Zeitschrift: Bulletin de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes
Band: 16 (1890)
Heft: 5

Artikel: Limites des fondations profondes
Autor: Gaudard, J.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-15711

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

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

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

Download PDF: 15.07.2025

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

16e ANNEE 1890 N° 5

BULLETIN

DE LA SOCIÉTÉ VAUDOISE

DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

PARAISSANT 8 FOIS PAR AN

Sommaire : Limites des fondations profondes, par J. Gaudard, ingénieur. (Planche 44.) — Expériences sur la résistance du béton à la traction. — Nécrologie : Edouard Pellis.

LIMITES DES FONDATIONS PROFONDES

par J. Gaudard, ingénieur.

Planche 44.

Comme il n'est pas moins difficile de traverser de grandes hauteurs d'eau que d'épaisses couches de terrain inconsistant et humide, c'est sous le niveau des eaux que se compte généralement la profondeur d'une fondation hydraulique. Il importe néanmoins de distinguer si c'est surtout dans l'eau ou surtout dans le sable qu'il s'agit de descendre, car les procédés applicables diffèrent dans les deux alternatives. Laissant de côté le cas où il pourrait suffire d'échouer, par caisson foncé, une maçonnerie toute faite sur un fond naturel dragué ou sur des pieux recépés très bas sous l'eau comme à Bordeaux, rappelons quelques exemples dans lesquels la nécessité tout ensemble d'excaver le lit et de descendre dans beaucoup d'eau a conduit à l'emploi de l'air comprimé.

1. *Pont de Saltash*, par Brunel fils, 24 mètres sous haute mer. La figure 1 représente le caisson en tôle dont la partie supérieure, démontable en deux coques, s'enlevait après l'achèvement des maçonneries. La petite cheminée excentrée menait aux cellules pneumatiques latérales, mais les filtrations de la roche obligèrent à introduire aussi l'air comprimé sous le grand dôme central, après avoir lesté le caisson à l'aide de fortes surcharges auxiliaires.

2. *Pont d'Arles*, sur le Rhône : 16 mètres d'eau avant de toucher le fond. Le caisson batardeau surmontant la chambre pneumatique fut construit rigide. Un bâti de charpente sur bateaux couplés supportait l'appareil, figure 2. La chambre de travail était seule construite lorsque l'échafaud flottant vint s'amarrer en place, à l'aide de plusieurs chaînes attachées, les unes aux rives, les autres à un ponton mouillé en amont. Au fur et à mesure de l'immersion sous le poids des maçonneries, on embrassait le caisson par de nouvelles ceintures de chaînes fixées au ponton. Le lit ayant de la pente, on jeta des moellons tendres sur le côté bas pour obtenir un échouage à niveau. Le caisson inférieur avait un fruit prononcé, dans le but de donner de l'empâtement à la fondation.

3. *Quais de l'Escaut*, à Anvers : 14 à 18 mètres d'eau à marée haute, avec de forts courants. Ici le batardeau ou caisson supérieur, d'un poids de près de 200 tonnes, était amovible, c'est-à-dire simplement boulonné, avec jointure en caoutchouc, sur la chambre de travail et il était enlevé de toute sa hauteur, par-dessus la maçonnerie intérieure qui ne touchait pas ses parois, à l'aide d'un grand échafaud flottant métallique, muni des apparaux nécessaires. (Figure 3.)

4. *Phare de Bremerhaven*, vers l'embouchure du Weser, premier exemple de fondation pneumatique exécutée au large à grande distance de la côte et qui d'ailleurs n'aboutit, en 1885, qu'après l'échec d'une première tentative faite en 1881. Le caisson, épaulé de deux caisses auxiliaires durant son périlleux remorquage, eut ses parois graduellement exhaussées jusqu'à $32^{m}75$ de hauteur et fut descendu à 22 mètres sous basse mer. Le terrain, creusé par les courants, fut consolidé par un amoncellement de fascines et de pierres.

La plus grandiose entreprise d'immersion en mer, si elle s'accomplit jamais, sera celle des fondations d'un *pont à travers la Manche*. Dans les idées du projet élaboré par M. Hersent, les caissons flottants que l'on viendrait immerger en les chargeant de maçonnerie et les dirigeant au moyen de séries d'amarres, seraient munis, en dessous de leur plafond, de chambres pneumatiques, en vue de visiter et nettoyer le lit, même par des fonds de 55 mètres. Si cependant, comme c'est trop à craindre, la pression ne pouvait être supportée impunément par les hommes, M. Hersent pense qu'un simple nettoyage, effectué depuis les bateaux, permettrait de s'asseoir sur le lit, en lui imposant une pression pratique de 10 ou 12 kg. par centimètre carré.

Arrivons à l'hypothèse où il s'agit de descendre de hauts piliers plus profondément encore dans la terre qu'à travers l'eau. Si, d'abord, le sol est étanche, on peut, une fois que le caisson, le cylindre ou le puits en fonçage s'y est suffisamment encastré, épuiser l'eau à l'intérieur et poursuivre le travail d'excavation à sec et à l'air libre ; toutefois, cela ne va guère à des profondeurs très considérables, sous lesquelles la vase refluerait sans cesse à l'intérieur. Pour la tenir en respect, il faut le maintien de la pression, soit par l'air comprimé faisant ce qu'on appelle un blindage pneumatique, soit par l'eau ; il faudrait même quelquefois de l'air surcomprimé ou de l'eau montant dans le cylindre à plus grande hauteur que le niveau extérieur, si l'on voulait compenser l'excès de densité de la vase ambiante par rapport à l'eau pure.

L'argile de Londres présente la compacité voulue pour se prêter à l'épuisement, après la phase préparatoire de pénétration,

réservée au dragage et aux plongeurs. Cette méthode, usuelle sur la Tamise, a reçu, récemment encore, une consécration dans le *nouveau pont de Blackfriars* (Londres), à l'étonnement de sir Benjamin Baker, partisan décidé des grandes chambres pneumatiques continentales dont, à son jugement, l'emploi est plus rapide, plus sûr et plus économique, et dont il a dirigé une importante application au pont du Forth.

Sur le pont de Blackfriars, M. Cruttwell vient de donner une notice à l'Institution des ingénieurs anglais. Cet ouvrage à sept voies ferrées, accolé à l'ancien pont à quatre voies, présente cinq arches en fer de 53 à 56 mètres, travaillant comme encastrées, en vertu de la continuité des longerons sur les piles et de leur amarrage aux culées. Les piles ont été fondées avec trois et l'une avec quatre caissons rectangulaires en fer, comportant une portion permanente de $6^{m}40$ de hauteur, arrêtée en contrebas des basses eaux et une hausse amovible de $8^{m}55$ dominant la haute marée. Avec les dragues Priestman et avec des plongeurs pelletant la terre sous les étais et dans les recoins et s'aidant à l'occasion de jets d'eau comprimée pour laver le bord tranchant du caisson, le fonçage initial marchait à raison de 10 à 15 centimètres par jour ; une fois l'épuisement fait, on avançait de 40 et au maximum de 84 centimètres. La marée gênait et ralentissait le travail, car bien souvent les suintements obligeaient à la laisser rentrer dans le caisson ; au reste, on sait qu'elle constitue aussi une cause d'embarras dans les travaux à l'air comprimé.

Sur le continent, on est toujours moins prodigue de métal qu'en Angleterre. Pour les fondations par havage ou à l'air libre, dans les ports, l'emploi des blocs-puits tout en maçonnerie a pris de l'extension et dans les fondations à l'air comprimé, les constructeurs sont arrivés à un minimum d'emploi de fer, voire même, en cas d'eau peu profonde, à l'adoption de chambres pneumatiques en maçonnerie reposant seulement sur un léger rouet métallique : Hohnsdorf sur l'Elbe, Marmande sur la Garonne.

La descente d'ouvriers dans des fouilles profondes, même à l'air libre, n'est pas toujours inoffensive. M. Martineau cite un pont, au Brésil, où deux hommes périrent asphyxiés dans le fond d'un cylindre parvenu à 12 mètres, probablement par de l'acide carbonique se dégageant d'un sol argileux et tourbeux.

