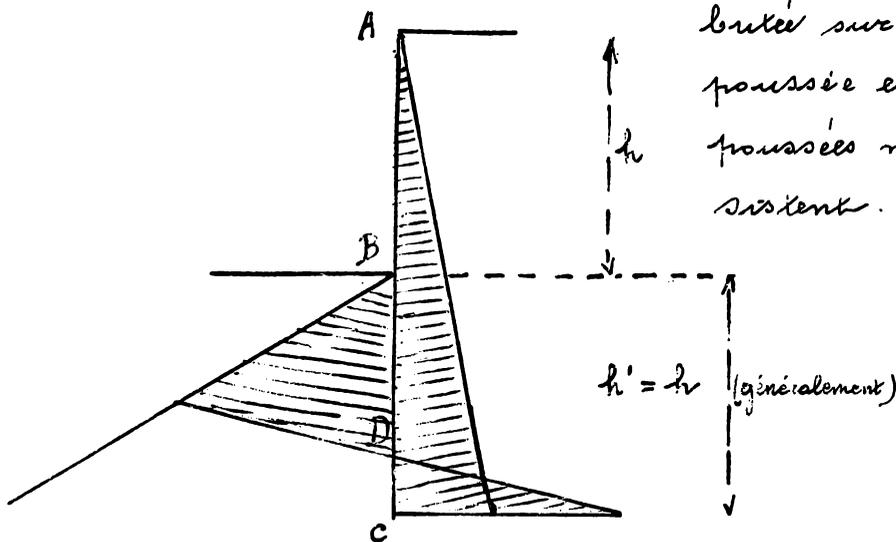
Lorsqu'il y a possibilité, on exécute parfois une partie de la fouille par dragage, avant fermeture du batardeau. Le grappin permet même l'évacuation sous eau après fermeture ; il convient bien comme dans toutes les fouilles étroites. Un point délicat est l'ancrage des batardeaux dans les berges ou digues, qui doit être très profond. Il est prudent de protéger ces ancrages par des contre-batardeaux séparés.

§ 2. - Calcul des parois de palplanches.

Les parois de palplanches sont battées dans le sol et pour les faibles hauteurs, il arrive que leur stabilité résulte de l'encastrement dans le terrain seul. Pour des hauteurs plus importantes, les parois ont généralement un appui supérieur, parfois des appuis intermédiaires. Ces appuis sont généralement déformables, mais moins que le terrain et modifient la nature des réactions d'encastrement dans le sol, qui dépendent des mouvements relatifs que l'on pourrait qualifier, à la rigueur, d'élastiques.



Considérons d'abord la paroi verticale ABC bâtie dans un terrain sec et et découverte sur une face jus qu'au niveau B. La paroi va tendre sous l'effet de la poussée des terres sur AB de se déverser vers le vide par rotation autour d'un point D, situé entre B et C. Il en résulte le développement d'une butée opposée à la poussée entre B et D et d'une butée sur la même face que la poussée entre D et C. En D, les poussées naturelles du terrain subsistent.



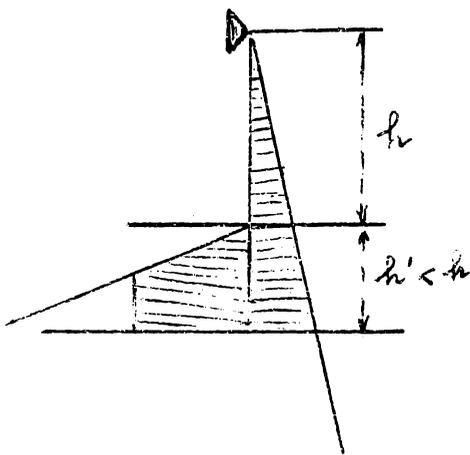
Par suite du mouvement, la poussée peut être considérée comme réduite à sa valeur inférieure. La butée entre B et D est certainement

élevée, mais à cause de la proximité du sol, on fera bien de ne pas en compter les valeurs correspondant à l'équilibre limite supérieur, mais d'employer les formules de Résal ou un angle de frottement réduit. La butée entre D et C est importante du fait que toute la hauteur des terres entre en compte, mais elle est réduite du fait que l'angle de frottement sur la paroi a le même sens que pour la poussée. On envisagera, par prudence, un angle de frottement nul. Le calcul se fera par vérification, c'est-à-dire qu'il faut que les butées calculées forment une sécurité excessive. On peut aussi prédéterminer la flèche en supposant le diagramme des réactions élémentaires formé de droites et en écrivant toutes les poussées élémentaires sous la forme $K \Delta h$, K étant un coefficient de poussée ou de butée déterminé d'après les considérations ci-dessus et

impliquant un facteur de sécurité.

On peut alors déterminer le moment fléchissant maximum sollicitant la paroi, d'ailleurs peu différent du moment d'encastrement au ras du sol.

Si il y a un appui supérieur, les mouvements sont différents. Il y a deux points fixes, un supérieur, au dessus du terrain, un autre dans le sol, à plus grande profondeur. Les déformations s'effectuent comme si la paroi reposait fictivement sur ces 2 appuis et fléchissait. Il en résulte généralement une poussée dont la limite est la poussée minimum sur la face du côté des terres et une butée vers la fouille, mais dont l'importance relative décroît avec la profondeur par suite de la moindre déformation de la paroi réduisant la compression. La poussée se calcule donc comme poussée minimum. Le diagramme de butée

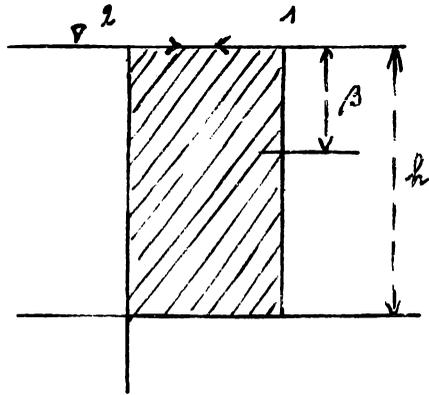


est remplacé par un trapèze à bases verticales dont le côté supérieur est déterminé par la valeur du coefficient de butée K' adopté. Les équations d'équilibre de translation et des moments déterminant les réactions de l'appui et du terrain ou bien la profondeur h' .

Généralement le terrain est imbibé d'eau, dans ce cas les poussées de l'eau et des terres se combinent. Les poussées sont augmentées et, par suite de la réduction de ϕ ; les butées par contre sont réduites; il faut en tenir compte. Les calculs s'effectuent comme précédemment. Comme les poussées sont fortes, si la hauteur est grande, on appuie les parois à différents niveaux, au moyen d'étais ou d'armatures ou de pannes formant des cadres rigides. Souvent, on se sert de bétonner le fond, la plateforme ainsi constituée constitue également un appui des palplanches. Le calcul du plafond est indiqué plus loin.

§ 3. - Calcul des batardeaux à double encoffrement.

Considérons d'abord le cas où le batardeau est formé de parois susceptibles de résister à la flexion (palplanches). Le remplissage en terre argileuse ne sert alors qu'à l'étanchéité et ne contribue que dans une faible mesure à la stabilité. Son épaisseur dépend de la charge et est généralement égale à la moitié de celle-ci. Les têtes des 2 parois doivent être bien solidement solidarisées par des traverses et tirants, de manière à assurer l'identité des déformations. Nous supposons que l'eau affleure à la crête du batardeau. S'il n'y a pas d'appui autre que l'encastrement, les 2 parois subissent une égale flexion en crête, qui fait naître une force horizontale H dans les traverses. La valeur de H est donnée, d'après le théorème des liaisons surabondantes par :



le théorème des liaisons surabondantes par :

$$\frac{d\mathcal{E}}{dH} = \int_0^h \frac{M_1}{EI_1} \frac{dM_1}{dH} dy + \int_0^h \frac{M_2}{EI_2} \frac{dM_2}{dH} dy = 0.$$

Si nous considérons tout d'abord l'effet de la poussée de l'eau πy , sans l'effet du remplissage, que nous supposons pulvérulent, mais incompressible et sans poussée, cette pression se répartit entre les 2 parois 1 et 2, suivant $\pi_1 y$ et $\pi_2 y$, donc $\pi_1 + \pi_2 = \pi$.

Ensuite de la présence du remplissage, les déformations des 2 parois sont identiques. En supposant les parois réalisées dans les mêmes matériaux, on sait que les déformations sont proportionnelles aux efforts et inversement proportionnelles aux moments d'inertie.

On trouve d'ailleurs pour le déplacement à profondeur β sous le niveau de l'eau

$$x/\beta = \frac{\pi_1}{6EI_1} \left[\frac{h^5}{5} - \frac{\beta h^4}{4} + \frac{\beta^5}{20} \right] = \frac{\pi_2}{6EI_2} \left[\frac{h^5}{5} - \frac{\beta h^4}{4} + \frac{\beta^5}{20} \right]$$

Donc :

$$\frac{\pi_1}{I_1} = \frac{\pi_2}{I_2}, \text{ d'où } \pi_1 = \frac{\pi I_1}{I_1 + I_2} \text{ et } \pi_2 = \frac{\pi I_2}{I_1 + I_2}$$

A ces pressions s'ajoutent les poussées du remplissage, égales à $K \Delta y$, mais opposées sur les 2 faces. Elles s'ajoutent à π_1 arithmétiquement, mais se retranchent de π_2 . Elles tendent donc à écarter les 2 parois et ce sont elles qui exigent leur réunion par des tirants. En observant que, en moyenne, $\pi = 1000$, les pressions sur les 2 parois sont donc :

$$p_1 = \left(\frac{1000 I_1}{I_1 + I_2} + K \Delta \right) y = K_1 y \quad p_2 = \left(\frac{1000 I_2}{I_1 + I_2} - K \Delta \right) y = K_2 y$$

d'où :

$$M_1 = - H y + \frac{K_1 y^3}{6} \quad \frac{dM_1}{dH} = - y$$

$$M_2 = + H y + \frac{K_2 y^3}{6} \quad \frac{dM_2}{dH} = + y$$

Donc :

$$0 = \int_0^h \left[- H y + \frac{K_1 y^3}{6} \right] \frac{y}{I_1} dy + \int_0^h \left[+ H y + \frac{K_2 y^3}{6} \right] \frac{y}{I_2} dy$$

d'où :

$$H \left(\frac{1}{I_1} + \frac{1}{I_2} \right) = \frac{h^2}{10} \left[\frac{K_1}{I_1} - \frac{K_2}{I_2} \right]$$

Si $I_1 = I_2$, on a :

$$H = \frac{h^2}{20} (K_1 - K_2) = \frac{h}{20} (p_{1 \max} - p_{2 \max}) = + \frac{K \Delta h^2}{10}, \text{ car } \pi_1 = \pi_2$$

Malgré que les terres soient enfermées entre 2 parois, on admet :

$$K = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

On en déduit les moments maxima dans les 2 parois à la base en faisant $y = h$ et en remplaçant H par sa valeur dans les formules ci-dessus.

Si il y a un appui à la tête du batardeau

$$\frac{d\mathcal{E}}{dH} = \int_0^h \frac{M_2}{EI_2} \frac{dM_2}{dH} dy = 0$$

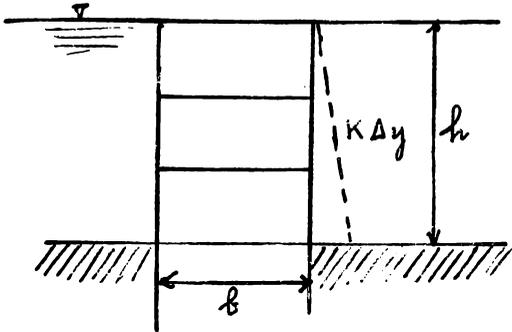
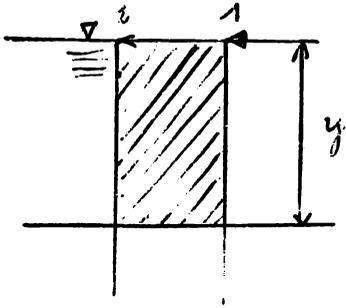
$$H = - \frac{K_2 h^2}{10}, \quad R = \frac{(K_1 + K_2) h^2}{10}$$

p_1 et p_2 ont les mêmes valeurs que ci-dessus. Les moments maxima à l'encastrement sont :

$$M_{1 \max} = (R - H) h + \frac{K_1 h^3}{6} = \frac{K_1 h^3}{15}$$

$$M_{2 \max} = H h + \frac{K_2 h^3}{6} = \frac{K_2 h^3}{15}$$

On peut aussi constituer les parois du batardeau de matériaux n'ayant qu'une faible résistance à la flexion ; on cherche à assurer la stabilité



par le massif de terre. Le batardeau n'a donc pas d'autre appui que l'excavation dans le sol, mais les 2 parois, sont ancrées par des tirants de telle sorte que leurs déformations soient en tous points identiques. Dans ces conditions, et une profondeur suffisante sous la crête, un prisme parallélépipédique occupant toute la largeur du batardeau et de hauteur très petite subit sous l'effet de la flexion une déformation de glissement simple. La condition de sécurité est donc

$$T < N \operatorname{tg} \varphi.$$

Près de la surface, la terre est comprimée par la paroi située du côté de l'eau et résiste par une poussée voisine de la limite supérieure, mais elle ne transmet à la paroi opposée qu'une poussée moindre, voisine de la limite inférieure. Sur toute cette paroi opposée règne une telle poussée $K \Delta y$ et, sur la paroi supportant la poussée de l'eau, à profondeur suffisante, nous trouvons la poussée $K \Delta y + N \operatorname{tg} \varphi$, si le glissement est sur le point de se produire. Les 2 poussées $K \Delta y$ sur les 2 parois se neutralisent par les ancrages, du moins leurs composantes horizontales. Les composantes verticales sont opposées et faibles, on peut négliger leur différence. Il reste alors simplement

$$N = \Delta b h$$

et la condition d'équilibre est donc

$$\frac{1000 h^2}{2} < \Delta b h \operatorname{tg} \varphi$$

d'où

$$b > \frac{1000}{\Delta} \frac{h}{2} \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi}$$

Par suite de la présence de l'eau et pour des raisons de sécurité, il est prudent de prendre pour $\operatorname{tg} \varphi$ une valeur assez faible.

Pour $\Delta = 1600$ et $\varphi = 32^\circ$, on obtient $b = \frac{R}{2}$

Pour " " " $\varphi = 17^\circ 30'$ " $b = h$

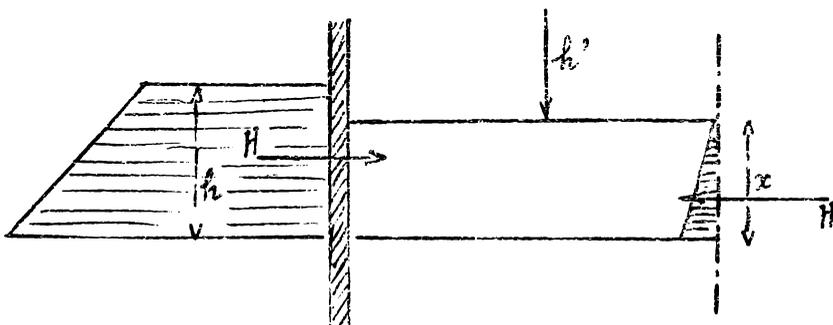
Il reste alors à calculer les parois dont celle d'amont est soumise à toute la poussée de l'eau et à la poussée des terres $K \Delta h + \Delta b h \operatorname{tg} \varphi$. On détermine approximativement les forces des ancrages et l'encastrement dans le sol, d'où on déduit les moments. La paroi d'aval n'a que la poussée des terres $K \Delta h$ et les mêmes forces d'ancrage.

Entre ces 2 modes de résistance extrêmes, où les parois résistent seules ou bien les terres seules, se place la méthode intermédiaire qui consiste à admettre que les terres reprennent une certaine partie des efforts, donné par $\Delta b h \operatorname{tg} \varphi'$, $\operatorname{tg} \varphi' < \operatorname{tg} \varphi$, le restant est alors reporté sur les 2 parois considérées comme travaillant simultanément. S'il y a de nombreux ancrages, assurant l'identité pratique des déformations des 2 parois, la partie de la poussée de l'eau non équilibrée par le frottement des terres se répartit entre les parois au prorata des moments d'inertie ou modules de raideur ; les ancrages neutralisent les poussées des terres, ce qui détermine les efforts qu'ils supportent.

En cas de grande hauteur, on établit parfois au pied du batardeau, de préférence vers l'amont, un contre batardeau, constitué d'une levée de terres imperméables ou d'enrochements étanchés ou bien, à l'intérieur, une troisième paroi de palplanches plus basse que les précédentes et dont l'intervalle avec la voisine est rempli de terres pilonnées.

§ 4. - Calcul des radiers étanches.

Les radiers étanches résistent aux sous pressions par leur poids et par flexion. Le poids est cependant insuffisant, pour une charge un peu forte, il faudrait des épaisseurs énormes. En effet, si h' est la charge motrice au niveau de la partie supérieure du radier et h son épaisseur, l'équilibre exige que $\Delta h = \pi (h + h')$, d'où $h = \frac{\pi}{\Delta - \pi} h' = 0,8 h'$ env.



On peut envisager la résistance à la flexion du radier considéré comme une dalle fléchée sur 2 appuis. Elle est donc soumise

à flexion simple et travaille à l'extension, à la surface supérieure. Comme il s'agit généralement de béton confectionné dans de mauvaises conditions, coulé sous eau ou fait dans l'air comprimé, on ne peut guère compter sur plus de 1 à 2 kg/cm² de résistance. Les épaisseurs sont encore considérables.

On arrive à un meilleur résultat en tenant compte des poussées latérales exercées par les batardeaux ou encoffrements, le radier travaille alors plus ou moins comme une voûte, selon le principe du radier général en voûte renversée, précédemment exposé. Seulement, la poussée est ici comme d'habitude, elle provient de la poussée de l'eau. En effet, avant le bétonnage du radier, la fouille est sous eau, la poussée des terres s'exerce seule et est équilibrée par la butée des terres et les élançons. Après bétonnage, on épuise et la poussée de l'eau s'exerce partiellement sur les élançons et partiellement sur le béton.

On peut admettre que la paroi est pressée partout contre le béton et que la poussée agit au tiers supérieur de la dalle. Si x est son épaisseur et h' la charge d'eau, on écrira

$$H = \pi \left(h' + \frac{x}{3} \right) (1+k) x$$

k dépendant de la répartition des élançons.

Le moment fléchissant antipolaire de la fibre supérieure dans la section médiane est :

$$M = \frac{[\pi h' - (\Delta - \pi)x] l^2}{8} - \pi \left(h' + \frac{x}{3} \right) (1+k) \frac{x^2}{3}$$

Pour qu'il n'y ait pas d'extension, ce moment doit être nul, d'où une équation du 2^e degré en x .

Rigoureusement, il faudrait écrire :

$$H = \pi \left(h' + x - \frac{\eta}{2} \right) \eta,$$

avec la relation

$$\frac{2x}{3} = \frac{\eta}{3} \quad \frac{3(h' + x) - 2\eta}{2(h' + x) - \eta}$$

D'où on peut déduire η en fonction de x . Dans ces conditions, l'équation en x devient complexe. Mais, si h' est assez grand, on a sensiblement :

fondations

$$x - \frac{\eta}{2} = \frac{x}{3} \quad \eta = \frac{4}{3} x$$

d'où la formule

$$H = \pi \left(h' + \frac{x}{3} \right) (1 + k) x \text{ avec } k \leq \frac{1}{3}$$

Mais on peut éventuellement admettre une certaine extension, comme il a été indiqué à propos de la flexion simple, ou supposer la section fissurée, ce qui augmente le bras de levier de la poussée. On peut dans ces conditions, si l'on ne recherche pas une très grande sécurité, adopter des valeurs de α inférieures à celles que donne l'équation ci-dessus, et que l'on vérifie après coup.

§ 5. - Caissons non forcés.

Autrefois, on employait souvent pour la fondation des ouvrages des caissons non forcés, formés de parois latérales étanches en madriers supportés par une charpente rigide en bois. Cette caisse étant amenée dans l'eau, soutenue par des pontons, jusqu'à l'endroit de son immersion, qui se réalisait par son propre poids ou une surcharge. On a utilisé aussi des caissons métalliques; actuellement, on utilise des caissons en béton. Les caissons en bois sont éventuellement démontables et récupérables.

Les caissons s'emploient sur sol rocheux ou gravier incompressible, à cause de la difficulté ou de l'impossibilité d'y faire pénétrer des pieux et palplanches. L'étanchement est très difficile; il a pu être réalisé selon les cas par des boudins de toile renfermant de l'argile disposés sous le caisson (faibles pressions), un second caisson intérieur, l'intervalle étant bouché d'argile, ou un contre batardeau extérieur en argile (p. ex. en sacs ou en enroulements étanchés à l'argile). Ou encore par un batardeau intérieur en béton coulé sous eau ou un batardeau de fond en béton coulé sous eau, solution la plus fréquente.

Lorsque le fond était irrégulier, on prévoyait dans les anciens caissons en bois des parois inférieures en palplanches, qui pouvaient coulisser et que l'on battait jusqu'au contact du sol. Mais il est certain

que ce dispositif devait être complété par un étanchement d'un des types précités. Avec des caissons métalliques ou en béton, les irrégularités du fond doivent être obturés au moyen de béton coulé sous eau.

Avant de couler le béton, il faut naturellement avoir enlevé toutes les vases ou terres douteuses, s'il en existe. Éventuellement, sur sol irrégulier, on peut établir le caisson sur un massif d'entochement bien régulièrement arasé, qui doit être bien stable et assez étendu pour ne pas craindre des affouillements. On peut éventuellement battre des pieux à l'intérieur du caisson.

Pour les caissons non forcés de faible largeur par rapport à la longueur, on a, dans des cas spéciaux, employé des caissons fermés à la partie supérieure par un plafond étanche et résistant et constitués tout à fait comme une chambre de travail de caisson à air comprimé. De ce plafond partent des tubes verticaux ou cheminées débouchant au dessus du niveau de l'eau et qui permettent l'accès du caisson. La pression de l'eau sur le plafond appuie fortement le couvercle du caisson sur le sol. Il faut étancher le joint du caisson sur le sol par de la mousse, de la glaise, du béton, etc; ensuite on épaise.

§ 6. - Épuisements.

Les eaux sont conduites dans des puisards où plonge un tube d'aspiration muni d'une crépine. Pour les grandes installations, on monte des conduites métalliques, pour les petites on emploie des tuyaux en toile caoutchoutée, souvent armés de spires de fil de fer.

Pour les tuyaux en toile caoutchoutée, sous faible pression, on peut admettre

$$u = c \sqrt{RI}, \text{ avec } c = 50 \text{ m}^{1/2} \text{ sec}^{-1}.$$

Pour les tuyaux en chanvre, $c = 43$ env.; pour le caoutchouc, $c = 67$ env. Pour une augmentation de pression de 1 kg/cm^2 , les diamètres augmentent et la résistance diminue dans les proportions suivantes:

	Caoutchouc	Toile caoutchoutée	Chanvre
$\frac{\Delta D}{D}$	= 0,0034	0,0018	0,0006
$-\frac{\Delta I}{I}$	= 0,017	0,009	0,003

Comme pompes à main, on emploie surtout les pompes à diaphragme, munies d'un clapet ou boulet de base et d'un clapet supérieur. Un homme suffit pour la manoeuvre pour une hauteur d'aspiration ne dépassant pas 4.00 m., la manoeuvre se fait par levier. La puissance fournie est de 5 à 7 kgm/l'. pour un temps de travail effectif de 8 à 5 heures.

