

MINISTERE DE L' EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT

SERVICE D' ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

AGENCE DU SUD-EST

50, Avenue du Maréchal de Lattre de Tassigny MACON 71 - Tel: 38.30.82

DOSSIER PILOTE

---

# **PETITS OUVRAGES HYDRAULIQUES**

---

CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DES  
OUVRAGES

---

ELEMENTS D' IMPLANTATION ET DE CALAGE  
DES OUVRAGES

**P.O.H.**

documentation tirée d' ouvrages écrits aux U.S.A.

NOMENCLATURE DES PIÈCES

N°	Désignation des pièces	Observations
1	Aide de projet de ponceau	diffusé en mai 1965
2	Détermination de la section d'écoulement et éléments d'implantation de petits ouvrages hydrauliques	
3	Tracé de la ligne d'eau dans un ouvrage écoulant en régime critique	diffusé en mai 1965
4	Bassin dissipateur d'énergie de forme rectangulaire Calcul des caractéristiques géométriques	
5	Bassin dissipateur d'énergie - Exposé de la méthode "St Antony Falls Laboratory"	
6	Dessins types de têtes amont profilées pour ouvrages hydraulique	
7	Nomenclature des différents cas de tracé de la ligne d'eau dans un ouvrage	

**MINISTERE DE L' EQUIPEMENT**  
**SERVICE D' ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES**  
**AGENCE DU SUD-EST**

---

**AIDE DE PROJET DE PONCEAU**  
**UNE APPLICATION DU BUREAU U.S. DES ROUTES PUBLIQUES**

**TABLEAUX DE DEBIT DE PONCEAU**

---

**Traduction de M. GOUHOT J.**

**Assistant technique**

---

## DEFINITIONS

NOMOGRAMME : nom plus courant : ABAQUE

CONTROLE D'ADMISSION : Traduction de inlet control

CONTROLE DE SORTIE : Traduction de outlet control

NOMBRE INDEX : on gardera la valeur américaine  $\frac{L}{100 S_0}$

où L est en pieds.

PENTE :  $S_0$  est exprimée en pied par pied

La correspondance ne change rien :

0,002 foot per foot = 0,002 m par m

= 0,002 cm par cm.

1 pouce = 1 inch = 1" = 2,54 cm

1 pied = 1 foot = 1' = 30,48 cm

1 pied cubique = 1 cubic foot = 28,3 l

1 pied cubique par seconde par acre (1 CFS par acre) = 70 l./ha/s.

= 1 pouce/heure = 25,4 mm/heure.



## CONSEILS-TYPES POUR PONCEAUX : Une application des tableaux

de débit des ponceaux du "Bureau of Public Roads"

---

### INTRODUCTION

Un bon projet de construction n'est jamais réalisé facilement et sans peine. La technique est l'application économique de principes physiques à des situations pratiques. Cela requiert une compréhension de base du problème et une connaissance des techniques qui peuvent être utilisées pour le résoudre. Cela requiert aussi des données précises pour arriver à un projet exact.

Il n'y a pas encore de si nombreuses années que le projeteur de ponceau était obligé de travailler à l'aveuglette. Il n'avait aucune des conditions requises pour arriver à un bon projet technique. On se servait de nombreuses formules empiriques dont on peut dire qu'elles procuraient plus de consistance que de précision. Notre besoin de mieux connaître devint plus aigu à mesure que le système routier s'étendit et s'améliora.

Le "Bureau of Public Roads" se rendit compte des besoins et entreprit de fournir les renseignements permettant à l'Ingénieur de faire un travail technique sur les projets de ponceaux. En conséquence, le savoir nécessaire pour projeter des ponceaux adéquats et économiques est maintenant disponible. Les formules empiriques sont désuètes et peuvent avoir leur place dans un musée avec le modèle Ford T et le "Steamer" Stanley. Comme ces antiquités, les formules telles que celle de Talbott ont été un pas utile et nécessaire dans le chemin vers le progrès.

Le "Bureau of Public Roads" reconnut le besoin d'une méthode de projet d'hydraulique, précise et simplifiée vers la fin des années 1940. A cette époque deux types de nomogrammes (abaques) à l'usage du choix hydraulique des ponceaux furent mis en circulation. Un nomogramme résolvait l'équation de Bernouilli pour un tuyau s'écoulant à plein tout au long de sa longueur. L'autre nomogramme résolvait l'équation de Bernouilli pour la condition d'écoulement en contrôle d'admission. L'usage de chacun des nomogrammes oblige à savoir si le ponceau coule à plein ou en contrôle d'admission, une condition encore difficile à prédire avec précision. Les nomogrammes sont seulement des dispositifs d'évaluation pour fournir un "chemin de traverse" dans les mathématiques pour un état donné de conditions. Le choix véritable des ponceaux doit être laissé au bon sens du projeteur.

L'objection fondamentale à l'usage des nomogrammes réside dans la procédure expérimentale et erronée nécessaire au choix du ponceau. Le "Bureau of Public Roads", comme bien d'autres, se rend compte que pour obtenir le projet le plus économique, il est nécessaire de comparer des solutions alternées pour chaque emplacement de ponceau. Il est bien entendu que les méthodes de comparaison sont basées sur des principes hydrauliques sûrs.

...

A cause de la confusion sur ce que l'on savait réellement à propos de l'hydraulique du ponceau, le "Bureau of Public Roads", en 1954, incita la recherche hydraulique au "National Bureau of Standards" à établir les guides, pour mettre à jour des critères de projet d'hydraulique générale. Aussi des études plutôt générales furent faites sur la résistance à l'écoulement, Manning "n", pour à la fois des tuyaux de métal ondulé et des tuyaux de béton, au laboratoire de St-Anthony Fall à l'Université du Minnesota, environ au même moment.

Une analyse fut faite par "the Division of Hydraulic Research" "Bureau of Public Roads" sur le problème du projet hydraulique de ponceau - se servant des données expérimentales mentionnées plus haut aussi bien que de celles des autres chercheurs. De cette analyse, le "Bureau of Public Roads" tira un nouveau type de tableau de projet de ponceau, convenablement appelés "Tableaux de débit de ponceaux".

Dans ces tableaux, le "Bureau of Public Roads" a apporté toutes les données des dernières expériences pour amener une simplification du problème de projet de ponceau. Les facteurs de conditions d'entrée, de pente et la longueur, la forme, la rugosité et la taille du conduit ont été incorporés dans des courbes de projet ayant trait à la hauteur d'eau et au débit.

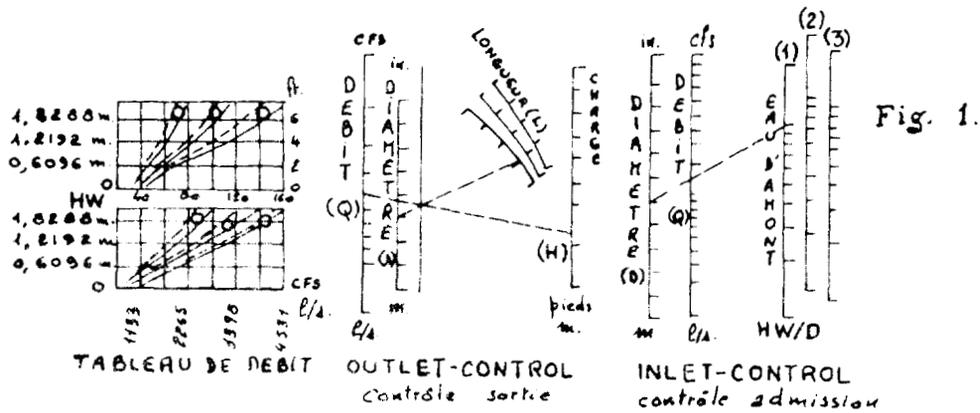
Cependant, il existe quelques cas de projet de ponceau qui sont hors du domaine des tableaux de débit, et donc le projeteur doit se servir des nomogrammes mentionnés auparavant pour cette solution mathématique. Toutefois, dans d'autres étendues limitées de projets, il y aura des problèmes spéciaux pour lesquels aucun des tableaux n'aura d'application directe et la solution pourra se trouver dans les principes généraux d'hydraulique des ponceaux.

## TABLEAUX DE PROJET DE PONCEAU

A la base, le "Bureau of Public Roads" a développé trois types de tableaux pour le projet de ponceau. Ceux-ci sont :

- le tableau de débit (fig. 1, gauche),
- le nomogramme de contrôle de sortie (fig. 1, centre),
- et le nomogramme de contrôle d'admission (fig. 1, droite).

### TABLEAUX DE DÉBIT DE PONCEAU préparés par le bureau of Public Roads 3 TYPES de TABLEAUX

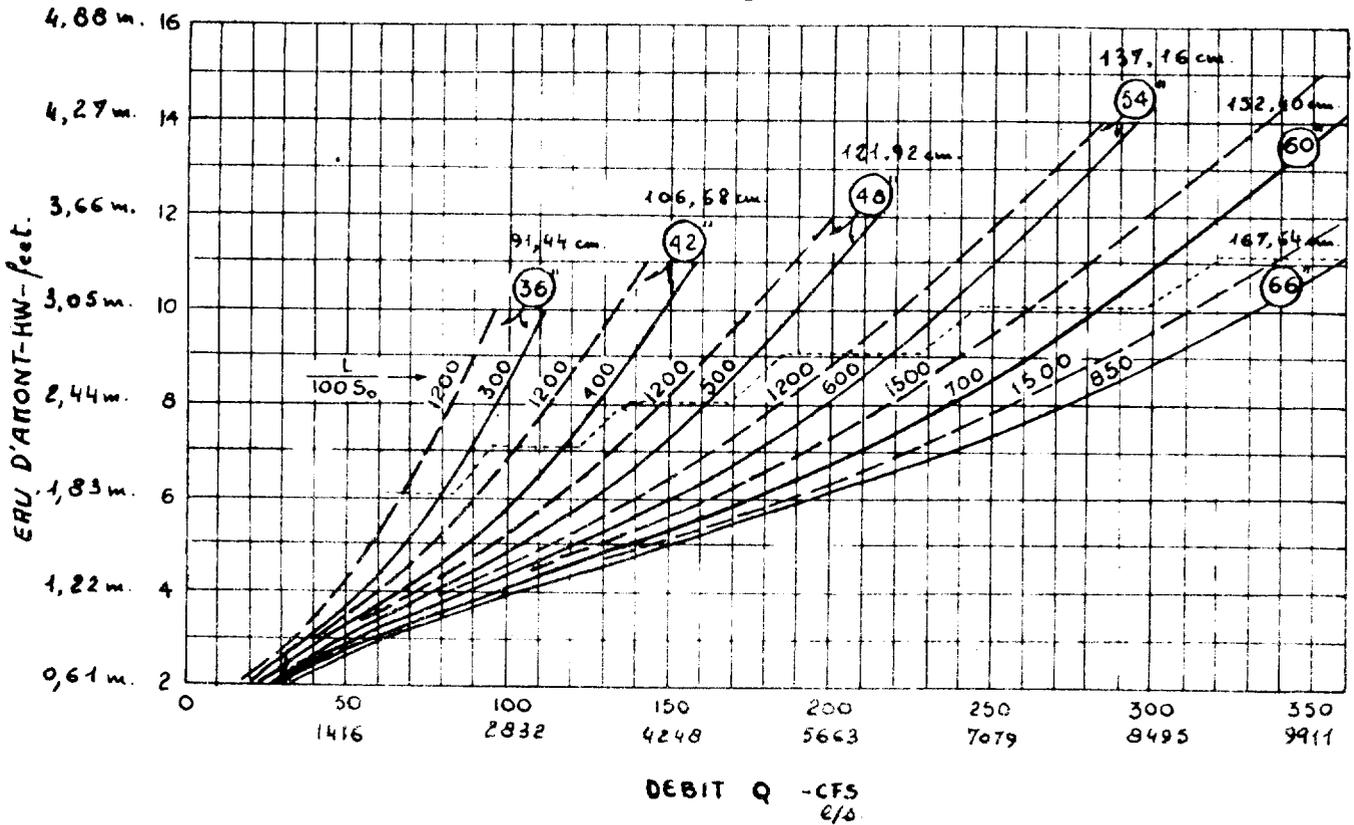


Les nomogrammes de contrôle d'admission et de sortie ont été récemment réédités comme "Tableaux Hydrauliques pour le choix de Ponceaux Routiers", circulaire n° 5 "Hydraulic Engineering", datée de septembre 1961. Les nomogrammes furent mis en circulation avec des instructions pour leur emploi et des exemples montrant la façon d'utiliser les tableaux. Il est prévu que les tableaux de débit de ponceau seront mis en circulation dans un proche avenir en même temps qu'une publication du "Bureau of Public Roads" sur le projet de ponceau.

TABLEAU DE DEBIT DE PONCEAU

Montrée en fig. 2 se trouve la moitié inférieure de l'un des tableaux de débit de ponceau.

Fig. 2.



**TUYAU CIRCULAIRE DE BÉTON ENTRÉE A ABORD-GORGE 18° A 60° ©**  
 45,72 cm à 152,40 cm

Ce tableau particulier est relatif à un tuyau circulaire de béton avec une entrée avec abord-gorge et enveloppe la gamme de dimensions de tuyaux de 18 à 60 inches (45,72 cm à 152,40 cm) de diamètre. Les courbes pour entrée avec abord-gorge s'appliquent à la fois au type d'installations en saillie et avec mur de tête, dans lesquelles l'extrémité emboîtable du tuyau est placée en amont.

A la base, le tableau consiste en une échelle de hauteur d'eau en ordonnée et une échelle de débit en abscisse. Sur le tableau se trouvent plusieurs courbes pleines, une courbe pleine pour chaque type de dimension. Une courbe pleine montre le fonctionnement de cette taille de ponceau en contrôle d'admission. Toutes les courbes de contrôle d'admission sont basées sur des données expérimentales.

Les courbes en tirets, données aussi pour chaque dimension de tuyau, montrent un domaine de conditions d'opération de contrôle de sortie pour l'écoulement dans le ponceau. Les courbes de contrôle de sortie sont calculées en se servant des toutes dernières informations hydrauliques utilisables sur la rugosité, l'écoulement et les pertes d'entrée.

La ligne horizontale en pointillé est une ligne de référence marquant la profondeur de l'eau d'amont, approximativement le double du diamètre du ponceau. Les précisions, dans l'usage des tableaux en-dessous des eaux d'amont, égales à 2 diamètres, 2 D, ou bien comme le montre la ligne pointillée, sont très bonnes. Réciproquement, les précisions au-dessus de cette même ligne de référence décroissent à mesure que l'eau d'amont augmente dans le ponceau.