Les fondations de Blackfriars ne descendent pas à plus de 14 mètres sous hautes eaux. Aussi ne nous étendrons-nous pas davantage sur les cas de ce genre, où l'épuisement reste praticable, notre but étant de considérer seulement les profondeurs exceptionnelles. Pour la même raison, l'air comprimé lui-même quitte la partie, en raison des dangers qu'il présente pour la santé et la vie des ouvriers, au delà de 30 mètres, ainsi que l'ont fait voir les ponts de *Saint-Louis*, sur le Mississipi (31 mètres sous l'eau ordinaire, 34 mètres sous les crues) et du *Lymfjord*, dans le Jutland (36 mètres sous basse mer)[1]. Il ne reste donc que l'extraction par dragage, à travers l'eau maintenue à l'intérieur du caisson ou du puits en fonçage. C'est l'antique système des puits indiens transformé par l'art moderne.

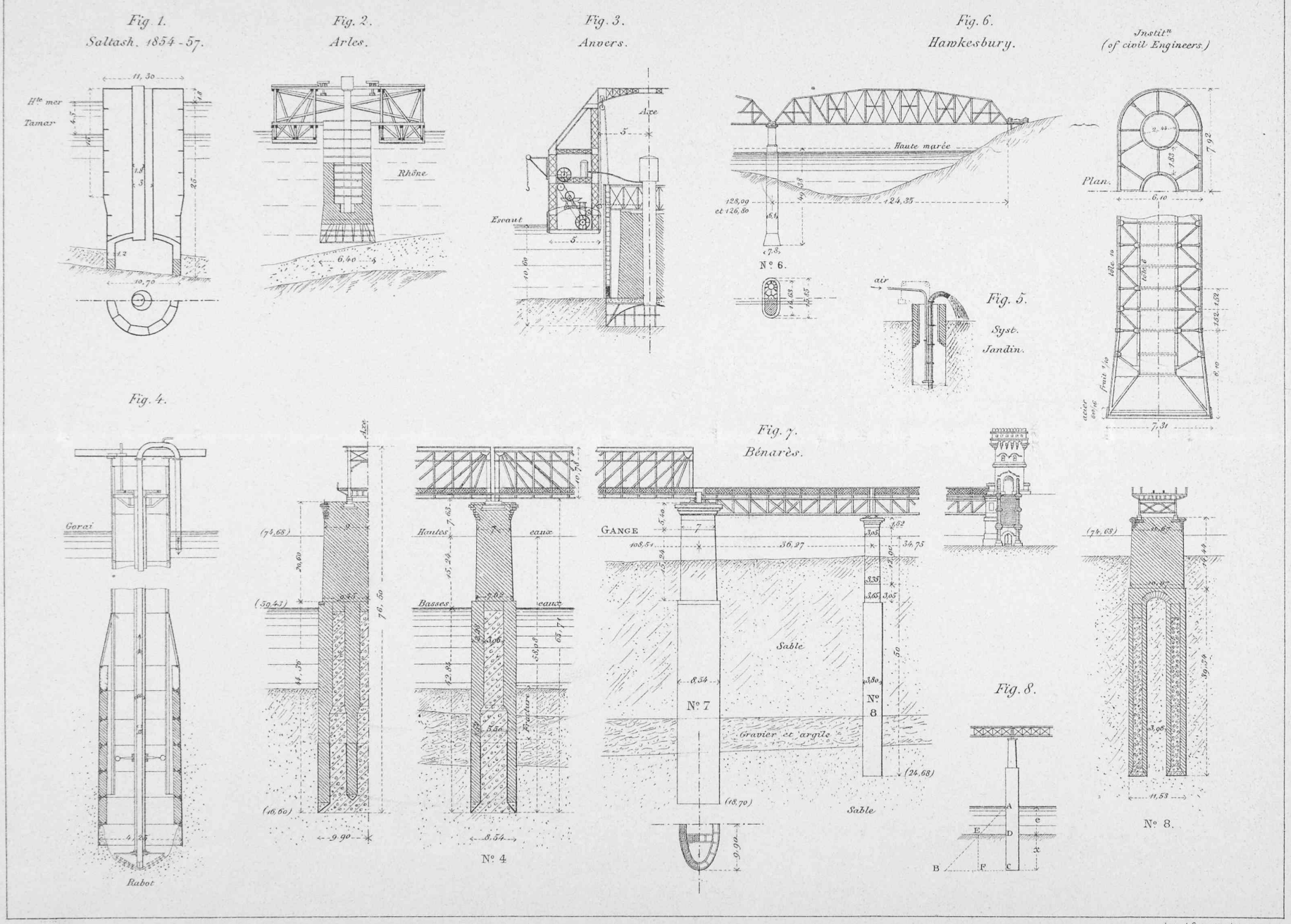
[1] Au Forth, pile Queensferry, dès que la pression dépassait 2 atmosphères (elle s'éleva par moments jusqu'à 3), les ouvriers contractaient des maladies en dépit des précautions prises. Il y avait, il est vrai comme cause aggravante, des gaz carburés s'exhalant d'un sol argileux.

De grands travaux ont été exécutés à *Glascow* par l'entrepreneur Milroy à l'aide d'un appareil dragueur de son invention. En 1867, M. Leslie fonda un *pont sur le Gorai* (branche du delta du Gange), à 30 mètres sous les basses eaux, au moyen d'un rabot tournant et d'un tuyau d'extraction hydraulique. L'outil (figure 4) a la forme d'un disque horizontal muni de quatre nervures triangulaires bordées de socs. De ce disque s'élève une tige tubulaire contenant à volonté plus ou moins d'air pour régler le poids, en même temps que sa résistance lui permet de transmettre la rotation de la machine motrice. Ainsi s'entaillait une fouille conique de $2^{m}75$ de diamètre, autour de laquelle une zone annulaire de terre s'éboulait d'elle-même sous la pression du cuvelage mobile. Pour l'extraction spontanée du déblai désagrégé, un tuyau plus étroit remontait à l'intérieur du tube à air, pour venir se couder en haut en forme de siphon et plonger sa courte branche dans l'eau de la rivière. Si nous ajoutons enfin que des pompes centrifuges avaient pour office d'entretenir continuellement dans le caisson une charge d'eau dominant le niveau du fleuve, on comprendra comment le siphon aspirait le déblai dilué et cela avec une violence capable de ramener occasionnellement des outils ou des boulons tombés dans le puits. Faisant sa révolution en 1 $^1/_2$ ou 2 minutes, l'appareil approfondissait 30 centimètres par heure ; l'avancement tendait même à s'accélérer sur la fin, la profondeur atteinte ne nuisant aucunement à la marche.

Le *nouveau pont de la Nerbudda* (Inde) a des cylindres en fonte de $4^{m}26$ de diamètre, descendus à des profondeurs de 17 à 32 mètres sous basses eaux et enracinés de 12 mètres au moins dans le terrain dur en dessous des couches affouillables qui avaient compromis la stabilité de l'ancien ouvrage. Ici encore, on forait à l'aide d'un rabot sur la moitié du rayon et d'outils élargisseurs sur le surplus. Là où se présentaient des couches de conglomérat, on les brisait au trépan et les débris étaient extraits à la drague ou par des plongeurs.

A *Poughkeepsie*, des caissons en bois étaient descendus à 38 mètres sous les hautes eaux de l'Hudson, à travers 21 mètres de vase, argile et sable. C'étaient des cribs, dont les épaisses murailles comprenaient deux parements de $0^{m}60$ en charpente jointive et un remplissage intercalaire en gravier. Elles s'effilaient en un tranchant cunéiforme sur les 6 mètres inférieurs. Un mur analogue longitudinal et six cloisons transversales de $0^{m}60$ en bois subdivisaient le tout en quatorze compartiments de dragage, permettant de pousser plus ou moins l'extraction sur tel ou tel côté, suivant les péripéties de la descente; mais, nonobstant les grandes dimensions en plan ($30^{m}5$ sur $18^{m}3$), les vides n'occupaient guère que le quart de l'aire totale, ensorte que les dragues mordaient parfois jusqu'à 10 mètres en dessous de la base, au risque de produire des soubresauts de 2 ou 3 mètres et des déviations de verticalité, quelque large que fût la surface d'assiette. Aussi s'était-on précautionné d'une ample marge pour les rectifications d'implantation ; en effet, le socle en maçonnerie qui venait, à 6 mètres sous haute eau, se superposer au crib à l'aide d'un caisson foncé, ne présentait qu'une base de $26^{m}5$ sur $7^{m}6$.