Débit horaire 8000 à 24000 litres, (d'après la hauteur d'aspiration),
 ϕ du tuyau 63 à 100 mm.

Des types plus puissants comportent un volant commandé par manivelle à main ou par moteur. Le débit horaire varie de 20 à 26000 litres, ϕ du tuyau 75 à 100 mm. Enfin, on construit de ces pompes à double effet, donnant de 36000 à 45000 litres/heure pour un ϕ de tuyau de 100 mm. La hauteur d'aspiration atteint 7 m. Vitesse: 10 à 60 tours/l'.

Lorsque la hauteur d'aspiration dépasse 3 m., on munit la crépine d'un clapet de pied. Ces pompes sont très robustes et ne craignent pas les boues et matières entraînées.

Les pompes à piston, généralement à vapeur, ont un meilleur rendement, mais sont plus sensibles aux corps étrangers. Les clapets doivent être facilement accessibles, généralement disposés dans une boîte latérale. Hauteur d'aspiration jusque 8 m. Débit: 80 à 470 litres/l' pour 30 coups doubles. Diam. du cylindre 102 à 200 mm. ϕ de la conduite, 51 à 102 mm.

Puissance $P = \frac{1000 \times Q_r \times H}{4500 \rho}$ CV. Le débit réel est $Q_r = \rho \times Q$.

Q = débit th. en m^3 par minute
 H = hauteur d'aspiration en m.
 ρ = rendement de l'ensemble.

$Q = \Omega \times c \times n$, pour 1 pompe à simple effet.
 Ω = section du piston
 c = course du piston
 n = nombre de coups par minute.

La vitesse moyenne du piston $v_m = \frac{cn}{60}$ doit être inférieure à $\sqrt{2g(10,33-h)}$ h étant la hauteur d'aspiration. Elle varie généralement entre 0,33 et 1,00 m/s, pour des pompes petites et moyennes, ce qui définit la hauteur limite

d'aspiration, qui est réduite par les pertes de charge, la tension de vapeur d'eau (croissant avec la température) etc et les variations de vitesse de la colonne liquide. Pour les longues conduites d'aspiration avec pompes à piston, il est bon de placer un réservoir d'air pour atténuer les variations de vitesse. Pour les fortes hauteurs d'aspiration employer des pompes à faible vitesse (60 tours par minute pour 6 m. d'asp.).

Le rendement volumétrique

$$\rho_v = \begin{cases} 0,90 - 0,95 & \text{pour les bonnes pompes moyennes} \\ 0,85 - 0,90 & \text{" " " " petites.} \end{cases}$$

Le rendement hydraulique de la pompe est

$$\rho_h = \frac{H}{H + H_r},$$

H_r étant la hauteur des pertes de charge.

Le rendement mécanique est

$$\rho_m = \frac{\pi Q (H + H_r)}{4500 P}$$

P étant la puissance en chevaux.

Le rendement total est $\rho = \rho_v \rho_h \rho_m = 0,80 - 0,85$ pour les bonnes pompes.

Si on admet $\rho = 0,75$ et si on considère le débit horaire réel Q_h en m^3 , on a

$$P = \frac{Q_h H}{200} \text{ env.}$$

On peut considérer qu'un kilogr. de vapeur, dans une bonne pompe, produit un travail de 30 à 40000 kgm.

Le rendement de la pompe proprement dite est relativement indépendant de la vitesse. On peut avoir des pompes à volant commandées par moteurs électriques, on fait varier le débit par la vitesse du moteur.

Les pulsomètres et, d'une manière générale, les pompes à colonne oscillante, à vapeur, à gaz ou hydrauliques sont peu employées; leur action intermittente et brusque n'est pas favorable.

Comme pompes mécaniques on emploie surtout les pompes centrifuges du type le plus simple, sans diffuseur, qui ne comportent pas de clapets ni d'organes très susceptibles et qui conviennent pour les gros débits

et les faibles hauteurs d'élevation. La hauteur d'élevation varie de 2 à 25 m. pour les pompes à basse pression, d'après la vitesse de rotation. La hauteur d'aspiration atteint jusque 6 m. env. Les rendements varient assez sensiblement suivant l'allure, le rendement hydraulique de 0,60 à 0,80. Les débits varient de 250 à 10000 litres par minute, pour des orifices de 60 à 300 mm, et des hauteurs de refoulement de 3,5 à 25 m. et même 40 m. aux grandes vitesses, variant de 2400 à 600 tours par minute, généralement 1:150 ou 1000.

On emploie la formule

$$P = \frac{1000 Q H}{4500 \rho} \times 1,25$$

pour la puissance électrique.

Pour les grandes hauteurs de refoulement, on emploie les pompes multi cellulaires; l'eau doit être assez claire.

La vitesse moyenne dans les conduites, tant d'aspiration que de refoulement est de 1 m/s. Pour les longues conduites d'aspiration, on la réduit (0,75 m/s) lorsque la longueur dépasse 50 m.). Pour les petites pompes et conduites de refoulement de faible longueur, on atteint jusque 2 m/s, on peut en déduire le débit maximum d'une pompe connaissant le ϕ de l'orifice de refoulement.

§ 7. - Béton coulé sous eau.

Lorsque l'importance de la charge d'eau et la nature perméable du terrain ne permettent pas d'épuiser directement la fouille, on peut asseoir directement la fondation sur le sol en la constituant au moyen de béton coulé sous eau. On peut employer ce mode de construction jusqu'au niveau de l'étiage, mais généralement on ne lui donne que l'épaisseur strictement nécessaire et on épuise lorsque le radier est devenu assez résistant. Fréquemment on construit en même temps que le radier des murs latéraux en béton coulé sous eau formant batardeau jusqu'au niveau de l'étiage, ce qui augmente l'étanchéité et réduit les épaissements. Plus récemment, on a construit des batardeaux élevés en béton coulé sous eau, entre coffrages

nécessaires (Voir Béton et Eisen, fév. 1928).

Le béton coulé sous eau a connu des sorts divers. Il a été assez employé au début de l'ère des grands travaux ; c'était un béton de chaux hydraulique à durcissement lent, parfois amélioré au moyen de matières pouzzolaniques.

La pâte grasse se délayant abondamment et il fallait épuiser les laitances qui se formaient au dessus du béton et compromettaient sa prise. Ces épaissements entraînaient des mouvements et infiltrations de l'eau, qui activaient la formation des laitances.

Le béton finalement obtenu, de très médiocre qualité, sinon franchement mauvais, a donné lieu à des accidents et des mécomptes. Il en est résulté une véritable désaffection pour ce procédé, que la généralisation de l'emploi des ciments n'a pas atténué tout d'abord. Pour les travaux à la mer, l'action de l'eau marine interdisait au contraire l'emploi de béton au ciment Portland ordinaire coulé sous eau. Cependant des perfectionnements ont été apportés à la mise en oeuvre du béton coulé sous eau, notamment pour éviter la séparation des éléments, le délavage du béton et la formation des laitances. On a procédé à la mise en place par des bennes se vidant par le fond et descendant jusque sur le fond, ou bien par des tuyaux à entonnoirs, toujours remplis de béton et descendant aussi sur le fond. Les progrès de l'étude et de la confection des bétons, l'extension du béton fluide et de la distribution du béton par la gravité semblent devoir réduire fortement les préventions contre le béton coulé.

La séparation et donc le délavage peuvent être réduits au minimum par une composition granulométrique et une consistance analogues à celle du béton coulé. La rapidité du durcissement est augmentée et peut être très considérable si l'on emploie des ciments spéciaux. Le ciment fondu convient mal, à cause de l'excès d'eau (R. Héret).

Pour éviter l'action de l'eau marine, il faut additionner du trass ou d'autres pouzzolanes ; le ciment de laitier est aussi assez résistant. Enfin, il faut employer des précautions de la nature indiquée ci-dessus

pour la mise en place et ne pas évacuer les laitances.

Il semble indiqué de mettre en oeuvre un béton d'un dosage assez riche, sur l'épaisseur strictement nécessaire. En choisissant un mode de construction judicieux (voit cours d'écluses), on peut réduire au minimum les moments de flexion dans le radier, le béton coulé sous eau, bien que de qualité médiocre, peut cependant suffire. Mais il est préférable d'en réduire l'épaisseur au strict minimum. Après durcissement on épaise avec précaution; on compte pour la stabilité sur une résistance modérée à l'extension, comme il a été indiqué précédemment. On procède alors le plus rapidement possible au bétonnage supérieur en béton de qualité appropriée, généralement moins riche.

Ainsi qu'il a été dit déjà, le béton coulé sous eau ne convient que pour la fondation directe sur du rocher sain ou du gravier bien aggloméré, ce qui exige éventuellement le dragage préalable des vase et terres molles.

§ 8. - Caissons forcés. -

Le caisson forcé constitue un batardeau complet, car il comporte des parois latérales et un fond étanches.

Ces caissons sont construits à la rive puis lancés à l'eau, on les amène en place en flottant au moyen de remorqueurs. Pour le lancement, on peut les construire sur des cales de lancement ou encore dans une fouille séparée par une digue du cours d'eau. On perce la digue pour la sortie du caisson.

À l'emplacement de la fondation, le caisson est descendu sur sa base, soigneusement arasé par dragage ou déroctage, ou aplanié par un lit d'enrochements ou par des plateformes de façonnage ou sur un groupe de pieux exactement recepis au même niveau, par lestage au moyen de surcharges ou mieux par remplissage de béton. Cette descente est guidée par des chalandes ou des pilots; le lestage doit conserver le caisson bien vertical. Pour assurer l'équilibre du corps flottant, il faut que le centre de gravité soit sous le métacentre et le plus bas

possible, ce qui exige que le fond soit relativement lourd, donc bétonné au moins partiellement. Après échouage et bétonnage, on peut éventuellement récupérer tout ou partie des parois latérales. C'était notamment une disposition réalisée dans les anciens caissons en bois ou métalliques.

Les caissons en bois comportent un fond formé d'un grill de fortes pièces jointives ou portant un bordage étanche en bois. Les parois latérales comprennent un bordage étanche en madriers supporté par des montants et des traverses. Enfin des pousards ou des pans de charpente assurent l'indéformabilité du caisson. Il est assez simple de concevoir des assemblages amovibles des parois latérales et du fond, ou des parties mobiles supérieures du caisson, appelées souvent traverses mobiles ou balourdons. Le détachement des assemblages sous eau se fait par des dispositifs émergents ou, plus fréquemment, par des scaphandriers.

Le même dispositif peut convenir aux caissons métalliques. Le fond comme les parois sont formés de panneaux de tôle raidis par des raidisseurs en fer laminés des profils usuels, des fermes en charpente métallique ou des cadres rigides assurent l'indéformabilité de l'ensemble qui peut comporter des parties amovibles, comme ci-dessus.

Tous ces dispositifs sont finalement compliqués et très coûteux et sont pratiquement tombés en désuétude. Mais le développement du béton armé a donné naissance aux caissons fondés en béton armé, qui sont souvent d'un emploi avantageux et assez employés. Le fond et les parois sont formés de dalles, éventuellement nervurées. Les caissons de petite section ont une charpente formée de cadres horizontaux réunis par des montants formant nervures. Mais le plus souvent, le fond est consolidé par des poutrelles transversales et les parois latérales par des contreforts triangulaires internes rigidement assemblés avec les poutres de fond. La disposition est donc, comme la sollicitation d'ailleurs, analogue à celle d'un sas d'écluse ou d'un réservoir, mais les nervures sont internes. Elles peuvent être solidarisées à la partie

supérieure et former ainsi de vrais cadres ; enfin les caissons très longs peuvent être divisés en compartiments par des parois de refend.

Le fond peut présenter un empotement armé. Les parois latérales ont généralement un fruit, mais il n'est pas recommandable d'avoir des nervures en saillie vers l'extérieur.

§.9.- Fondations sur enrochements et fascina- gés - Crèches.

Lorsque la profondeur de l'eau est très grande, ou que le terrain est très inégal, ou lorsque des circonstances spéciales, par exemple violence du courant ou des vagues et la forte amplitude des marées rendent difficiles ou peu avantageux d'autres moyens de fondation, il arrive que l'on établisse les ouvrages sur des massifs d'enrochements immergés. Ils doivent présenter en crête une surface bien arasée et supérieure en tous sens à celle de l'ouvrage sur lequel ils servent d'assise. Comme ils présentent un talus assez important d'au moins $A/4$ et davantage pour les grandes hauteurs, la base de ces massifs est très importante et permet de les asseoir éventuellement sur du terrain médiocre.

Cependant il faut craindre les affouillements si le terrain est très affouillable et si il existe un courant de fond susceptible de créer des tourbillons et des vitesses locales élevées au contact du massif d'enrochements. Les affouillements peuvent entraîner des éboulements superficiels des talus d'enrochements et devenir dangereux à la longue ; il faut donc se pas une très grande base. A la partie supérieure, le niveau de la crête de l'enrochement par rapport à celui de l'eau dépend des circonstances. Il faut tenir compte surtout des profondeurs à réserver au pied des constructions en superstructure, de la section libre à conserver pour l'écoulement et des effets auxquels les enrochements peuvent être exposés en surface.

Si la section d'écoulement ne peut être restreinte et si l'enrochement

doit réserver une hauteur d'eau suffisante pour permettre l'accès et le passage des bateaux, et doit être arasé à grande profondeur sous l'eau. Il faut tenir compte en outre dans les eaux à marées, de l'amplitude de celles-ci.

Dans les ouvrages maritimes, si moins que l'on ne se trouve en eaux tout à fait calmes, il faut aussi araser les enrochements assez profondément pour qu'ils soient à l'abri des actions dynamiques des grandes lames, qui les emporteraient comme des fétus. D'une manière générale, les enrochements de dimensions courantes ne peuvent pas convenir dans les endroits très exposés, il faut de très gros blocs, le plus souvent artificiels. (Voir ouvrages maritimes).

Sur du terrain vaseux et aux profondeurs moyennes, on préfère employer les plateformes de fasciages lestées, qui présentent plus de liaison et de souplesse et un plus grand pouvoir répartiteur; elles craignent moins les affouillements et, si la base est assez grande, comme les plateformes suivent l'affouillement du terrain, elles finissent par être en état d'équilibre et souvent même des atterrissements. (Voir ouvrages maritimes).

Les massifs d'enrochements sont souvent combinés, en cas de faible profondeur, avec des dispositifs de charpente: pieux, palplanches, vannages, destinés à réduire et consolider le massif d'enrochements et à le protéger contre les affouillements. On donne à ces dispositifs le nom de crèches, dites basses ou hautes selon la saillie au dessus du fond. Les crèches hautes atteignent et dépassent parfois le niveau de l'étiage, s'il n'en résulte pas d'obstacle pour la navigation. Les crèches peuvent aussi être constituées au moyen de fasciages ou de béton coulé sous eau. Les plateformes de fasciage sont souvent fixées au sol par le moyen de pieux battus en files en quinconce.

Enfin, dans certaines constructions, notamment des murs de quai, on a, dans les pays où le bois abonde, établi la fondation sur des massifs formés de poutres en charpente ou de couches croisées de fortes pièces de

bois non jointives, depuis le fond jusqu'au niveau des plus basses eaux. Les vides sont remplis d'encochements. Ces dispositifs sont appelés "crib-works". Ils ne conviennent évidemment que si le bois n'est pas exposé à être détruit, notamment par les tarets. Ils sont parfois établis sur des pieux de support.

§ 10. - Fondation des constructions de grande longueur.

Il serait désavantageux d'ouvrir une fouille de toute la longueur pour la construction d'un mur de quai, caquéduc ou siphon par exemple. Les épaissements, le développement des batardeaux etc, seraient trop considérables. On procède par sections successives, de longueurs judicieusement choisies, dont les batardeaux se raccordent d'une manière aussi étanche que possible avec les constructions déjà effectuées. Les interruptions de travail sont réduites au minimum en maçonnant la superstructure pendant le repli et le remontage des batardeaux. Il faut choisir un type de batardeau amovible et réemployable, par exemple les palplanches métalliques.

Lorsque l'on emploie des caissons forcés ou non, on les échoue les uns à côté des autres successivement, avec un intervalle aussi petit que possible. Si l'on laisse subsister le vide, on passe large pour permettre le travail en cas de remplissage (quelques décimètres). Si on remplit l'intervalle, on l'obture sur les 2 faces par des batardeaux formés de palplanches ou de hausses métalliques spécialement appropriées, on épaise dans l'intervalle et on remplit de béton, éventuellement coulé sous eau pour la partie inférieure. Il peut être avantageux, pour éviter des fissures, d'établir des joints, étanches s'il le faut, dans les superstructures au droit des jonctions de caissons.

Chapitre IV

Fondations indirectes.

§ 1. - Principes généraux.

On a recours aux fondations indirectes lorsque le terrain supérieur est de mauvaise qualité sur une grande épaisseur, mais que l'on peut trouver à grande profondeur un appui sur un terrain assez résistant pour permettre une surface réduite de fondation.

Par analogie, on étend ce nom aux fondations sur supports isolés dans des terrains mauvais sur une très grande profondeur, mais qui ne descendent pas jusque sur un terrain dur et doivent leur faiblesse de support à d'autres circonstances. Ces autres circonstances résultent surtout de la compression et du frottement des terres, dont il faut toujours chercher à tirer parti le plus possible dans les fondations indirectes, qui, d'après leur définition sont généralement profondes.

En principe, ces fondations reposent sur le bon sol par des supports isolés. Appelons w leur base, X leur périmètre et h leur hauteur. La charge maximum que peut porter un tel support est approximativement :

$$P = w \left[p_0 + \Delta h \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right] + \Delta X \int \frac{h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

en supposant le terrain naturel horizontal. On peut en général se servir de cette formule, affectée éventuellement d'un coefficient de sécurité ou dont on néglige l'un ou l'autre terme selon les circonstances. Dans des cas particuliers, selon l'allure du terrain ou la forme des supports, on peut évaluer les différents termes selon une détermination plus détaillée des actions internes du terrain, d'après les méthodes exposées dans le cours de terrassements.

Le plus souvent, la base des supports isolés ne présente pas

d'empatement, mais il arrive qu'elle en ait. Néanmoins la base de fondation reste toujours discontinue, et sa section totale est inférieure à l'aire de la superstructure. La pression sur la base doit être inférieure à la limite qui autorise le terrain, mais il faut en outre s'assurer que l'épaisseur du terrain solide est assez forte, sinon l'appui isolé agirait comme un poinçon sur une plaque mince et les conditions d'appui pourraient être très dangereuses.

Lors de l'importance au terme du frottement, il faut, toutes choses égales d'ailleurs, assurer une valeur aussi grande que possible de f et de la poussée. Le coefficient de frottement ne peut pas dépasser celui des terres sur elles-mêmes, au moins faut-il chercher à réaliser cette valeur par une surface assez rugueuse, ce qui réalisent la maçonnerie et le béton. Pour assurer la poussée, il faut assurer le meilleur contact possible entre les appuis et le terrain, ce qui est réalisé surtout par les appuis forcés dans le sol, c'est-à-dire descendus dans une fouille en contact étroit avec le terrain.

Les appuis qui, tels que les pieux, sont enfoncés par battage, avec refoulement du terrain et qui y produisent donc de fortes compressions assurent encore une résistance de frottement plus grande, voisine du maximum déterminé précédemment.

Il faut étudier la résistance propre des supports selon leur forme et la sollicitation sous l'effet des charges transmises par la superstructure et celles provenant du poids propre et du terrain. On envisage généralement la compression simple, mais elle peut être accompagnée de flexion par suite d'excentricité ou d'obliquité des efforts, notamment d'encastrement à la tête des supports. Le phénomène de flexion, comme aussi celui du flambage des supports élancés, sont influencés d'une manière sensible par la résistance des terrains traversés aux déformations latérales. Il existe des formules théoriques pour le flambage dans un milieu résistant, elles ne sont guère d'usage pratique. Comme on cherche toujours un excès de sécurité dans les

fondations, pour les supports très élevés en terrain mou et chargés debout entre leurs 2 extrémités, on emploiera les formules de flambage ordinaire.

§ 2. ~ Assiette de la superstructure sur les appuis isolés. ~

La superstructure est assise sur les supports isolés par le moyen de constructions portantes appropriées, pontes en voûtes dans le cas de supports en files; Dalles ou quadrillage de charpente dans le cas de supports en diamier ou quinconce. Actuellement, on utilise presque uniquement le béton armé ou non. Le béton armé s'emploie pour les pontes très chargées reliant des supports assez écartés. S'il y a plusieurs rangées de supports éloignés on peut avoir selon les cas des pontes parallèles ou des grils de pontes croisées, avec ou sans dalage intermédiaire. Le calcul en est simplifié du fait qu'il n'y a généralement pas de charges mobiles à considérer; il est ainsi aussi de tenir compte des encastrements éventuels entre supports et pontes. L'emploi de grandes dalles armées sur appuis isolés équidistants, du genre des dalles à champignons, ne doit être envisagé qu'exceptionnellement, il entraîne une très grande complication d'armature, coûteuse pour une fondation.

Lorsqu'il y a de nombreux supports peu distants, formés de pieux en bois, béton ou métal, on en réunit généralement les têtes par une dalle épaisse en béton non armé. L'épaisseur est égale environ à l'équidistance des appuis ou supérieure. Les pontes en béton non armé établies entre des supports peu distants travaillent surtout comme voûtes, on peut les établir comme telles sur centres de sable.

Certaines constructions de grandes dimensions longitudinales: aqueducs, murs, etc sont parfois fondées sur des piles, réunies en têtes par des hourdis en béton armé ou des voûtes. Dans ce dernier cas, les derniers supports doivent être établis comme des culées.

§ 3. - Exécution des fondations sur piles, piliers, puits, etc.

Les piles et piliers peuvent être construits en fouille ouverte, généralement blindée, en cas de faible profondeur. En cas de grande profondeur, il faut de vrais puits de mine. On peut établir un empâtement à la base, au moyen d'ouvertures de galeries. On épuise par les moyens ordinaires ou par tubes filtrants. Le système des puits présente l'avantage qu'on peut maçonner à même le terrain en décoffrant. Mais il peut être nécessaire, notamment en mauvais terrain, d'abandonner le coffrage. Il est alors préférable d'adopter la méthode de construction par puits descendus par havage. Les éléments du coffrage sont le plus généralement des anneaux circulaires de béton armé ou non, assemblés par emboîtement et dont les nouveaux éléments s'ajoutent par le dessus. Les puisatiers creusent dans le fond et le coffrage descend par l'action de son poids et d'un lest éventuel. Il faut veiller à une descente bien régulière. Il y a donc une limite de profondeur, qui dépend de la nature du terrain. La méthode convient surtout dans les terres à faible frottement : tourbe, vase, terres argileuses humides etc. On peut aussi employer des éléments de cerclage en fonte. Lorsque le puits refuse de descendre, on peut le lester, soit à la surface, soit en maçonner un anneau à l'intérieur du tube. Ou bien, en cas de terrain peu aquifère, on peut continuer à creuser en sous-œuvre, soit avec boisages soit en montant en sous-œuvre des viroles formées de segments assemblés, soit en reportant à partir du niveau atteint avec un nouveau puits de moindre diamètre.