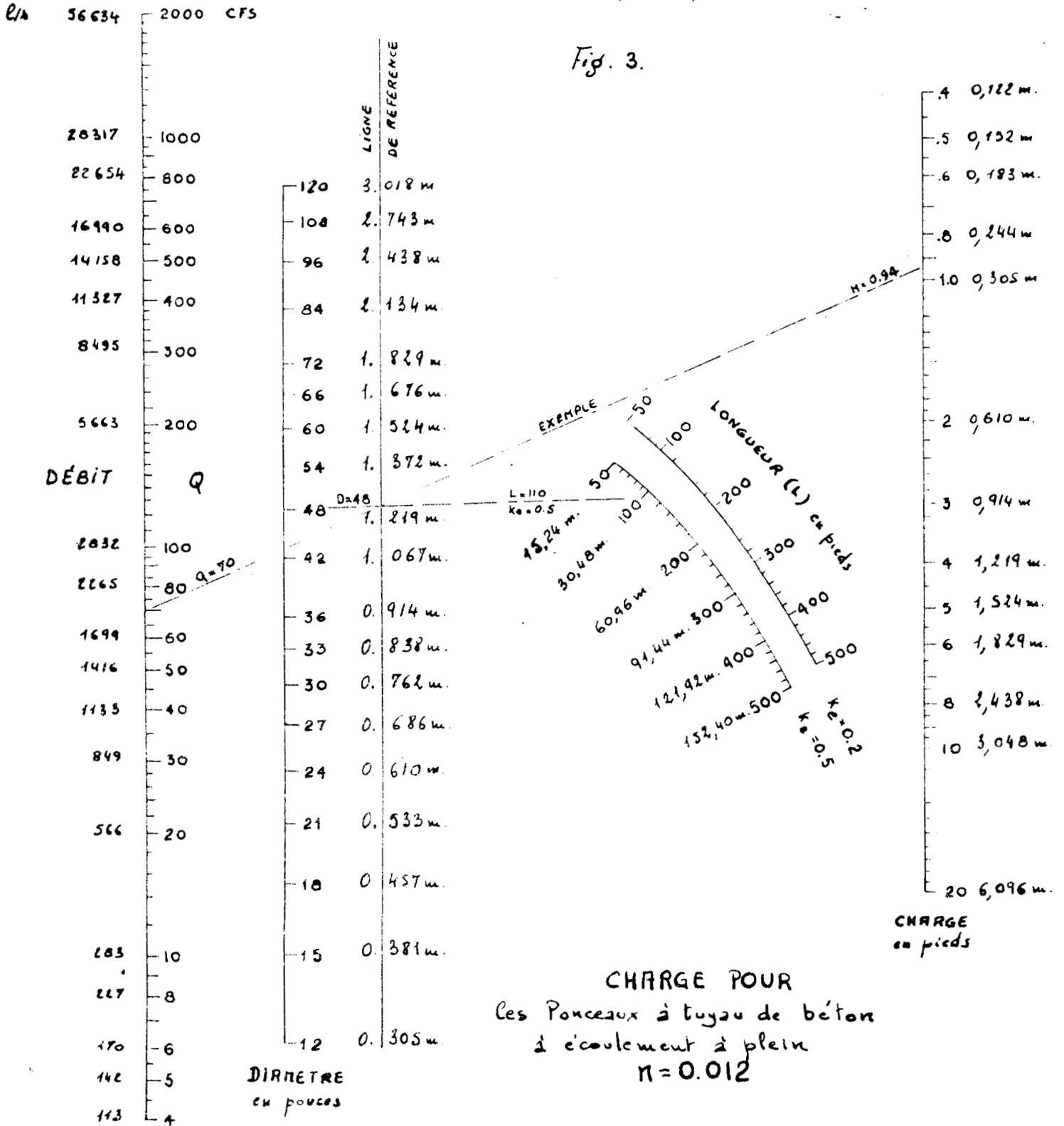
Ce tableau permet le choix rapide d'une taille de ponceau pour atteindre une limitation d'eau d'amont donnée. C'est à dire, on peut entrer dans le tableau avec un débit donné et lire en remontant verticalement jusqu'à la dimension du tuyau qui charriera le flot et sera cependant en-dessous de la limitation d'eau d'amont des critères projetés.

De semblables tableaux types furent faits pour des conditions d'entrée et des formes variables de tuyaux à la fois en métal ondulé et en béton. Les tableaux comprennent aussi les ponceaux en forme de boîte et de rectangle. Sur tous ces tableaux, il y a un nombre index ( $L$  divisé par 100 So) qui tient compte des effets de la rugosité et de la longueur pour déterminer les caractéristiques d'écoulement du tuyau. S'appuyant sur la relation du nombre index de l'emplacement réel du ponceau avec la courbe de contrôle d'admission (courbe pleine) et la courbe de contrôle de sortie montrée par une courbe en tirets, le projeteur aura assez de renseignements pour choisir son ponceau.

Le tableau de débit de ponceau fournit une méthode précise et rapide pour déterminer la dimension des tuyaux pour un large champ d'écoulements, de longueurs, de pentes, de conditions d'entrée et de hauteurs d'eau d'amont limitatives. La restriction majeure à l'usage des tableaux implique la condition que l'écoulement à l'aval du conduit soit un écoulement libre à l'extrémité du ponceau. Les tableaux furent établis pour un écoulement libre à la sortie. Dans la plupart des installations de ponceaux l'écoulement libre existe - l'écoulement passe à la profondeur critique près de la sortie du ponceau. Lorsque l'écoulement libre n'existe pas - c'est à dire lorsque la profondeur critique à la sortie du tuyau est dépassée - ces tableaux ne peuvent être appliqués directement. La solution, cependant, peut être obtenue en se servant des nomogrammes d'écoulement en plein.

NOMOGRAMME D'ÉCOULEMENT EN PLEIN

Le nomogramme d'écoulement à plein (fig. 3) fut établi pour réduire les mathématiques impliquées dans le calcul de la hauteur d'eau d'amont pour un ponceau.



Le terme "écoulement à plein fut tiré de ce nomogramme car le ponceau doit être plein pour l'application correcte de l'équation que résout ce nomogramme. D'une manière caractéristique, les nomogrammes de type écoulement à plein ont des échelles de longueurs combinées avec des coefficients de pertes d'entrée et apparaissent comme des arcs sur le tableau. Les échelles sur le nomogramme sont le débit sur la gauche à côté du débit, l'échelle des diamètres ou dimensions de tuyau. Un axe de rotation ou de référence sans divisions est nécessaire pour résoudre les 2 parties de l'équation.

La longueur et la condition d'entrée sont combinées sur les segments-arcs signalés. Des nomogrammes d'écoulement en plein ont été établis à la fois pour des tuyaux de béton et des tuyaux de métal ondulé, aussi bien que pour d'autres sections communément utilisées.

A l'extrême droite, il y a l'échelle de charge (hauteur d'eau) - à ne pas confondre avec l'échelle d'hauteur d'eau d'amont d'autres types de tableaux. Cette échelle de charge est la différence d'altitude du niveau de la surface d'eau d'amont et la charge (d'eau) à la sortie du ponceau. Dans certains cas, l'altitude de la colonne de charge à la sortie du ponceau est à la surface de l'eau d'aval. Il en est ainsi pour les conditions d'hauteur d'eau d'aval submergeant le tuyau d'écoulement. Dans d'autres cas, l'altitude de la colonne de charge à la sortie est la projection de la pente hydraulique au plan de sortie et est la distance verticale au-dessus du radier du tuyau de sortie.

Pour un projet prudent, cette hauteur de la colonne de charge peut être admise au sommet où à la clef du tuyau. Pour un tuyau de dimension moyenne, jusqu'à 6 pieds (182,88 cm) de diamètre environ, cette hypothèse fournit une précision adéquate. Dans le tuyau de grande taille, une approximation plus serrée de la vraie hauteur de charge est nécessaire pour conserver une précision adéquate ; elle est donnée par la somme de la profondeur critique plus la dimension du tuyau, divisé par 2 :  $(d_c + D) / 2$ .

Cette formule fournit une approximation serrée parce que la projection de la pente hydraulique pour les sorties non submergées sera toujours située entre la clef de voute du tuyau et la profondeur critique. Pour les sorties, soit submergées, soit insubmergées, les méthodes pour déterminer la hauteur de la colonne de charge sont incluses dans les nomogrammes de "Hydraulic Engineering Circular # 5" du "Bureau of Public Roads".

Le nomogramme de contrôle d'admission (fig. 4) résout l'équation de l'eau d'amont régie seulement pour l'entrée du ponceau.

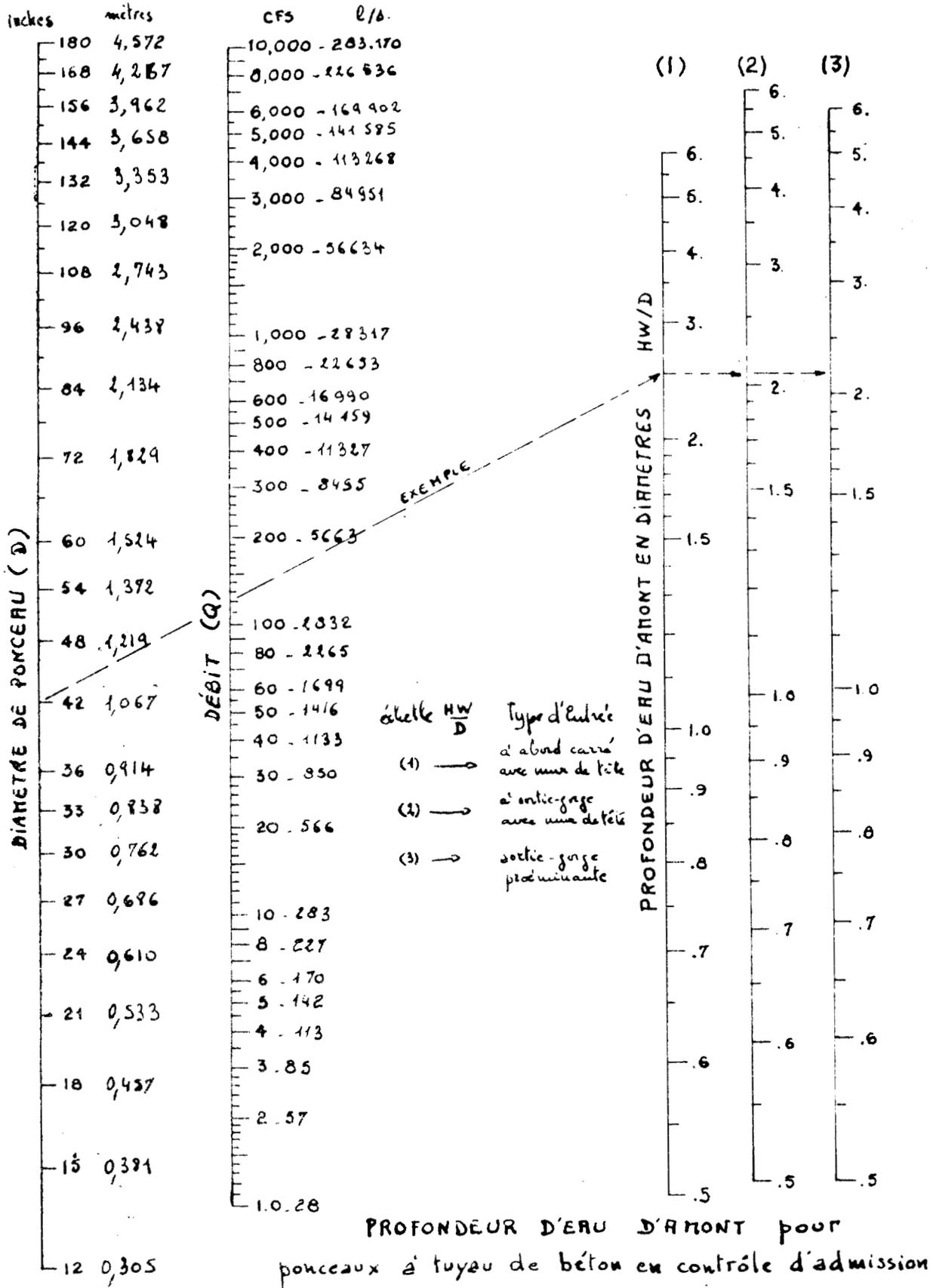


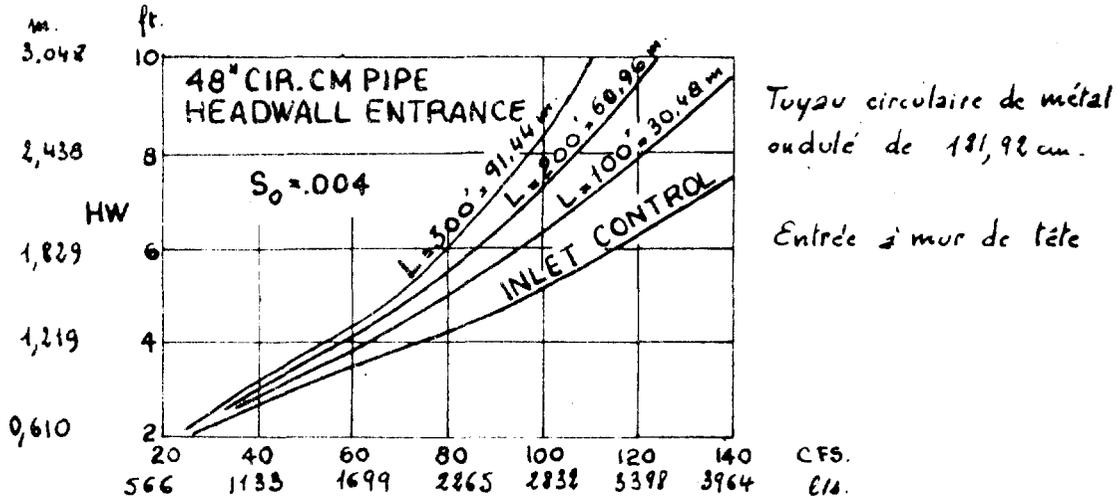
Fig. 4

Depuis que, en contrôle d'admission, les conditions aval ne sont pas incluses dans les calculs d'écoulement, ce nomogramme consiste seulement en le diamètre du ponceau, le débit et une relation des conditions de bord d'entrée sur l'échelle d'eau d'amont.

Dans le contrôle d'admission la condition d'abord d'entrée devient de première importance pour la capacité du conduit du ponceau. Les entrées meilleures ne doivent pas resserrer l'écoulement aussi strictement que les mauvaises ; cependant la zone d'écoulement à l'intérieur du ponceau est plus large, ce qui à son tour signifie une capacité plus grande avec la même hauteur d'eau d'amont. Un exemple avec usage du nomogramme sera illustré plus loin.

EFFET DE LA LONGUEUR DU PONCEAU

L'effet des longueurs de ponceau sur la relation eau d'amont - débit est montré (fig. 5)



EFFET DE LA LONGUEUR DU PONCEAU

Fig. 5.