Pour maintenir contre un courant puissant d'aussi grands vaisseaux rectangulaires, de 5000 tonnes de poids et de 16 mètres de tirant d'eau, on employait, en guise d'ancres, de petits cribs lestés de pierre cassée : huit en amont du caisson, six en



J. Gaudard, ingénieur.

LITH. J. CHAPPUIS, LAUSANNE

Seite / page

leer / vide / blank

aval et quatre sur chaque côté. Le fonçage avançait de 0^m30 environ par jour.

Avant d'entreprendre le pont de Hawkesbury dont il sera parlé ci-après, les entrepreneurs Anderson et Barr avaient pénétré à 37 mètres dans l'*Atchafalaya*, Texas Pacifique. A *Palma del Rio*, sur le Guadalquivir, a fonctionné l'*appareil extracteur Jandin* (figure 5) ; à côté d'un gros tuyau, logé dans le puits à foncer, recourbé à son sommet et par lequel dégorge de bas en haut le mélange d'eau et de déblai, descend un petit tuyau d'adduction d'air comprimé. C'est ce courant d'air, projeté au pied du gros conduit, qui produit la force ascensionnelle, jusqu'à faire quelquefois remonter à la surface des cailloux de 10 kilogrammes. Quand on arrivait au banc d'argile compacte, rebelle à ce mode d'attaque, on adaptait une écluse à air. Dans quelques caissons où des coincements s'étaient produits, M. Jandin pratiqua sous le tranchant, à distance convenable, des mines à la dynamite, dont les explosions simultanées, pareilles à une sorte de tremblement de terre, remettaient en train le fonçage.

Ce procédé, basé sur l'extraction simultanée de l'eau et des déblais, permettrait de faire des fondations à 40 ou 50 mètres de profondeur dans des terrains perméables, soit à l'air libre, soit avec concours d'air comprimé à pression réduite. Si, par exemple, on travaillait à 40 mètres avec 2 $^1/_2$ atmosphères, l'eau rentrerait dans la chambre sous l'effort excédant de 1 $^1/_2$ atmosphère et le débit d'air moteur de l'appareil d'extraction devrait être réglé de manière à enlever cette eau affluente, en même temps que le déblai dilué par elle.

Les dispositions pour recours éventuel à l'air comprimé pourront être commandées par le besoin, par exemple, d'extraire des corps durs résistant au dragage.

Après les exemples que nous venons de rappeler, il faut mentionner les fondations les plus profondes entreprises jusqu'à ce jour, celles des ponts du Hawkesbury et de Bénarès, sur lesquelles les mémoires de MM. Ch. Ormsby Burge et Fr. Th. Granville Walson (Institution of civil Engineers, année 1890), apportent d'intéressants détails que nous allons résumer.

— *Le pont à double voie sur le Hawkesbury*, dans la Nouvelle-Galles du Sud, à 11 kilomètres de la mer, présente sept travées d'acier indépendantes de 125 mètres de longueur, la distance d'axe en axe des piles s'élevant à 126^m80. Le lit est vaseux jusqu'à des profondeurs de 18 à 52 mètres sous hautes eaux ; au-dessous, il devient sableux ; la plus grande profondeur d'eau est de 23 ou 24 mètres, avec marée de 2^m10. A part la première pile, qui descend moins bas, les autres atteignent de 44 à 49^m40 sous le niveau des hautes eaux et l'amplitude de marée paraît être restreinte à 1 ou 2 mètres. Le caisson en acier avait ses parois étrésillonnées avec trois cheminées de dragage de 2^m44 de diamètre et dont le pied, s'ouvrant en trompette, venait rejoindre les bords extérieurs, en formant avec eux un tranchant cunéiforme. (Figure 6). Les six mètres inférieurs du caisson présentaient d'ailleurs un évasement ou fruit de $^1/_{10}$ destiné à frayer la descente et portant à 15^m85 sur 7^m31 les dimensions de la base. Un faux-fond de bois permettait le flottage jusqu'au lieu de pose. On l'enlevait pour produire l'échouage et l'on remplissait partiellement les espaces annulaires avec du béton de 1 Portland + 3 sable + 3 pierre cassée, le dosage en ciment étant renforcé dans le sabot.

Entrepris le premier, le caisson N° 5 (à partir de rive droite) n'arriva cependant que le dernier à sa profondeur finale, après de nombreuses péripéties. Le fonçage avait été commencé le 9 décembre 1886 et c'est seulement le 9 octobre 1888 que la fondation fut achevée. A peine enraciné dans la vase, le pilier s'obstinait à tirer vers l'est, transversalement au pont ; et cette tendance fut attribuée au malencontreux évasement du pied, prêtant à des écarts systématiques dans un sol hétérogène. Dans le vide extérieur d'excavation, déterminé par la conicité, les terres les plus meubles s'éboulaient aussitôt, tandis qu'il y avait retard de remplissage là où le sol était plus ferme, et c'est ainsi de ce dernier côté que se déjetait le massif. Pour le ramener, la plupart des tentatives furent infructueuses : l'application de surcharges inégales n'avait plus d'efficacité ; une avance de 4 à 5 mètres donnée à la fouille du puits oriental laissait toujours le couteau cunéiforme pointer vers l'est ; d'ailleurs, dans un puits qui penche, la drague à mâchoires, suspendue à une chaîne verticale, va mordre d'autant plus sous le bord déjà trop bas. Sans plus de succès on exécuta des dragages extérieurs sur l'ouest, en rejetant la boue à l'est. Alors que le caisson avait pénétré de 23 mètres sous le lit, la divergence se montait à 1^m50 dans le fond et à 0^m90 au faîte. Une récupération de 0^m45 au fond fut obtenue vers ce moment, et quand le tranchant ouest sentit le premier la couche de sable, le pilier commença à se redresser, mais cela naturellement au prix d'un accroissement d'écart dans le sommet. A trois reprises des coques de dragage s'accrochèrent sous le tranchant ; l'une même ne put jamais être retirée, les opérations au plongeur devenant fort malaisées.

Les entrepreneurs se mirent ensuite à planter des pieux sur le côté oriental, dans le but de soutenir un cribwork chargé de pierres et destiné à faire buttoir d'arrêt contre de nouveaux déjettements. Un corps mort semblable fut aussi posé à 120 mètres en amont, c'est-à-dire à l'ouest, afin d'y amarrer le sommet du pilier ; et alors en creusant avec persistance dans le puits est, on espérait ramener le fond en position ; mais comme, en fait, ces prétendus massifs d'appui nageaient eux-mêmes dans le milieu instable et boueux, ils se dérobaient à leur tâche et loin d'être retenue, la pile, lorsqu'elle se redressa, poussa le crib oriental.

Après s'être décidé à arrêter le fonçage à 43^m9 sous les hautes mers de vives eaux, on se proposa de rapiécer le bord occidental et arrondi de la maçonnerie au moyen d'une annexe en forme de croissant ; mais la malechance s'acharna encore sur ce caisson subsidiaire ; la vase pressant d'un seul côté, le défonça ; et dans l'impossibilité de descendre davantage, il fallut se contenter de racheter l'écart subsistant par un encorbellement exécuté, sous le couvert d'un batardeau, avec de grandes pierres de 2 m. à 2^m50 posées en saillies successives de 23 cm.

La sixième pile, celle qui atteignit le plus grand fond, savoir 49^m4 sous haute mer de vives eaux, éprouva du fait de la pente du lit, un déplacement vers le nord, qui put être compensé par une augmentation consentie de 1^m29 dans la longueur de la travée correspondante (devenue ainsi 128^m09 au lieu de 126^m80, fig. 6).

Des quatre premières piles, la quatrième marcha ; bien

les autres aussi, mais on avait eu soin de les débarrasser de l'évasement de pied, en enveloppant les caissons, sur les $7^{m}50$ inférieurs, d'une carcasse à parements verticaux.