Le poids total du puits au moment où il refuse de descendre fait connaître la résistance due au frottement latéral du terrain et l'on peut apprécier ainsi quelle force portante le terrain doit présenter sous le fond du puits pour assurer la stabilité de la fondation. Dans les puits très profonds, on peut arrêter le fonçage dès que cette force portante paraît suffisante. Une légère conicité peut faciliter la descente, mais elle ne convient que si la profondeur de

fouage est bien connue ; si on doit dépasser la profondeur prévue, la partie supérieure est nécessairement cylindrique.

Anciennement, on établissait parfois ces puits sur un rouet, cadre inférieur en charpente de bois ou métallique, dont l'arête inférieure toujours coupante, s'appelle couteau ou trousse coupante. Sur le rouet, on maçonne un puits en briques ou pierres pendant qu'on excave à l'intérieur du rouet. Le poids de la maçonnerie fait descendre le puits au fur et à mesure de son élévation et de l'excavation. Le système présente de multiples inconvénients, notamment la grande rugosité de la surface extérieure, que l'on peut réduire par un enduit lisse et le danger de déchirure de la maçonnerie fraîche pendant la descente. Ce système est pratiquement abandonné, nous ne le citons que parce qu'il peut encore convenir par suite de circonstances spéciales ou pour la construction de puits.

Dans les terrains très aquifères, on emploie généralement des puits évidés en béton ou béton armé. L'excavation à l'intérieur des puits se fait par dragage, au moyen de chaînes et godets ou de tubes de succion ou encore par injection d'eau sous pression. La descente des puits est éventuellement guidée par échafaudages, pontons ou lignes flottantes. En terrains très vaseux, le puits doit être suspendu pendant la descente. Pour des supports isolés, on emploie généralement des puits ronds, parce que c'est la forme la plus avantageuse. On peut leur donner un empattement par un évasement conique à la base, qui ne présente pas d'inconvénient pour la descente en terrain meuble et aquifère. Il arrive qu'on établisse de la sorte des murs ou massifs par des blocs évidés descendus d'une manière aussi verticale que possible ; ils sont généralement de section carrée, avec des évidements circulaires qui sont remplis ensuite de béton maigre. On établit ensuite éventuellement une construction continue sur cette fondation. Les puits sont généralement descendus jusque sur le bon terrain. Si celui-ci est irrégulier, il faut parfois l'encailler, mais, c'est du roc dur, il peut être très difficile de le faire. Il faut alors soutenir

Fondations

la partie non appuyée du bûche par bétonnage en sous-œuvre, travail qui peut être très difficile en terrain aquifère. Il faut bétonner sous eau, éventuellement au moyen de sacs posés par des scaphandriers, ou bien il faut épuiser.

§ 4. - Calcul des éléments des puits.

Un puits circulaire ne se calcule généralement pas, le creusement sous le puits doit être uniformément réparti en vue de la descente régulière. Dans un puits carré ou rectangulaire, on peut supposer qu'un côté soit incomplètement suspendu. On le calcule comme une poutre droite sur 2 appuis, chargée de la paroi du puits sur une hauteur égale à la portée, pour tenir compte de l'effet de voûte.

Les parois latérales du puits se calculent d'après la poussée des terres et de l'eau. Le puits étant épuisé, en admettant que le niveau de l'eau extérieure afflure avec le terrain horizontal son a , à profondeur h une poussée

$$q = \pi h + (\Delta - \pi) h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \cong \approx \frac{5}{4} h \pi \dots$$

Cette pression varie sur la hauteur du puits suivant la loi du triangle. Comme le puits doit être généralement le plus lourd possible, l'épaisseur de la paroi est constante. Dans ce cas, la flexion latérale modifie la répartition interne des pressions, les parties supérieures moins chargées soulageant les inférieures.

En considérant donc la stabilité d'un anneau de hauteur égale à 1 soumis à la pression au niveau h , l'on envisage une hypothèse défavorable.

Bach donne la formule

$$r_e = r_i \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma - 1,7p}} \quad (\text{en kg et cm})$$

$\left. \begin{aligned} e &= r_e - r_i \text{ pour la maçonnerie (cm)} \\ e &= r_e - r_i + 0,5 \text{ pour l'acier (cm)} \\ e &= r_e - r_i + 1 \text{ pour la fonte (cm)} \end{aligned} \right\}$	<p>pour les parois cylindriques épaisses.</p>
---	---

Pour les tubes métalliques minces, de faible longueur, on pourrait employer la formule plus simple :

- 75 -

$$e = \frac{p r_e}{\sigma} , \text{ d'où } r_e = r_i \frac{\sigma}{\sigma - p} \text{ (+ c éventuellement).}$$

Seulement, un tel tube soumis à une pression extérieure tend à s'ovaliser et il faut recourir à des formules spéciales.

Pour des tubes de très grande longueur, on emploie la formule d'Allievi

$$e = 2 r_e \sqrt[3]{\frac{K p}{2 E}} , \text{ K } \approx 1 \text{ selon Allievi.}$$

M.C. Cantner établit par des considérations rationnelles $K = 0,667$ (R.V. M 15-6-24).

Il y a avantage à raidir ces tubes par des cercles rigides. Les tubes d'assemblage peuvent remplir cet office. Soit l leur entre-distance. Selon Bach

$$e = \frac{p r_e}{2 \sigma} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{a}{p} \frac{l}{l + 2 r_e}} \right) + c$$

On peut prendre pour c les mêmes valeurs que ci-dessus et pour a les valeurs

$$a = 100 \text{ pour des rivures à recouvrement}$$

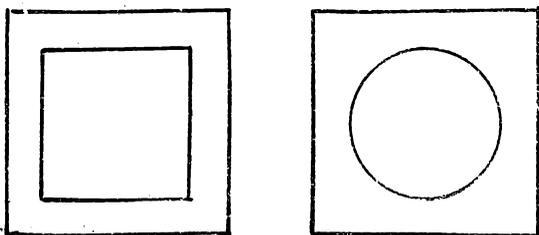
$$a = 80 \text{ " " " sans recouvrement ou soudées}$$

} en fonction du Kg et du cm.

l doit varier en raison inverse de p .

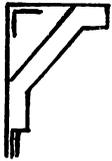
Si le puits à une section extérieure carrée, le cadre ainsi formé est simple à calculer si la pression est uniforme. Les rotations des coins sont nulles (Voir cours de béton armé). Si l'évidement est carré, on considère donc un encastrement parfait correspondant à un moment $-\frac{p l^2}{12}$ aux angles et un moment $\frac{p l^2}{24}$ aux milieux des côtés. On envisagera les mêmes moments si l'évidement est circulaire, malgré que l'angle soit plus rigide et supporte un moment plus élevé (par exemple $-\frac{p l^2}{10}$).

Si il y a un batardeau de fond, on le calcule comme une dalle circulaire appuyée sur le pointeur.



Les armatures transversales du béton sont calculées pour la compression (anneau circulaire) ou la flexion (puits carré). Les armatures longitudinales sont des

Les arcs de répartition, elles assurent aussi la résistance à l'extension si le puits est suspendu ou s'il rencontre des obstacles isolés dans le sol. Le couet métallique doit être bien ancré à la maçonnerie supérieure. Le couet métallique est formé de tôles verticales et horizontales formant cornière. Elles sont raidies par des consoles et le bord inférieur de la tôle verticale est renforcé par un lambeau de tôle ou d'acier.



de la tôle verticale est renforcé par un lambeau de tôle ou d'acier.

Les couets en bois sont formés de fortes pièces superposées, assemblées par boulons verticaux et chanfreinées vers le bas en angle aigu; la partie inférieure est constituée par une cornière métallique.

§ 5. - Fondation sur pieux de support. Généralités.

On appelle pieux ou pilots des supports caractérisés par une section transversale faible, une hauteur relativement grande et une entre-distance assez faible. Les pieux en bois et métalliques sont enfoncés dans le terrain par battage, perforation relative ou lancement à l'eau. Les pieux en béton armé peuvent être mis en place de la même manière, ils sont alors confectionnés d'avance. Ce mode de mise en place pouvait servir anciennement de définition pour les pieux. Mais l'usage des pieux en béton confectionnés dans le sol se répand de plus en plus. Ils forment des dispositifs intermédiaires entre les pieux enfoncés et les puits, on pourrait aussi les appeler fondations tubulaires. Ce sont en somme des puits forés par un moyen quelconque, mais qui par leurs dimensions se rapprochent donc des pieux et reçoivent en conséquence le même nom. Mais la variété des pieux est devenue de ce fait très considérable. Il semble notamment que les pieux confectionnés dans le sol doivent se substituer de plus en plus aux fondations sur puits, piliers, etc; parce que la construction en est plus rapide, plus simple et généralement moins aléatoire.

Les pieux peuvent prendre appui sur un bon sol très résistant; on utilise alors surtout leur force portante sur la base. Le frottement

latéral, qui peut d'ailleurs être faible sous la vase, n'apporte qu'un surcroît. Il faut envisager éventuellement la flexion ou le flambage des pieux de grande longueur.

Mais si les pieux ne descendent pas toujours jusque sur un terrain capable de porter toute la charge sur une base étroite, il faut alors les descendre jusqu'à la profondeur voulue pour que l'ensemble de la résistance au poinçonnement et au frottement puisse supporter la charge avec sécurité. Ces 2 éléments interviennent dans une mesure dépendant de la nature du terrain et du mode de mise en place et des dimensions du pieu, mais le frottement intervient toujours pour une part appréciable, parfois prépondérante.

Pour un même cube de pieux enfoncés dans le sol, le frottement sera d'autant plus grand que la section sera plus faible, ce qui augmente l'importance relative du périmètre, et que la longueur sera plus grande. Ce point est à l'avantage des pieux perfectionnés d'azovane, généralement plus élancés que ceux construits en place.

Il faut que le coefficient de frottement soit élevé. Comme coefficients expérimentaux de frottement, on connaît :

pour le bois sur la terre : $f = 0,33$, $\varphi = 18^\circ$

pour un tirage sur l'argile sèche : $f = 0,51$, $\varphi = 27^\circ$

" " " " terre argileuse humide : $f = 0,34$, $\varphi = 19^\circ$.

La limite est le coefficient de frottement de terre sur terre, qui peut être réalisé avec les pieux perfectionnés en place dont la périphérie est généralement très irrégulière et où l'adhérence du béton au sol est nécessairement grande.

Il semble que pour le béton battu dans une terre même non glissante, on ne peut avec sécurité dépasser 0,50, en moyenne 0,40; le frottement doit être en réalité plus grand si le béton est en queue.

Il faut aussi que le serrage latéral, indispensable pour produire le frottement, soit le plus élevé possible. Pour cela, il faut une compression du terrain aussi énergique que possible. Des expériences sur modèles, dont les plus détaillées sont celles de Zimmermann, ont montré

que les pieux battus compriment le terrain sur une épaisseur radiale variant de 1 (vers le haut) à 1,5 de vers le bas, d étant le ϕ ou l'épaisseur du pieu. Le maximum de compression est réalisé à 0,5 d du pieu, ce qui semble dû aux vibrations sous l'effet du battage. La compression est sensiblement uniforme sur toute la hauteur pour un pieu cylindrique ou prismatique; elle croît avec la profondeur pour un pieu conique. L'influence de la pointe est importante. Il se produit lors de l'enfoncement un entraînement de terres vers le bas, la compression n'est pas horizontalement latérale, mais inclinée et d'autant plus que la pointe est plus obtuse. Il se forme sous la pointe un hémisphère de compression d'autant plus grand que la pointe est plus obtuse et qui se réduit à très peu de chose lorsque la hauteur de la pointe atteint et dépasse $2d$. Il en résulte que les pointes obtuses assurent une moindre compression latérale et augmentent la force portante sous la base au détriment du frottement. Au contraire, les pointes très aiguës amoindrissent la compression latérale du terrain sans exercer presque de pression verticale par l'about. Donc les pieux cylindriques ou prismatiques à pointe relativement obtuse, type des pieux en béton armé confectionnés d'avance sont peu favorables pour l'emploi dans les terrains meubles de grande profondeur, ils conviennent pour prendre appui sur un sous sol dur: roc, gravier, etc.

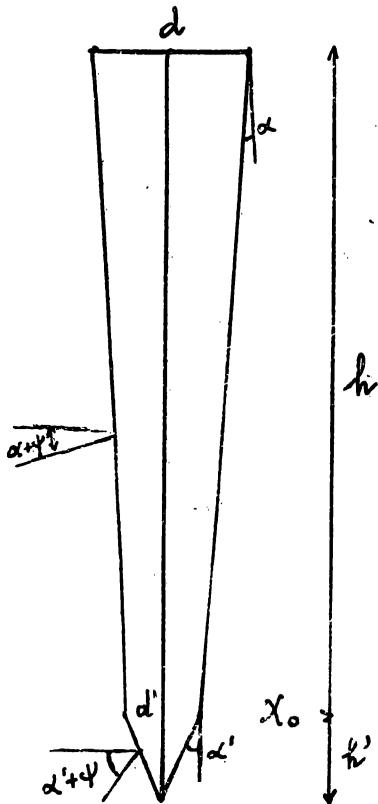
Pour les pieux battus dans un terrain meuble de grande profondeur, dont la résistance essentielle provient du frottement, la forme conique est la plus appropriée (pieux en bois), en tous cas la pointe doit être aiguë: hauteur = $2d$ env.

Il résulte de ce qui précède que les pieux battus à force, en refoulant le terrain sont supérieurs à ceux qui sont enfoncés dans un logement préalable non comprimé, produit par langage, forage, etc. Mais même résultat est atteint dans les pieux confectionnés dans le sol, dont le forage est fait par percussion.

D'après ce qui précède, il est avantageux que le moulon soit conique, ainsi que l'enveloppe métallique éventuelle. Le damage du béton dans

le trou augmente encore la compression, car, dans les terrains faibles ou variables, on constate généralement un élargissement parfois important du pieu sous l'effet du damage du béton. Cette propriété est utilisée dans certains systèmes, notamment Wilhelmi et Franki, pour créer un empâtement de dimensions parfois très grandes à la base et, parfois aussi, à des niveaux supérieurs, selon la consistance du terrain et la charge à porter.

§ 6. - Formule statique de résistance des pieux.



Pour un pieu cylindrique ou prismatique à base obtuse, mis en place par forage ou lançage, la formule de la page s'applique. Si il est mis en place par battage, il y a compression latérale et le maximum de force portante est :

$$P \approx w \left[p_0 + \frac{\Delta h \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)}{\cos^2 \phi} \right] + \frac{\Delta h^2}{2} \times \frac{\sin \phi}{\cos^2 \phi}$$

à condition que l'angle de frottement ϕ des terres sur le pieu soit assez voisin de ϕ . Si ϕ est sensiblement plus petit que ϕ , il faut envisager que la poussée du terrain a pour expression $\frac{\Delta h^2}{2} \times K(\phi)$

$K(\phi)$ étant le coefficient de poussée maximum correspondant à l'inclinaison ϕ des lignes de charge au contact du pieu. On peut le déterminer par les formules d'équilibre interne des terres ou par le diagramme du cercle. On a :

$$P \approx w \left[p_0 + \Delta h K(\phi) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right] + \frac{\Delta h^2}{2} K(\phi) \operatorname{tg} \phi.$$

Les pieux ont souvent une conicité et sont munis d'une pointe. Pour ce cas, on peut établir la formule générale ci-après.

Soit h la hauteur du fût, h' celle de la pointe. Soient d et d' les ϕ inférieurs et supérieurs. La conicité du fût est $\operatorname{tg} \alpha = \frac{d-d'}{2h}$, celle

De la poutre $\operatorname{tg} \alpha' = \frac{d'}{2h'}$. Admettons que les actions du terrain s et s' sur le fût et sur la poutre fassent avec les génératrices du pieu l'angle ψ vers le haut, tel que $\operatorname{tg} \psi = f$ et $\psi < \varphi$.

Supposons le sol horizontal et désignons par y une profondeur quelconque sous le sol. On a :

$$s = K(\alpha, \psi) \Delta y \quad \text{et} \quad s' = K(\alpha', \psi) \Delta y,$$

$K(\alpha, \psi)$ et $K(\alpha', \psi)$ étant les coefficients de pression supérieurs correspondant à des états d'équilibre tels que s et s' fassent des angles ψ avec les éléments de surface sur lesquelles elles agissent. L'action résultante verticale est :

$$P = \Delta K(\alpha, \psi) \int_0^h X y dy \frac{\sin(\alpha + \psi)}{\cos \alpha} + \Delta K(\alpha', \psi) \int_h^{h+h'} X' y dy \frac{\sin(\alpha' + \psi)}{\cos \alpha'}$$

Où,
$$X = X_0 \left[1 + \frac{2(h-y)}{d'} \operatorname{tg} \alpha \right]$$

Donc :
$$P = \frac{\Delta X_0 K(\alpha, \psi) \sin(\alpha + \psi)}{\cos \alpha} \int_0^h \left[1 + \frac{2(h-y)}{d'} \operatorname{tg} \alpha \right] y dy + \frac{\Delta X_0 K(\alpha', \psi) \sin(\alpha' + \psi)}{h' \cos \alpha'} \int_h^{h+h'} (h+h'-y) y dy.$$

$$P = \frac{\Delta X_0 K(\alpha, \psi) \sin(\alpha + \psi)}{\cos \alpha} \frac{h^2}{2} \left(1 + \frac{2}{3} \frac{h}{d'} \operatorname{tg} \alpha \right) + \frac{\Delta X_0 K(\alpha', \psi) \sin(\alpha' + \psi)}{\cos \alpha'} \frac{h'}{2} \left(h + \frac{h'}{3} \right)$$

Si le pieu est cylindrique, $\alpha = 0$.

$$P = \Delta X_0 K(0, \psi) \sin \psi \frac{h^2}{2} + \frac{\Delta X_0 K(\alpha', \psi) \sin(\alpha' + \psi)}{\cos \alpha'} \frac{h'}{2} \left(h + \frac{h'}{3} \right)$$

Si la base est obtuse, le 2^e terme doit être remplacé par celui de la force portante et on retrouve la formule précédente car

$$K(0, \psi) \sin \psi = K(\psi) \operatorname{tg} \psi.$$

Ces formules doivent être affectées d'un coefficient de sécurité, de 2 par exemple, car il n'est pas certain qu'on réalise l'équilibre envisagé et il est prudent de garder une marge. D'ailleurs, l'expérience prouve qu'un faible dépassement des charges d'équilibre calculées s'accompagne d'un enfoncement prononcé du pieu, donc de grands tassements.

On retire d'un pieu conique, après une certaine course, tout contact est rompu et l'effort de soulèvement se réduit au poids.

Si $\operatorname{tg} \alpha' = 0,5$, α' est $> \psi$ et la résistance à l'arrachement provenant

De la pointe serait négative, ce qui n'est pas possible. Nous devons la considérer comme nulle. Le long du fût, le terrain se décomprime et l'état d'équilibre est en deça de l'état de frottement maximum, sans atteindre, par suite de l'inertie des terres, l'état d'équilibre limite, sauf si elles sont très éboulées. L'action sur le fût fait avec la normale un angle φ vers le bas. L'effort d'arrachement est

$$P = \frac{\Delta k(\alpha, \varphi) \chi_0 \sin(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha} \frac{h^2}{2} \left(1 + \frac{2}{3} \frac{h}{d^3} \operatorname{tg} \alpha\right)$$

à condition que $\alpha < \varphi$. On prendra pour $k(\alpha, \varphi)$ une valeur intermédiaire entre les poussées inférieure et supérieure à moins que, par raison de sécurité, on n'envisage la première. Si le fût est cylindrique, on doit admettre que la compression subsiste et par conséquent, on conserve le coefficient supérieur $k\varphi$. Donc :

$$P = \Delta K(\varphi) \chi_0 \operatorname{tg} \varphi \frac{h^2}{2} > \Delta \chi_0 \frac{h^2}{2} \operatorname{tg} \varphi.$$

Le maximum est :

$$P = \Delta \chi_0 \frac{h^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\cos^2 \varphi}.$$

Il est conforme à la conception physique du phénomène que la résistance à l'arrachement soit moindre que celle à l'enfoncement, en ne tenant compte que du frottement latéral du fût. Par conséquent, la mesure de la résistance à l'arrachement ne donne qu'une limite inférieure de la résistance de frottement du fût. Lorsque l'on veut tirer parti de la résistance à la traction, il faut employer des pieux creux, à saillies et redents, de manière à réaliser $\varphi = \varphi$ (pieux d'ancrage). On fera usage de la formule maximum affectée d'un coefficient de sécurité de 2 ou 3.

Les considérations précédentes se rapportent à un pieu isolé. Si il y en a plusieurs battus en groupe, la compression peut devenir très forte. On recommande de battre en commençant par l'extérieur. Le battage des pieux intérieurs devient alors plus résistant, le refus est atteint plus vite. Il arrive même que le terrain se boursouffle ou que des pieux se soulèvent si le sol est plus ou moins compressible.

Il semble qu'on peut dans ce cas compter avec une grande sécurité sur le frottement le plus élevé.

Les formules précédentes supposent le terrain horizontal. Si il est incliné, on voit que les poussées sur les faces du pieu ne sont plus symétriques et qu'elles agissent de telle sorte que le pieu tend à s'incliner suivant la pente. On observe en effet ce phénomène en battant des pieux dans des couches assez inclinées.

§ 7. - Travail interne d'un pieu.

Considérons un pieu chargé dans l'axe. Soit P la charge. Si le pieu porte sur le sol dur en traversant des terrains de faible consistance, la charge se reporte sur la base du pilot. En admettant que le frottement latéral compense le poids du pieu, la compression spécifique est

$$\sigma = \frac{P}{\omega} < R,$$

le coefficient R tenant compte éventuellement du danger de flambage. Le raccourcissement élastique du pieu est

$$\lambda = h \frac{P}{E\omega}.$$

Si le pieu est soutenu uniquement par le frottement latéral, l'effort de compression décroît du sommet à la base, où il est nul. En négligeant le poids propre et en admettant que le frottement varie proportionnellement avec le carré de la profondeur, on a

$$\sigma = \frac{P}{\Omega} \left(1 - \frac{y^2}{h^2}\right) \quad \sigma_{\max} = \frac{P}{\Omega} < R;$$

il n'est pas nécessaire d'envisager le flambage.

Le raccourcissement est :

$$\lambda = \int_0^h \frac{P}{E\Omega} \left(1 - \frac{y^2}{h^2}\right) dy = \frac{2}{3} \frac{P}{E\Omega} h.$$

S'il y a simultanément frottement latéral et support de la base, on combine les 2 formules.