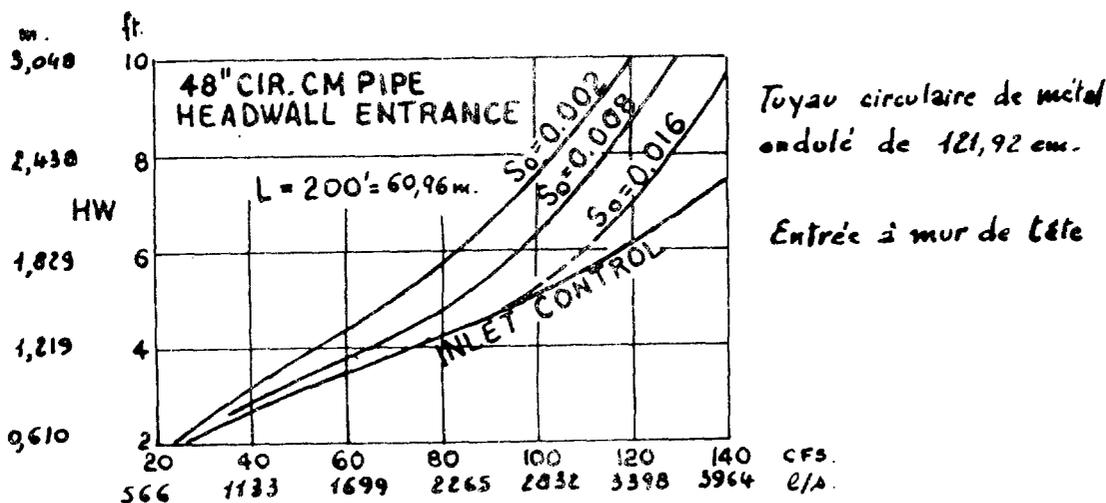
Sur ce tableau un tuyau circulaire de métal ondulé de 48 inches (121,92 cm) a 3 longueurs différentes ; 100 (30,48 m), 200 (60,96 m) et 300 (91,44 m) pieds. Les courbes associées à ces longueurs pour un tuyau de métal ondulé sont des courbes de contrôle de sortie, placées bien au-dessus de la courbe de contrôle d'admission, comme indiqué. Mais la pente du ponceau est constante pour ces différentes longueurs.

Le trait significatif est que à mesure que la longueur augmente pour le contrôle de sortie, l'eau d'amont augmente pour un débit donné. L'augmentation de l'eau d'amont est directement reliée à la rugosité (résistance) du tuyau. Dans le tuyau de béton, la résistance est moindre, donc l'augmentation de l'eau d'amont pour l'augmentation de longueur est moindre.

Pour ce tuyau circulaire de métal ondulé, la bande ou dispersion occasionnée par la longueur de l'opération de contrôle de sortie est considérable, alors que avec les tuyaux de béton la différence d'eau d'amont entre chaque augmentation successive de 100 pieds (30,48 m) est beaucoup moins considérable. Dans l'écoulement à contrôle de sortie, l'énergie pour vaincre les pertes de résistance provient d'une augmentation de la hauteur de la nappe pour n'importe quel débit donné. En d'autres termes pour maintenir le débit, l'élévation de la nappe doit augmenter en proportion de la rugosité du tuyau.

EFFET DE LA PENTE DU PONCEAU

En maintenant la longueur constante à 200 pieds (60,96 m), et en faisant varier la pente du ponceau ( $S_o$ ) d'une pente très faible à une pente très raide pour le même tuyau (48 inches - 121,92 m) circulaire en tôle ondulée, l'effet de la pente sur l'écoulement est déterminé (fig.6).



EFFET DE LA PENTE DU PONCEAU

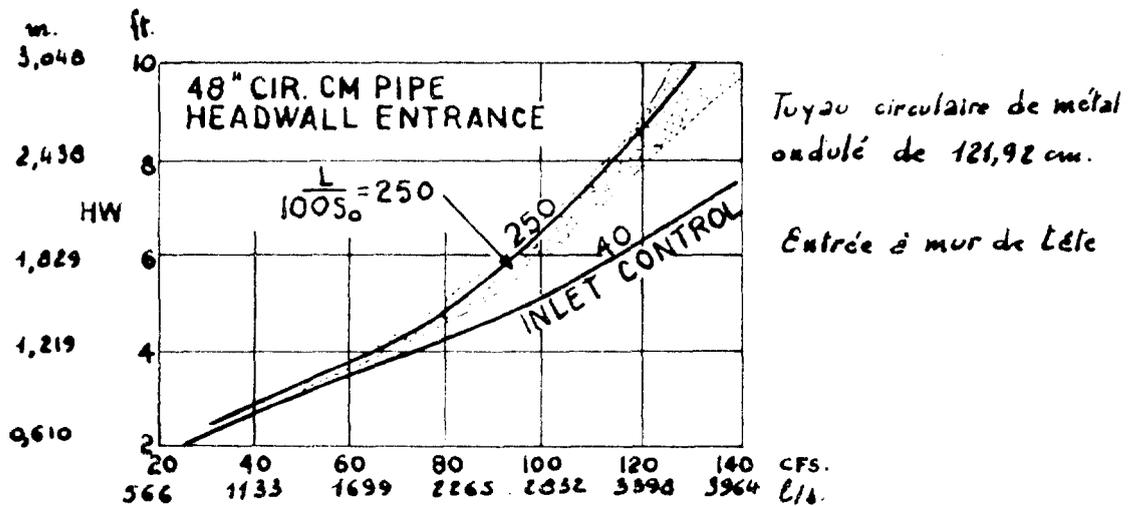
Fig. 6.

Pour le contrôle de sortie, l'effet est opposé à celui que la longueur provoque sur la courbe d'écoulement du ponceau. L'augmentation de pente du conduit de l'ouvrage déplace la courbe d'"outlet control" vers le bas ou tout près de la courbe d'"inlet control".

La pente ajoute de l'énergie à l'écoulement. Des pentes plus raides, donc, demanderont moins d'élévation du niveau (HW) pour maintenir un débit donné. La pente du conduit du ponceau agit donc comme un facteur de compensation à la résistance du conduit et réduit l'élévation du niveau en proportion de la valeur de la pente du conduit. Lorsque la pente du conduit devient plus grande que la pente de résistance du conduit, l'écoulement passe en contrôle d'admission. La pente de résistance du conduit dépend du débit et change avec les valeurs du débit. Avec des débits plus faibles, il est possible d'être en contrôle d'admission, comme on le voit par la pente de conduit de 0,016, et avec une variation des débits plus grande, d'être en contrôle de sortie.

EFFET COMBINE DE LA LONGUEUR ET DE LA PENTE

Les effets combinés de la longueur et de la pente se compensent ; c'est à dire qu'une augmentation de longueur tend à faire monter la courbe de contrôle de sortie, cependant que l'augmentation de pente fait descendre la courbe. Cependant, un rapport de la longueur à la pente peut définir la bande dans laquelle la longueur et la pente se compensent l'une l'autre, et une seule courbe peut définir l'opération à l'intérieur des limites d'un projet raisonnable.



EFFET DE LONGUEUR ET PENTE AVEC  
L/100S<sub>o</sub> CONSTANTE

Fig. 7.

Comme il est montré fig. 7, la proportion des longueurs et des pentes qui équivaut à 250 couvre une bande plutôt étroite. Dans la réalisation réelle du tableau, cette bande était représentée par une seule ligne brisée, mais dans la fig. 7 la bande est représentée par une ligne courbe marquée 250, le nombre index. Cette seule courbe ne doit pas signifier que toutes les combinaisons de longueur et de pente fonctionneront avec cette courbe. Cependant, la courbe définit la portée supérieure de la bande de fonctionnement pour des combinaisons de longueur et de pente qui sont égales à 250.

A cause de cette combinaison, on trouva possible de construire une seule courbe de contrôle de sortie pour établir une zone de fonctionnement en écoulement en contrôle de sortie. En outre, le nombre index (L divisé par 100 S<sub>o</sub>) devient un instrument utile pour l'évaluation de l'eau d'amont et conserver encore un haut degré d'exactitude. Les courbes en tirets de contrôle

de sortie sur les tableaux de débit comme il est montré précédemment en fig. 2, furent toutes choisies pour être dans la partie supérieure de la bande nombre index. Ceci requiert un ponceau modérément long suivant une pente douce. Cependant, quelques cas de projets seront trop prudents, mais seulement dans quelques cas on sera à plus de quelques pour cents en-dessous du résultat. Le nombre index fut choisi pour fournir un projet prudent.

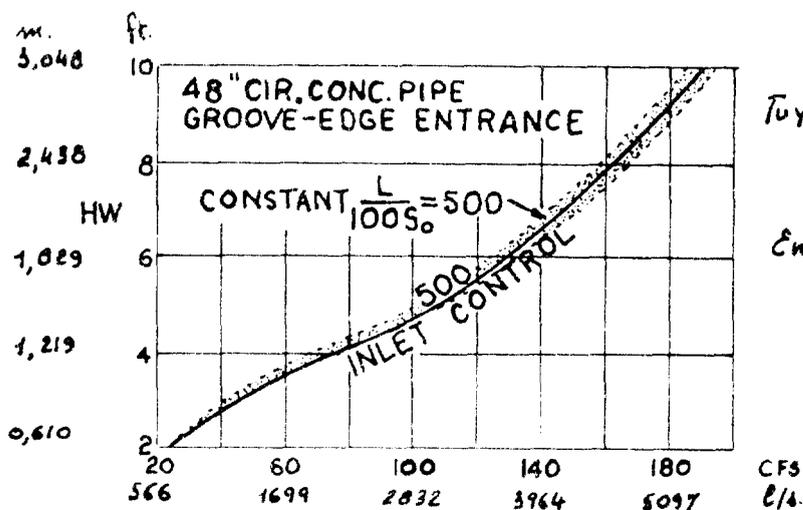
Les courbes représentatives de contrôle de sortie sur les tableaux de débit sont basées sur des pentes faibles et des longueurs moyennes. Pour se servir des tableaux pour une pente nulle, prendre une petite pente pour le rapport nombre-index, déterminer l'eau d'amont pour cette pente et alors ajouter à cette eau d'amont la valeur de la chute (L S) basée sur la pente faible supposée. Les valeurs recommandées de pentes à utiliser pour déterminer le nombre index pour des pentes nulles sont, béton :  $S = 0.002$  et métal ondulé :  $S = 0.004$ .

Pour un tuyau de métal ondulé, les nombres index sont bien moindres que pour des tuyaux en béton de dimensions comparables. La raison fondamentale de cela est dans la différence de rugosité entre les 2 matériaux pour un tuyau. A cause des nombres index plus petits sur les tableaux de tuyau en métal ondulé, le domaine d'application du tableau est restreint, cependant que les nombres plus grands pour des courbes de tuyaux en béton permettent une souplesse extrême dans des combinaisons de longueur et de pente.

Dans les dimensions plus petites de tuyau, la représentation de chaque dimension de tuyau implique 2 ou plusieurs courbes pour couvrir de façon suffisante une large gamme d'installations de ponceaux. La courbe pleine est la courbe de représentation de contrôle d'admission et les courbes en tirets sont pour le contrôle de sortie. Dans un petit tuyau les pertes de résistance sont bien plus grandes que pour un tuyau largement dimensionné et pour un tuyau en métal ondulé, les grandes pertes de résistance sont reflétées par les 2 courbes de contrôle de sortie, sur les tableaux de débit de ponceau. Les tableaux avec 2 courbes de contrôle de sortie, ceux pour tuyau de métal ondulé seulement, furent divisés. La courbe de contrôle d'admission (ligne pleine) et une courbe médiane de contrôle de sortie (ligne en tirets) sont montrées sur la partie basse du tableau ; la partie supérieure contient 2 courbes en tirets de contrôle de sortie. Dans tous les cas le nombre index fournit une précision raisonnable pour la plupart des projets de ponceau.

De la même façon, on trouva que l'effet longueur - pente, comme on l'a montré, peut aussi définir une bande de courbes de contrôle de sortie qui auront approximativement les mêmes caractéristiques de fonctionnement que la courbe de contrôle d'admission. Comme on le voit fig. 8 le nombre index de 500 représente une étroite bande de cas de contrôle de sortie qui suivra la courbe de contrôle d'admission. La ligne pleine dans ce cas est la courbe réelle de contrôle d'admission prise d'après données expérimentales.

L'influence compensatrice de la longueur et de la pente permet alors l'attribution d'un nombre index représentatif du contrôle de sortie pour chaque courbe de contrôle d'admission dans les tableaux types. Cela aussi permet l'interpolation linéaire entre la courbe de contrôle d'admission avec le nombre index donné de contrôle de sortie et la courbe de contrôle de sortie comme on le voit sur les tableaux pour chaque situation intermédiaire de combinaisons longueur - pente.



Tuyau circulaire de béton  
de 121,92 cm.

Entrée à bord-gorge

EFFET DE LONGUEUR ET PENTE AVEC  
 $\frac{L}{100S_o}$  CONSTANTE

Fig. 8.

L'interpolation linéaire pour l'eau d'amont peut être faite entre les courbes de contrôle d'admission (pleine) et de contrôle de sortie (en tirets) suivant la valeur du nombre index pour une dimension donnée de ponceau. Ainsi si la valeur numérique du nombre index ( $L/100 S_o$ ), basée sur les conditions de site, est à mi-chemin entre celle pour la courbe pleine et celle pour la courbe en tirets pour un ponceau donné, HW (hauteur eau d'amont) pour un Q (débit) donné peut être interpolée comme le point milieu entre les 2 courbes. L'interpolation peut être aussi faite pour une HW donnée, d'une manière identique.

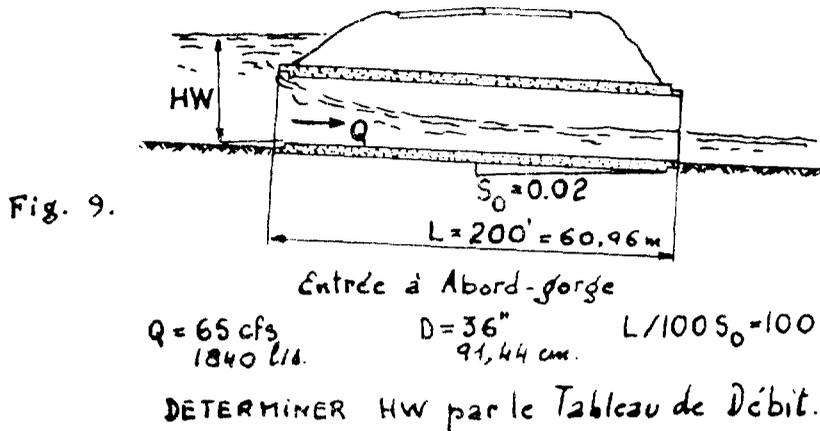
L'interpolation linéaire peut être aussi faite entre courbes pour 2 dimensions de ponceau si une taille intermédiaire est fabriquée. Dans ce cas, si le nombre index ( $L/100 S_o$ ) pour la condition de site est égal ou inférieur à celui sur la courbe pleine pour chaque dimension de ponceau adjacente, interpoler directement entre les courbes pleines suivant la dimension du tuyau.