Ce n'est donc pas sans raison que, dans la plupart des fondations tubulaires, les ingénieurs se sont abstenus de donner aux caissons des fruits prononcés, ou même aucun fruit quelconque. Au besoin une inclinaison très faible ($^{1}/_{100}$ environ au Gorai et à Marmande) ou une très petite retraite, simple saillie d'une lame de renfort de bord coupant, suffit pour frayer la descente. Au *viaduc de Saint-Léger* (grande ceinture de Paris), avec des caissons métalliques à fruit de $^{1}/_{20}$ et massif supérieur à fruit de $^{1}/_{40}$, M. Geoffroy (Ponts et Chaussées, 2me semestre 1882) avait déjà signalé quelques faits instructifs sur les inconvénients de l'évasement. La descente n'était que trop facilitée. Le terrain présentait des masses d'argile noire, sableuse et fluente, sur lesquelles, par endroits, glissaient des bancs calcaires inclinés. Dans la maçonnerie étaient ménagées deux cheminées d'extraction à l'air libre et à sec, mais disposées pour recevoir éventuellement un sas pneumatique, ce qui devint en effet nécessaire à deux des trois piles. Dans la seconde fondation, le sable glaiseux, en laissant descendre trop rapidement le caisson, mettait en péril les ouvriers, et il fallait momentanément se borner à extraire à la drague, dans la cheminée, la vase qui y refluait. Occasionnellement encore, on soutenait le plafond, soit par des étais, soit par des massifs de terre ménagés aux deux extrémités de la chambre. Les parois réclamaient un fort étrésillonnement contre la tendance à se déformer sous le gonflement des glaises éboulées. La première pile s'étant déjetée à la traversée de couches glissantes, on put y remédier en partie à la faveur du vide de conicité. A cet effet, on réglait le creusement de façon à faire d'abord abaisser le bord même où le caisson tendait à se jeter; après quoi, lorsqu'on faisait descendre à son tour le côté opposé, le caisson se rapprochait en pivotant sur le premier bord. En continuant ainsi par mouvements alternatifs, on obtint quelque atténuation des écarts ; mais encore le déplacement final atteignit-il $0^{m}65$. Heureusement, qu'une retraite juste suffisante avait été ménagée entre le massif de fondation et la pile supérieure ; on continua verticalement l'un des parements en doublant le fruit de l'autre. La hauteur du bloc de fondation atteint $32^{m}15$. La pile N° 3, enfin, eut des accidents de lézardement, avec déchirure de hausses, pour s'être accrochée à des blocs, ce qui nécessita de délicates reprises en sous-œuvre.

— *Le pont Dufferin, sur le Gange, à Bénarès*, est un ouvrage à simple voie comprenant sept grandes travées en acier, de $108^{m}50$ et neuf petites travées d'inondation de $34^{m}75$ de centre en centre des piles. Ici, les blocs de fondation ne présentent que des faces verticales ; les plus profonds tombent dans le sable, interrompu seulement par une couche de gros gravier mêlé d'argile. A des eaux profondes, viennent s'ajouter des crues de 15 m. lors des débordements de la Jumna, affluent du Gange, avec des courants de 6 à 7 m. par seconde, capables d'affouiller le lit jusqu'à 21 m. sous basses eaux ; aussi, lors des pluies de juin à octobre, toute installation temporaire dans le fleuve, tout échafaudage doit disparaître et se mettre à l'abri, quitte à se réinstaller au moment favorable.

Les piles des grandes travées sont fondées sur puits elliptiques de $19^{m}80$ sur $8^{m}53$ (fig. 7), et que deux diaphragmes subdivisent en trois cheminées d'excavation, où fonctionnent des dragues Bull et Bruce. Les caissons immergés faits de tôles de fer de 12 et de 10 mm., variaient de 3 à 15 mètres de hauteur, pour se conformer aux diverses profondeurs de l'eau. Leur paroi intérieure s'inclinait à 45° au voisinage de la base, de manière à former à son point de rencontre avec l'enveloppe extérieure, un tranchant triangulaire, que renforçait un sabot d'acier de 37 mm. d'épaisseur. Les murailles de refend se terminaient de même sous forme d'un biseau, laissé en contre-haut de la bordure périmètrique, mais qu'il eût mieux valu de l'avis de M. Walton faire affleurer, au profit de la consolidation générale. Le vide entre les doubles enveloppes était rempli avec du béton de ciment vers le fond, et le surplus en maçonnerie de briques. La tôle pleine des caissons était surmontée d'une carcasse à claire-voie, ayant pour objet de liaisonner les maçonneries.

Dans les emplacements situés au-dessus de l'eau, sur berge ou sur îlots artificiels, on pouvait creuser à la main ; l'eau atteinte, on mettait en jeu les dragues, sauf à reprendre le travail manuel lorsqu'on venait à entrer dans l'argile.

Pour quatre piles, l'échouage s'exécuta à l'aide de deux pontons accouplés de 60 m. sur $7^{m}50$, laissant entre eux un intervalle de 10 m. et portant un bâti pour les treuils de dragage.

Une première zone de caisson, de 3 m. de hauteur, construite sur faux plancher, était soulevée à l'aide de quatre chaînes passées sous le bord tranchant ; le plancher étant enlevé, on abaissait graduellement en posant le béton et les briques, et des plongeurs retiraient ensuite les chaînes. La poche de dragage, de $2^{m}45$ de diamètre, pesant $3\ ^{1}/_{4}$ tonnes à vide, et contenant $3^{m3}7$ soit 6 tonnes de déblai, était mue par un treuil à vapeur de 20 tonnes de force, et capable par conséquent de parer à des résistances accidentelles. En gouvernant au besoin la descente par un report de l'outil vers le bord retardataire, on limita les écarts à moins de $0^{m}15$, alors qu'on s'était ménagé une marge de $0^{m}45$ par la retraite du pilier supérieur.

Cependant une couche dure et l'effort des chaînes avaient fait pencher contre le sud les piles N° 6 et 7 (à partir de rive gauche) ; les déjettements atteignaient $1^{m}45$ et $1^{m}60$ à des enfoncements respectifs de 33 m. et de 41 m. dans le sol. Un déplacement des machines fut alors effectué, et combiné avec l'application d'une surcharge de mille tonnes de rails et d'une pression latérale obtenue par l'artifice suivant. En dehors du pilier, du côté où il tendait à s'avancer, on excava le terrain jusqu'à fleur d'eau et sous un talus de 45°, qu'on couvrit d'un premier lit de traverses espacées ; sur celles-ci, et dans le sens de la pente, on mit des rails à $1^{m}80$ d'écartement, puis, sur eux, des traverses jointives ; enfin, le restant de la fouille ayant été comblé de briques, le tout constituait une masse cunéiforme prête à glisser contre le puits et à le pousser à mesure qu'il descendait. Au bout de $1^{m}70$ de reprise de fonçage, le pilier N° 6 était redressé, et le N° 7 après $6^{m}25$.

On ne travaillait que de jour aux maçonneries ; mais avec la lumière électrique, les grandes dragues fonctionnaient également la nuit, et arrivaient à donner ainsi un avancement moyen de $0^{m}60$ dans les 24 heures.

La pile N° 4 eut un grave accident le 17 avril 1883. Arrivée

à 21^m50 sous l'eau, elle éprouva une brusque descente ; l'eau, remontant dans le puits, l'ébrécha sur 19 m. de hauteur et 14 m. de largeur. Après les pluies qui se chargèrent d'enlever la pièce éclatée, on immergea un bouclier segmental, on dragua la terre dans sa concavité et l'on y coula du béton, relié dans le haut à l'anciene maçonnerie par un chaînage de rails. Le bloc put alors poursuivre sa descente, jusqu'à rivaliser avec le pont du Hawkesbury comme la plus profonde fondation du monde : 42^m80 sous basse eaux, 58 m. sous le niveau des grandes crues. Sous pleine charge, la pression à la base s'élèverait à 12 kg. par cm^2, si elle n'était considérablement atténuée par le frottement et l'immersion.

A propos de l'accident que nous venons de rapporter, sir Bradford Leslie fait observer que quelquefois les dragues peuvent enlever l'eau dans un puits plus rapidement que les filtrations ne la ramènent, et que si à cela se joint le flux de la mer, il peut y avoir une dépression du niveau intérieur, capable de provoquer des irruptions soudaines. Tel n'était pourtant pas le cas à Bénarès ; par contre, si l'enveloppe métallique eût été prolongée, jusque sur la zone supérieure, elle eût pu prévenir l'éclatement. Toutefois M. Leslie ne recommande pas une disposition aussi onéreuse ; il voudrait seulement, dans des travaux analogues prolonger les cheminées de dragage, en les reliant par intervalles avec le briquetage extérieur au moyen d'armatures en fer. L'édification de la muraille en briques et mortier de ciment, marchant simultanément avec le fonçage, procurerait un massif plus solide que du béton jeté au milieu d'un réseau d'étais au risque de laisser subsister des vides.