Lorsqu'un pieu est soumis en tête à un effort horizontal ou excentrique, ou qu'il est battu obliquement et non chargé suivant

son axe, il fléchit. Mais sa flexion est réduite par les résistances du terrain, d'une manière analogue à celle envisagée pour les parois planes engagées dans le sol, de telle sorte que les moments maxima se produisent à peu de distance sous la surface du sol.

La flexion n'est donc en aucune manière dangereuse pour le pieu même, mais bien pour le terrain dont la butée peut être dépassée, le pieu se déplace alors et la fondation peut glisser. Pour la résistance aux efforts latéraux, il faut donc employer des pieux obliques non fléchis, mais comprimés axialement.

§ 8. - Battage des pieux.

Les pieux en bois ou en béton armé sont battus, c'est-à-dire enfoncés dans le sol par l'action d'une masse tombante appelée mouton et qui est manoeuvrée au moyen d'un appareil appelé sarmette.

Soit P le poids du pieu, Q celui du mouton. Soit H la hauteur de chute du mouton et e l'enfoncement sous l'effet du choc; appelons enfin R la résistance moyenne à l'enfoncement pendant le choc; elle est sensiblement constante.

Lorsque le mouton rencontre le pieu, sa vitesse est $v_0 = \sqrt{2gH}$. Par suite du choc et en admettant que le mouton et le pieu restent en contact, la vitesse devient

$$u = \frac{Q v_0}{P + Q} = \frac{Q \sqrt{2gH}}{P + Q} \quad (\text{choc non élastique})$$

Le travail produit pendant l'enfoncement e est $(R - P - Q)e$, il est égal à la demi perte de force vive $\frac{P + Q}{2g} \frac{Q^2}{(P + Q)^2} 2gH$
donc :

$$(R - P - Q)e = \frac{Q^2 H}{P + Q}$$

et
$$R = \frac{Q^2 H}{(P + Q)e} + P + Q \quad (\text{Formule de Ritter}).$$

En négligeant $P + Q$ on obtient la formule hollandaise

$$R = \frac{Q^2 H}{(P + Q)e}.$$

En négligeant la force vive d'accompagnement du mouton, que l'on suppose séparé du pieu, on obtient :

$$R = \frac{H}{e} \frac{PQ^2}{(P+Q)^2} \quad (\text{Formule de Brix})$$

Le travail correspondant de battage est QH . Il y a une perte de travail assez importante du fait du défaut d'élasticité du choc, elle est égale à

$$QH - Re = QH - \frac{Q^2 H}{P+Q} - (P+Q)e = \frac{PQH}{P+Q} - (P+Q)e$$

On peut négliger le second terme et écrire que la perte d'énergie est

$$\frac{PQH}{P+Q} = \frac{1}{2g} \frac{PQ}{P+Q} v_0^2$$

Le rapport de cette perte de travail au travail total est égal à $\frac{P}{P+Q}$; il est d'autant plus petit que Q est plus grand. Pour $P = Q$, il est de 50% ; pour $Q = 2P$, il est 0,33. Donc, pour un même mouton, le rendement du battage est indépendant de la hauteur de chute et ne dépend que du poids du pilot ; il y a intérêt à réduire ce poids, c'est-à-dire que le rendement du battage diminue lorsque la longueur des pieux augmente. Il faut proportionner le poids du mouton au poids des pieux. Pour augmenter la puissance de battage, il faut augmenter Q , non H . Il y a même intérêt à employer des moutons lourds et une faible hauteur de chute, car les fortes hauteurs de chute détériorent la tête des pilotes et communiquent de forts ébranlements au terrain, d'où il résulte des pertes de travail supplémentaires.

Les charges d'épreuve montrent que les formules ci-dessus, notamment la formule hollandaise, donnent de bons résultats lorsque l'enfoncement est de l'ordre de 10 m/m ; on leur applique un coefficient de sécurité d'au moins 3. Elles donnent donc la résistance du pieu d'après le refus, c'est-à-dire l'enfoncement sous un coup de mouton. C'est d'après le refus que l'on règle le battage des pieux, c'est-à-dire que l'on impose que le pieu soit battu jusqu'à ce qu'il donne sous un nombre de coups suffisamment répétés (généralement une ou 2 volées de 30 coups)

un enfoncement constant et limité. Il serait peut être préférable de se baser sur une formule statique, mais elle exige que l'on connaisse les coefficients caractéristiques du terrain. Généralement, on ne peut en connaître qu'une appréciation assez grossière, surtout si les pieux sont longs et le terrain variable. Néanmoins, il sera toujours utile de confronter l'estimation statique avec le résultat des formules dynamiques.

Il faut se méfier des formules dynamiques ci-dessus lorsque e est très petit, inférieur à 5 mm par exemple, car τ tend vers l'infini. Les raisons en sont les suivantes.

Lorsque le refus est assez grand, on peut admettre que tout se passe comme si le choc n'était pas élastique; les pertes d'énergie par la déformation élastique et les vibrations du sol etc correspondent sensiblement à celles du choc non élastique. Lorsque le refus est très faible, on se rapproche du battage sur un point fixe et presque tout le travail de battage est absorbé par des déformations élastiques ou même permanentes du pilot, une autre partie par le rebondissement du mouton et il n'y a que peu de travail utile d'enfoncement. C'est une raison de plus pour éviter les moutons de faible poids et grande hauteur de chute, auxquels correspondent de petits refus et qui ont donc un très mauvais rendement en fin de battage, presque toute l'énergie servant à la déformation des têtes de pilots. Dans ces conditions, les formules dérivées du choc non élastique ne sont plus applicables, il faut au contraire envisager le choc semi élastique, dont les formules théoriques sont rappelées ci-après.

Choc parfaitement élastique. La perte de force vive du système est nulle.

$$\left. \begin{aligned} Pu + Qv &= Qv_0 & Pu &= Q(v_0 - v) \\ Pu^2 &= Q(v_0^2 - v^2) = Q(v_0 - v)(v_0 + v) \end{aligned} \right\} \text{d'où} \quad \begin{aligned} u &= v_0 + v \\ u - v &= v_0 \end{aligned}$$

La vitesse d'écartement des 2 corps après le choc est égale à la vitesse d'approche avant le choc.

$$P(v_0 + v) = Q(v_0 - v), \quad (P+Q)v = v_0(Q-P)$$

$$v = v_0 \frac{Q-P}{P+Q} \quad \text{et} \quad u = v_0 \left(1 + \frac{Q-P}{P+Q}\right) = \frac{2Qv_0}{P+Q}$$

Choc partiellement élastique.

La vitesse d'écartement des 2 mobiles après le choc est égale à h fois la vitesse d'approche avant le choc, $h < 1$

$$Pu + Qv = Qv_0 \quad \frac{u}{v_0 - v} = \frac{Q}{P} \quad \frac{u - v}{v_0} = h$$

d'où

$$v = \frac{Q - Ph}{P + Q} v_0 \quad \text{et} \quad u = \frac{Q(1+h)}{P + Q} v_0$$

La perte de force vive est

$$\frac{1}{2g} \left[Q(v_0^2 - v^2) - Pu^2 \right] = \frac{1}{2g} \frac{PQ}{P+Q} v_0^2 (1-h^2)$$

Si $h = 0$, on retrouve les formules précédemment utilisées du choc non élastique.

La vitesse de chute du mouton est $v_0 = \sqrt{2gH}$. Après le choc, celle du pieu est $u = \frac{Qv_0(1+h)}{P+Q}$, celle du mouton $v = \frac{(Q-Ph)}{P+Q} v_0$.

L'énergie disponible après le choc, s'il n'y a pas de rebondissement, est

$$\frac{QH(Q + Ph^2)}{P + Q}$$

Pour un pieu en bois, $h = 0,25$, en béton, $h = 0,40$, le mouton étant métallique. h peut s'élever à 0,50 s'il y a un chapeau métallique sur le pieu; il est nul si la tête du pieu en bois est écrasée.

Cette variation de force vive est égale aux divers travaux résistants:

1°) celui de la résistance à l'enfoncement

$$(R - P - Q)e$$

2°) celui du raccourcissement du pieu. Admettons que la résistance R soit répartie sur toute la longueur du pieu, superficiellement, suivant la loi

$$R_y = \frac{y^2}{h^2} R$$

ce qui est vrai approximativement pour les pieux longs appointés

À profondeur y , la compression est $(R - R_y)$, la contraction $\frac{R - R_y}{E \cdot \Omega}$ et,

par conséquent, à ce même niveau, le travail élémentaire de déformation est $\frac{(R - R_y)^2}{2 E \Omega}$. À la fin du coup, le travail total de raccourcissement du pieu est

$$\int_0^h \frac{(R - R_y)^2}{2 E \Omega} dy = \frac{R^2}{2 E \Omega} \int_0^h \left(1 - \frac{y^2}{h^2}\right)^2 dy = \frac{4}{15} \frac{R^2}{E \Omega} h.$$

3°) le travail des résistances latérales dû au raccourcissement du pieu

$$\int_0^h \frac{R_y (R - R_y)}{E \Omega} dy = \frac{R^2}{E \Omega} \int_0^h \frac{y^2}{h^2} \left(1 - \frac{y^2}{h^2}\right) dy = \frac{2}{15} \frac{R^2}{E \Omega} h$$

4°) le travail d'ébranlement du terrain, que nous pouvons considérer comme petit si la vitesse de chute n'est pas trop grande, et que nous ne pouvons pas apprécier; on peut d'ailleurs envisager qu'il compense le travail de détente du pilot. On a alors

$$\frac{QH(Q + Ph^2)}{P + Q} = R \left(e + \frac{6}{15} \frac{R}{E \Omega} h \right) - (P + Q)e$$

ou

$$\frac{2}{5} \frac{h}{E \Omega} R^2 + Re - Q \left(e + H \frac{Q + Ph^2}{P + Q} \right) - Pe = 0$$

d'où

$$R = 1,25 \frac{\Omega E}{h} \left[\sqrt{e^2 + \frac{8}{5} \frac{QH}{E \Omega} \left[e + H \frac{Q + Ph^2}{P + Q} \right] + \frac{8}{5} \frac{Pe h}{E \Omega}} - e \right]$$

Comme, par hypothèse, e est très petit, on peut négliger les termes en e^2 et même en e sous le radical. Dans ce cas, la formule devient

$$R = 1,25 \left[\sqrt{1,60 \frac{QH}{P + Q} \frac{E \Omega}{h}} - \frac{\Omega E e}{h} \right]$$

On appliquera cette formule pour des valeurs de e inférieures à 0,005 m p. ex. La formule peut d'ailleurs s'appliquer aux valeurs plus grandes, mais il faudra alors éventuellement tenir compte des termes en e . Alors que les formules de Ritter et analogues sont hyperboliques, la formule proposée est linéaire et tend vers une limite finie lorsque $e \equiv 0$. On peut y appliquer le coefficient de sécurité habituel. La formule suppose cependant qu'il n'y ait pas de rebondissement, c'est-à-dire $Q = 0$ ce qui est généralement réalisé.

Si non, le mouton et le pieu se séparent et l'énergie communiquée au pieu n'est que $\frac{PQ^2H(1+k)^2}{(P+Q)^2}$, dont le rapport à QH est $\frac{PQ}{(P+Q)^2}(1+k)^2$ et est maximum pour $P=Q$. Comme $Q < kP$, cette condition n'est pas réalisée et l'énergie communiquée au pieu est faible. En remplaçant l'énergie disponible par cette valeur dans l'équation, on obtient en considérant e très petit

$$R' = 1,25 \left[\frac{Q(1+k)}{P+Q} \sqrt{1,60 \frac{PH\Omega E}{h}} - \frac{\Omega E e}{h} \right] < R$$

Lorsqu'il n'y a pas de rebondissement, le rendement du choc est $\frac{Q+Pk^2}{P+Q}$, d'autant plus grand que Q est plus élevé. Le travail effectif est Re , dont le rapport à QH est

$$\frac{Re}{QH} = 1,25 e \left[\sqrt{1,60 \frac{Q+Pk^2}{P+Q} \frac{E\Omega}{h}} - \frac{\Omega E e}{QHh} \right]$$

En considérant e comme indépendant et en supposant QH constant, ce rendement effectif est d'autant plus grand que Q est plus grand. S'il y a rebondissement, on a :

$$\frac{R'e}{QH} = \frac{1,25 e (1+k)}{H(P+Q)} \sqrt{1,60 \frac{PH\Omega E}{h}} - \frac{1,25 \Omega E e^2}{QHh}$$

Dans les mêmes conditions que ci-dessus, ce rendement effectif possède un maximum correspondant à $Q=P$. Il est d'ailleurs irréalisable, puisque $Q=kP < P$. Le rendement est donc toujours défavorable et par conséquent, il est en définitive toujours avantageux d'utiliser un mouton pesant ($Q=P$ env.) tombant d'une hauteur modérée.

Il faut que les fatigues élastiques du battage ne soient pas excessives. On écrit $R = \Omega \sigma$.

En remplaçant dans les formules de battage, on obtient une relation entre Q et H , qui permet de calculer H pour un rapport $\frac{P}{Q}$ donné. On admet généralement $\sigma = 100 \text{ kg/cm}^2$ pour le bois comme pour le béton, exceptionnellement davantage, jusque 150 kg/cm^2 .

On peut relever des diagrammes de battage, en portant en abscisses le nombre de coups et, en ordonnées, les enfoncements correspondants. Les courbes obtenues peuvent varier beaucoup d'un pieu à un autre, même

voisin. M. C. Dufour en conclut (Bulletin de la Société belge des Ing. et Ind. 1921, n° 1) que les résistances opposées par le terrain sont donc très variables et que l'on ne peut donc accorder aucune confiance aux formules statiques, surtout en terrain varié. Sans que l'on puisse accorder aux formules dynamiques une valeur absolue, il est certain que le refus donne cependant une indication caractéristique de la résistance du pieu. Cependant, quelques jours après le battage, on constate que le refus est augmenté. Le mode de battage influe évidemment. Il faut donc adopter un coefficient de sécurité assez élevé.

§ 9. ~ Exécution des pilotages. ~

Ils se font suivant un plan établi d'avance, d'après les battages d'essai effectués en vue d'apprécier la résistance du terrain et la fiche des pieux. Les pieux d'essai seront utilement soumis à une charge d'épreuve pour les grands travaux. On sait que les pieux isolés, tels que les pieux d'essai, ont moins de résistance que ceux qui sont battus en groupes. On peut donc généralement se fier aux essais, d'autant plus qu'on leur applique toujours un coefficient de sécurité.

Les pieux sont battus en damier ou en quinconce et de l'extérieur vers l'intérieur. Leur écartement doit être suffisant pour que la charge par m² sur la couche de terrain située sous leurs pointes ne dépasse pas la force portante autorisée à ce niveau, conformément aux formules connues.

Les somelles ordinaires ou hollandaises comportent une chèvre en laque de forme spéciale, dont les éléments essentiels sont 2 montants verticaux intérieurs, appelés jumelles et qui servent de guides au monton. Dans les petites somelles, les jumelles sont rassemblées à la partie supérieure à trois poteaux de chevalet inclinés, dont deux dans le plan des jumelles et un vers l'arrière; ces pièces sont entrecroisées. Dans les grandes somelles, il y a une véritable tour en charpente, en bois ou métallique, à 4 montants corners au moins,

contrecroisés et divisés par des étages de travail réunis par des échelles. Au faite se trouvent les mouflages pour la manutention des pieux et la suspension des montons à vapeur ou air comprimé, les molettes pour les sonnettes à câble et treuil, etc. Récemment, on a construit des sonnettes orientales sur truck mobile.

Les petites sonnettes sont manoeuvrées à bras. Le monton est attaché à un câble passant sur une molette et muni de tirandes, brins sur lesquels halent les manoeuvres d'un mouvement rythmé. Les plus grandes sonnettes sont à treuil. Le treuil est fixé en arrière de la sonnette ou sur sa plateforme inférieure, il est à vapeur, air comprimé ou électrique. La commande est de 2 types : a) à déclic, qui dégage d'une manière automatique ou commande le monton à hauteur voulue. La chute est libre, le câble portant la chape d'encliquetage vient reprendre le monton. La hauteur de chute totale H est active.

b) à chaîne ou câble sans fin, tournant d'une manière continue et entraînant puis libérant le monton par un déclic automatique ou commande. Le monton est guidé dans sa chute par des guides coulissant entre les 2 jumelles et retenues contre celles-ci par des plaques fixées par des boulons et glissant à frottement doux sur les faces antérieures des jumelles. Il faut graisser les glissières pour réduire les frottements. La hauteur de chute active est réduite à $0,85 H$. On peut employer des montons sans déclics, entraînant dans leur chute le câble et le tambour de treuil. Le nombre de coups par minute est augmenté, le retour étant immédiat, mais l'énergie de chute est sensiblement réduite, de 25% environ.

Depuis longtemps déjà, on a appliqué la détente des fluides élastiques comprimés, tout d'abord la vapeur, plus récemment l'air comprimé, pour la commande directe des montons. On appelle les sonnettes à vapeur ou à air comprimé.

En des types les plus anciens et encore en usage est la sonnette Vacour. Le monton a la forme d'un cylindre à vapeur muni d'un piston à tige. L'extrémité inférieure de la tige, qui est un

peu plus couché que le cylindre, repose sur la tête du piston. La vapeur vive est admise par le fond supérieur du cylindre au moyen d'une vanne-robinet à trois voies commandée du pied de la sommette par une corde. La vapeur est amenée de la chaudière par un tuyau flexible en caoutchouc suspendu à la sommette et qui suit les mouvements du mouton. La vapeur soulève le cylindre par rapport au piston fixe et en fin de course, on met le robinet dans la position d'échappement. Le mouton retombe en chute libre, la face inférieure du piston étant toujours en relation avec l'atmosphère. La sommette Lacour a l'avantage de la simplicité, qui l'emporte sur ses inconvénients dont le principal est l'accompagnement du mouvement par le tuyau de vapeur. Le guidage du mouton se fait comme dans les sommettes à œuil.

Un perfectionnement dérivé du mouton Lacour consiste à prolonger la tige par une contre-tige creuse par où arrive la vapeur. L'oscillation du tuyau est ainsi supprimée.

Une construction plus moderne et plus perfectionnée dérivée du type Hensch et Hornbrock (Voir Steam File Drilling Hammer dans Engineering, 20 avril 1928). Le cylindre formant mouton se meut entre 2 glissières métalliques reposant par une emboîse sur la tête du piston. La tige creuse du piston est invariablement fixée à ces glissières et reçoit la vapeur par une conduite métallique souple, mais non oscillante. Les organes d'admission et d'échappement consistent en valves logées dans la tige creuse, commandées à main par cordes ou automatiquement ou en partie automatiquement. Dans ce cas, le cylindre porte à la partie supérieure une tige verticale, portant des cames profilées, qui agissent sur des leviers à gâches commandant les soupapes d'échappement. La vapeur vive admise dans le cylindre soulève celui-ci. A fin de course, il y a échappement et chute du mouton. Pour le système descend avec le piston.

On peut employer de la vapeur surchauffée, le rendement est supérieur à celui du système Lacour, mais les chances de dérangement

sont plus nombreuses, à cause des organes d'admission plus délicats. On admet que la hauteur de chute admissible est 0,95 ($H = 0,05$).

Enfin, on construit des sommettes à vapeur à double effet; la vapeur est admise sur 2 faces du piston grâce à des valves oscillantes ou à un tiroir; la commande est automatique. Pour le battage, la détente de la vapeur s'ajoute donc au poids du mouton tombant. Dans les types les plus récents, le cylindre repose sur la tête du pieu par une embase et le piston constitue la masse frappante. Le poids et la hauteur de chute sont moindres que dans les moutons précédents, mais le nombre de coups par minute est élevé. On arrive ainsi finalement à des types très compacts, travaillant à l'air comprimé ou à la vapeur, tels que les moutons Mc Kiernan Ecroy, qui se posent sur la tête du pieu et n'exigent pas nécessairement une charpente complète de sommette. On peut suspendre le mouton à une loique et guider le pieu pendant son enfoncement par des pentes obliques. L'énergie du mouton est $c(Q + \omega p_m)$, c étant la course, Q le poids du mouton, ω la section du piston et p_m la pression moyenne. La limite supérieure de $c \omega p_m$ est Q_c , poids du cylindre. Sa hauteur de chute équivalente est donc

$$H = \frac{c(Q + \omega p_m)}{Q}$$

Le tableau suivant donne quelques renseignements numériques moyens sur les différents types de sommettes.

	Hauteur de chute	Nombre de coups par minute	Poids du mouton	Poids de la sommette
Sommette à tirandes	1,20	15	100 à 300	500 à 1000
Sommette à treuil à main	4,00	1/3 à 3/4	400 à 1000	2 à 5000
Sommette à treuil à vapeur				
a) à câble va et vient				
1) à déclivité	4,00	3	600 à 1800	4,7 à 15 T
2) sans déclivité	4,00	9	400 à 800	6,6 à 13,8 T
b) à câble sans fin	1,5	11 - 13	800 à 1800	6,8 à 18 T
Sommette à vapeur à action directe	0,8 - 2,50	30 - 50	450 - 1250 500 - 4000 4000	5,25 à 15,1 T 6 à 28 T et plus

Sommette de M.C. Hiernan Ferry.

Poids du piston : 9,5 kg à 1640 kg

Poids de l'appareil complet : 65 kgs à 6000 kgs.

Pression d'air ou de vapeur : 6 à 7 kg/cm².

Consommation par heure de vapeur : 140 à 1120 kgs.

Consommation d'air asp. en m³/s : 2,10 à 12,5 m³

Nombre de coups par minute : 500 à 120 .

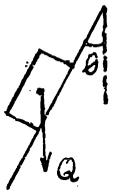
Il y a des dispositifs spéciaux de sommettes appropriés à des buts particuliers, notamment des sommettes pour battre des pieux obliques, dont l'inclinaison atteint jusque 3/1 et même exceptionnellement 1,5/1.

Il y a des jumelles inclinées fixes ou bien le pylone permet une inclinaison réglable.

Il faut tenir compte, dans le battage des pieux inclinés de la perte de travail due à l'inclinaison et au frottement sur les jumelles, qui doivent être bien graissées. Si H est la hauteur oblique de chute, mesurée suivant les jumelles, l'énergie du choc est

$$QH [\cos \theta - f \sin \theta] = QH \frac{\cos (\theta + \varphi)}{\cos \varphi}$$

φ étant l'angle de frottement du mouton sur les jumelles ($f = 0,10, \varphi = \dots$)



Certaines sommettes ont des jumelles prolongées sous la plateforme inférieure et sous le niveau du sol, pour battre au fond d'une fouille. Pour les travaux hydrauliques, on monte les sommettes sur ponton en battant sur un

bord généralement et parfois dans l'intervalle entre deux pontons jumelés, etc.

§ 10. - Constitution des pieux.