Lorsque l'on a le nombre index pour chaque dimension adjacente, alors interpoler entre ces points pour localiser un point d'eau d'amont pour la taille intermédiaire. La précision n'est généralement pas nécessaire, puisque la taille nécessaire pour transporter le débit prévu requiert rarement la pleine profondeur de l'eau d'amont admissible à l'emplacement.

Dans les dimensions plus grandes de tuyau, la courbe représentative pour chaque dimension de tuyau est indiquée par une seule courbe pleine. Cette courbe est encore la courbe de contrôle d'admission, comme prévu par les données expérimentales. La courbe seule ne doit pas signifier que l'écoulement en contrôle de sortie ne doit pas exister ; au contraire, à l'intérieur des limites du nombre index sur la courbe, le contrôle de sortie peut exister et il sera représenté essentiellement comme la courbe de contrôle d'admission indiquée, mais toujours légèrement au-dessus. La diminution de l'effet de résistance avec une augmentation de la dimension du tuyau est la raison pour laquelle une seule courbe suffira pour une très large étendue de longueurs et de pentes. L'usage du nombre index longueur - pente sera illustré par les exemples suivants :

PROBLEME DU CONTROLE D'ENTREE

Supposons une conditions d'écoulement dans laquelle on place un ponceau de 200 pieds (60,96 m) posé sur une pente de 2 pour cent avec une entrée à abord gorge sous une route de béton avec une hauteur d'eau d'amont limitée (fig. 9).



De l'hydrologie de l'aire, on trouve que le débit pour le site est de 65 cfs (cubic feet second) (= 1 840 litres/s). Le nombre index,  $L$  sur  $100 S_0$ ; est évalué à 100. En outre, supposons un ponceau de béton avec un diamètre de 36 inches (91,44 cm) - LE PROBLEME : déterminer l'eau d'amont nécessaire au fonctionnement.

Choisir le tableau pour un tuyau de béton avec entrée à abord-gorge de 18 à 60 inches (45,72 cm à 152,40 cm) de diamètre parmi les tableaux de débit de ponceau, parce qu'il couvre le domaine des débits de 65 cfs (1 840 litres/seconde). La figure 10 est une partie de ces tableaux choisis.

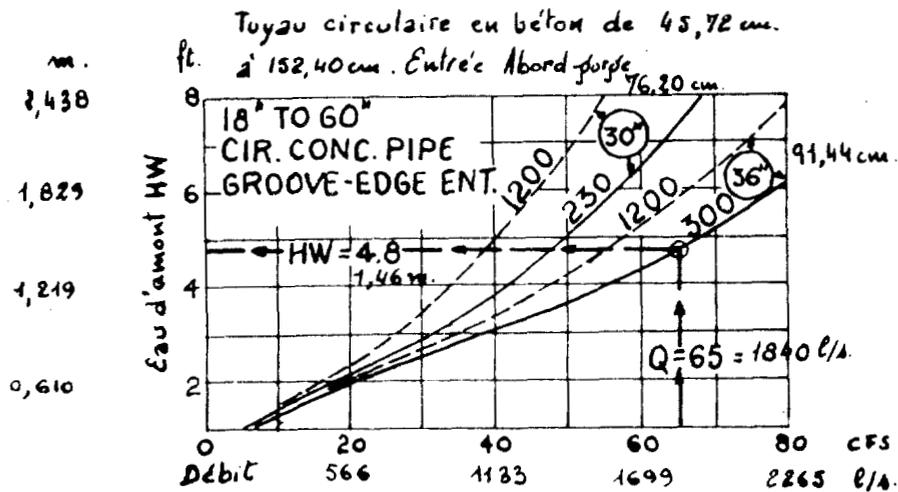


Fig. 10.

PROBLÈME EXEMPLE , CONTRÔLE D'ENTRÉE.

Avec le débit projeté de 65 cfs (1 840 l/s), on entre dans le tableau par l'échelle de débit, remonte verticalement à la dimension de tuyau et (se souvenant que  $\frac{I}{100 S_0} = 100$ ) trouve le point d'intersection du débit et de la courbe de contrôle d'admission pour le tuyau de 36 inches (91,44 cm).

Le nombre index sur la courbe de contrôle d'admission est 300, cependant que le nombre index pour le site est 100. Cela signifie que lorsque le nombre index desite est égal ou inférieur à celui indiqué sur la courbe du ponceau particulier, le ponceau sera en contrôle d'admission ; la courbe de contrôle d'admission ou la courbe pleine traduira adéquatement le fonctionnement de ce ponceau. Donc, remontant verticalement avec  $Q = 65$  (1 840) à l'intersection avec la courbe de contrôle d'admission de nombre index 300, pour le tuyau de 36 inches (91,44 cm), lire horizontalement à gauche une eau d'amont de 4,8 pieds (146,3 cm). Ceci signifie que le ponceau de 200 pieds (60,96 m) avec une pente de 0,02 fonctionnera avec une hauteur d'eau de 4,8 pieds (1,463 m).

PROBLEME DE CONTROLE DE SORTIE

Comme exemple supplémentaire de tableau de débit de ponceau, changer la pente du problème préalable à 0,002, mais conservons la même longueur de ponceau de 200 pieds (60,96 m) et un débit de 65 cfs (1 840 l/s). Le nombre index ( $L$  sur  $100 S_o$ ) maintenant est égal à 1,000. Quelle sera l'eau d'amont d'un tuyau de 36 inches (91,44 cm) de diamètre ?

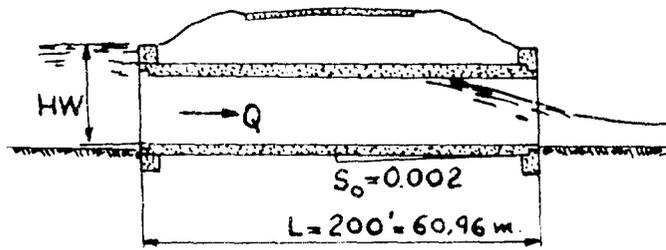


Fig. 11.

Entrée à Abord-gorge  
 $Q = 65$  cfs  $D = 36"$   $L/100S_o = 1000$   
 1840 l/s. 91,44 cm.

**DETERMINER HW par le tableau de débit**

De nouveau, choisissons le tableau pour un tuyau circulaire en béton avec une entrée à abord gorge couvrant les domaines de taille de 18 à 60 inches (45,72 cm à 152,40 cm) de diamètre (seule une petite portion des tableaux de débit est montrée fig. 12 pour clarification).

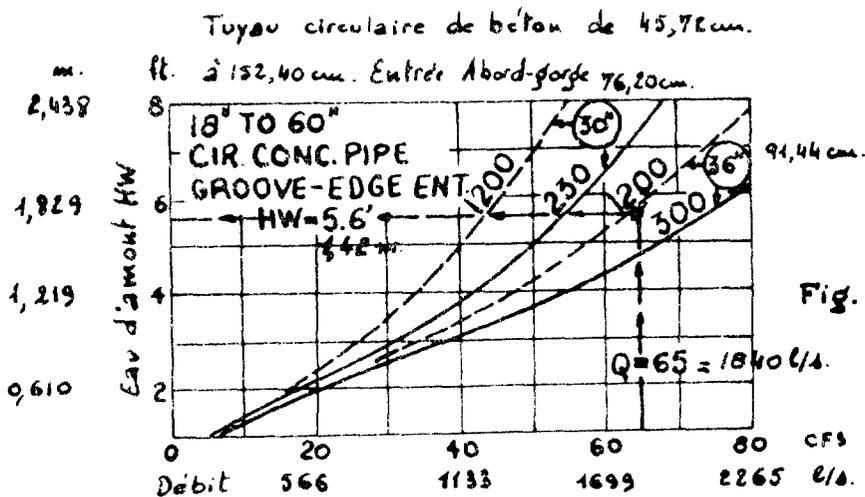


Fig. 12.

**PROBLEME EXEMPLE, CONTRÔLE DE SORTIE**

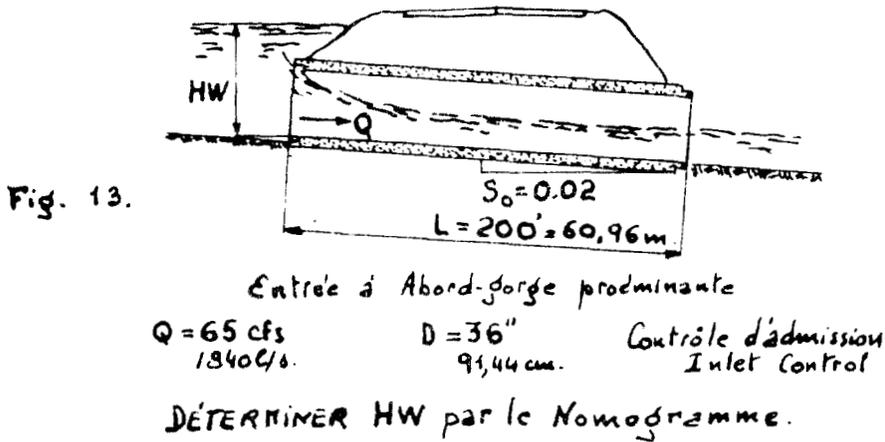
Entrant par l'échelle de débit avec 65 cfs (1 840 l/s) lire verticalement jusqu'au tuyau de 36 inches (91,44 cm). Le nombre index 1,000 de notre situation de ponceau n'est pas sur le tableau ; cependant le tableau a des nombres index de 300 sur la courbe de contrôle d'admission à un nombre index de 1,200 sur celle de contrôle de sortie. Par interpolation linéaire, la courbe pour un rapport longueur - pente pour le nombre index de 1,000 est déterminée. L'intersection du débit et de la petite partie de la courbe interpolée est alors notée. Lisant horizontalement depuis cette intersection à l'échelle d'eau d'amont lire l'eau d'amont égale à 5,6 pieds (170,69 cm).

En résumé, alors, avec un débit donné pour un emplacement de ponceau, entrer dans le tableau de débit et lire en remontant de l'échelle de débit pour trouver l'intersection avec la courbe représentative interpolée d'une dimension de tuyau. Cette intersection nous donne un point de contrôle pour lire horizontalement jusqu'à l'échelle d'eau d'amont.

Si le rapport longueur sur pente était plus grand que le 1,200 indiqué sur la courbe de contrôle de sortie du tableau, le nomogramme pour ponceau de béton coulant à plein résoudra le problème.

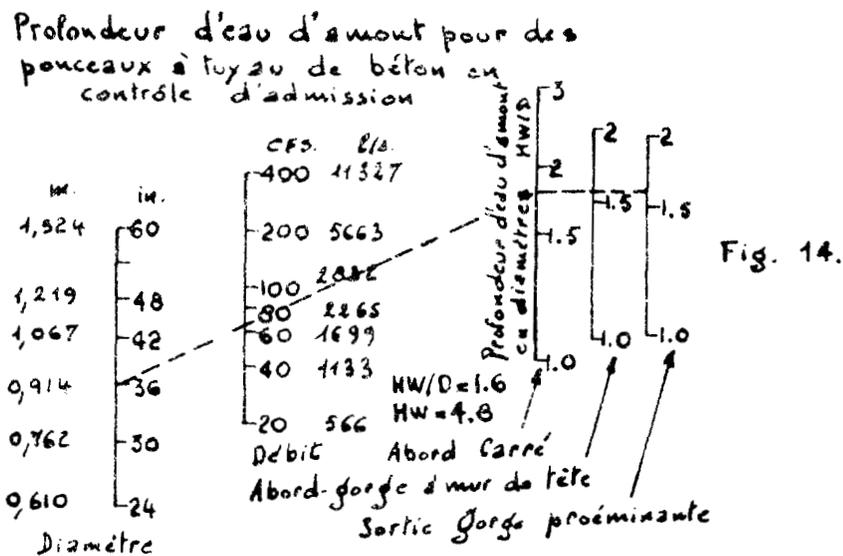
CONTROLE D'ADMISSION PAR NOMOGRAMME

Comme exemple de l'utilisation du nomogramme de contrôle d'admission, supposons un ponceau à entrée gorge, de 200 pieds (60,96 m) de longueur, sur une pente de 0,02 avec un débit de 65 cfs (1 840 l/s) ; pour un diamètre de conduit de 36 inches (91,44 cm) fig. 13.



Se servant des nomogrammes de contrôle d'admission, trouver le tableau s'appliquant aux ponceaux à tuyau de béton au contrôle d'admission.

Une partie de ce nomogramme est montrée fig. 14.

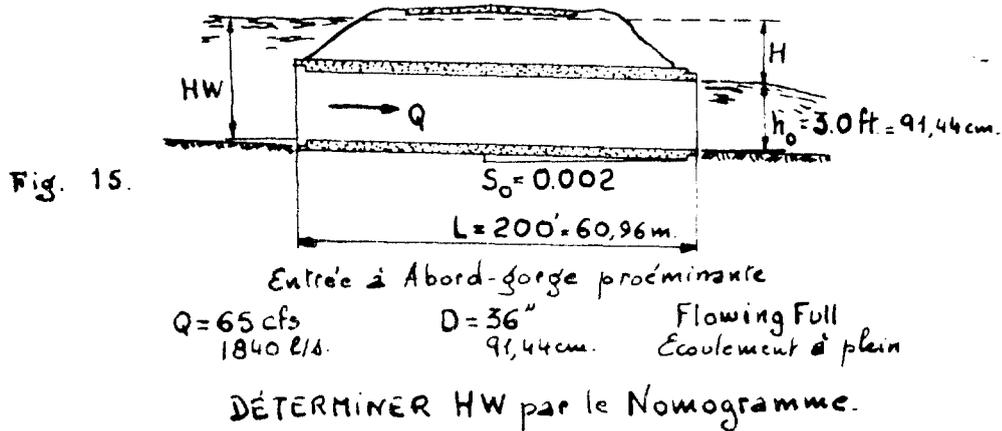


Sur la gauche se trouve le diamètre en inches ; l'échelle voisine est le débit et les échelles plus loin à droite les profondeurs d'eau d'amont exprimées en termes de diamètre pour les différentes conditions d'abord d'entrée.