La première pile du pont Dufferin, une fois complétée dans sa superstructure, tassa de 7 centimètres. Cela tenait à ce que le remplissage en béton n'avait pas exactement comblé tous les vides de la portion tronconique à la base. Aussi préféra-t-on, aux piliers suivants, remplir cet espace simplement avec du sable, ce qui réussit à réduire les tassements à des proportions insignifiantes.

Les piles des petites travées furent fondées par double puits de 3^m80 de diamètre sur rouets de fer, au moyen de dragues Bull à la main, la profondeur variant de 20^m40 à 47^m85 sous la surface du sol.

S'il était permis de juger à un point de vue théorique des fondations d'une profondeur aussi démesurée, on pourrait se demander si elles ne dépassent pas le but, quelque mauvais que puisse être le terrain, à supposer seulement qu'il demeure en place et ne se laisse pas affouiller jusqu'en dessous de la base. Doit-on craindre que de profonds piliers, une fois bien bétonnés, tassent encore, lorsqu'on a tant de peine, si souvent, durant leur fonçage, à les forcer à descendre dans le trou creusé sous eux ? Des trois forces de soutien : résistance du sol inférieur, sous-pression d'immersion et frottement latéral, la dernière devient considérable, précisément quand la première tombe en défaut, c'est-à-dire lorsqu'on se trouve dans un terrain fluent.

Dans un sol de cette nature, la pression latérale, et par suite le frottement augmente avec la profondeur b ; en appelant a la largeur considérée ou le périmètre du prisme, la résistance par frottement peut s'exprimer sous la forme $\frac{1}{2} k\pi ab^2$, π étant le poids spécifique du liquide et k le coefficient. D'après les expériences faites, et en réduisant π à la valeur 1 tonne relative à l'eau pure, on peut admettre environ $k = 0{,}4$ pour gravier, 0,6 ou 0,7 pour sable frottant sur des parements de piles.

Considérons un sable fluide donnant $k = 0{,}6$ valeur qu'il nous faudra réduire à $k = 0{,}4$ si nous rétablissons pour π le poids spécifique réel 1^T5. Le problème doit être envisagé comme suit : D'abord, plus le niveau du fleuve se relève, plus s'atténue la charge éprouvante sur les fondations, grâce tant à la perte de poids d'immersion qu'à l'accroissement de pression latérale des terres. L'effort dangereux, en effet, ce n'est point la pression absolue, mais bien la pression relative ou excédente comparativement à l'état ambiant. Pour considérer le cas le plus défavorable, il faut donc prendre le fleuve à l'étiage. Si d'ailleurs nous choisissons pour exemple, comme dimensions et charges, les conditions d'une des grandes piles elliptiques de Bénarès, le poids au-dessus de l'eau s'évaluera comme suit :

Poids d'une travée	985 tonnes.
Train d'épreuve	300 »
Pile au-dessus du socle : 2200 m^3. à $2^T,2$ = . .	4840 »
Tranche de 1^m50 de hauteur de bloc de fondation	400 »
	P = 6525 tonnes.

C'est la partie fixe. Ce qui vient en dessous variera soit par sa hauteur que nous cherchons à calculer, soit par la perte d'immersion dans l'eau et dans la vase. La section horizontale elliptique est de 133 m^2 et pèse 266 tonnes par mètre de hauteur, en comptant ici seulement 2 tonnes par mètre cube, eu égard au béton de remplissage. Au reste, cette évaluation est encore en dessus de celle de M. Walton, qui estime le poids entier de la haute pile avec ses surcharges à environ 16 250 tonnes (françaises), tandis que nous arriverions à $17\,920^t$. Dans l'eau, le poids par mètre de hauteur sera de 133 tonnes, et dans la vase à 1,5 de densité il ne sera plus que de $66\,^1/_2$ tonnes.

Dans ces conditions, le poids excédant agissant sur la base d'aire s est $P + s\left(e + \frac{x}{2}\right)$, en appelant e la profondeur d'eau et x la surprofondeur dans le terrain. On demande quelle valeur il faut donner à l'enfoncement x, pour que le frottement suffise à tenir tout le poids excédant, de manière qu'aucune pression supplémentaire ne soit infligée au sol de fondation.

Tirons AB à 45° (fig. 8). La pression en D est figurée par DE en colonne d'eau ; celle en C est représentée par CB, dont la partie CF a la densité de l'eau et la partie FB la densité de la vase. Sur la hauteur DC et par unité du périmètre a du pilier, la pression totale sera donnée par le trapèze BCDE, comprenant un rectangle de densité 1 et un triangle de densité 1,5. Par suite, l'équation du problème est la suivante :

$$ax\,(0{,}4\,e + 0{,}3\,x) = P + s\left(e + \frac{x}{2}\right).$$

Pour une pile semblable à celles de Bénarès, c'est-à-dire avec P = 6525 tonnes, $s = 133$ m^2 et $a = 46^m50$, on obtient $e + x = 24^m15$ ou 29^m83 ou 36^m95, suivant que e est pris égal à 0 ou à 10 m. ou à 20 m.

Voilà donc un exemple dans lequel une hauteur de massif de

*

37 m. suffit, sous une eau très profonde, et dans un terrain coulant, mais susceptible de développer un frottement des 0,4 de la pression, pour que la pile n'exerce sur sa base aucun supplément de fatigue en sus de la pression préexistante naturelle, laquelle doit être regardée comme indifférente ou nulle au point de vue de la résistance ou stabilité de la matière, puisqu'elle marque l'état de repos et que l'écrasement n'est autre chose qu'un refluement. Le bloc maçonné se ressoude au sol sans lui causer d'autre sensation qu'une certaine tension d'adhérence sur le pourtour. Or, il est dans la nature de ces résistances passives tangentielles de rester parfaitement stables, tant qu'elles ne dépassent pas la limite dite de frottement. En fait, le massif demeure inébranlable entre les deux limites où le frottement change de signe : l'une, correspondant au cas d'une pile assez légère pour qu'elle risque d'être soulevée par l'affaisement du sol ambiant ; l'autre relative à une pile assez pesante pour menacer de faire rejaillir le terrain ; et c'est précisément cette dernière limite que nous venons de déterminer. Encore ce premier mode de calcul exagère-t-il l'enracinement nécessaire ; il a quelque chose de trop fictif, en ce qu'il attribue, dans la détermination des pressions normales, une fluidité parfaite à une matière douée néanmoins d'une faculté de frottement ; en réalité, moins assaillante dans la poussée, plus récalcitrante dans la butée, la terre laissera toujours beaucoup plus de marge aux états d'équilibre réalisables entre les deux phases perturbatrices de soulèvement et d'affaissement. Si nous nous référons à la théorie de Rankine pour le calcul de la charge limite qui, pour un enfoncement donné, menace de faire refluer le terrain environnant, le rapport de cette charge au poids du prisme de terre déplacée est exprimé par $\left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}\right)^2$ ou par $tg^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$, φ étant l'angle de frottement de la terre sur elle-même. Avec le coefficient déjà employé $tg\,\varphi = 0{,}4$ ou $\sin \varphi = 0{,}3716$, ou l'angle $\varphi = 21^\circ\ 49'$, le rapport serait 4,764 et l'équilibre limite aurait lieu pour : $P + 2\,s\,x = 4{,}764 \times 1{,}5\,s\,x$. Avec nos données $P = 6525$ tonnes et $s = 133$ m², sans tranche d'eau, il suffirait d'une fouille $x = 9^{m}53$; mettons cela à 12 m. par sécurité pratique. A plus forte raison, la profondeur requise serait-elle faible pour des frottements plus élevés. Ainsi un sable sec, pour lequel φ atteint facilement 35°, donnerait le rapport 13, 62 et permettrait de ne foncer qu'à moins de 3 m., ou disons à 4 m. pour toute sûreté.