Anciennement, on employait des pieux en bois équarris, notamment en chêne, à cause des qualités de résistance et de conservation de ce bois. Actuellement on emploie surtout les grumes de sapin rouge. dit du Nord - le pin sylvestre, l'épicéa, le pice - pinie, etc. Il faut des bois bien droits et réguliers, sains et résistants, de

préférence flottés. Pour l'emploi, le pieu est raponité et muni d'un sabot en fer forgé. Dans les terrains mous, on peut se contenter d'raponiter et, éventuellement, de durcir la pointe au feu. Généralement aussi la tête est fretée, en vue d'éviter l'éclatement au battage. Les pieux ont une conicité telle que les ϕ extrêmes diffèrent du ϕ moyen de moins de $\frac{1}{10}$ de celui-ci. L'épaisseur moyenne est supérieure à $\frac{1}{10}$ ou $\frac{1}{30}$ de la longueur suivant le terrain ou encore conforme à la formule:

$$d = 0,25 + 0,015 (h - \psi) \text{ m.}$$

Les pieux en béton armé peuvent être de section ronde ou polygonale. Généralement on les construit de section carrée et d'épaisseur constante. Cela permet de les mouler à peu de frais sur une aire plane sablée au moyen de madriers équidistants. On peut même mouler des rangées superposées. L'armature est symétrique et se compose de 4 ou 8 fers ronds longitudinaux, réunis par des étriers plus ou moins espacés ou des frettes. Le sabot en acier forgé est solidarisé avec l'armature. Les pieux sont mis en oeuvre après durcissement suffisant (1 mois pour du ciment Portland ordinaire, 8 jours pour du ciment à durcissement rapide). L'armature sert à permettre la manutention du pieu, le moment de flexion max. est $\frac{pl^2}{4}$. L'armature intervient lors du battage, notamment par l'action des étriers ou des frettes pour résister à la compression et aux actions dynamiques auxquelles le béton non armé est peu apte à résister.

On applique les formules ordinaires de la compression du béton armé ou fretté avec un taux de travail élevé pour le battage (150 kg/cm^2). Les pieux ont généralement 20 à 40 cm. de côté. Les pieux en béton armé doivent être battus avec des moutons lourds (2 à 1000 kg) à faible chute, pour éviter la désagrégation de la tête. On interpose souvent un dispositif amortisseur dont on coiffe la tête du pieu; le plus simple est un bloc de bois fretté. L'action du battage en est naturellement réduite ($k = 0,25$).

Les pieux métalliques formés de tubes de tôles rivées ou soudées

peuvent être battus à la sonette ($h = 0,50$), mais généralement on les emploie comme pieux et vis qui seront décrits plus loin.

On emploie actuellement dans certains cas des pieux en béton armé de très grande longueur (40 m. et plus); ils sont alors généralement cylindriques et tubulaires. Le béton freté ou armé de tôle peut très bien convenir. La résistance au flambage devient importante et le battage de tels pieux, d'un poids parfois très élevé, n'est guère pratique. La mise en place se fait généralement par lançage, comme il est décrit plus loin et comme ces pieux sont généralement descendus jusque sur un sol résistant, on remplit le vide de béton.

§ 11. - Palplanches.

Les palplanches constituent un accessoire presque indispensable de toutes les constructions hydrauliques, sinon dans la constitution des ouvrages, du moins dans les ouvrages provisoires d'exécution. Les palplanches servent à construire par battage des rideaux fermés ou à claire voie, ayant une fiche importante dans le sol. Pour les fortes charges, on peut avoir des rideaux de pieux jointifs.

Les palplanches en bois sont des madriers de 8 à 15 cm d'épaisseur en moyenne 12, de longueur aussi grande que possible, pour réduire les joints (23 cm.). Lorsqu'elles sont jointives, les faces latérales sont façonnées en grain d'orge ou à languette. Pour assurer la jointivité, l'affûtage de la pointe est dissymétrique.

Les parois de palplanches sont généralement appuyées à la partie supérieure contre un chapeau coiffant une rangée de pieux et qui sert de guide pendant le battage. Les palplanches peuvent aussi être enserées entre des chapeaux moirés. Le battage peut se faire par palplanches successives, mais, pour éviter les déviations, on le fait parfois par panneaux entiers progressivement, en battant en dernier lieu la palplanche centrale qui sert de clé.

Les palplanches en béton armé se construisent d'après la forme des palplanches en bois, mais avec des dimensions plus fortes (jusque

70 x 25 et davantage). Une forme plus économique et rationnelle est celle des palplanches nervurées, notamment les palplanches Coignek-Praviez (Dimensions 100 x 5 cm, nervure 20 x 10 cm).

Les assemblages se font à grain d'orge ou à tenon et mortaise, parfois par des tenons et mortaises métalliques rapportés, ce qui est un système défectueux en principe. Un autre système consiste à avoir des mortaises opposées, laissant un vide entre les palplanches, que l'on remplit de béton après battage. Ce remplissage est difficile par suite des faibles dimensions.

L'armature symétrique est composée de 6 ou 8 barres réunies par des ligatures transversales. Les fonctions de l'armature sont les mêmes que pour les pièces maies en outre il faut envisager la flexion de la paroi sous l'effet de la poussée des terres ou de l'eau, etc (Voir calcul des batardeaux).

Les palplanches métalliques sont devenues d'un emploi très étendu. Ce sont des pièces d'acier laminé, de faible épaisseur, dont la résistance est assurée surtout par une forme appropriée donnant un moment d'inertie élevé. Les palplanches s'emboîtent les unes dans les autres par coulisse et champignon. Ce dispositif qui de le battage et assure l'étanchéité; il faut avoir soin de graisser le champignon. L'ensemble des palplanches emboîtées forme une paroi d'apparence générale ondulée et donc rigide. Les constructeurs donnent les éléments de résistance des palplanches que l'on calcule comme des pièces fléchies de la manière habituelle.

A cause de la faible épaisseur et lorsque le battage est difficile, les têtes des palplanches métalliques se déforment et se gauchissent facilement sous le choc du mouton.

On évite en tous cas le choc direct en coiffant la tête de la palplanche d'un chapeau présentant un logement pour la tête de la palplanche et ayant une base analogue à celle du mouton. Ce chapeau est en acier ($k = 0,50$), éventuellement avec amortisseur en bois ($k = 0,30$).

Pour des travaux provisoires, on emploie les palplanches en bois ou surtout en métal parce qu'elles sont réemployables, surtout les dérivées. En général, les palplanches métalliques ne sont guère corrodées par un séjour dans les terres humides. Les palplanches métalliques permettent d'exécuter des parois étanches simples de très grande hauteur; comme supports on se sert de forts chevalets en bois constitués de pieux battus et de charpente triangulée.

§ 12. - Lançage.

Lorsque la résistance du pieu ne résulte pas de l'action du battage, par exemple dans la traversée des vases molles dont le frottement latéral est faible, on peut enfoncer les pieux par lançage. On se sert d'une lance, long tuyau en fer de 4 à 5 m de \varnothing par lequel on envoie dans le terrain un jet d'eau sous pression. Le pieu est descendu dans ce trou en suivant l'avancement de la lance et éventuellement sous l'action du poids du mouton ou d'un léger battage. C'est de la sorte aussi que l'on enfonce les très longs tubes pieux en métal ou béton armé, par lançage dans l'intérieur du tube. On emploie également le procédé pour les palplanches. Dans les pieux et palplanches en béton armé destinés à être enfoncés par lançage, on ménage parfois des conduits centraux d'injection d'eau. Le lançage peut être employé dans tous les terrains de sable, de vase et de remblai, pas dans l'argile. Il convient surtout pour les sables très fins, tassés par l'eau, où le battage peut être difficile. Lorsque le lançage est suivi d'un battage, on peut apprécier la force portante du pieu. Des charges d'épreuves ont montré que dans un terrain de sable fin manillé, le terrain se resserre autour du pieu après le lançage, surtout s'il est suivi d'un battage. Toutefois, il faut éviter le lançage pour la fondation des ouvrages de retenue hydraulique, si l'on ne veut pas favoriser les infiltrations par désagrégation du terrain.

§ 13. - Recépage, arrachage.

Le battage des pieux est arrêté lorsque le refus est atteint, il en résulte que par suite des différences de résistance du sol et de longueur des pieux, les fiches varient et les têtes des pieux émergent du sol de quantités très différentes. On procède, dans la mesure indispensable, au recépage des pieux, qui consiste à égaliser d'une manière plus ou moins parfaite les niveaux des têtes des pieux. Pour les pieux en béton armé, le recépage toujours approximatif consiste à briser le béton jusqu'au niveau voulu et à étaler les armatures.

Pour les pieux en bois, on scie les têtes de pieux au niveau voulu, à la scie de long ou scie mécanique à tronçonner, les tronçons peuvent présenter encore une certaine valeur marchande. L'opération du recépage devient une sujétion considérable lorsqu'elle doit se faire sous eau, par exemple pour recevoir l'appui d'un caisson foncé etc. Le dispositif employé dépend des circonstances; il peut être préférable d'employer un caisson non foncé et de recéper après épuisement. Si il faut recéper sous eau, on emploiera une scie de long oscillante, manœuvrée comme un pendule ou, mieux encore, une scie circulaire horizontale d'assez grand diamètre à niveau bien réglable.

L'opération de l'arrachage s'effectue lors du repliement des constructions provisoires, surtout des batardeaux; il s'applique aux palplanches et aux pieux. Le procédé le plus simple consiste à exercer un effort d'arrachement au moyen d'un mouflage puisant suspendu à une bique et commandé par un treuil. On peut employer dans les mêmes circonstances des verins à vis, à eau ou à fluides élastiques, dont il existe des types de forme spéciale en vue de l'opération envisagée. Ces appareils sortent de l'outillage courant et sont peu employés. Un dispositif intéressant par contre, parce qu'il utilise le matériel de battage même, est celui du monton à vapeur réversible qui produit l'arrachage en frappant de bras en haut sur une traverse attachée par des brides et un étai

à la tête des palplanches à arracher (Type etc Kiernan - Terry)
L'énergie du choc est $c(\omega p m - Q)$.

§ 13'. - Pieux à vis . -

Les pieux à vis sont le seul type de pieux métalliques ayant reçu des applications importantes. On a aussi employé des pieux métalliques enfoncés par battage, injection d'eau ou de vapeur et même par forage; dans ce cas les pieux étaient parfois munis d'embase en forme de plateau.

Les pieux métalliques ont l'avantage d'être inattaquables par le charbon, de pouvoir s'assembler par tronçons et d'être donc d'un transport et d'une manutention faciles. Ils se laissent enfoncer par vissage, donc sans matériel spécial et assez rapidement, enfin, ils conviennent pour les terrains peu résistants à cause de l'embase constituée par la vis.

Ces pieux sont des tubes creux en fonte ou acier. La fonte a l'avantage d'être généralement d'un moindre prix et d'être moins attaquée par l'eau, mais est fragile et lourde. Les tronçons peuvent être assemblés par brides extérieures et boulons. Le forage n'en est pas rendu plus difficile, car les filets sont plus larges. Par contre, lorsque le terrain s'est resserré, l'adhérence est augmentée par suite des brides.

À la base du pieu se trouve un filet de vis conique venu de fonte ou assemblé sur la base du pieu, à pas d'autant plus faible et filet d'autant plus large que le terrain est plus mou. L'enfoncement se fait par cabestan ou par une roue horizontale commandée par un câble et treuil. Il faut un collier fixe pour empêcher les déviations du pieu. Le collier de serrage de l'appareil de manœuvre doit être ramovable afin de pouvoir être relevé après une certaine course du pieu.

Les pieux métalliques s'emploient surtout pour les travaux coloniaux, par suite de la simplicité de mise en œuvre. On les réunit par

des contreventements, des traverses et longrines formant une charpente indéformable dont les pieux sont les montants. On construit ainsi des appontements, estrades, jetées, palier et piles de ponts, etc.

Pour le calcul, on doit considérer que, par suite du vissage, le pieu ne porte que par le filet, que l'on peut assimiler à un plateau circulaire plan. Il n'y a pas de frottement latéral et on peut appliquer la formule de force portante à une profondeur déterminée

$$p = \Delta h \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2 C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Si d est le \varnothing du plateau, la charge admissible est $\frac{\pi d^2}{4} p$ et comporte le poids du pieu, le poids du terrain au dessus du filet et la charge du pieu.

Le corps du pieu doit se calculer au flambage et à la corrosion.

Le vissage des pieux, assez facile dans la vase, devient très difficile dans le sable. On ne peut guère dépasser 5 à 6 m., à moins que l'on ne facilite la pénétration par des injections d'eau dont l'endroit le plus favorable est, d'après l'expérience, la partie supérieure des filets.

On se sert aussi des pieux à vis enfoncés dans le fond à une certaine profondeur pour la fixation de corps morts d'amarrage. Le plateau de la vis travaille alors par traction. On doit envisager une surface de rupture en cône tronqué, dont la petite base est le plateau et incliné de $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ sur la verticale. Le poids de ce tronc de cône du terrain est la résistance statique du système à une traction axiale. On a donc pour l'effort d'arrachement

$$P = \Delta \left[\frac{\pi d^2}{4} H + \pi d \frac{H^2}{2} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{\pi H^3}{3} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

Rigoureusement, il faudrait ajouter le poids du pieu diminué de celui du volume de terre déplacé.

§ 14. ~ Lieux confectionnés dans le sol.

Le principe de ces lieux se trouve dans le Compressol Dubac,

qui perce un trou vertical dans le sol par le moyen d'un mouton conique. Cette opération réalise déjà une compression du sol. On remplit ensuite le trou de sable, gravier, pierraille ou béton, par couches que l'on tasse énergiquement au pilon bouvere.

Les matériaux introduits dans le sol sont refoulés dans le terrain; on obtient ainsi finalement un massif de grand diamètre, de surface irrégulière, fortement serré dans le sol. Il est difficile de prédéterminer la résistance d'un tel pieu parce que ses dimensions ne sont pas connues, on ne connaît que la profondeur approximative et le cube des matériaux introduits. Il est prudent de procéder à des charges d'épreuve, elles sont d'ailleurs considérables, atteignant et dépassant même 300 T pour des pieux isolés. Le Compresseur Dulac est le système le plus simple, mais il demande un terrain assez ferme pour que les parois du tube ne s'éboulent pas, donc généralement sec.

Il n'y a pas de garantie que lors du bouchage, il ne se produise pas des inclusions de terre dans le béton, qui peuvent donner lieu à des plans de glissement.

D'autres systèmes, dérivant du procédé américain Raymond, consistent à enfoncer dans le sol un tube métallique en tôle mince, cylindrique ou préférablement conique et qui peut, dans ce cas, être télescopique. Le battage ne se fait pas sur la tête du tube, ce qui l'abîmerait et exposerait qu'il ait une grande résistance, mais sur un mandrin de battage, épousant la forme du tube à la base. Ce mandrin s'appuie dans le bas soit sur une pointe massive fermant le pieu (systèmes Kern, West, etc) ou bien sur un épaulement de la base du tube. Par battage du mouton sur la tête du mandrin, le tube est introduit dans le sol en ne subissant que des efforts d'extension, sollicitation la plus favorable. En même temps, l'ébranlement du sol est réduit, ce qui est un grand avantage pour le battage sur voisinage d'immeubles etc. Ensuite on retire le mandrin et on remplit de béton le tube que l'on abandonne dans le sol. Eventuellement on dispose des armatures dans le béton.

Dans ce système, les dimensions du pieu sont connues, on peut appliquer les formules de battage. Il ne peut y avoir d'inclusions terreuses dans le tube qui peut en outre être rendu tout à fait étanche pour le battage en terrain aquifère et notamment pour protéger le béton frais contre des eaux sulfureuses (marais). Mais la compression du sol n'est pas supérieure à celle des pieux battus et le tube métallique abandonné dans le sol augmente la dépense.

Dans certains systèmes, on descend un tube de béton, ce qui est plus avantageux (syst. Leedless).

Un autre type de pieu, le plus répandu, dérive de la combinaison des précédents. On enfonce un tube métallique, ensuite on le remplit de béton que l'on broue dans le sol en même temps que l'on retire le tube métallique. On a donc tous les avantages de compression et de haute résistance du compressol, et en même temps celui du tube qui permet de travailler en terrain boueux ou aquifère et qui, moyennant des précautions suffisantes, permet d'éviter toute inclusion terreuse. Le béton peut être armé d'ailleurs et l'insistance du brouage à un niveau déterminé, notamment à la base, permet de réaliser des élargissements en champignon du pieu, produisant un solide ancrage. Enfin, le tube est récupéré et peut servir à de nombreuses forages.

Le système le plus ancien est d'origine américaine, c'est le pieu *Simplex*.

Le tube cylindrique est battu d'une pièce par la tête; il est muni d'une ponite mobile à mâchoire, dite ponite *alligator*, permettant le passage du béton, et qui se récupère.

Dans d'autres systèmes américains assez analogues: *Ridley*, *Leedless* etc la ponite métallique est abandonnée.

Le système belge *Frankignoul* présente une mise au point très complète de ces éléments. Le tube est télescopique comme le tube *Raymond* et battu comme lui par un mandrin rapproché, donc enfoncé par traction. Le pilon broueur est guidé par 4 armatures qui restent incorporées

dans le béton. Le bourrage peut être effectué jusqu'au refus. Des dispositifs spéciaux permettent de battre en terrain raquifère et obliquement. Grâce au battage du tube par un mouton apposé, le système peut être employé dans les éboulis durs (crassiers de hauts-fourneaux etc.). Les résultats d'essais ont été les plus brillants (jusqu'à 73 T sur un pieu). Dans le pieu Fibro (British Steel Piling Co) l'extraction du tube non télescopique se fait par un mouton à vapeur à double effet, dont les chocs rapides produisent un damage vibratoire du béton.

Il existe enfin encore des systèmes présentant des particularités. Dans le pieu exploron Wilhelmi à tube récupéré, on produit un épanouissement à la base par l'explosion de quelques cartouches d'explosif brisant, provoquant une forte compression du sol.

Pratiquement plus intéressant est le pieu comprimé. Le tube est rempli de béton après fonçage puis fermé par un couvercle et soumis à une forte pression d'air (Wolfsholz) ou d'eau (D'East). Le tube se soulève comme un cylindre de verre dont le béton constitue le piston. Le béton se comprime et serre le sol. Le système a l'avantage d'éviter toute discontinuité du béton et tout ébranlement du sol, sauf lors du battage. Il peut recevoir une armature quelconque. L'emploi d'air comprimé est particulièrement avantageux, car l'eau du trou peut être refoulée. Le remplissage se fait sous pression par les appareils à injection de ciment et la confection du pieu s'accompagne d'une sorte d'injection de ciment dans le terrain.

Enfin, le pieu Strauss, d'origine russe et très répandu en Europe centrale présente le caractère unique d'un pieu à tube récupéré réalisé par des procédés de sondage par forage rotatif ou percutant. Le pieu est ensuite rempli de béton damé, éventuellement armé et le tube est retiré.

Les qualités de ces différents systèmes dépendent de leur mode d'exécution et des dispositions particulières du terrain; pratiquement la supériorité dépend surtout de facteurs commerciaux.

§ 15. - Dispositions d'ensemble des fondations sur pieux.

Les pieux, étant établis dans des conditions analogues, sont généralement réunis à la tête par un dispositif continu superficiel. Actuellement quelle que soit la nature des pieux, on emploie généralement une plateforme en béton non armé. Les pieux constituant des dispositifs de fondation de petites dimensions généralement employés en assez grand nombre permettent une répartition des réactions du sol s'adaptant assez exactement à la répartition des actions transmises par la construction. Le groupement des pieux ne doit donc pas être quelconque mais suivre étroitement la répartition des charges. Celles-ci sont ainsi transmises le plus directement possible au terrain et les efforts de flexion dans la dalle deviennent très accessoires. Ce système est réalisé le mieux avec les pieux de faible section enfoncés par battage et dont l'entre-distance oscille entre 0,80 et 1,50 m. en moyenne. Les pieux confectionnés sur place ont des dimensions et des forces portantes telles qu'on les écarte généralement davantage. La disposition se rapproche de celle des puits et les dispositifs de liaison doivent être généralement armés.

On peut aussi éventuellement battre les pilots par groupes solidarisés en tête par un bloc de béton formant pile de fondation.

Les pieux obliques sont toujours associés avec des pieux droits de manière à combiner la résistance des deux aux efforts transversaux. Les efforts horizontaux doivent être autant que possible associés avec des charges verticales, éventuellement des surcharges, de manière que les pieux obliques soient sollicités axialement. Les pieux obliques doivent être en principe orientés de manière à être comprimés. En Allemagne on emploie, cependant parfois des pieux spéciaux d'ancrage destinés à subir une traction et que l'on enfonce par battage. Ils ont à la partie inférieure un profil cambré, analogue à celui de certaines barres spéciales pour béton armé, dans le même but d'augmenter l'adhérence.

Chapitre V

Fondations à l'air comprimé

1) Généralités.

L'emploi de l'air comprimé comme agent destiné à maîtriser les venues d'eau en équilibrant la pression qui tend à les produire constitue un des progrès les plus notables de l'époque moderne dans le domaine de la construction et a pris une telle extension que c'est devenu un des ~~grands~~ procédés généraux de construction.

Le principe en est tout entier dans la cloche à plongeur, d'usage déjà ancien, et dont un perfectionnement important a consisté à y refouler de l'air frais par une pompe à air et un tuyau souple. Le scaphandre, beaucoup plus pratique a détrôné cet appareil encombrant pour l'exploration des fonds et l'exécution de travaux individuels sous eau.

Il consiste en un vêtement imperméable dans lequel on insuffle de l'air frais par une pompe à air et un tuyau souple, avec interposition d'un régulateur de pression. Des perfectionnements très récents ont été appliqués à ces appareils par la suppression du tube. Le scaphandre comporte des récipients munis de produits chimiques développant l'oxygène nécessaire à la respiration pendant un certain temps et revivifiant complètement l'air vicié de la respiration. L'équipement relatif à l'éclairage, aux communications etc., a subi aussi d'importants perfectionnements qui sortent du cadre de ce cours. Il en est de même de certains appareils spéciaux de recherche sous-marin : cloches, bateaux submersibles, etc.

Dans le travail à l'air comprimé, il faut en principe une pression d'air légèrement supérieure à celle de l'eau, de telle sorte non seulement que l'eau ne puisse pas pénétrer dans l'enceinte de travail mais encore qu'il y ait un renouvellement de l'air, afin qu'il reste respirable. Il y a une

limite à la pression que peut supporter l'organisme humain et il est exceptionnel que l'on dépasse 3,5 atm. pour un travail un peu prolongé et fatigant. On ne peut donc guère descendre à plus de 35 m sous le niveau de l'eau. La limite extrême est 5 atm soit 50 m.

Les effets physiologiques du travail dans l'air comprimé sont très particuliers: Je me réfère au cours d'hygiène industrielle et professionnelle.

Nous n'examinerons pas l'emploi de l'air comprimé pour des travaux spéciaux tels que les dérochements, forages, inspections d'ouvrages sous eau, réparations d'ouvrages submergés, etc. Je renvoie pour ce point aux ouvrages spéciaux et aux monographies.