Prenant un abord carré, relier le diamètre de 36 inches (91,44 cm) (sur l'échelle de dimensions de tuyaux) et 65 cfs (1 840 l/s) (sur l'échelle de débits) ; tirer le trait jusqu'à couper la première échelle de conditions d'abord d'entrée et la relation d'eau d'amont à droite. Lire horizontalement de ce point à la courbe désirée de ce point à la courbe désirée de contrôle d'entrée particulier. Dans ce cas, l'échelle de sortie-gorge en saillie est tout à fait à droite. Lire la profondeur d'eau d'amont en diamètres : 1,6. On la convertit en multipliant par le diamètre du tuyau en pieds. L'eau d'amont égale alors 4,8 pieds (146,30 cm). C'est identique à la solution du même problème en se servant des tableaux de débit de ponceau.

CONTROLE DE SORTIE PAR LE NOMOGRAMME

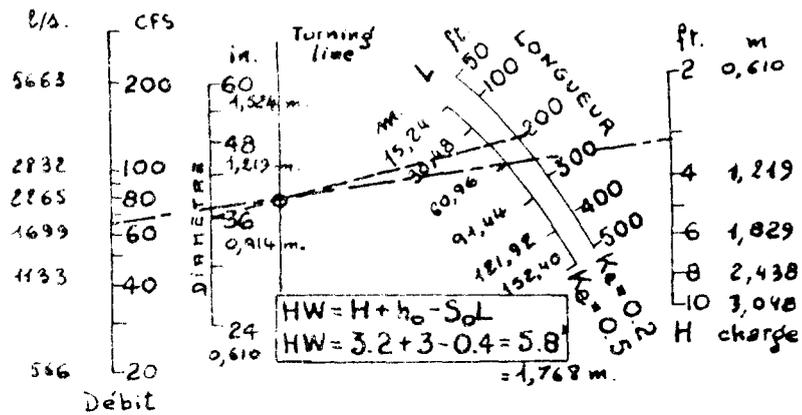
La solution d'un problème de contrôle de sortie ou d'écoulement à plein par l'usage d'un nomogramme est illustrée par ce problème (fig. 15).



Se servant d'un ponceau de 200 pieds (60,96 m) de long et d'une pente de conduit de 0 002, le problème est résolu par une condition d'eau d'aval dans laquelle  $h_0$ , le terme de charge pour le nomogramme est 3 pieds (91,44 cm). C'est la même chose que de dire que l'eau d'aval est à la clé d'un tuyau de 3 pieds (91,44 cm). Supposons un ponceau à tuyau de béton, déterminer l'eau d'amont résultant.

Choisir le nomogramme fig. 16, qui est seulement une partie du grand nomogramme indiqué auparavant.

Fig. 16.



**CHARGE POUR PONCEAU A TUYAU DE BÉTON**  
Écoulement à plein  $n = 0.012$

L'échelle sur la gauche est le débit ; l'échelle tout à côté est le diamètre en inches ; la ligne sans échelle est la ligne autour de laquelle on tourne pour l'utilisation du nomogramme. L'échelle de hauteur de charge est tout à fait à droite. Les échelles légèrement courbes montrent les effets des longueurs et le coefficient de perte d'entrée.

L'échelle de  $K_e = 0,2$  sera pour une entrée avancée en cavité ou à abord-gorge et l'échelle de  $K_e = 0,5$  sera pour une entrée à abord carré s'avanciant dans l'écoulement. Une règle simple à suivre avec les nomogrammes d'écoulement à plein est que les échelles internes et les échelles externes se joignent en ligne droite et que ces lignes droites passent par le même point de la ligne de référence.

Pour notre problème avec un diamètre de 36 inches (91,44 cm), un ponceau long de 200 pieds (60,96 m) et une entrée cavité, joindre le diamètre ( $D = 36$  inches = 91,44 cm) avec la longueur de 200 pieds (60,96 m) pour déterminer un point de la ligne de référence. Tirer une autre ligne droite par ce point et par le débit connu de 65 cfs (1 840 l/s) et prolonger celle-ci jusqu'à l'échelle de hauteur de charge. Dans ce cas lire 3,2 pieds (97,536 cm).

Pour déterminer la hauteur d'eau d'amont, résoudre l'équation : hauteur eau d'amont = hauteur eau aval plus le terme de pression à la sortie moins l'abaissement du conduit ( $H_W = H + h_o - S_oL$ ). Cela est alors simplement la hauteur de charge lue sur l'échelle ici, 3,2 (97,536 cm) plus la pression  $h_o$  donnée pour 3 pieds (91,44 cm), moins la pente du conduit par la longueur, qui est 200 pieds (60,96 m) par 0,002 ou 0,4 pied (12,19 cm). Additionnons tout ceci et la hauteur de l'eau d'amont = 5,8 pieds (176,78 cm).

En comparaison avec le tableau de débit de ponceau pour le même problème, il y a 0,2 pied (6,096 cm) de différence - le nomogramme d'écoulement à plein donnant 5,8 pieds (176,78 cm) et le tableau de débit de ponceau 5,6 (170,688 cm) pour l'eau d'amont. Cette différence a un rapport direct avec le terme de pression. Puisque le terme de pression était au sommet de la sortie du tuyau à cause des conditions d'eau d'aval, les tableaux de débit de ponceau ne s'appliquent pas strictement comme on l'a dit précédemment dans la section "tableaux de débit de ponceau" ;

Si l'eau d'aval était plus basse, le résultat du tableau de débit serait correct et l'eau d'amont par le nomogramme légèrement haute en supposant  $h_o = 3,0$  pieds (91,44 cm).

DIMENSIONS DE PONCEAU POUR FONCTIONNEMENT DE PROJET COMPARABLE

Un ponceau doit être placé sous une route à 2 voies avec des hauteurs de remblai et des pentes de talus requérant une longueur de ponceau de 200 pieds (60,96 m) la pente est de 0,002 pied par pied (0,06096 cm par cm) et le débit estimé pour les buts projetés est de 300 cfs (8 495 l/s) fig: 17.

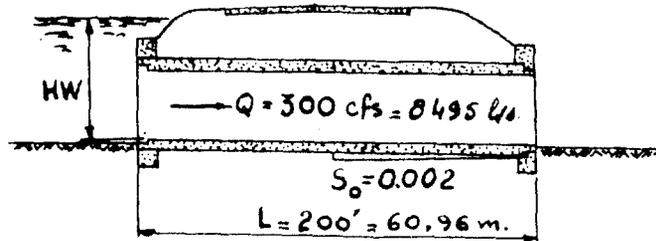


Fig. 17.

Maximum Admissible HW = 12' = 365,76 cm.  $L/100S_0 = 1000$

Déterminer les tailles de ponceau pour  
DES FONCTIONNEMENTS COMPARABLES DE PROJET

L'eau d'amont maximum admissible est pour le site de 12 pieds (365,76 cm). Ceci, bien sûr, est déterminé par la somme de la retenue ou de dommages qui peuvent résulter d'eaux d'amont plus hautes. Le nombre index de 1,000 est évalué pour l'usage des tableaux de débit de ponceau. Le problème projeté est de déterminer les tailles de ponceau qui peuvent donner des fonctionnements hydrauliques comparables, c'est à dire, transporter l'écoulement projeté et ne pas dépasser l'eau d'amont maximum admissible de 12 pieds (365,76 cm).

Revenons aux tableaux de débit de ponceau, choisir ce lui pour tuyau circulaire de béton avec entrée à abord-gorge et de diamètre 18 à 60 inches (45,72 à 152,40 cm) fig. 18.

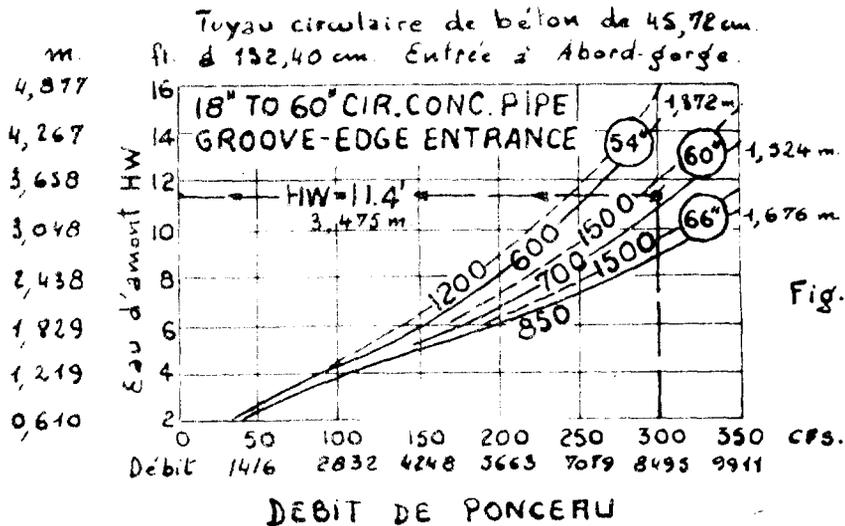
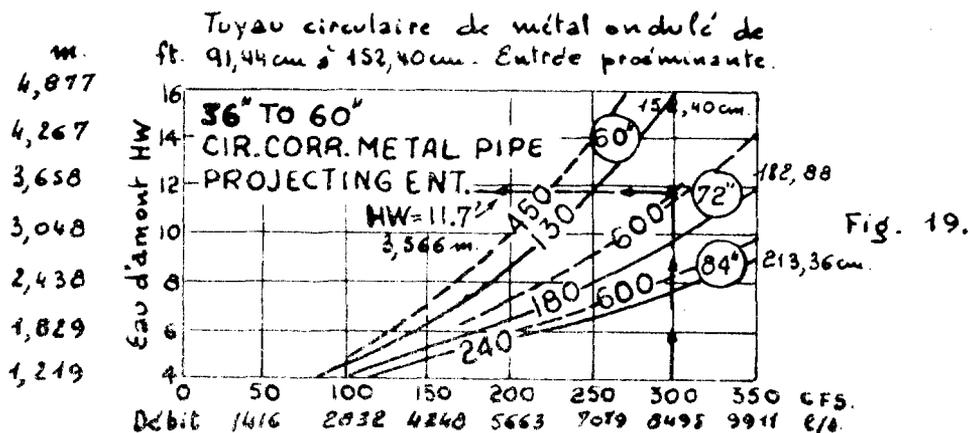


Fig. 18.

Entrer dans le tableau avec 300 cfs (8 495 l/s) de débit, lire verticalement et vous trouverez que plusieurs tuyaux transporteront le flot. Cependant le tuyau de 54 inches (137,16 cm) de diamètre est éliminé par les restrictions de l'eau d'amont et le tuyau de diamètre 66 inches (167,64 cm) peut être trop grand ; donc essayons le tuyau de 60 inches (152,40 cm) de diamètre.

La dimension de tuyau de 60 inches (152,40 cm) a un index de 700 sur la courbe pleine et un nombre index de 1,500 sur la courbe en tirets. Par interpolation linéaire, placer une courbe de nombre index 1,000 pour notre emplacement de ponceau sur l'échelle de débit à 300 cfs (8 495 l/s). A cette intersection se déplacer horizontalement jusqu'à l'échelle d'eau d'amont et lire 11,4 pieds (347,472 cm). Ceci nous montre qu'une entrée en cavité d'un tuyau de 60 inches (152,40 cm) peut avoir les conditions requises pour l'emplacement du ponceau.

Allons plus loin dans les comparaisons, choisissons le tableau de débit de ponceau pour un tuyau de métal ondulé circulaire avec une entrée proéminente qui couvre le domaine de débits pour l'emplacement du ponceau (fig. 19).



Le tableau choisi couvre les diamètres de 36 à 60 inches (91,44 à 152,40 cm) avec une dimension de tuyau de 84 inches (213,36 cm) incluse.

Entrant dans ce tableau avec le débit de 300 cfs (8 495 l/s) lire en remontant et vous trouverez qu'un tuyau de 72 inches (183,88 cm) transportera probablement le flot. Cependant, le nombre index sur le tableau pour la courbe de contrôle de sortie est 600, alors que le nombre index de l'emplacement du ponceau est 1,000. Par conséquent, pour résoudre ce problème pour le ponceau à tuyau de métal ondulé de 72 inches (182,88 cm), se servir du nomogramme d'écoulement à plein pour tuyau de métal ondulé. L'eau d'amont tirée du nomogramme est 12,4 pieds (377,952 cm) pour la hauteur de charge au sommet du tuyau, ce qui est plus grand que le maximum d'eau d'amont permis. Cependant, en serrant de plus près la hauteur du terme de charge, en se servant de  $(dc + D) / 2$  on réduit le HW à 11,7 pieds (356,616 cm), une dimension acceptable comme on le voit fig. 19.

FUNCTIONNEMENT COMPARABLE DE PROJET

Des comparaisons nouvelles pour déterminer la dimension de tuyau nécessaire pour obtenir les conditions requises d'eau d'amont maximum acceptable de 12 pieds (365,76 cm) et transporter encore les 300 cfs (8 495 l/s) d'écoulement, furent faites pour un tuyau de métal ondulé avec une entrée à mur de tête et pour un tuyau de béton avec une entrée à abord carré ou entrée à mur de front à abord carré.

Ces comparaisons hydrauliques sont illustrées dans la fig. 20.

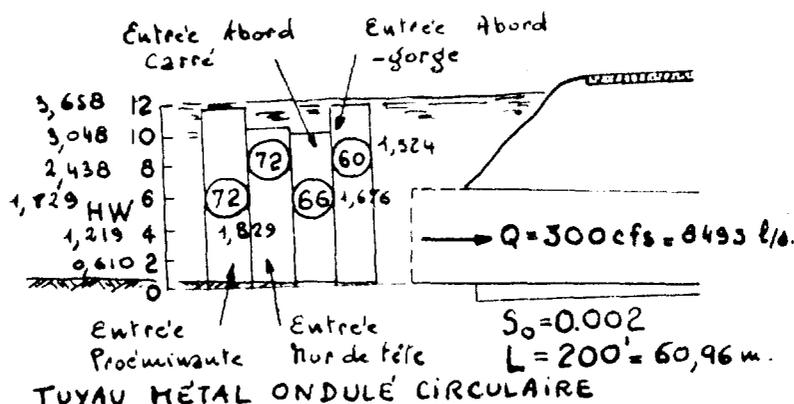


Fig. 20.

De nouveau, les conditions requises furent une eau d'amont maximum admissible de 12 pieds (365,76 cm) comme le montre la ligne horizontale et l'échelle de 12 pieds (365,76 cm) ; un débit de 300 cfs (8 495 l/s), une pente de 0,002 pied (0,06096 cm) par pied ; et une longueur de conduit de 200 pieds (60,96 m). Les dimensions de ponceau qui donnent des fonctionnements hydrauliques de projets, comparables, sont indiquées.

Le fonctionnement le meilleur et le plus économique est obtenu par un tuyau en béton de 60 inches (152,40 cm) à abord-gorge fonctionnant avec une eau d'amont d'environ 11,4 pieds (347,472 cm). Le meilleur fonctionnement suivant est avec un tuyau circulaire de béton de 66 inches (167,64) à abord carré. Comme vous pouvez le voir, le tuyau de métal ondulé circulaire, à entrée proéminente demande un diamètre de 72 inches (182,88 cm) pour écouler les 300 cfs (8 495 l/s) par ces mêmes conditions d'eau d'amont.