Si enfin l'on suppose le terrain cohérent, les conditions évidemment ne peuvent être que meilleures encore. Il est vrai qu'entaillé avec un peu de jeu et se soutenant à pic, ce terrain, peut-être, n'exercera plus ni pression, ni frottement, et laissera toute la maçonnerie libre de peser sur sa base ; mais pour que cette base cédât — à part la question du tassement, c'est-à-dire d'une minime compression permanente, qu'on est maître de développer une fois pour toutes, jusqu'à son point d'arrêt, par une charge d'épreuve, — il faudrait encore qu'elle refoulât les couches qui la confinent et la surmontent, et pour cela ces masses cohérentes devraient au préalable subir une dislocation, une désagrégation générale.

En résumé, nous regardons les terrains d'alluvion, comme doués d'une certaine fermeté dans leurs parties profondes, situées à l'abri des affouillements ; et nous estimons que la pression, en valeur absolue, sur la base d'une fondation, n'a pas de sens au point de vue technique. Dire que le pont du Gorai pèse 9,3 kg. par cm² sur le sol, celui du Hawkesbury, 9,85 kg et celui de Bénarès 12,15 kg. tandis qu'aucun des robustes ponts de la ville de Londres ne charge l'argile de la Tamise à plus de 6 $^1/_2$ kg, ce n'est pas constater que ces derniers ouvrages aggraveraient la fatigue du terrain, s'ils y descendaient aussi bas que les premiers. Pour arriver à de justes comparaisons, ce ne sera pas tout encore que de défalquer de la maçonnerie la perte de poids d'immersion dans l'eau et dans la terre, ce qui accuserait encore une épreuve effective croissant avec la profondeur d'enracinement. Il en faut venir à faire abstraction de l'effet inévitable de simple tassement ou de compression de la couche sous-jacente, pour considérer le vrai danger, celui du refluement. Encore ne faut-il pas prendre ce mot comme synonyme d'effondrement total et complet, au moindre déficit d'équilibre. Non, s'il ne manquait qu'un décimètre, par exemple, sur la profondeur stricte, le navire ne va pas pour cela sombrer : il s'enfoncera à peine de ce décimètre, puisque d'ailleurs, il condense, dans sa chute, l'aire sous-jacente. La résistance de butée croissant avec la profondeur de fiche, toute augmentation de celle-ci tend à soulager le sol de fondation.

Dans tout calcul technique ; il faut compter avec les hypothèses et les coefficients. Outre ce qu'on peut critiquer à la théorie, on n'a souvent que des présomptions sur la profondeur des affouillements à craindre, ainsi que sur les données de frottement et de densité. La couche affouillable, éventuellement délayée, ne doit pas compter comme résistance frottante ; quant à son poids, réduisons-le par prudence à celui de l'eau, quoique en réalité, elle ne disparaisse guère, remplacée qu'elle est par des apports incessants. Soient dès lors :

h, la hauteur occupée par l'eau tant réelle que fictive, ou la hauteur comprise entre le niveau d'étiage et la couche permanente, jugée à l'abri d'affouillement ; z, la profondeur de pénétration du prisme de fondation en dessous de cette couche ; Q, la charge en tonnes supportée par mètre carré, par la base supérieure du dit prisme, au niveau de l'eau ; δ et δ' les densités de la maçonnerie et de la terre ; et enfin i, le rapport de Rankine, ou la quantité $\left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}\right)^2$, dans laquelle φ désigne l'angle du talus naturel de la terre. Nous poserons l'équation $Q + h\,(\delta - 1) + z\delta = i\delta' z$, qui exprime que le rapport du poids de la construction au poids de terre qu'elle déplace est égal à i. Dans le premier de ces poids, la portion immergée de hauteur h, n'est évaluée qu'à la densité $\delta - 1$, de manière à tenir compte de l'effet de retenue ou de lestage exercé par la couche d'eau contre le soulèvement du terrain. De là se tire la valeur $z = k\,\frac{Q + h\,(\delta - 1)}{i\delta' - \delta}$, que nous affectons d'un coefficient de sécurité $k > 1$.

Pour un essai d'application de cette formule à la pile 4 de Bénarès, nous voyons qu'en éliminant comme affouillables les 5 ou 6 mètres supérieurs du lit, on rencontre vers la profondeur $h = 22$ m. sous les basses eaux un bon terrain graveleux et sableux qui semble comporter au moins les données $\delta' = 1{,}7$ et $\varphi = 30^\circ$, soit $i = 9$. Faisant en outre :

$Q = \frac{6525 \text{ tonnes}}{133 \text{ m}^2} = 49$ tonnes, $\delta = 2$ et $k = 1{,}5$, nous obtenons $z = 8$ m. ou $h + z + 30$ m. au lieu de 42 m. de l'exécution. Ceci bien entendu, n'a d'autre objet que de discuter une formule pratique, sans aucune prétention de critiquer des travaux d'art où les ingénieurs résidents étaient seuls juges des circonstances locales et seuls arbitres de leur responsabilité.

Les trois hypothèses caractéristiques de nature des terrains : état fluide, état ébouleux ou pulvérulent, état solide, rendent compte de toutes les circonstances rencontrées dans la pratique. A-t-on affaire à de la vase coulante, on se heurte à ces refluements intérieurs, à ces foisonnements de déblai qui empêchent de vider la chambre d'excavation autrement qu'à l'air comprimé, et même avec excès de pression sur le taux théorique. Toutefois, une telle inconsistance générale ne s'étend guère à des profondeurs susceptibles de défier l'application du procédé pneumatique ; non pas qu'il n'existe de très épais atterrissements limoneux, mais inévitablement leurs couches profondes, comprimées et condensées depuis des siècles, sont d'une meilleure tenue que la surface, moyennant quelques précautions pour ne pas les redélayer de part en part. A leur égard, des échantillons de sondages, désagrégés et soutirés à travers l'eau, s'ils relatent fidèlement encore la composition chimique, chose ici indifférente, constituent quant à l'état physique, à la fermeté mécanique, un témoignage injuste, une flagrante imposture. Ces masses enfouies rentrent dans la seconde classe, nous voulons dire dans les terrains semi-fluides dont le propre est de se tasser avec force contre la paroi latérale des puits, mais sans en envahir l'intérieur; on se trouve dans le cas si fréquent où le terrain se laisse excaver en avance, même à l'air libre, sans que le puits en fonçage suive toujours le mouvement, autrement que sous la provocation de puissantes surcharges, soutenu qu'il est par un frottement d'autant plus énergique que l'on est descendu plus bas (tant que le sol reste de même nature) ; le poids, en effet, ne croît qu'en raison simple de la hauteur, tandis que la pression augmente comme le carré. Mais qu'on ait affaire à un lit cohérent, les conditions seront tout autres ; elles seront même interverties si, à des couches mauvaises, en succèdent de plus en plus fermes ; car, alors que le poids croît toujours avec la hauteur, le frottement, loin de grandir, diminue et finit parfois par ne plus exister, faute de pression normale dans les zones inférieures. Quoique le cylindre continue à descendre sans le secours de surcharges momentanées, cela ne prouve nullement la nécessité de poursuivre le fonçage. Il se rencontrait au Hawkesbury de ces couches inférieures quasi-solides, ainsi que le témoignent et les déjéttements, expliqués par des vides tardifs à se combler, et la persévérance de la descente spontanée. Les décollements survenus à certains massifs de fondation : port de Bordeaux, pont de Marmande, viaduc Saint-Léger, viennent également à l'appui de cette thèse; ils attestent une réduction de frottement sur la portion basse du prisme, qui se détache et tombe, alors que le haut reste coincé et supendu.

Que le frottement augmente quand l'imbibition diminue, c'est ce qui ressort d'une observation faite par M. Parkinson sur des puits indiens. Comme la porosité des parois en briques leur faisait pomper l'eau du sol contigu, la terre ainsi asséchée se collait au puits avec une telle tenacité, que le glissement de descente, au lieu de se faire à la paroi se trouvait reporté par déchirement entre le terrain sec et le terrain humide ambiant.