L'air comprimé a été appliqué tout d'abord aux fondations dites tubulaires. Les premiers tubes, formés d'anneaux en fonte assésés par brides, étaient fermés à la partie supérieure et complètement remplis d'air comprimé. Pour permettre l'entrée et la sortie des hommes, des matériaux et des déblais sans faire tomber la pression, la fermeture était double, de manière à constituer une chambre d'équilibre ou sas. Le sas devait être démonté pour ajouter les anneaux au fur et à mesure de la descente, car pour les longs tubes il ne pouvait être question de les monter tout à fait d'avance. Néanmoins, cette disposition a été généralement préférée à un sas fixe disposé au bas du tube. (Voir L'Escaubeau et Pontzen, tome II page 252, pont de l'Atchafalaya-River, tube avec sas inférieur) et ses inconvénients ont été réduits par l'emploi de sas, éventuellement jumelés, de section inférieure à celle du tube. D'autre part, un moyen très simple d'évacuer les déblais susceptibles d'être mis en suspension dans l'eau était réalisé par un tuyau débouchant à l'air libre à la partie supérieure du tube. On peut d'ailleurs effectuer ou faciliter le déblai par jets d'eau sous pression (Pont de l'Atchafalaya-River, cité). Le lestage se fait au moyen de surcharges ou même de vérins hydrauliques. Le remplissage du tube se fait au moyen de béton tamé dans l'air comprimé. Le tube doit pouvoir résister sur toute sa hauteur à la pression interne totale, ce qui est peu avantageux à cause du grand diamètre et surtout s'il s'agit de fonte, à cause de la traction. La foncti-

aussi que des joints des anneaux soient très étanches.

Un progrès important a été réalisé en 1864 pour la fondation des piles du pont d'Argenteuil sur la Seine. Une paroi transversale simple à la base du tube y réservait une chambre de travail de volume et hauteur suffisants.

Dans le cas particulier, ce plafond était d'ailleurs constitué par une arête en maçonnerie renforcée par des cerclages et nervures métalliques. Cette chambre de travail communique par un tube vertical central étanche, de faible section, avec le sas placé à la partie supérieure du tube. L'espace entre le tube extérieur et la cheminée est rempli de béton exécuté à sec, à l'air libre et qui sort de haut pendant le fonçage. La cheminée peut être montée d'emblée à la longueur voulue ou tout au moins par tronçons de grande longueur. Les anneaux du tube peuvent être mis en place sans démonter le sas. Ils doivent pouvoir résister seulement à la pression externe pour autant que le remplissage en maçonnerie ne suive pas exactement le fonçage. L'étanchéité des joints est facile à réaliser. La cheminée doit résister à la pression interne élevée, mais elle est de faible diamètre et généralement en tôle. On voit que l'emploi du dispositif a revêtu un caractère très pratique et que le travail dans l'air comprimé est réduit au minimum. Ce dispositif contient en puissance toutes les dispositions des caissons à l'air comprimé que l'on a employés depuis.

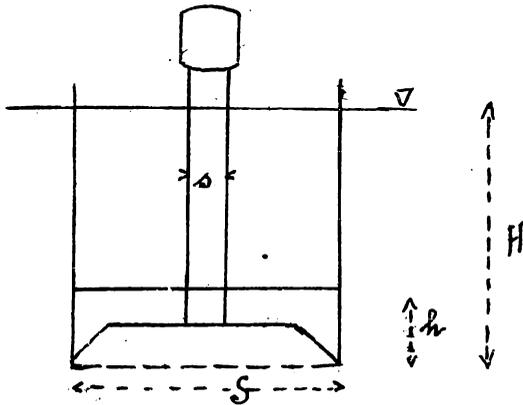
§ 2... Caissions à air comprimé. Lestage et fonçage.

Depuis ces dernières tentatives, les fondations par l'air comprimé se font au moyen de caissons, c'est-à-dire de capacités fermées sur toutes les faces par des parois étanches, sauf sur la face inférieure. L'intérieur de cette capacité constitue la chambre de travail qui a la hauteur strictement nécessaire pour permettre le travail et qui résulte de la constitution du plafond. La communication avec l'extérieur est réalisée par des cheminées traversant le plafond, qui sont des tubes cylindriques étanches en tôle. Et la partie supérieure de ces tubes se trouvent les sas ou chambres d'équilibre.

Dans les cheminées et chambres d'équilibre, se trouvent les dispositifs nécessaires à la circulation : échelles, monte-charges, distributions d'eau et d'électricité ; éventuellement des tubes d'évacuation hydraulique des déblais, etc.

Un tel caisson doit être lesté pour assurer son équilibre à un niveau donné.

Supposons que la pression d'air dans la chambre de travail équilibre exactement la charge d'eau sur le plan de base supposé horizontal. Cela



revient à supposer le caisson fermé à la partie inférieure par une paroi idéale. Soient P le poids total du caisson, V le volume déplacé et $\bar{\omega}$ le poids spécifique de l'eau. Faisant abstraction de tout frottement latéral du terrain et de tout appui sur le fond, en supposant le caisson flottant, il faut

$P = V\bar{\omega}$. Les conditions habituelles relatives à la stabilité des corps flottants doivent être évidemment réalisées ; elles le sont généralement parce que la majeure partie du caisson est immergée et que la forme est favorable. Mais il en résulte que pour faire descendre le caisson, ce qui fait augmenter V , il faut augmenter P .

L'augmentation de P peut être réalisée par un lest d'eau dans des chambres d'équilibrage, disposées dans l'intérieur ou au-dessus du plafond. Cela s'emploie pour le caisson mobile, dont les types de petites dimensions s'appellent aussi caissons-cloches. On pourrait d'ailleurs employer un lest quelconque, ou l'action de vérins, transmise directement au caisson ou par la cheminée, mais il est apparent que ces moyens sont désavantageux et ne conviennent que pour les petits appareils et les faibles profondeurs.

Le volume $V = Sh + s(H - h)$.

Dès que le caisson est immergé, la variation $\Delta V = s \Delta H$ est donc faible et les fluctuations du lest sont réduites.

Pour les caissons fixes, on cherche à utiliser comme lest les constructions

définitives que l'on doit effectuer au-dessus de la chambre de travail. Pour pouvoir effectuer ces travaux, il faut que le caisson soit surmonté d'une encoûte élanche ouverte à l'air libre; c'est ce qu'on appelle le batardreau formé de hausses. Le volume déplacé est alors $S H$ et ses variations $\Delta V = S \Delta H$ sont importantes. Si π est le poids spécifique de la maçonnerie, pour réaliser un enfoncement ΔH , il faut maçonner à l'intérieur du batardreau sur une hauteur η rapportée à la section totale S donnée par la formule

$$\pi \eta S = \bar{\omega} S (\Delta H) \text{ d'où } \eta = \frac{\bar{\omega}}{\pi} (\Delta H)$$

$\left(\frac{\bar{\omega}}{\pi}\right)$ est en moyenne égal à $\frac{1}{2,3} = 0,435$ pour le béton.

En réalité, la maçonnerie de lestage ne peut pas s'effectuer de cette manière simple parce que la section totale S n'est pas libre; il faut en déduire les cheminées.

D'autre part, la construction en élévation peut présenter des évidements ou des parties à ciel ouvert. Il faut alors régler l'avancement des maçonneries de lestage de manière à réaliser des poids équivalents à ceux donnés par la formule et d'une manière telle que l'équilibre et l'aplomb du caisson restent toujours assurés.

Lorsque le caisson a pénétré dans le sol, le lestage doit être supérieur à ce qu'il est pour le caisson flottant. Il faut en effet, pour assurer la descente du caisson, vaincre le frottement des terres sur les parois latérales et les faibles résistances qui peuvent exister sous le couteau. Les formules générales établies pour les fondations profondes sont applicables. En principe, le lestage doit être avancé dans ce cas le plus possible, d'autant plus que le caisson est plus enterré. Les moindres sujétions de stabilité latérale facilitent l'opération. Il arrive que, malgré les mesures prises, le caisson refuse de descendre par excès de frottements. Il faut alors continuer à lester en prenant éventuellement des précautions dans la chambre de travail (étançonnage) pour éviter une descente trop brusque. Lorsque ces moyens normaux échouent, on recourt parfois à la réduction, même la suppression de la pression dans la chambre de travail. On supprime ainsi une force résistante variant de 0 à $S H \bar{\omega}$. L'opération doit être menée assez rapidement pour que l'eau

n'ait pas le temps de remplir la chambre de travail avant la descente. Cette opération est assez brutale, elle peut donner lieu à des accidents de foudage et elle risque de désorganiser le terrain, éventuellement de produire des entraînements de terre. Enfin, elle exige une forte dépense d'air comprimé et de remise en état du chantier de travail dans le caisson.

§ 3. Constitution des caissons métalliques.

La forme des caissons métalliques est devenue tout à fait stéréotypée. La chambre de travail a une section transversale en trapèze isocèle; elle est fermée par un bordage interne en tôle, à joints étanches, à l'air comprimé, avec interposition d'un joint d'amiante au minimum dans les joints des tôles. Ce bordage est rivé sur des fermes transversales équidistantes, généralement triangulées et constituant des poutres à béquilles. Sur les membrures verticales externes des béquilles est rivé un bordage étanche à l'eau, qui est continué éventuellement au dessus du plafond par les parois de batardeau. Dans ce cas, les poutres horizontales du plafond restent complètement accessibles par le dessus.

Si le caisson ne reçoit pas de batardeau, il est complètement enveloppé d'une enveloppe extérieure étanche, rivée sur les membrures extérieures des fermes. Des chambres d'équilibrage sont constituées par des capacités étanches établies entre ces deux bordages et divisées en compartiments permettant un réglage et évitant les déplacements importants du lest liquide.

Lorsque le caisson flotte à un niveau quelconque, les fermes sont soumises sur la face intérieure à la pression uniforme de l'air. Sur la face externe, elles sont soumises aux pressions hydrostatiques et aux charges de lestage. Des flexions peuvent se produire en cas de discontinuité ou de non uniformité de ces dernières charges. Tous les éléments de la résistance sont connus, le système n'est pas hyperstatique. Les tôles et raidisseurs se calculent par les formules ordinaires et avec exactitude du fait que la pression intérieure est uniforme.

Lorsque le caisson est engagé dans le terrain, aux éléments précédents de sollicitation s'ajoutent les pressions et frottements des terres. Le lestage

est supérieur à la résultante de la pression de l'air d'une quantité égale au frottement latéral ou à l'appui sur le couteau ou sur deux conjugués.

C'est une action verticale agissant suivant la face externe des béquilles. La poussée des terres exerce une poussée sur les béquilles, comme dans le cas d'un appui d'arc. Mais cette poussée est prédéterminée par les méthodes de calcul des poussées des terres, faute de meilleur moyen. Le lestage dépassant la résultante des pressions, le plafond est nécessairement fléchi par des actions équilibrées par les réactions du sol. Pour réduire la flexion, il faut donc disposer les maçonneries de lestage supplémentaire le plus près possible des parois externes du caisson. Les moments fléchissants sont généralement positifs, c'est à dire tendent à ouvrir l'U. On établit à cet effet des planches de lestage, indiquant les profils transversaux progressifs des massifs de lestage, on détermine les flottaisons correspondantes et on vérifie la résistance du caisson pour chaque stade.

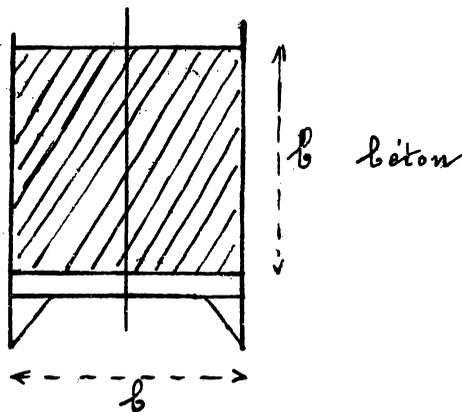
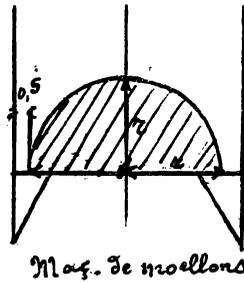
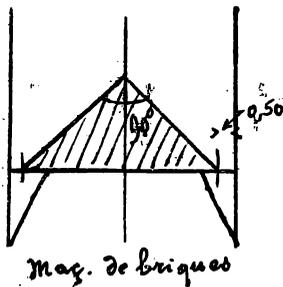
Si on lâche la pression, le moment fléchissant devient maximum et peut être très élevé pour les grands caissons. Si le plafond droit est relativement mince et ne porte qu'un radier comme massif de lestage, la résistance peut être précaire, surtout s'il y a des chutes et arrêts brusques ou des descentes irrégulières.

La jonction des tôles du bordage sur l'arête inférieure du caisson est renforcée par des cornières ou des feuilles de tôles superposées raidies par des consoles et formant couteau ou trousse coupante. L'espace triangulaire entre les bordages latéraux s'appelle crinoline; l'espace compris entre les poutres horizontales s'appelle plafond.

Les fermes transversales sont réunies par des entretoises et des contreventements destinés à raidir les tôles et solidariser les fermes. Aux abords du caisson, notamment dans les angles (en plan horizontal), il y a souvent des contreventements spéciaux formant cadre destinés à empêcher les déformations du plan. Cependant, il faut chercher à réduire ces dispositifs au minimum dans les caissons à balardage, où le lestage comporte tout d'abord le bitonnage complet des crinolines et du plafond. On a alors

un véritable caisson en béton armé et il est tout indiqué de tenir compte de la résistance du béton, exécuté dans de bonnes conditions, et notamment au point de vue de la liaison des fermes et de l'indéformabilité. On peut d'ailleurs en fait compter dans une certaine mesure sur le béton consolidé au dessus du plafond, s'il est bien fait.

Si le bétonnage au dessus du plafond ne dépasse pas l'épaisseur d'un radier, on a une vraie dalle armée. Si la hauteur du lestage est grande par rapport à la largeur du caisson, il n'y a pas de nécessité de faire intervenir une très grande hauteur de béton dans la résistance.



Un autre élément à considérer dans ce cas, c'est qu'au delà d'une certaine hauteur de lestage, le poids du remplissage ne se reporte plus verticalement mais bien sur les bords du plafond, p. ex. sur 0,50 m. de largeur à partir du caisson. La maçonnerie supérieure forme voûte et il n'y a que ce qui se trouve sous cette voûte qui

charge le plafond, circonstance favorable pour la réduction des moments. Ci-contre quelques diagrammes de charge empiriquement admis par des auteurs allemands. Pour le béton, la répartition paraît très défavorable, elle fait intervenir l'adhérence du béton avec parois latérales du balardéau.

Si, par un lestage excessif ou une réduction de pression, le caisson s'enfonce dans le sol d'une quantité importante, le massif de terre nitro-duit dans le caisson forme coin et peut accentuer la tendance à l'ouverture de l'U. On peut ainsi obtenir des moments positifs maxima au centre du plafond et à l'encastrement des béquilles. Cependant cette hypothèse peut difficilement être prise en considération, à cause de la détermination précaire des réactions des terres, des fortes poussées des terres extérieures et

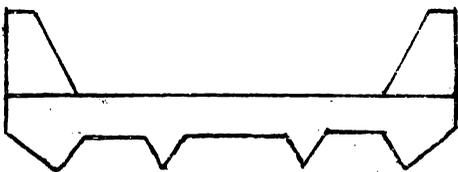
aussi des précautions qu'il faut prendre pour éviter une telle situation, qui rend le travail presque impossible dans le caisson, sauf si le déblai s'effectue hydrauliquement.

Bref, le calcul des caissons ne présente pas de difficultés théoriques, mais plutôt des indéterminations pratiques au sujet des hypothèses à envisager. Il faut envisager les plus raisonnables et les plus probables et choisir des coefficients de sécurité prudents, en tenant compte cependant du concours éventuel du remplissage à la résistance.

Les tôles du bordage extérieur doivent être calculées en vue des poussées hydrostatiques et des terres et des efforts de frottement qu'elles ont à supporter sur le terrain et qui agissent par traction.

Lorsqu'on réunit les pieds des fermes par des tirants, dispositif exceptionnel et qui présente des inconvénients si le caisson tend à s'enfoncer.

Dans les caissons de très grandes dimensions, la chambre de travail est souvent divisée par des cloisons longitudinales et transversales formant crins: lées et constituant ainsi de grandes poutres raidies. Dans quelle mesure ces poutres peuvent constituer des appuis intermédiaires pour les fermes lorsque le contact est établi avec le sol dépend de la qualité de ce sol et de l'étendue de l'appui. En fait, cette disposition est surtout adoptée pour diviser l'immense chambre de travail. Pendant la période de flottaison, les grandes poutres intermédiaires ne peuvent intervenir. Lors de l'échouage, leur rôle n'est guère à considérer non plus, car les très grands caissons ne sont généralement pas enfoncés dans le sol mais simplement échoués dans une cuvette, draguée à l'avance à profondeur voulue et suivant un profil aussi régulier que possible. (Voir caisson de 345 x 60 m. de la grande forme de radoub du Havre, A. I. G. 1926, n. 2). Dans le grand caisson du Havre, de 60 m. de largeur, une disposition ingénieuse a été adoptée pour réduire les moments positifs par la production de moments négatifs.



La chambre de travail n'a que 46,50 m. de largeur à la base, le plafond est en porte-à-faux de part et d'autre de 6,75 m. Le lestage constitué par la

construction des baignets au dessus des porte-à-faux produit des moments négatifs. L'équilibrage est plus facile. Enfin l'étendue à bétonner dans la chambre de travail subit une réduction sensible de 22,5 %.

§ 4. - Caissons en maçonnerie.

On doit considérer comme un inconvénient important des caissons métalliques fixes la grande quantité de métal qu'il faut mettre en œuvre simplement comme moyen d'exécution et dont la majeure partie reste enterrée si le caisson est enfoncé profondément. Pour les parties du batardeau situées au dessus du fond dans une nappe d'eau on peut se servir de hausses mobiles récupérables. La dépense est cependant toujours élevée.

Pour un caisson foncé en terrain ferme très aquifère, on peut se passer de batardeau en maçonnant à ciel ouvert au dessus du plafond du caisson ; il faut alors régler l'avancement de la maçonnerie et la descente du caisson de sorte que le chantier de maçonnerie soit toujours au dessus du sol d'une quantité suffisante. Le danger que présente le système est que, au moment des descentes, le frottement des terres sur les parois latérales ne produise des décollements dans la maçonnerie encore fraîche. Il faut donc que le mortier ou le béton aient déjà suffisamment durci lorsqu'ils sont soumis à des efforts importants. Pour réduire le frottement, on revêt les parements d'un enduit de ciment bien lissé. Il est nécessaire en outre de rechercher quelles valeurs peuvent atteindre les efforts d'extension au dessus du plafond du caisson, par les formules précédemment exposées des frottements latéraux et de disposer des ancrages suffisants. Un décollement de maçonnerie s'est produit dans de telles conditions, faute d'ancrages, dans une des piles construites sur caisson métallique sans hausses au pont de Garmande (Garonne).

Déjà dans la fondation tubulaire des piles du pont d'Argentueil, la chambre de travail était constituée par une voûte conique, renforcée par des nervures et cerclages en fonte. Cette idée a été appliquée à diverses reprises en Allemagne à des caissons circulaires de faible ϕ (8.00m. env.) mais en outre l'enveloppe extérieure formant puits était supprimée

(pont de Dusseldorf, APC 1883 note de M^r. Séjourné sur le pont de D^r Garmande). Il en découlait très naturellement l'idée de substituer au cône une voûte ogivale sans incorporation de fer, reposant simplement sur un rouet métallique. C'est ce qui fut réalisé au pont de Holsendorf sur l'Elbe (v. mémoire précité).

M^r Consieur Séjourné, lors de la construction du pont de D^r Garmande, sur la Garonne, fonda un certain nombre de caissons suivant le même système; d'autres sur caissons métalliques sans hausses. Je renvoie pour de plus amples détails au mémoire précité. Le système peut être employé aussi dans une nappe d'eau, mais le rouet doit être alors suspendu par des vérins à un échafaudage et ne peut être immergé qu'au fur et à mesure que les maçonneries s'élèvent, ce qui exige des vérins énormes. Si la profondeur d'eau est faible, on peut construire le caisson sur le fond à l'abri d'un petit batardeau.

Ces dispositions, gardées en leur temps, présentent de nombreuses défauts et ne sont plus actuelles. Les progrès du béton, armé ou non, ont donné lieu à d'autres conceptions.

On peut assimiler à des caissons en maçonnerie les puits en maçonnerie descendus par gravage et qui exigent, par suite de la mobilité du terrain, l'emploi d'air comprimé. Ce système a été le plus souvent employé accidentellement, pour permettre le fonçage dans des terrains difficiles de puits dans lesquels le travail était prévu par dragage ou à l'air libre. Cette conception est encore applicable, même d'une manière systématique, à la fondation par puits en béton à travers une couche de terrain boueux, d'épaisseur limitée.

§ 5. - Caissions en béton armé. -

Le béton armé semble devoir prendre une place prépondérante dans les fondations par l'air comprimé. Il permet la réalisation de caissons de formes quelconques. La quantité de fer est moindre. L'enveloppe en béton, étant durable, doit être considérée comme partie intégrante du massif de maçonnerie; elle reste néanmoins coûteuse. On ne peut pas encore estimer

que le béton armé présente une supériorité économique pour les caissons métalliques.

Le béton armé convient surtout pour les caissons fixes; la chambre de travail est surmontée d'une capacité étanche à ciel ouvert formée par des parois nervurées, et éventuellement entretoisées, en béton armé. La cheminée peut être en béton armé, tout au moins sur la hauteur du massif.

Les conditions de résistance et la constitution de la chambre de travail sont analogues à celles des caissons métalliques.

Qu'au point de vue du fongage, les parois extérieures tout à fait lisses réduisent les frottements; on peut leur donner un léger fruit jusque $1/10$, ce qui peut faciliter le fongage. La résistance est suffisante pour permettre les descentes de pression.

Les caissons peuvent être construits sur place en terre ferme ou à l'abri d'un petit batardeau si la profondeur d'eau est faible. Pour de plus grandes profondeurs, ils peuvent être amenés par flottage à leur emplacement et échoués. Ils ont cependant à ce point de vue le désavantage d'un poids généralement supérieur à celui des caissons métalliques.

De nombreuses applications des caissons à air comprimé en béton armé ont été faites ces dernières années, notamment en Espagne, en Suisse et en Allemagne.

§ 6. Résultats d'observations.

Le mémoire précité de DTC. Séjourné, bien qu'ancien, se consulte avec fruit parce qu'il contient l'étude technique et statistique complète d'un travail important de fondation. Les principes sont restés exacts, il suffit de donner cause coefficients et éléments numériques divers des valeurs appropriées aux circonstances actuelles.

La hauteur de la chambre de travail est 2.00 généralement, parfois 1,80 m. Les poutres sont espacées de 1.00 à 1,25 m.; elles ont comme hauteur $\frac{1}{12}$ à $\frac{1}{8}$ de la largeur du caisson. On recherche la légèreté de

la construction : poutres triangulées en cornières de petits profils, tôles de 5 à 6 mm d'épaisseur, même de 3 mm pour les hausses supérieures, non soumises au frottement et lorsque le remplissage ne pousse pas (maçonnerie de pierres, béton sec).

La largeur des béquilles à la partie supérieure est égale à la hauteur des poutres. La chemise extérieure du caisson a un léger fruit (5%). Le cou = leau doit être très solide et rigide. Les assemblages soudés seraient très appropriés, semble-t-il.