Il y a pleinement un saut de 2 tailles (6 inches = 15,24 cm d'accroissement) entre le meilleur tuyau circulaire de béton et le tuyau de métal ondulé proéminent. Même le meilleur tuyau de métal ondulé est 2 tailles pleines plus large que le meilleur tuyau de béton pour un fonctionnement de projet hydraulique comparable. Pour faire des comparaisons adéquates, il est nécessaire qu'elles soient faites sur une équivalence hydraulique pour un emplacement de ponceau. L'équivalence hydraulique implique la considération de tous les facteurs de contrôle, comme la longueur, la pente, la rugosité, l'entrée et la taille, sur la relation de débit d'eau d'amont d'un ponceau. Faisant cela, on trouve que le tuyau de béton fonctionnera hydrauliquement mieux pour la plupart des installations de ponceau.

## R E S U M E

Les tableaux que l'on vous a montré furent faits par le "Bureau of Public Roads". Cela a pris plusieurs années pour leur établissement, requérant des essais de modèle et même des essais à échelle complète pour déterminer le texte complet de l'écoulement dans les ponceaux.

Les tableaux fournissent une solution aisée pour la détermination de la dimension du tuyau qui transportera le débit projeté à l'intérieur des limites acceptables d'eau d'amont. Les tableaux sont groupés par sections carrée, circulaire, arche et ovale - de même que les caractéristiques de rugosité de chaque forme interviennent. Le projeteur, avec les renseignements de base d'emplacement de ponceau, débit, longueur et pente et eau d'amont permise, peut comparer rapidement les effets des entrées, formes de tuyau et, le plus important, le matériau du tuyau pour déterminer le projet final de ponceau.

Comme énoncé auparavant, un bon projet de construction n'est jamais facilement ou sans peine achevé. Cependant, l'usage des tableaux de débit de ponceau, comme il est développé par le "Bureau of Public Roads", soulagera le fardeau de l'Ingénieur-Projeteur dans le domaine du projet de ponceau. On espère que les formules et les méthodes antiques n'auront plus cours, comme le modèle Ford T et le Steamer Stanley.

Le "Bureau of Public Roads" a développé un ensemble très étendu de tableaux de débit de ponceau. Avec les nomogrammes, ils rendent le projet de ponceau plus aisé à réaliser. Ces comparaisons faciles entre les tailles, les formes, les conditions d'entrée et les longueurs peuvent être faites pour les 2 principaux types de matériaux de ponceau - Tuyau de béton et tuyau de métal ondulé.

Avec ces projets comparables, faits sur la base d'équivalence hydraulique indiquée, il sera évident à l'Ingénieur-Projeteur que le béton a un débit d'écoulement supérieur, de même que ses autres propriétés de durabilité, stabilité structurale et adaptation de construction. Ces facteurs interviennent dans la plupart des projets économiques.

---

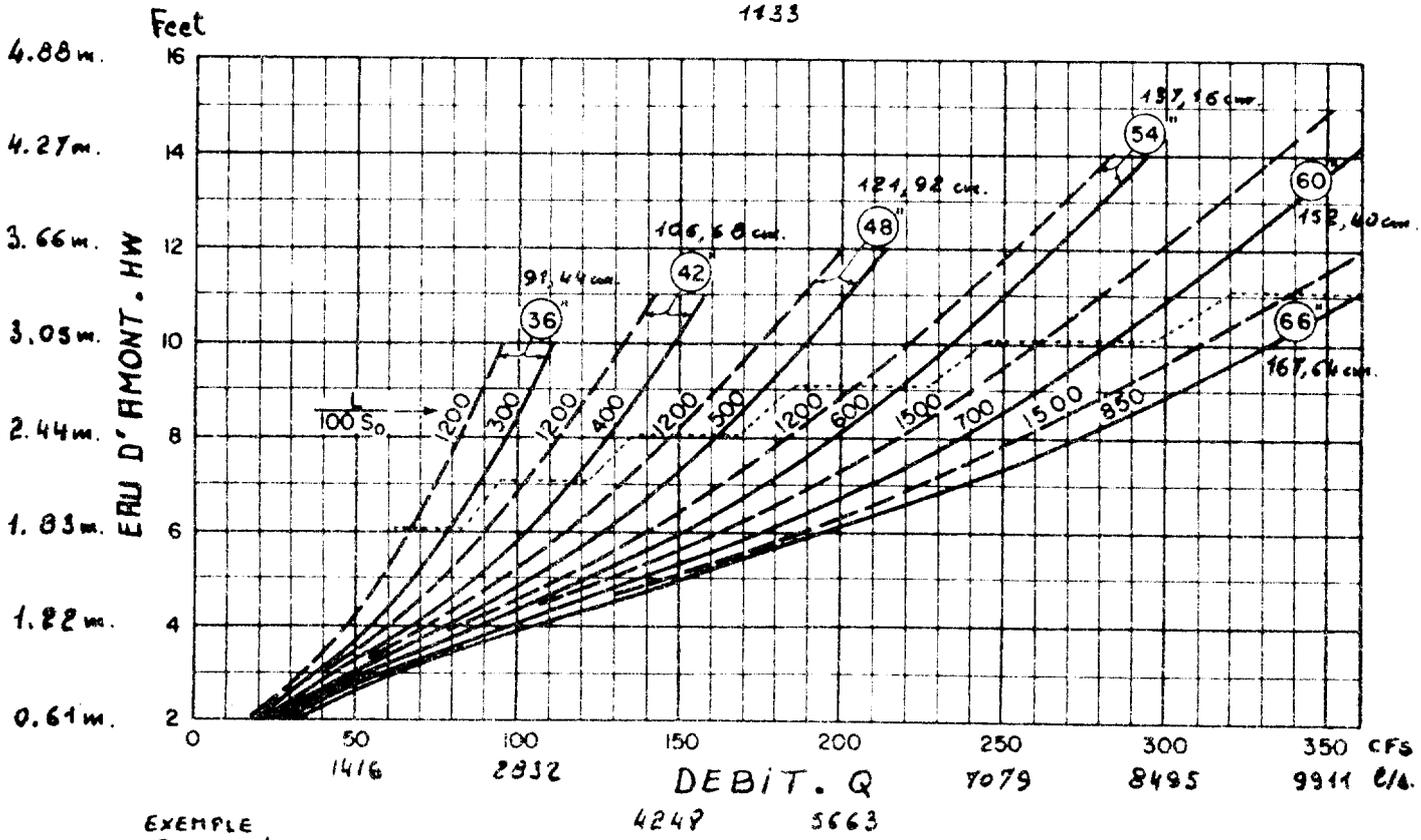
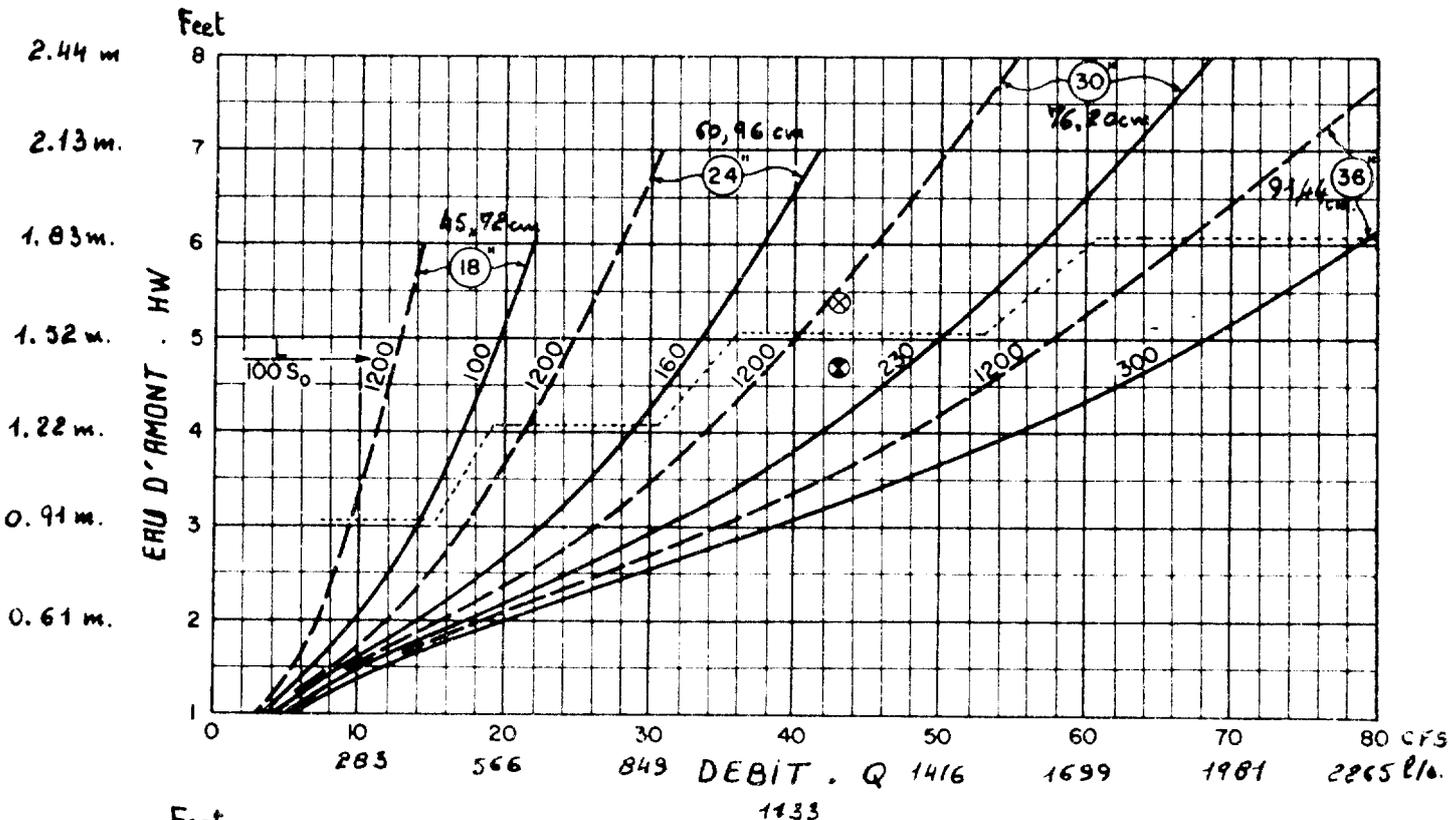
QUELQUES TABLEAUX POUR PROJET

DE PONCEAU

---

PARTIAL SET

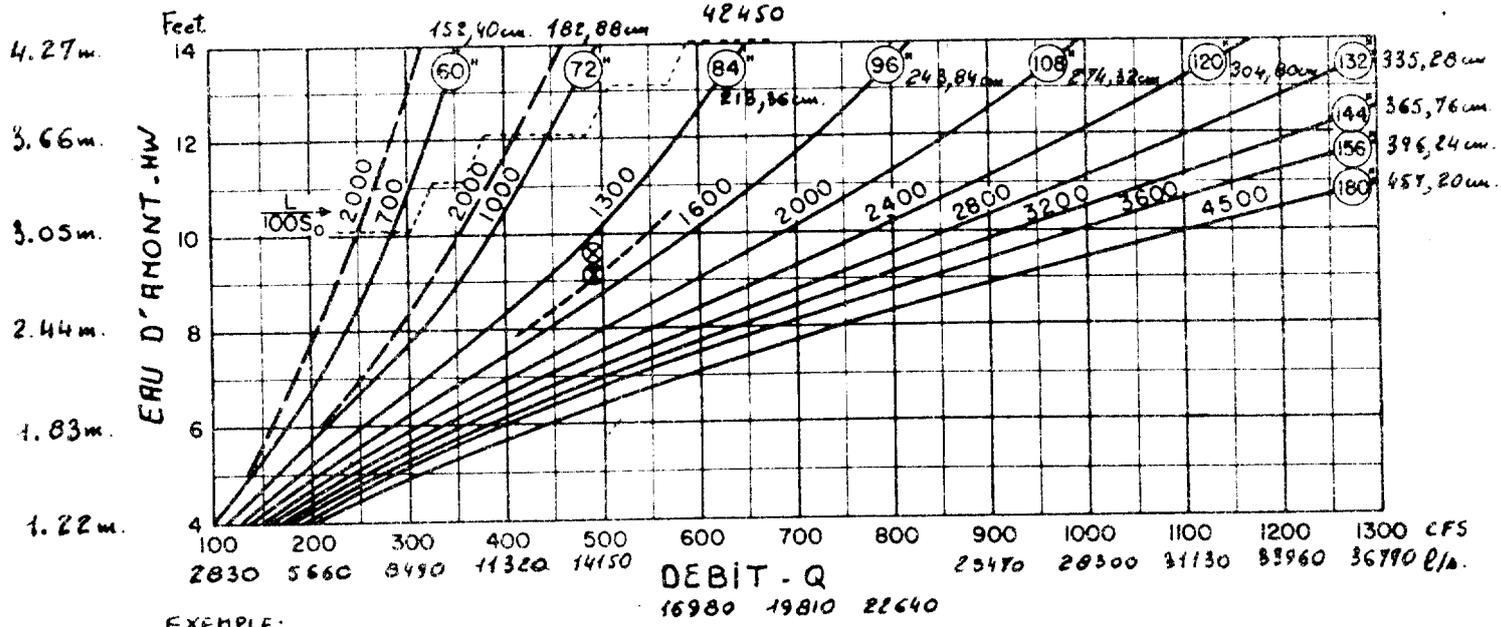
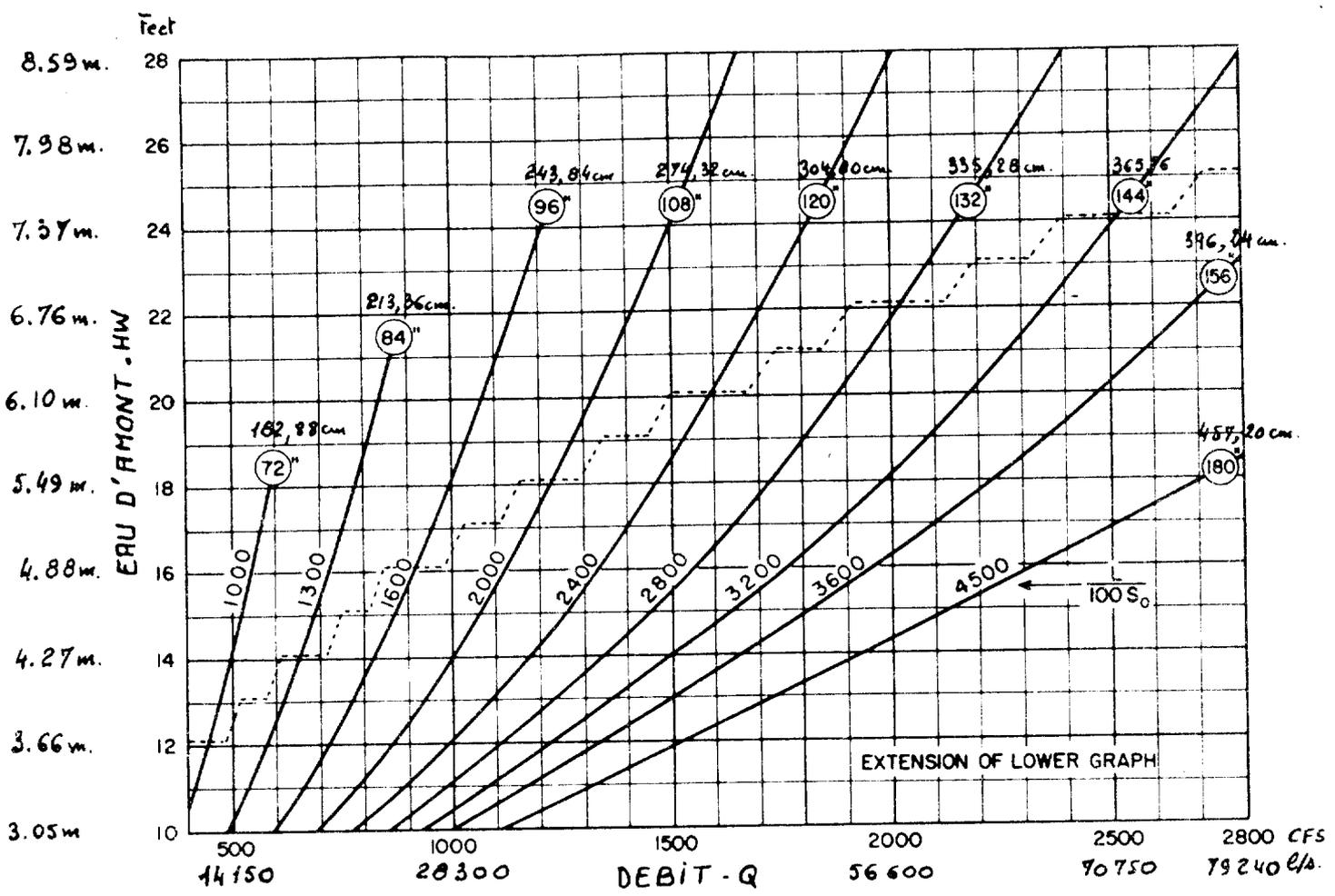
---