Si, par le moyen d'un fruit, d'un évasement ou d'une retraite extérieure, le sol est entaillé avec une certaine surlageur, le vide ainsi créé tend à se remplir d'eau, de vase ou de terre éboulée ; eau et vase fluide y exerceront en plein leur pression hydrostatique, la moindre fissure leur suffit pour cela, et en cas de quelque soubresaut dans le fonçage, les voies filtrantes s'allongeront et la chambre pourra être inondée de boue, comme cela se produisit au pont d'Arles, ainsi que dans les fatals accidents du pont Alexandre II, sur la Néva. Si, au lieu de boue liquide, ce n'est que du gravier ou de la terre plus ou moins ébouleuse qui tombe dans le vide de conicité, ces matières n'exerceront pas grande pression, faute d'ampleur offerte au développement des prismes de poussée ; elles ne feront peut-être bonne jointure que dans le haut, laissant les régions inférieures dénuées de frottement notable ; mais répétons-le, ce déficit de soutien latéral, loin d'être une perte sans compensation, atteste au contraire un sous-sol raffermi, doué d'un grand excès de résistance au refluement. De toute façon, il semble permis de dire qu'il n'y aurait jamais à faire dans aucun sol, des fondations aussi gigantesques que celles des ponts de Bénarès et du Hawkesbury, n'était la crainte d'immenses affouillements possibles : là est la question qui échappe à tout calcul. Le Rhin, disait-on, lors de la construction du pont de Kehl, remue ses graviers jusqu'à plus de 15 mètres sous leur surface, et M. Walton évalue à 21 m. sous basses eaux la profondeur à laquelle le lit du Gange est quelquefois affouillé lorsque surviennent les irruptions de la Jumna. Cette préoccupation inquiète de l'instabilité du fond ressort à l'évidence de l'examen du profil du pont de Bénarès (annexé au mémoire de M. Walton), dans lequel nous voyons les trois premières fondations, rive gauche, se contenter d'enracinements modérés, parce qu'elles tombent sur une argile compacte, tandis qu'aux petites travées de rive droite, les piles traversent d'immenses profondeurs de sable, pour s'enfoncer à un niveau invraisemblable, à ne considérer que la charge à porter. La pile N° 8 (qui s'aperçoit dans notre planche) est vraiment curieuse, elle n'a pas moins de 45 m. de hauteur de fondation dans le sable, pour une travée de $34^{m}75$.

Si donc il arrive que la crainte des affouillements, dans certains amas fangeux et mobiles, conduise exceptionnellement à des profondeurs de fondation supérieures aux 30 ou 35 mètres praticables avec l'air comprimé, il sera permis d'adoucir certaines exigences de perfection de travail et de se contenter du fonçage et du bétonnage à l'air libre. C'est seulement dans les enracinements modiques qu'il est d'une haute importance d'explorer, de dévaser, de bourrer avec des soins minutieux le sol où l'on vient s'asseoir ; mais, dans une profondeur inusitée, le pilier viendrait se terminer en pointe comme un pieu ; ou encore, il présenterait des raccords par encorbellement, tels que ceux de la haute pile du Hawkesbury, en vue de rectifier l'implantation, que toutes ces défectuosités, graves ailleurs, pourront être, dans l'espèce, facilement tolérées.

Les éventualités d'arrêt des dragages avant d'avoir atteint une assiette suffisante restent en somme assez peu à redouter.

On rapporte bien qu'à l'Atchafalaya se sont rencontrés des troncs enfouis, mais qui se sont laissé briser.

Sous l'un des cylindres foncés pour la construction d'un pont sur la rivière Pearl, en Louisiane, la rencontre d'un gros cyprès en position horizontale, quoique à peine à neuf mètres sous l'eau, causa beaucoup d'ennui et de délai ; ses racines, qui s'étendaient sur les deux tiers de la circonférence de l'excavation, durent être dépecées et enlevées pièce à pièce, des jets d'eau comprimée étant d'un grand secours pour les débarrasser du sable.

Au pont de Bénarès, des restes d'éléphants furent trouvés enfouis dans la vase à 38 m. sous basse eau. On traversa aussi des couches rocheuses de 20 à 75 centimètres en désagrégeant, d'abord, par la manœuvre d'un trépan de 900 kg., les portions situées sous les cheminées ; puis, après dragage des débris et du gravier gisant en contrebas de la croûte solide, celle-ci finissait par s'écraser sous le poids du caisson et se laissait retirer en gros fragments. On peut se demander pourquoi on ne s'est pas tout bonnement assis sur cette couche résistante et profonde, au lieu de s'évertuer à la crever.

Les déviations de verticalité ou les déjettements latéraux, voilà le risque principal à courir dans ces fonçages de très hauts piliers, relativement étroits, à travers un sol inconsistant. Quelles sont les causes de ces mécomptes? Il y aurait d'abord le courant de la rivière ; mais il influe plutôt pendant la première phase, alors que le caisson, encore incomplètement engagé, est maintenu par des amarres et se laisse aisément rectifier, en cas de besoin. Il y a ensuite les affouillements, la mobilité de la vase elle-même, susceptible de subir des poussées systématiques dans le sens du courant, ou de la pente superficielle, ou des stratifications. Il y a enfin tout ce qui est hétérogène ou dissymétrique, soit dans la pile elle-même, comme par exemple une surcharge excentrique, soit dans les couches traversées. Un corps dur forme point d'appui ou de retenue s'il reste inébranlé ; s'il glisse et s'éboule, il chasse et écarte la pile. Une pierre ou une couche résistante qui se présenterait en plan incliné sous le tranchant d'un caisson, peut devenir une cause énergique de déviation. Les remèdes à tenter seront des agents semblables appliqués en sens contraire des écarts survenus. En fait d'emploi de corps dur, à défaut de pieux de guidage, M. Walton mentionne le succès obtenu au moyen d'un coin artificiel et glissant, fait de traverses et de rails, pour redresser les piles 6 et 7 du pont sur le Gange. Quant aux autres moyens : tractions exercées sur la tête du pilier par des amarres frappées au rivage ou dans le lit ; concentration du déblaiement sur le côté paresseux, surcharge de faîte sur ce même côté, jet d'enrochements ou dragages au pourtour dans le lit de la rivière, affouillements produits par des injections d'air comprimé ou d'eau comprimée, ils perdent, comme le montrent les vicissitudes du pont du Hawkesbury, beaucoup de leur efficacité, une fois qu'on a pénétré dans les couches profondes.

Un procédé encore, mais applicable seulement à des chambres pneumatiques, c'est-à-dire munies d'un plafond, a été appliqué par M. Sooysmith à Kansas City : il consiste à arc-bouter contre ce plafond des rangées d'étais, obliques et parallèles, calés à leur pied sur le terrain par l'intermédiaire de cadres en charpente, puis à laisser échapper brusquement l'air comprimé, afin de provoquer un afflux hydraulique qui désagrège le sol ambiant : le caisson alors s'affaisse et se déplace latéralement, en pivotant sur le pied des étais.

Renonçant au fruit ou à la conicité, nous aurons des piliers verticaux peu exposés à déviation, une fois qu'ils auront été bien dirigés sur les premiers mètres. Il est regrettable, à cet égard, que les grandes hauteurs d'eau aient fait renoncer aux pieux de guidage. S'il faut pourtant des pilots de 30, de 40 mètres, impossibles à trouver en bois, qu'on les fasse en cylindres de tôle, avec vis intérieure, évitant toute saillie susceptible d'accrocher le caisson. Celui-ci étant amené en place, immergé, tenu par ses amarres, et dûment vérifié, on visserait alentour les pieux métalliques, dont les têtes seraient ensuite entretoisées par une ceinture périmétrique et haubannées aux rives par des câbles divergents. S'il arrivait que l'un d'entre eux fût mal planté, il resterait facile de le retirer et de le remettre en meilleure place, comme aussi on les reprendrait tous après le fonçage pour les réemployer ailleurs ; et il n'y aurait donc pas de raison de lésiner sur leur épaisseur, et d'avoir à craindre qu'ils ne fussent crevés par le tranchant du caisson. Du moment que de tels guides seraient enfoncés avec une avance suffisante pour atteindre des couches plus fermes, ils résisteraient assurément mieux que le crib de M. Burge aux écartements du puits en fonçage.

Dans la reconstruction du pont de la Tay, il n'en fallut pas tant : des châssis de guidage simplement soutenus au moyen de jambes ajustables, venant s'appliquer par des embases sur le fond de la rivière, suffisaient à assurer la position des cylindres des piles. Au pont Albert, à Chelsea, sur la Tamise, où les cylindres en fonte, de $4^{m}57$ de diamètre, ont une base élargie à $6^{m}40$ avec raccord conique, on avait surmonté ce dernier d'une carcasse provisoire en bois, prolongeant par ses montants le contour du patin large, afin que le guidage vertical pût se poursuivre jusqu'à enracinement suffisant.