Pour le poids d'un caisson métallique, sans hausses supérieures, on peut admettre selon M. Séjourné

$$280 p + 130 s \text{ kg}$$

p = périmètre en mètres

s = surface en m².

Pour les hausses supérieures, M. Séjourné compte 35 kg/m², ce qui est modéré.

Les caissons en maçonnerie du pont de Normandie ont donné lieu à une économie de fer de 38% pour le plan rectangulaire et de 64% pour le plan elliptique. Le poids total des caissons en béton armé a pu être réduit jus = que 1300 à 2000 kg/m. par m², d'après la hauteur et le poids spécifique du béton. Le poids de fer est de 90 à 100 kg/m².

M. Séjourné a déterminé au pont de Normandie des frottements moyens sur la maçonnerie atteignant de 3000 à 5000 kg/m² et un coefficient global de frottement des terres k variant de 1072 à 353 [Le frottement est exprimé par la formule $k h^2$].

M. Séjourné indique qu'on a trouvé en Autriche pour des caissons métalliques des frottements moyens de 1250 à 4000 kg, en moyenne 2000 à 3000. Le frottement dépend des sections, il est moindre pour les piles rondes et carrées et d'après les observations, il diminue avec la profondeur, résultat à vrai dire surprenant et qui dépend peut être d'un fruit du caisson.

En Amérique, on a employé de grands caissons en bois (Pont de Brooklyn).

§ 7. - Dispositions spéciales d'exécution -

Les cheminées sont généralement 1.00 à 1,50 m. de ϕ , elles sont formées de viroles de tôle de 1 à 2.00 de hauteur, de 8 mm. d'épaisseur en moyenne, éventuellement étançonnées si la hauteur est grande. Les assemblages doivent être étanches à l'air (joint d'amiante au minimum). A la partie supérieure se trouve le sas ou chambre d'équilibre. (On a exceptionnellement disposé les sas au bas du tube, ce système n'est plus employé). Anciennement un même sas servait à la circulation, à l'évacuation des déblais et à l'introduction du béton. Comme les opérations de rassemblement du personnel limitent le rendement du travail, à cause de la durée, on employait des sas assez compliqués avec chambre centrale comprimée et double chambre d'équilibre. Ces dispositifs sont compliqués, lourds et coûteux; on préfère aujourd'hui dans les grands caissons, séparer l'évacuation des déblais et l'introduction du béton de la circulation du personnel, en l'opérant par des tubes spéciaux, éventuellement de plus petit ϕ . Pour les petits caissons, on conserve un tube unique, mais les entrées et sorties de matériaux se font sans rassemblement de personnel par les pipes, chambres d'équilibre tubulaires spéciales pour l'évacuation des déblais ou l'introduction du béton. Dans ce cas, il y a une seule chambre d'équilibre pour le personnel, de forme cylindrique.

La circulation du personnel se fait par échelles métalliques dans les petits caissons; elle peut se faire par escaliers ou ascenseurs. Les déblais et le béton sont transportés par des monte-charges électriques ou à air comprimé, dans des bennes. En terrain meuble, le déblai à la lance et l'évacuation hydraulique par l'air comprimé semblent pouvoir donner de bons résultats. De même, le convoyage et la mise en place du béton mou par l'air comprimé. Ce mode de travail réduisant la main d'œuvre coûteuse et le travail possible dans l'air comprimé.

Lorsqu'on arrive sur du terrain rocheux, on tire parfois des coups de mine, soit pour s'encastrer dans le roc, soit pour régulariser sa surface. Si la surface du roc est inclinée, on peut aussi, du côté où le coupeau ne porte pas, le soutenir par des étançons et bétonner une enceinte jusque

sur le roc, éventuellement en sacs de béton. Ensuite, on achève la fouille.

La consommation d'air comprimé dépend de l'étanchéité du caisson et de la nature du terrain. L'étanchéité du caisson est augmentée par la soudure des joints, des cheminées en béton, etc.

L'étanchéité du terrain joue un rôle important. Au pont de Harmande, dans le sol presque imperméable, il a fallu parfois évacuer l'eau par le sas, il était impossible de la refouler dans le terrain par l'air comprimé. La consommation d'air a varié de 1,5 à 4 m^3 d'air aspiré par heure et par m^3 de volume de l'espace d'air comprimé. Les compresseurs doivent donc être largement dimensionnés. Les puissances nécessaires se déduisent de la consommation et de la pression (voir terrassements). Il faut tenir compte de la consommation des treuils, éjecteurs, etc, éventuels. L'air comprimé est admis sous le sas. Des clapets automatiques empêchent la fuite de l'air comprimé en cas de rupture de la conduite ainsi que les surpressions.

Les déblais par des outils ordinaires sont limités par le nombre d'hommes pouvant travailler simultanément dans un espace restreint, mais surtout par l'évacuation des déblais, qui dépend du nombre des sas. Selon la dureté du terrain, on peut admettre 0,2 à 0,5 m^3/h par sas. Les équipes comportent 3 à 4 ouvriers par sas dans l'air comprimé. On travaille à 3 postes.

Le bouchage en béton est un travail des plus difficiles à exécuter manuellement. On établit d'abord en 2 couches un radier de 0,50 à 0,60, puis on bétonne par reprises en talus sur toute la hauteur des parois du caisson vers la cheminée. Sous le plafond, on bouvre au moyen d'outils spéciaux. Finalement, il reste un espace sous la cheminée, qu'un seul homme doit bouvrer. Les vides sont inévitables. Aussi achève-t-on par un coulis de ciment qu'on chasse dans la masse jusqu'au refus en élevant la pression d'une atmosphère. L'air on laisse des rainures sous le plafond pour permettre une meilleure diffusion du coulis. Le bouchage par l'air comprimé serait supérieur, à ce mode de travail semble-t-il.

On peut compter 1 à 2 m³ par heure par sas de bétonnage en cas de travail manuel.

D'après les résultats obtenus à D'Armande, le prix total du m³ de maçonnerie en contrebas de l'étiage varie de 60 à 70 frs or en moyenne, lorsque le nombre de sas est suffisant en vue d'un bon rendement. Les frais généraux atteignent en moyenne 15% à 20%, la construction métallique 25 à 30% en moyenne, la maçonnerie proprement dite 30% en moyenne, le ferraillage 15 à 20%.

§ 8. - Dispositions spéciales des chantiers de fondation par l'air comprimé.

Les chantiers de fondation par l'air comprimé demandent des installations assez complexes pour :

le montage, la mise en place et le guidage du caisson;

la production d'air comprimé et de force motrice et leur transport;

l'évacuation et le transport des déblais;

la fabrication, le transport et l'introduction du béton dans le caisson ainsi que le lestage entre les gousses.

Les caissons sont généralement entourés d'échafaudages importants établis sur des pieux pour des caissons fixes isolés ou bien sur des pontons. Dans ce dernier cas, ces échafaudages sont souvent particulièrement développés, en charpente métallique et forment avec les pontons un ensemble flottant important, comportant toutes les installations mécaniques nécessaires.

Ces échafaudages servent à guider le caisson pendant son fonçage et même à le suspendre par des vérins dans certains cas, notamment lors de l'échouage en eau libre. Ils servent de support à tous les moyens de communication et de transport du personnel, du matériel et des matériaux.

Ils supportent les engins de manutention : vérins à vis ou hydrauliques, roulants ou grues, biques, monte-charges et treuils, etc. Enfin, peuvent porter les stations de compression, les groupes électrogènes, granges à béton, etc, si l'installation est isolée ou flottante,

ou les portes d'arrivée de courant, d'air comprimé, de béton et de matériaux si un chantier fixe alimente plusieurs caissons (pont de grande longueur à plusieurs piles p. ex.).

Lorsque l'on travaille à plusieurs caissons simultanément, notamment avec piles d'un viaduc, on relie les estacades par des passerelles d'accès, permettant éventuellement la circulation de trams Decauville. Le téléféricage est aussi très employé dans ce cas comme moyen de transport. Il convient aussi pour les très grands caissons en eau libre, mais il doit alors pouvoir desservir une grande surface.

Le montage et la mise en place des caissons s'effectuent de manières diverses selon les circonstances. Sur terrain ferme, on monte sur place et on bétonne la crinoiline et le plafond avant de commencer le fonçage. Si le caisson est dans le lit majeur, on établit le plancher de travail sur échafaudages à un niveau supérieur aux + H.F.

Si le terrain est submergé, mais d'une faible quantité, on peut opérer comme à sec à l'abri d'un batardeau provisoire. Mais on peut aussi d'emblée établir le plancher de travail au dessus des + H.F., y monter le caisson, commencer le lestage et le laisser descendre ensuite sur le fond au moyen de vérins.

Si la profondeur d'eau est grande, on peut opérer comme ci-dessus au moyen d'estacades et de vérins, mais on peut aussi construire le caisson ailleurs et l'amener à son emplacement par flottage. On échoue alors par lestage en guidant au moyen de pieux et même de vérins.

La construction peut se faire sur une cale de lancement ; le caisson est mis à l'eau comme un bateau et remorqué à son emplacement. Cette méthode n'est applicable qu'aux petits caissons. Les grands caissons, tel celui du Hoërre, sont construits dans des fossés à l'abri de batardeaux. Lorsqu'ils sont achevés, on ouvre les batardeaux. Les caissons flottent et sont alors halés à leur emplacement. Cette opération n'est pas simple pour les très grands caissons ; on cherche à réduire le déplacement autant que possible et on l'effectue par halage sur un grand nombre de points fixes. (Voir Maichel - Schmidt, mém. cité.).

Les hausses mobiles au dessus du caisson comportent souvent des fermelles verticales de support, si la hauteur est grande et dont la majeure partie est souvent incorporée dans les maçonneries de lestage. Il peut être rationnel d'en réduire les dimensions grâce à cette armature. Les panneaux de tôle sont mobiles.

On peut aussi employer des hausses amovibles et récupérables. Il faut des assemblages extérieurs et spécialement étudiés en vue de pouvoir être facilement détachés sous eau. Ce système convient surtout pour les caissons peu larges (murs de quai), où la maçonnerie de lestage est toujours voisine sinon supérieure au niveau de l'eau, de telle sorte que les pressions d'eau sur les faces du batardeau sont transmises directement à la maçonnerie. Les hausses ne servent alors que de coffrage; elles sont raidies par des cornières et peuvent être facilement entretoisées à la partie supérieure. Si cela ne suffit pas, on peut les étréper, mais le lestage en est gêné. On établit alors des batardeaux mobiles rigides, à bordage interne sur aiguilles de charpente, avec contreventement supérieur entre parois opposées. Au pied, il y a un double bordage constituant une galerie accessible par puits et que l'on peut épuiser, elle sert au déboulonnage. Des hublots à différents niveaux permettent le passage à travers les parois.

§ 9. Fondations continues par l'air comprimé.

Les caissons fixes, tels qu'ils viennent d'être décrits, conviennent pour les fondations d'un seul tenant: culées, piles, etc. Les massifs fondés au moyen d'un caisson unique ont atteint des dimensions importantes, puisqu'un des plus grandes formes de radoub du monde a pu être fondée sur un seul caisson.

Cependant, on a fréquemment fondé des ouvrages de grande étendue par tronçons, cette méthode s'impose notamment pour la fondation de massifs de très grande longueur et faible largeur, tels que des murs, garde-radiers, etc.

Un procédé avantageux, lorsque le terrain de fondation est assez résistant et que le massif ne doit pas être étanche, consiste à fonder des supports isolés équidistants que l'on réunit alors en tête par des voûtes ou

hourdis métalliques ou en béton armé. Ce procédé a été employé pour des piles de pont et des culées de grandes dimensions, des murs de quai (Bordeaux et Lisbonne) etc.

Si cette méthode n'est pas admissible et que l'on désire un massif continu, on fonce côte à côte et en général successivement plusieurs caissons.

Après exécution du massif, on obture les joints comme dans les fondations par caissons ordinaires accolés. On établit des parameaux étanches, de construction appropriée, contre les 2 faces du massif, on épaise et on fouille dans tout le joint que l'on remplit ensuite de béton, éventuellement coulé en partie sous eau. C'est la méthode la plus employée, cependant elle ne permet pas toujours de descendre jusqu'au plan de fondation et alors il peut se produire des écoulements de sable si le remblai derrière le mur est partiellement bouillant (Anciens murs de quai d'Anvers, voir Preauveau et Pontzen). On peut constituer ces encerintes par des palplanches et des pieux battus, ou des batardeaux en glaise.

La largeur du joint dépend du mode d'exécution. Il est généralement ménagé des rainures verticales dans les faces du joint pour assurer la liaison. Un dispositif avantageux semble être celui de rendre le joint aussi étroit que possible par des parements et de prévoir un massif central de jonction de section carrée. L'obturation étanche des joints de parement est facilitée et la solidarité réalisée est parfaite.

Lorsque les joints de parement sont étroits, on peut les obturer au parement arrière par des palplanches et couvrir le joint à la partie supérieure par une voussette supportant la superstructure. On peut améliorer ce système en l'appliquant aux 2 parements et en bouchant l'intervalle de socroi argileux ou de béton. On peut procéder ainsi pour les caissons en béton armé que l'on fonce côte à côte avec un très faible écartement réglé par des nervures verticales en saillie sur les parements du joint. Ces saillies se chevauchent sur les 2 faces et déterminent des intervalles de largeur réduite que l'on peut d'abord remplir d'argile ou de béton, ensuite épaisser partiellement et remplir définitivement.

Pour les raccordements à grande profondeur, par exemple les raccords de tronçons de radiers fondés sur caissons accolés, on emploie souvent un petit caisson mobile, suspendu par des vérins à un échafaudage flottant et au moyen duquel on effectue la fouille et le bétonnage sous eau. Si le massif est élevé au dessus des caissons, le joint doit être assez large pour permettre le passage du caisson mobile qui est alors suspendu à un échafaudage fixe supporté par la superstructure. Pour la partie des parements située sous eau, on peut faire usage de béton en sacs ou de blocs de béton moulés d'avance.

Pour la jonction des caissons employés pour la construction du passage sous la Seine de la ligne n° 4 du Métropolitain de Paris, on a fermé les joints latéraux au moyen de murs verticaux d'obturation construits par le moyen de cloches mobiles supportées par échafaudages et vérins. L'espace rectangulaire ainsi constitué a été recouvert d'un caisson à air libre avec joint étanche à la base. On a épuisé, fouillé jusqu'au niveau voulu et construit la voûte sur cintre en terre. On a ensuite enlevé les mosaïques métalliques d'obturation des deux sections contigües du tunnel (par l'intérieur) et enlevé la tranchée de terre qui les séparait encore. La largeur du joint était de 1,50 m. (R. G. Ch. de fer, 1909, n° 4).

Pour la ligne n° 8, on a employé plus récemment un procédé beaucoup plus simple. On a réduit la largeur des joints à 0,40 m. On a obturé latéralement par battage de 2 tubes métalliques de 0,51 m. de ϕ extérieur.

Dans l'intervalle on a enlevé les terres à la sonde, nettoyé par injection d'eau et coulé un béton très riche (1200 kg de ciment par m³). Après un mois de durcissement, on a découpé la plaque de béton de 0,40 m. qui séparait les 2 sections du tunnel (R. G. Ch. de fer, 1912).

Ces quelques exemples suffisent à montrer que la solution à adopter est une question de cas particuliers, mais doit être soigneusement déterminée d'avance et que les systèmes les plus simples sont en principe les meilleurs.

§ 10. - Caissons mobiles ou caissons-cloches. -

Certaines exploitations de grands ports et de grandes voies navigables possèdent dans leur matériel des caissons-cloches portés par des pontons formant chantier flottant. Les mouvements de la cloche sont commandés par des vérins. On s'en sert pour des dérochements, sondages, recherche et relevage d'épaves, réparations à certains ouvrages, notamment examen d'affouillements, etc..

Nous avons exposé précédemment l'utilisation de petits caissons mobiles pour des jonctions.

Mais on se sert aussi de grands caissons mobiles, notamment pour construire des massifs de grande étendue par reprises au lieu d'employer des caissons accolés. Ce système a été appliqué surtout pour les radiers de grandes formes de radoub, écluses maritimes, etc.

Le caisson mobile est suspendu à un échafaudage flottant ou à un échafaudage fixe par le moyen de vérins. Si l'échafaudage est fixe, il faut que les vérins soient suspendus à un bâti mobile. Le caisson a une section égale à une fraction de la surface du massif. Après préparation de l'axe, le massif de fondation continu est bétonné par couches de 0,50 d'épaisseur par exemple, avec joints obliques en découpé. Après bétonnage d'une section, on déplace le caisson pour bétonner la section adjacente et a. de s. Les raccords doivent être soignés; on relève le caisson d'après l'avancement des maçonneries. Ce système est économique en ce sens que le coût du caisson est moindre et qu'il n'y a pas de fer incorporé dans la maçonnerie. Mais le massif est exécuté dans de mauvaises conditions, notamment à cause des joints. Si l'on établit comme radier général, il faut de très fortes épaisseurs et il peut donner lieu à des ruptures (voir cours d'écluses), alors que le fer des caissons incorporés joue le rôle d'armature et empêche les déchirures.

Actuellement, si on employait ce procédé, il serait préférable d'élever de la sorte les bajoyers et d'établir ensuite un radier indépendant entre les deux murs, soit par épaissements ou au caisson. Si les têtes doivent avoir un radier étanche, on peut les fonder sur

caissons isolés incorporés.

Les caissons mobiles exigent des vérins de grande puissance, surtout s'il y a des fluctuations de marée. En plus d'un lest fixe, on établit un lest d'eau mobile, dans des chambres d'équilibrage compartementées. Ce lest variable facilite aussi les manoeuvres. On aide parfois au relevage par des vérins comprimés placés dans la chambre de travail, mais qui doivent prendre appui sur la maçonnerie fraîche, ce qui est défectueux.

§ 11. - Caissions-batardeaux.

Ces caissons, peu employés, ont un plafond mobile. On s'en sert comme caisson à air comprimé pour descendre au niveau voulu, ensuite on essaie d'étancher à la jonction du couteau et en terrain imperméable et on enlève le plafond. Le caisson est alors à ciel ouvert et on achève le travail en épousant s'il est nécessaire.

On n'est pas certain d'avance de pouvoir étancher à la base, les cas d'emploi sont limités.

Chapitre VI

Méthodes de construction des souterrains urbains et sous-fluviaux.

§ 1. - Généralités.

Généralement, ils sont de faible longueur ou peuvent être considérés comme tels, à cause des accès vers la surface qui existent à des intervalles rapprochés et que l'on a intérêt à créer le plus vite possible, tant pour la rapidité des travaux que pour la sécurité.

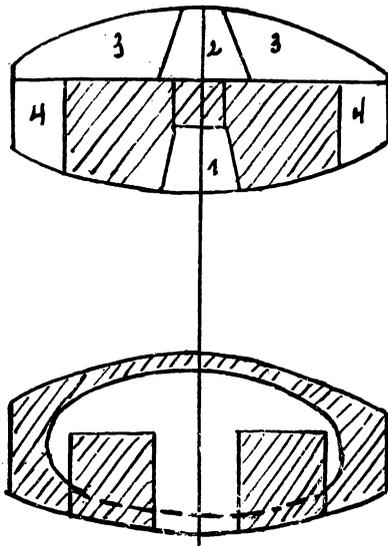
Les travaux sont empreints de difficultés d'un autre ordre que dans les grands tunnels de montagne, ce sont l'obligation de réduire les tassements au minimum sous les agglomérations bâties, la présence de canalisations (eau, égouts, etc), le terrain généralement mauvais des vallées, la traversée des cours d'eau, etc. Les vestiges de constructions de toutes époques : fondations, murs, aqueducs, puits, galeries, carrières, emblais d'anciennes exploitations, etc, que l'on rencontre, ne constituent pas les moindres sujétions (Métropolitain de Paris, voir Revue Générale des Chemins de fer, n° 11 de 1912).

Les méthodes se différencient surtout selon le degré d'humidité du terrain.

§ 2. - Creusement en terrain sec ou peu humide.

La méthode belge et la méthode allemande peuvent convenir, la première étant la plus économique, la seconde réservée aux cas spéciaux où les tassements doivent être réduits au minimum et où la poussée peut être élevée (Voir Exécution des terrassements).

Lors de la construction du Métropolitain de Paris, les deux méthodes ont été employées. En mauvais terrain, l'avancement se faisait par une galerie de faite, le stress n'étant déblayé qu'après exécution des pénétrants.



En bon terrain, on poussait d'abord une galerie de base et d'évacuation, puis une galerie de faite, servant à l'apport et dont les déblais d'élargissement sous la voûte descendaient par puits vers la galerie de base. Dans les stations à large section elliptique à grand axe horizontal, on employait, le plus souvent une méthode dérivée de la méthode allemande.

L'attaque se faisait par galerie de base suivie d'une galerie de faite, élargie jusqu'en dessous des naissances à la base des piliers. La maçonnerie commençait par l'élevation des piliers. La voûte fermée, le stress était déblayé et le radier achevé. Dans certains cas spéciaux, on construisait d'abord les piliers en fouilles ouvertes blindées, ensuite on construisait la voûte par la méthode belge.

À faible profondeur, et là où il n'y a pas de constructions, on peut construire le tunnel en fouille ouverte blindée.

Pour réduire la durée d'ouverture de la tranchée, on peut n'effectuer que le déblai nécessaire pour bétonner la voûte sur moule en terre. Puis on remblaise et on déblaye souterrainement le stress, après quoi on construit le radier. Ce système a été employé au Métropolitain de Londres et à Paris également.

§ 3. - Congélation du sol.

En terrain aquifère on peut employer des procédés de deux ordres.

Certains cherchent à supprimer complètement la sujétion d'eau dans la région du terrain où sera creusé le tunnel, soit par congélation du sol, soit par pimentation, soit par rabattement. La congélation du sol a été employée pour certaines sections du Métropolitain de Paris au passage sous la Seine. Le terrain à traverser est enclos par deux parois parallèles de palplanches, métalliques par exemple, puis congelé par le moyen

d'une ceinture de tubes de sondage étanches dans lesquels on introduit, par un tube central, une solution de NaCl refroidie à -25°C , qui remonte par le tube extérieur et congèle le terrain. Dans ce sol congelé, on peut exécuter les travaux de mine sans difficulté. Le procédé par mélanges réfrigérants, d'après le système original de Loetsch semble supérieur au procédé Lindmark de congélation par l'air refroidi de -40° à -60°C , insufflé dans le tunnel, qui ne paraît avoir été employé que pour la construction d'un tunnel à Stockholm sous des immeubles.

Le procédé est employé surtout pour le forage de puits de mine à travers les roches très aquifères ou bouillantes. Les inconvénients du système sont : 1) le danger de dégel par pénétration de la solution incongelable dans le terrain ; 2) la complication et le prix élevé de l'installation. Ce procédé est exceptionnel dans les constructions civiles et ne peut être exécuté que par des firmes spécialisées et sous leur entière responsabilité.