EXEMPLE  
 ⊕ Données:  
 $1217 \text{ l/s} = 43 \text{ CFS} = Q$   
 $RHW = 5.4 \text{ FT} = 1.65 \text{ m}$   
 $L = 120 \text{ FT} = 36.58 \text{ m}$   
 $S_0 = 0.002$   
 ⊕ Choix:  
 $HW = 4.7 \text{ FT} = 1.43 \text{ m}$

TABLEAU DE DÉBIT  
 TUYAU CIRCULAIRE DE BÉTON  
 ENTRÉE A RIBORD-GORGE

⊙ 45,72 cm à 152,40 cm.



EXEMPLE:  
 Ⓞ Données:  
 Q = 490 CFS = 13 867 l/s.  
 L = 60 FT. = 18,288 m.  
 H<sub>HW</sub> = 9,6 FT. = 2,926 m.  
 S<sub>0</sub> = 0,000  
 Ⓞ Choix : 90" = 228,6 cm  
 H<sub>W</sub> = 9,2 FT. = 2,80 m.  
 (L/D) = 8

DEBIT DE PONCEAU  
 TUYAU CIRCULAIRE DE BÉTON  
 ENTRÉE A BORD-GORGE  
 Ⓞ 152,40 cm à 457,20 cm.

mitres	INCHES	Q/A.	CFS
4,572	180	283170	10,000
4,267	168	226536	8,000
3,962	156	169902	6,000
3,658	144	141585	5,000
3,353	132	113268	4,000
3,048	120	84951	3,000
2,743	108	56634	2,000
2,438	96	28317	1,000
2,134	84	22653	800
1,829	72	16990	600
1,524	60	14159	500
1,372	54	11327	400
1,219	48	8495	300
1,067	42	5663	200
0,914	36	2830	100
0,838	33	2265	80
0,762	30	1699	60
0,686	27	1416	50
0,610	24	1133	40
0,533	21	850	30
0,457	18	566	20
0,381	15	283	10
0,305	12	227	8
		170	6
		142	5
		113	4
		85	3
		57	2
		28,3	1.0

DIAMETRE DU PONCEAU (D)

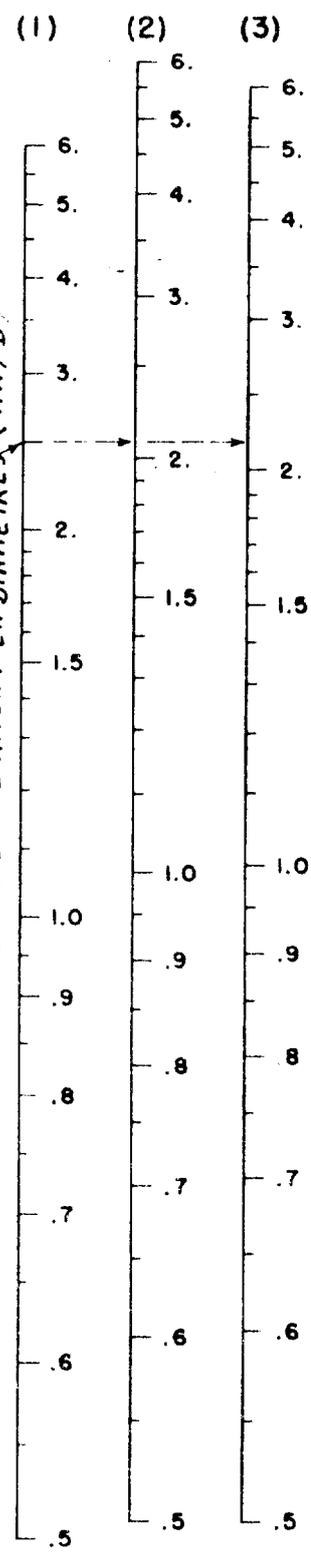
DEBIT (Q)

**EXEMPLE:**  
 $D = 42'' = 3,5' = 106,68 \text{ cm.}$   
 $Q = 120 \text{ cfs} = 3396 \text{ l/a.}$   
 HW/D      HW  
 feet      feet  
 (1) 2,5      0,8 = 2,682 m  
 (2) 2,1      7,4 = 2,255 m  
 (3) 2,2      7,7 = 2,347 m  
 \*D in feet

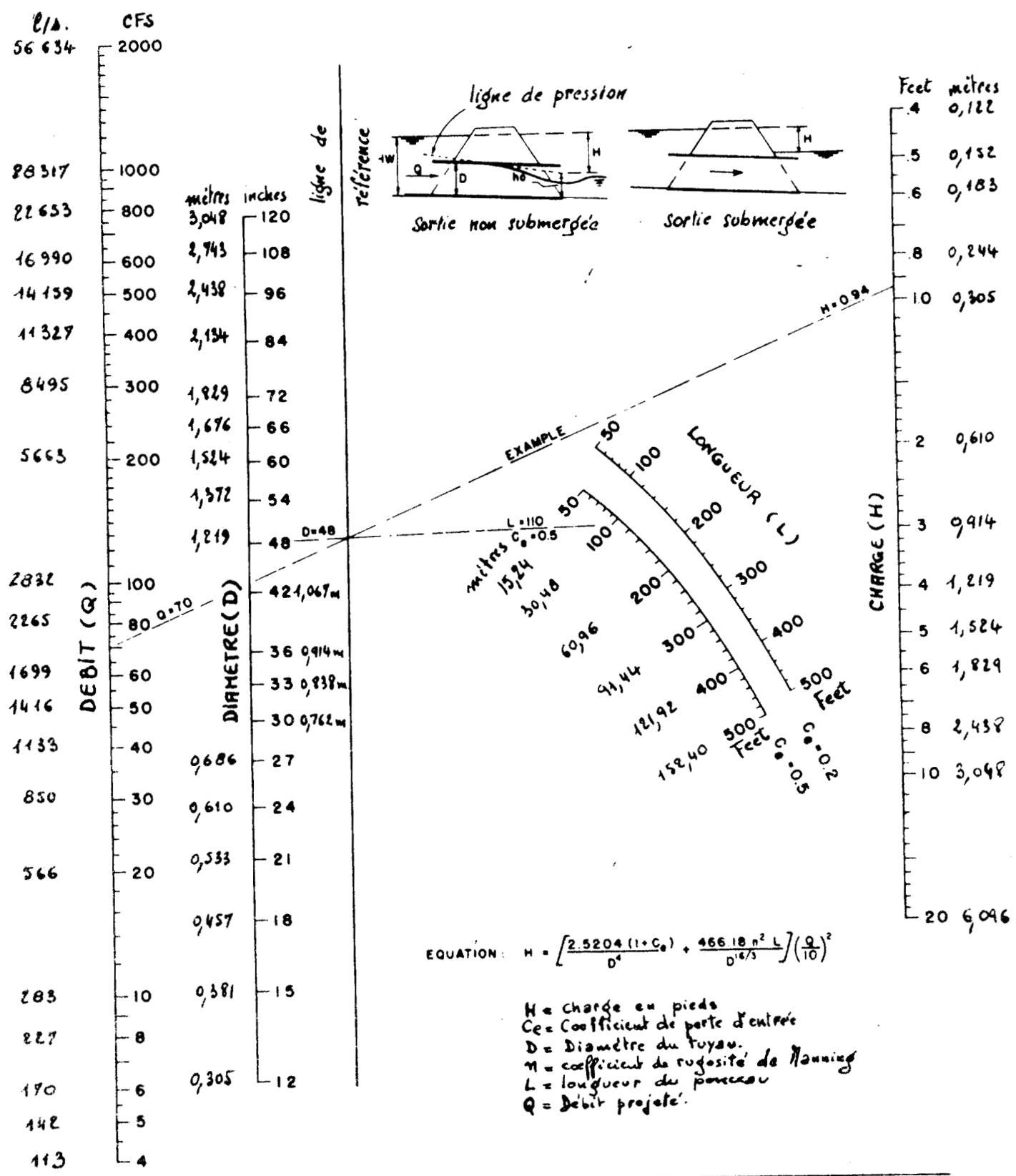
EXAMPLE

Echelle HW/D	Type d'Entrée
(1)	Rbord carré avec mur tête
(2)	Sortie-gorge avec mur tête
(3)	Sortie-gorge proéminente

Pour se servir de l'échelle (2) ou (3) projeter horizontalement sur l'échelle (1) se servir alors de la ligne droite à travers (D) et (Q) ou l'inverse comme indiqué.



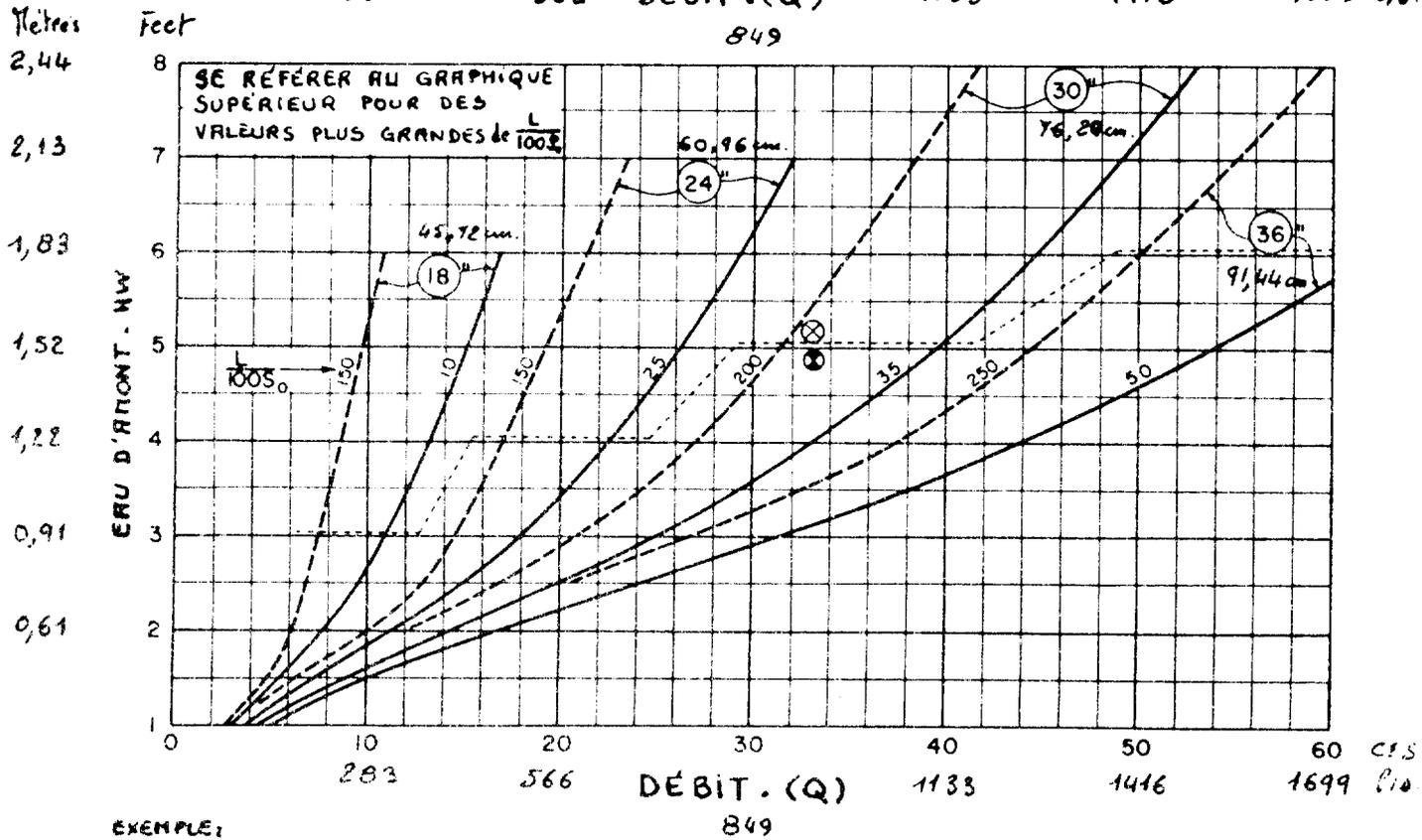
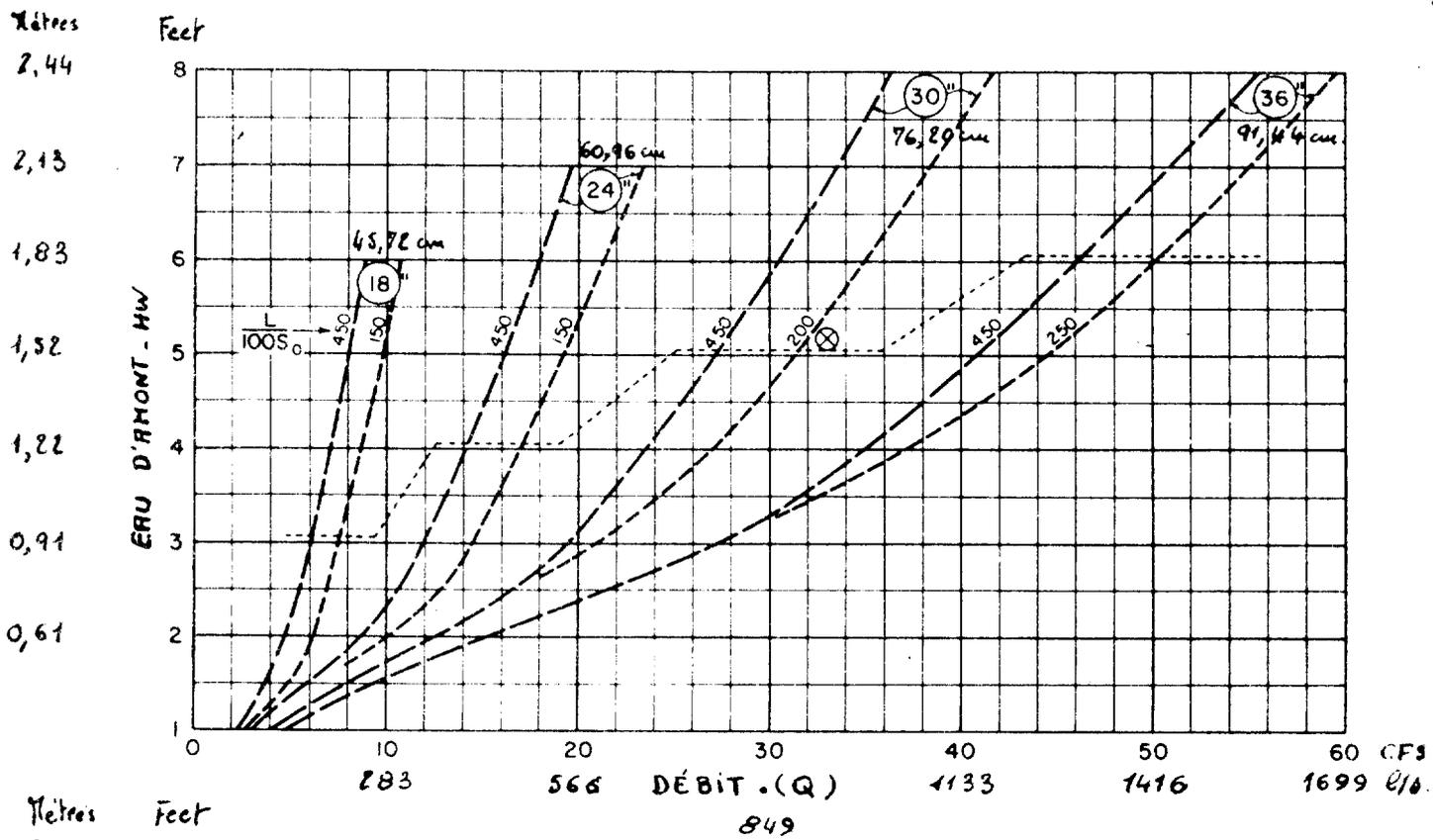
**PROFONDEUR D'EAU D'AMONT POUR DES PONCEAUX DE BÉTON EN "CONTRÔLE D'ADMISSION"**