A moins de mouvements généraux du sol ou d'obstacles formels, tout pilier à faces verticales descend bien droit, appuyé qu'il est contre la surface latérale, non désagrégée, du terrain traversé. Sir James Douglas cite pour preuve certains pieux de phares en tubes étroits : à Sea Reach, des cylindres de $0^{m}45$ de diamètre qui, bien guidés sur les premiers 3 ou 4 mètres, descendaient ensuite droit dans la vase et le sable jusqu'à 17 mètres ; et à Goodwin Sands, un cylindre de $0^{m}75$ foncé à $22^{m}60$, guidé par un échafaud qui reposait sur le sable par de courts pieux en fer.

Evaser le pied d'un pilier pour en frayer la descente, c'est vouloir déjouer ou atténuer un frottement qui, s'il nuit au fonçage, ne laisse pas d'être utile à la stabilité finale. N'y aurait-il pas quelque moyen de concilier éventuellement toutes les conditions, c'est-à-dire de rendre le bloc lisse durant l'opération et rugueux après? L'expédient se trouverait peut-être dans la chemise amovible de M. Gærtner. Elle consiste, comme on sait, en feuilles de tôle laissées libres de glisser entre les doubles rebords de leurs couvrejoints verticaux, et qui, faiblement attachées au caisson inférieur, se laissent extraire par arrachement, malgré la pression du terrain, une fois le fonçage terminé.

Lorsqu'un prisme s'appuie par une large base, il a, comme on dit, *de l'assiette*; ce mode de stabilité s'explique de lui-

même, en ce que, dès qu'un bord s'abaisse plus que l'autre, il écrase davantage le sol et en reçoit aussitôt un supplément de réaction, en sorte que le déversement s'arrête. Même dans un liquide, un corps flottant large donne un effet semblable par la simple différence des profondeurs d'immersion. A défaut ou à côté de ce genre d'assiette, il en est un autre dont nos exemples nous ont montré des applicatiens, et qui n'est point à dédaigner : nous voulons parler de la forme en coin, à angle bien ouvert, du tranchant des caissons, système qui date des grandes chambres pneumatiques en bois du pont de Brooklyn. Il y a, en effet, dans cette disposition, ce que M. Collingwood appelle des surfaces portantes de sûreté, c'est-à-dire des surfaces de pression qu'un léger surcroît d'enfoncement fait rapidement croître ; d'où résulte, sur le bord qui tend à verser, une double cause de retenue : intensité de compression ou de résistance, et grandeur de la surface en action.

Sur les procédés propres à lutter contre le déversement d'un caisson, venant à aborder une *roche en forte pente*, mentionnons les blocs-puits descendus jusqu'à 15 et 18 mètres au-dessous du fond du bassin de Penhouet, à Saint-Nazaire. Lorsqu'un des bords touchait le rocher, on battait des pieux de 40 à 50 centimètres d'équarrissage le long du côté intérieur opposé et, après les avoir sciés à hauteur convenable, on les ramenait de manière à les arc-bouter sous un châssis encastré dans la maçonnerie. On fouillait alors la vase sur $1^{m}50$ de profondeur, et le rocher mis à découvert était entaillé à la pioche ou à la mine, de manière à enlever un prisme triangulaire, en étayant le puits avec des billots. Cela fait, des trous de tarière horinzontaux étaient percés dans les billots et chargés de cartouches de 50 gram. de dynamite ; après la descente obtenue par le fait de l'explosion, on procédait à l'extraction d'une nouvelle tranche de $1^{m}50$.

Citons aussi le procédé employé par M. Coiseau pour les deux fondations nord de la pile d'Iuch-Garvie, au pont du Forth. La roche, en pente de $\frac{2}{7}$, fut recouverte, jusqu'à 1 mètre au-dessus de son point culminant, par un entassement de sacs de sable, coulés principalement dans les parties basses et sous l'emplacement que devait venir occuper le couteau des caissons. Ces derniers pénétraient sans peine par leurs bords tranchants dans le sol artificiel, mais s'arrêtaient en position ferme et horizontale aussitôt que la banquette inférieure, de 1 mètre de large, placée à mi-hauteur de la chambre de travail, venait s'asseoir sur les sacs. En opérant en sous-œuvre, on faisait alors sauter la roche à l'aide de perforatrices à air comprimé et d'un explosif appelé tonite.

On peut encore, pour accoster une roche inclinée, préférer décomposer la pile en deux cylindres séparés ; ou bien, suivant l'avis de M. Parkinson, employer d'abord un grand caisson, puis, dès qu'il se bute au rocher, y introduire à l'autre bord un petit cylindre, qu'on descend à son tour jusqu'au rocher, et qu'on relie après cela au caisson principal.

— Lorsqu'il s'agit de mesurer un fleuve de 550 m. de largeur en étiage, comme le Gange à Bénarès, en vue de l'implantation précise d'un ouvrage d'art, cela ne laisse pas d'être une opération géodésique quelque peu délicate. A côté d'une triangulation, M. Walton a encore employé le procédé suivant. Il tendit à travers le fleuve un fil d'acier reposant à ses extrémités sur deux poulies placées à 6 m. au-dessus de l'eau ; et profitant du calme de la nappe liquide en étiage, il laissa prendre à ce fil une flèche telle, qu'il vînt affleurer l'eau en son milieu. Il était dès lors facile de reproduire cette flèche dans des conditions identiques, avec même longueur de fil, sur un emplacement plat le long de la rive, afin de transférer sur terre le travail de chaînage. Ainsi a été obtenue cette distance à moins de 25 millimètres près. Encore l'erreur devait-elle tenir beaucoup plus au chaînage, ou peut-être à quelque variation de température, qu'à la conformité de niveau. En effet : la longueur s de la courbe étant sensiblement représentée par $s = l + \frac{8\,h^2}{3\,l}$, où l désigne la projection horizontale ou la corde et h la flèche, différenctions cette équation par rapport aux variables l et h, en laissant s constant ; nous obtenons ainsi la relation $dl = \frac{-16h\,dh}{6\,l - 3\,s}$ ou sensiblement $-\frac{16\,h}{3\,l}\,dh$ quand la courbe est très tendue. Avec $l = 550^{m}$ et $h = 6^{m}$ on aurait $dl = -\frac{dh}{17}$; ce qui veut dire qu'en commettant sur la reproduction de la flèche la grosse erreur de 17 centimètres, encore aurait-on reporté la distance à 1 centimètre près.

Il est peut être mieux encore, même quand la flèche est facile à niveler, de procéder comme on l'a fait pour le mesurage entre les sommets des piliers de base de la tour Eiffel, c'est-à-dire de substituer à la comparaison des flèches celle des tensions, ce qui n'exige qu'un simple transport de contrepoids et de poulies. Que ces dernières soient d'assez grand rayon et montées sur un axe assez mince pour n'engendrer qu'un frottement tout à fait insensible, et la distance sur l'eau ou sur le vide se reproduira à terre avec toute précision, en tâtonnant l'écartement des supports jusqu'à ce que le fil, librement tendu par le même contrepoids, présente les mêmes repères au droit des points d'appui.

— Si nous nous occupions des tabliers métalliques des deux ouvrages principaux mentionnés dans cette note (Hawkesbury et Bénarès), nous pourrions manifester quelque surprise à voir encore adopter des travées indépendantes, depuis que l'invention des ponts à consoles équilibrées (cantilevers) a fait taire la critique à laquelle prêtaient les poutres continues, au point de vue du travail anormal, en cas de tassements inégaux des piles. L'adoption de travées alternativement rigides et articulées aux inflexions permet de réduire le moment moyen à $0{,}0313\,pl^2 + 0{,}065\,p'\,l^2$, au lieu de la valeur $\frac{p + p'}{12}\,l^2$ qu'il aurait dans une travée indépendante, l étant la portée et p, p' les charges morte et mobile par mètre. Dans le cas $p = 3\,p'$ environ (comme à Bénarès), ce serait plus de 50 % à gagner sur les membrures horizontales des poutres, sans que, de son côté, le lattice change notablement.