§ 4. - Procédé par cimentation

Il consiste à injecter sous pression une pâte fluide de ciment dans le terrain environnant le tunnel, de manière à en obstruer les vides et à en faire un massif imperméable. Le procédé ne convient pas du tout en terrain meuble. Dans les terrains très meubles ou bouillants, l'injection sous forte pression peut créer des désordres et des entraînements. En terrain graveleux, la répartition du ciment n'est pas uniforme. Le procédé ne convient que pour des applications très locales : obturation de sources, cimentation de couches aquifères peu étendues, ou bien en terrain rocheux à fines diaclases. On emploie une pression d'injection en rapport avec la charge d'eau et souvent voisine de 7 atm. Cependant en Suède, en France et en Suisse, notamment pour obturer les fissures des roches sous certains barrages, on a adopté des pressions de 50 et même de 80 atm. On emploie un lait de ciment contenant jusque 200 kg de ciment à prise lente par m^3 . Le ciment doit être très fin. On injecte auparavant de l'eau pure pour laver les diaclases. Pour les petites diaclases argileuses, on injecte d'abord du silicate de soude et du sulfate d'alumine, qui tapissent

les parois d'un gel étanche de silicate d'alumine dont les intervalles sont ensuite remplis de ciment.

L'injection de ciment convient bien pour la réparation des maçonneries fissurées ou dégradées. L'application en est facile, par l'air comprimé ou une pompe à injection. La pression varie suivant la nature du travail. Le résultat est atteint lorsque les fissures ne débitent plus.

§ 5. - Assèchement du terrain.

Si le souterrain n'est pas très profond et que l'on présume que le terrain ne donnerait lieu à aucune difficulté s'il était sec, on l'enferme entre deux batardeaux de palplanches métalliques et on procède à l'assèchement du terrain par puits tubés filtrants, selon le dispositif étudié précédemment (Chap. II). On construit alors le tunnel à l'abri de l'eau, généralement à l'air libre; entre les deux batardeaux (Métropolitain de Berlin) ou sous la protection d'une voûte construite au préalable (Métropolitain de Paris). Lorsque les besoins de la navigation exigent que les batardeaux soient enlevés le plus vite possible, on a employé à Berlin la méthode suivante: On enfonce des parois de palplanches formant encoffrement du tube et on les recouvre conjointement d'un plafond étanche provisoire (poutrelles et double plotelage en bois) ou définitif (béton armé ou poutrelles et voussettes). On enlève alors les batardeaux et on creuse le tunnel à l'abri du plafond en continuant à épuiser. On crée donc un véritable batardeau supérieur.

§ 6. - Caisson à air comprimé.

On emploie aussi des procédés qui sont adéquats au travail en terrain aquifère, notamment les caissons à air comprimé et le bouclier. Le caisson à air comprimé a été employé à Paris pour le passage sous la Seine de certaines sections du métropolitain. De longs caissons à air comprimé portent des charpentes métalliques tubulaires à grande section constituant l'ossature et l'enveloppe du revêtement du tunnel. On échoue les caissons en détachant les parois de revêtement et on les

force dans le sol à profondeur voulue par éblouir à l'air comprimé dans la chambre de travail. Les tubes étant complètement achetés dans l'air comprimé, on les raccorde entre eux et aux sections voisines de la manière qui a été indiquée dans le chapitre précédent.

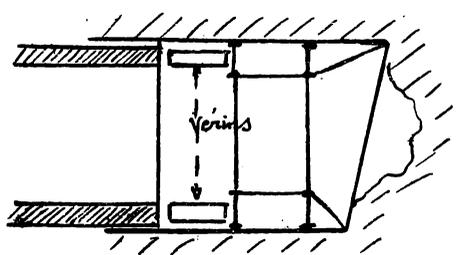
§ 7. - Bouclier -

Le bouclier ne s'emploie pas seulement en terrain très aquifère, il a été employé également en terrain meuble, même très varié. Mais son emploi n'a d'une manière générale, pas donné d'avantages là où les procédés ordinaires auraient pu convenir. Aussi n'envisage-t-on plus guère son emploi que lorsque l'humidité du terrain est très grande, auquel cas il faut avoir parfois recours en outre à l'air comprimé, ou bien lorsque le terrain est très tendre et ébouleux (sables fins.)

Le bouclier fut employé pour la première fois en 1825 par Brimel pour la construction d'un tunnel sous la Tamise à Londres. Un second tunnel sous la Tamise en 1858 (diam. 2.00) et un troisième en 1896 (diam. 3.20) furent construits par le même procédé. Il fut ensuite appliqué en France, en Allemagne et en Amérique avec des dimensions toujours croissantes : (Collecteur de Clichy 6,00 x 5,00, tunnel Holland sous l'Hudson Riv. à New-York, 9,00 m, etc). Le bouclier consiste en principe en un cylindre d'acier de longueur appropriée, fermé à l'avant par une solide plaque en forte tôle raidie dans le cas où le terrain est très ébouleux ou fluant. Des ouvertures pratiquées dans cette cloison permettent le travail, elles sont obturables par des portes ou par des cloisons en madriers en cas de forte venue d'eau. Vers l'avant, le cylindre comporte un avant-bec, souvent découpé en sifflet et muni sur le pourtour d'une trousse coupante renforcée. L'avant-bec est supporté et raidi par des consoles en acier moulé ou en charpente rivée. Vers l'arrière, le cylindre est renforcé par une, généralement deux et parfois trois pièces annulaires en acier coulé ou plus généralement en tôles et cornières, dont une forme corps avec la cloison transversale. Elles servent à assurer la résistance aux efforts d'écrasement du cylindre ainsi que de support

et s'appuie à des verins horizontaux en nombre assez grand. On n'emploie plus que des verins hydrauliques. La partie arrière ou queue du bouclier est généralement la plus longue parce qu'elle doit toujours recouvrir le revêtement pour éviter l'effondrement des terres. Elle ne peut donc être raidie et on doit généralement renforcer son épaisseur. Dans la partie centrale ou corps du bouclier se placent les moteurs électriques, pompes, commandes et le réservoir d'eau.

L'avancement se fait comme suit : Les ouvriers déblacent en avant du bouclier une cavité de grandeur suffisante pour permettre une course du bouclier. Les verins, appuyés vers l'arrière contre le revêtement métallique du tunnel sont mis sous pression et font avancer le bouclier



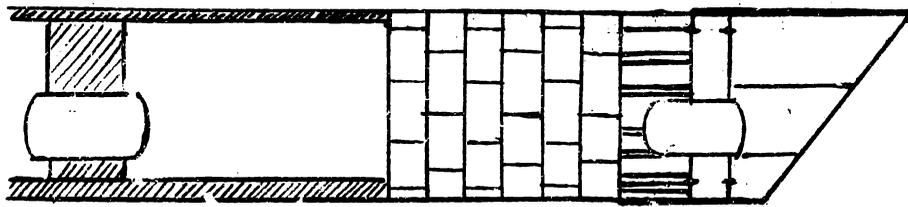
d'une longueur égale à la course. Les pistons sont ramenés, on choisit du mortier derrière les derniers anneaux du revêtement pour remplir les vides autant que possible et on monte de nouveaux

anneaux sur une longueur égale à l'avancement, en ayant soin de remplir de mortier l'intervalles entre les anneaux et la queue du bouclier. Les anneaux sont construits par segments, montés au moyen d'une gâche rotative spéciale à axe horizontal.

Pour entreprendre le travail, on descend le bouclier au point initial par un puits blindé. Lorsque le sol est très ébouleux, il arrive qu'on protège en avant de l'avant-bec par de petites palplanches enfoncées à la masse et qui rentrent dans le bouclier lorsqu'on avance. On doit aussi parfois blinder le front. En terrain très meuble, on avance parfois sans creuser, les terres fluant à l'intérieur du bouclier par les ouvertures lors de l'avance. En général, on excave une fraction importante de la section en laissant un anneau de terre variable selon la circonstance. En terrain très aquifère, pour pouvoir maîtriser l'eau, il faut recourir à l'air comprimé, comme pour le siphon de l'Osse ou le tunnel sous la Sprée à Berlin-Treptow, dans le sable bouillant. À l'extrémité du tube, des cloisons étanches forment un ou des sas permettant le passage du

personnel, du matériel, des matériaux et des déblais de l'air libre à l'air comprimé.

À l'avant se trouve le bouclier, toujours muni d'une cloison avec portes étanches, éventuellement avec sas. L'avant-bec est souvent allongé en long sifflet (Berlin) de manière à former une grande chambre de travail analogue à celle des caissons à air comprimé et comportant éventuellement plusieurs étages de travail pour les terrassiers, qu'elle protège contre les éboulements. La chambre de travail empêche les fuites



d'air comprimé vers la surface du sol et protège contre les venies d'eau. L'avancement se fait par séries; le revêtement résistant et étanche est fait dans l'air comprimé. Le mortier introduit entre le revêtement et la rogne est chassé par l'air comprimé et le remplissage est donc bon. Les pertes d'air peuvent être réduites par un anneau d'argile entre la rogne et le revêtement. Des pressions différentes peuvent exister en avant et en arrière du bouclier. En cas d'arrivée d'eau, les terrassiers se réfugient à l'étage supérieur formant cloche d'air et qui contient des bous d'hommes. L'évacuation de l'eau et des déblais peut se faire par la pression; le bétonnage pourrait aussi se faire avantageusement avec l'air comprimé semble-t-il.

Une assez grande difficulté provient de ce que la pression de l'eau varie sur toute la hauteur du bouclier et que, par suite de la faible profondeur et de l'inconsistance du sol, l'air a une tendance à s'échapper en bouillonnant si il y a surpression. On peut généralement adopter une pression correspondant au $\frac{1}{2}$ ou au $\frac{1}{4}$ de la hauteur du bouclier au dessus du fond; les rentrées d'eau sont faibles et s'évacuent facilement.

Les boucliers cylindriques ont une certaine tendance à tourner autour

de leur axe, il faut donc bien les équilibrer. Il n'en est pas de même des boucliers elliptiques (Collecteur de Clichy intra-muros).

En 1895, un entrepreneur français, M^{rs} Chagnaud eut l'idée d'employer pour le collecteur de Clichy extra-muros un bouclier semi-elliptique, destiné à exécuter les déblais seulement jusqu'au niveau des naissances de la voûte. Les déblais du stross et la confection des piédroits s'opéraient à l'abri de la voûte comme dans la méthode belge. Ce fut le point de départ d'une série d'applications souvent très peu judicieuses, souvent suivies d'insuccès, en grand nombre à Paris, dans une moindre mesure à l'étranger (Boston). Cet engouement a disparu et l'on peut juger plus objectivement les résultats. Les semi-boucliers peuvent donner de bons résultats en terrain très uniforme et, de préférence, très tendres. Il est préférable d'abandonner la méthode belge et de construire les piédroits d'avance en galerie. On obtient ainsi une base de roulement inébranlable pour l'avance du bouclier, qui se fait de préférence sur des rails fermement fixés sur les piédroits. Sinon, les tassements du bouclier sont à craindre, auxquels s'ajoutent les tassements de la voûte lors de la construction des piédroits.

Ensuite les galeries faites pour la construction des piédroits servent très utilement à l'évacuation des déblais par déversement dans des wagons au fond des galeries. Les galeries assurent aussi une reconnaissance préalable du terrain. Si l'on ne construit pas les piédroits, l'établissement d'une galerie d'avancement précédant le bouclier reste toujours avantageux pour les dernières raisons.

Le succès exige un matériel perfectionné et bien conçu, solide et puissant et un personnel très expérimenté. Avec les grandes sections, les poids des boucliers deviennent vite élevés et le poids des terres supérieures aidant, les semi-boucliers donnent lieu aisément à de grands tassements de terrain. Les efforts d'avancement peuvent aussi devenir considérables, surtout en terrain varié comme à Paris (Hooft pour le bouclier circulaire de 8,30 m de ϕ extérieur du tunnel de Blackwall sous la Tamise à Londres du poids de 220 T, 608 T dans le sable dur pour

le bouclier semi-elliptique de $8,65 \times 3,90$ du M^téropolitan de Paris). De telles pressions fatiguent le bouclier et le revêtement; les dangers de coincement et de déviation sont réels. Il est avantageux de prévoir un très grand nombre de vérins (16, 22, même 28 dans certains cas) et d'avoir un excès de force.

En terrain aquifère, le revêtement métallique s'impose. Il doit être étanche par lui-même et s'il peut assurer la résistance tout seul, le revêtement intérieur en béton se fera de préférence en dehors de l'air comprimé. Mais on peut, comme dans le siphon de l'Oise, n'employer comme revêtement qu'une tôle très mince, avec une mince enveloppe extérieure de béton et une forte enveloppe intérieure de béton, constituant un véritable revêtement en béton armé. Avec l'innovation des semi-boucliers, les ingénieurs français ont aussi exécuté directement le revêtement en maçonnerie sans enveloppe métallique, la voûte étant construite sur cintres sous l'abri de la queue du bouclier. Une couche de mortier est fichée entre l'extrados et la queue et lors de l'avancement, du mortier est injecté pour remplir le vide laissé par la tôle. Ces injections ont donné des résultats peu satisfaisants, le mortier fuit par toutes les fissures, crée des poches, etc. Les cintres mobiles avec le bouclier ont donné des résultats défavorables, il faut des cintres fixes. L'appui des vérins se fait sur un grand nombre (30 à 40) de cintres soigneusement entretoisés, mais les déformations élastiques de cette charpente peuvent donner des décollements de maçonnerie. L'appui sur les couchis est préférable ou mieux encore, l'appui sur la maçonnerie, mais il faut alors mettre en œuvre de grands voussoirs en béton moulés d'avance. Enfin l'appui peut se faire aussi sur du béton posé sur cintres fixes et à l'intérieur d'une enveloppe métallique. Les vérins sont terminés par des segments assez grands s'appuyant sur la surface annulaire du béton. Pendant la première partie de la course le béton se comprime, ensuite le bouclier avance.

En résumé, le bouclier convient surtout pour les terrains aquifères et bouillants, dans certains cas, il est le seul qui convienne. Il donne de

bons résultats surtout pour les petites sections et les terrains uniformes. A cause du prix de l'appareil, son emploi économique exige une assez grande longueur de tunnel.

Pour les grandes sections, le rabattement de la nappe aquifère, la congélation ou l'air comprimé sont plus sûrs et peuvent être employés économiquement, alors que les frais fixes sont très élevés pour un petit souterrain. L'avantage de la rapidité d'avancement du bouclier est également réduit pour les grandes sections, pour lesquelles les méthodes précitées donnent des avancements satisfaisants, grâce aux attaques multiples.

§ 8. - Tunnels sous-fluviaux construits par immersion.

Les tunnels sous-fluviaux peuvent être établis par immersion de tubes étanches construits à la rive. On peut employer des tubes métalliques ayant toute la longueur du tunnel, exactement selon la méthode employée pour l'immersion des siphons métalliques. Je me réfère au cours de voies navigables. Les dimensions des tubes sont limitées, tant en longueur qu'en diamètre. On peut construire de la sorte de petits tunnels pour puits, pour transporteurs, etc, tels que celui qui réunit la minoterie de Croix-Fontaines près de Vilvorde, à son embranchement ferré, établi sur l'autre rive du canal maritime de Bruxelles (longueur 109 m., ϕ 2.00).

Pour de plus fortes dimensions, au tunnel d'Oakland (long. 1370 m., ϕ intérieur 9,75 m.) on a immergé des tronçons de 62 m. dans une tranchée draguée. Les tronçons ont été réunis entre eux suivant des méthodes analogues à celles de jonction des caissons à air comprimé, puis la tranchée a été remblayée et couverte d'enrochements de protection.

Bibliographie. Philippe. Le Bouclier. Ed. Béanger.
Le Génie Civil, année 1928.

Tote annexe

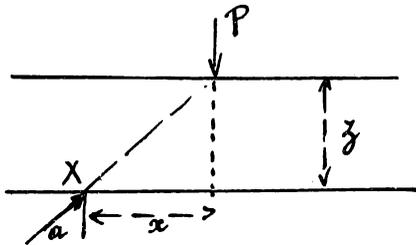
au sujet de la répartition en profondeur des charges agissant à la surface horizontale d'un massif indéfini.

Tous n'envisagerons que le problème plan, c'est à dire que nous supposerons la ligne ou surface de charge indéfinie perpendiculairement au plan de sollicitation envisagé, qui est donc un plan de symétrie vertical du milieu indéfini. Les lois de répartition des pressions en profondeur ont été établies par Boussinesq (Voir Cours de résistance des matériaux de M. Ligeard) et confirmées par la photoélasticimétrie (Voir article du professeur Coker, Technique moderne du 15 février 1928).

I) Charge concentrée linéaire. ~ P par unité de longueur (⊥ au plan).

En un point quelconque, la pression principale non nulle.

$a = \frac{2P}{\pi} \frac{z}{x^2+z^2}$, elle est dirigée vers le point d'application de P. Les lignes isostatiques sont des droites issues de P et de cercles de centre P.



La pression normale sur le plan horizontal à profondeur z, au point X est:

$$p = \frac{2P}{\pi} \frac{z^3}{(x^2+z^2)^2}$$

On droit de P, $x = 0$, $p_0 = a = \frac{2P}{\pi z} = 0,635 \frac{P}{z}$. A 45° , $x = z$, $p_{45} = \frac{p_0}{4}$.

Dans l'étendue du plan horizontal comprise entre $\pm x$, la charge normale totale est:

$$P'_x = \frac{4Pz^3}{\pi} \int_0^x \frac{dx}{(x^2+z^2)^2} = \frac{2Pz}{\pi} \left[\frac{x}{z^2+x^2} + \frac{\arctg \frac{x}{z}}{z} \right]$$

Dans l'étendue du dièdre à 45° , on a, pour $x = z$

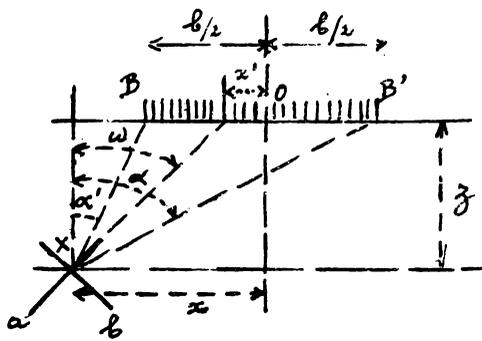
$$P'_{45} = \frac{2Pz}{\pi} \left(\frac{0,5}{z} + \frac{0,7854}{z} \right) = 0,82 P$$

La pression moyenne est

$$p_m = 0,411 \frac{P}{z} = 0,645 p_0.$$

Ces résultats sont indépendants de la valeur de z (sauf au voisinage immédiat de P).

II) Charge répartie uniforme de largeur b .



Soit p la charge par unité de surface. Les lignes isostatiques sont 2 familles d'ellipses et d'hyperboles confocales, de foyers B et B' . Les tensions principales a et b en un point X quelconque sont dirigées suivant les bissectrices interne et

et externe de l'angle $B \times B' = (\alpha - \alpha')$ et valent

$$a = \frac{p}{\pi} [(\alpha - \alpha') + \sin(\alpha - \alpha')], \quad b = \frac{p}{\pi} [(\alpha - \alpha') - \sin(\alpha - \alpha')].$$

La pression normale au plan horizontal passant par X est

$$p' = \frac{2pz^3}{\pi} \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \frac{dx'}{[z^2 + (x-x')^2]} = \frac{2p}{\pi} \int_{\alpha'}^{\alpha} \frac{d\omega}{\cos^2 \omega} \cos^4 \omega = \frac{2p}{\pi} \int_{\alpha'}^{\alpha} \cos^2 \omega d\omega = \frac{p}{\pi} (\sin \omega \cos \omega + \omega)_{\alpha'}^{\alpha}$$

Donc :

$$p' = \frac{p}{\pi} \left(\alpha - \alpha' + \frac{\sin 2\alpha - \sin 2\alpha'}{2} \right)$$

Or $\alpha = \text{arc tg} \frac{(x + \frac{b}{2})}{z}$, $\alpha' = \text{arc tg} \frac{x - \frac{b}{2}}{z}$

$$\sin 2\alpha = \frac{2z(x + \frac{b}{2})}{z^2 + (x + \frac{b}{2})^2} \quad \sin 2\alpha' = \frac{2z(x - \frac{b}{2})}{z^2 + (x - \frac{b}{2})^2}$$

Donc, finalement

$$p' = \frac{p}{\pi} \left\{ \text{arc tg} \frac{x + \frac{b}{2}}{z} - \text{arc tg} \frac{x - \frac{b}{2}}{z} + z \left[\frac{x + \frac{b}{2}}{z^2 + (x + \frac{b}{2})^2} - \frac{x - \frac{b}{2}}{z^2 + (x - \frac{b}{2})^2} \right] \right\}$$

au centre

$$p'_0 = \frac{p}{\pi} \left(2 \text{arc tg} \frac{b}{2z} + \frac{zb}{z^2 + \frac{b^2}{4}} \right)$$

au droit de b et b'

$$p'_b = \frac{p}{\pi} \left[\text{arc tg} \frac{b}{z} + \frac{zb}{z^2 + \frac{b^2}{4}} \right]$$

à 45° des bords

$$p'_{45} = \frac{P}{\pi} \left\{ \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{b+z}{z} - \operatorname{arc} \operatorname{tg} 1 + z \left[\frac{b+z}{z^2 + (b+z)^2} - \frac{1}{2z} \right] \right\}$$

Dans l'étendue du plan horizontal comprise entre $\pm x$, la charge normale totale est :

$$P' = \frac{2P}{\pi} \left[\left(x + \frac{b}{2}\right) \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{x + \frac{b}{2}}{z} - \left(x - \frac{b}{2}\right) \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{x - \frac{b}{2}}{z} \right]$$

Dans l'étendue du prisme à 45° , $x = z + \frac{b}{2}$

$$P'_{45} = \frac{2P}{\pi} \left[(b+z) \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{b+z}{z} - z \operatorname{arc} \operatorname{tg} 1 \right].$$

La répartition varie donc d'après le rapport de la profondeur z à la largeur b .

z	p'_0	p'_b	p'_{45}	P'_{45}	$p'_m = \frac{P'_{45}}{b+2z}$
$\frac{b}{2}$	0,82 p	0,67 p	0,0885 p	0,443 P	0,4715 p = 0,575 p'_0
b	0,55 p	0,505 p	0,071 p	0,412 P	0,304 p = 0,553 p'_0
$2b$	0,305 p	0,297 p	0,05 p	0,878 P	0,1755 p = 0,575 p'_0

Ce tableau montre que le prisme à 45° contient très sensiblement la totalité de la charge, mais que les pressions normales sur les plans horizontaux sont très variables et diminuent rapidement vers l'extérieur du prisme à partir de la projection du contour de la surface de charge. On peut donc, dans les fondations, craindre des tassements inégaux. Mais on peut admettre que les tassements proviennent surtout des pressions principales. Il serait plus adéquat de considérer comme surfaces de pression les surfaces isostatiques de seconde espèce plutôt que des plans horizontaux, on trouverait une variation de pression atténuée. Néanmoins, elle subsiste et l'hypothèse de la répartition uniforme des pressions dans l'intérieur du prisme à 45° est, on le voit, tout à fait erronée.

Elle l'est également, et davantage encore, dans le cas où le problème est à 3 dimensions. Les formules et intégrations se compliquent, sans apporter plus d'éclaircissements de principe.