$$\text{EQUATION: } H = \left[ \frac{2.5204 (1 + C_e)}{D^5} + \frac{466.18 n^2 L}{D^{16/3}} \right] \left( \frac{Q}{10} \right)^2$$

H = charge en pieds  
 C<sub>e</sub> = Coefficient de perte d'entrée  
 D = Diamètre du tuyau.  
 n = coefficient de rugosité de Manning  
 L = longueur du ponceau  
 Q = Débit projeté.

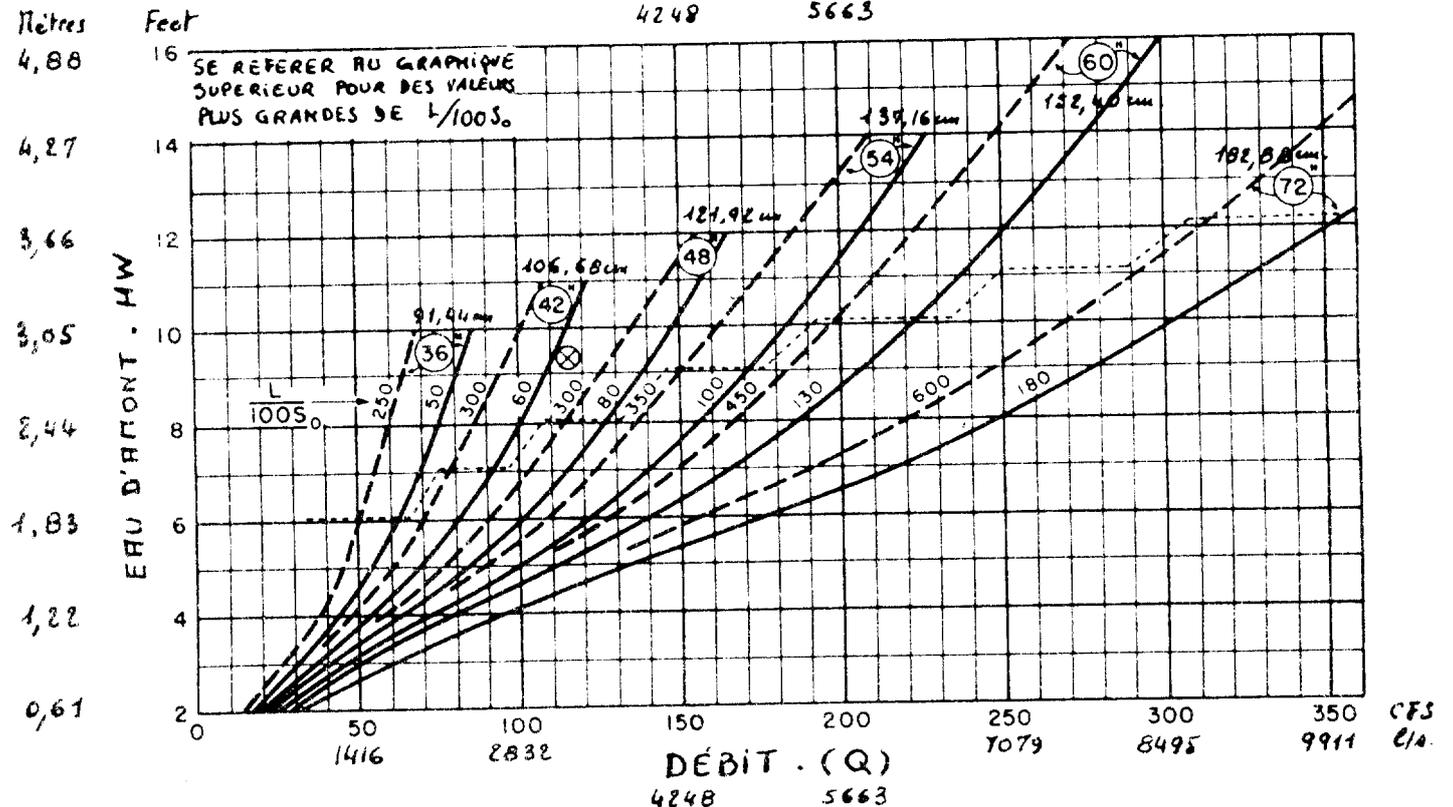
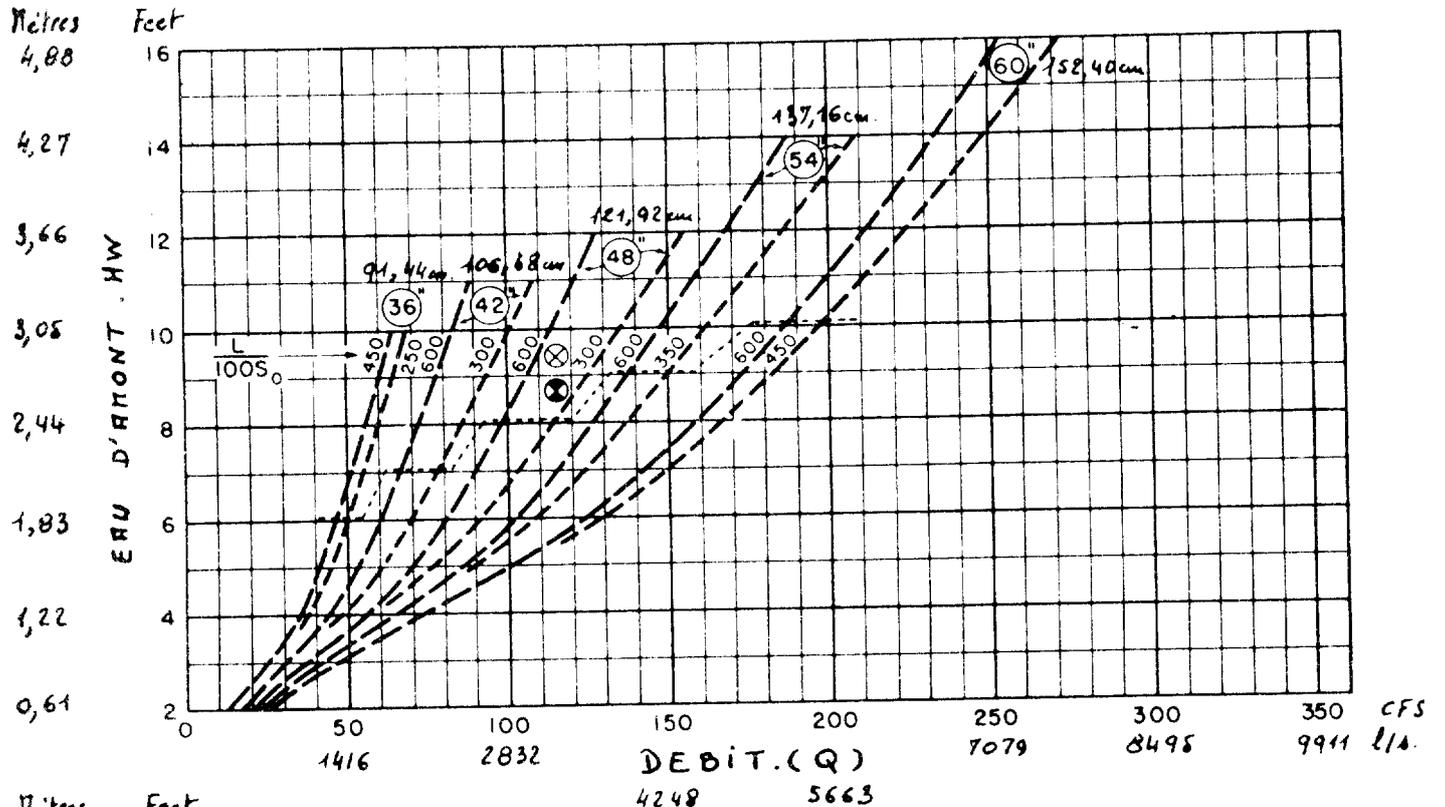
**CHARGE POUR PONCEAUX  
 A TUYAU DE BÉTON  
 ÉCOULANT A PLEIN  
 n = 0.012**



EXEMPLE:

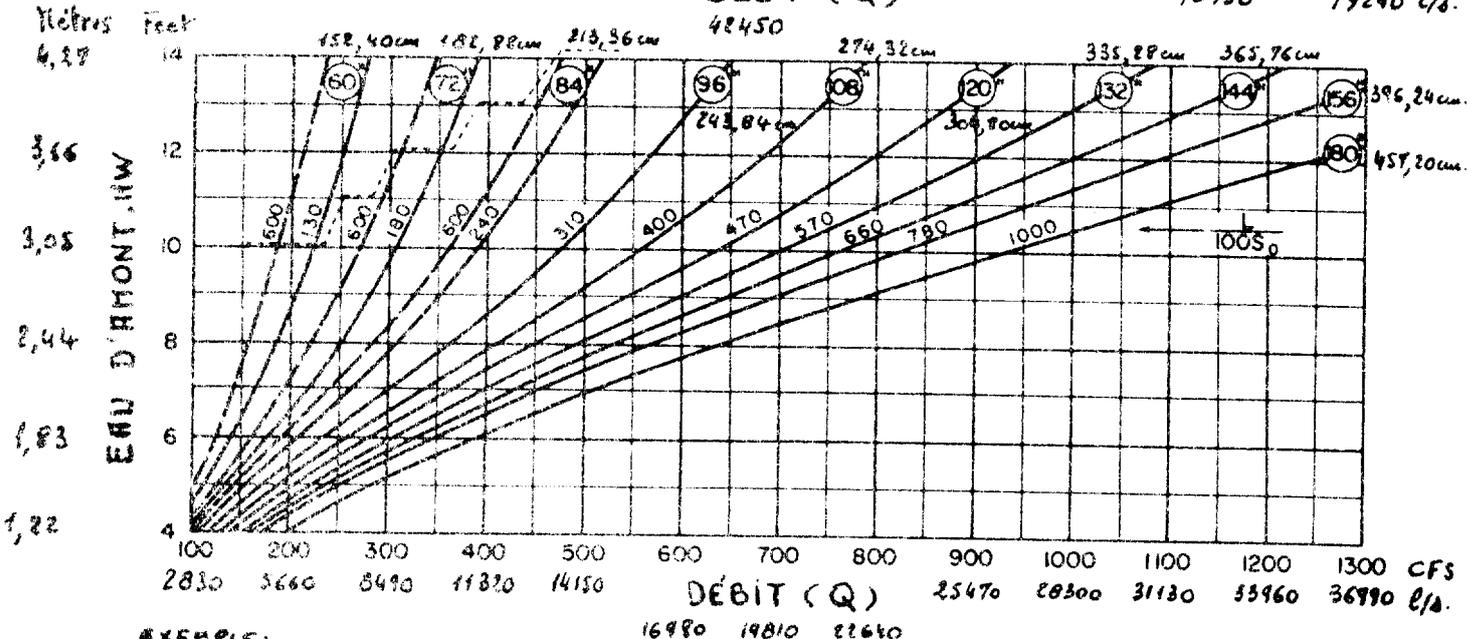
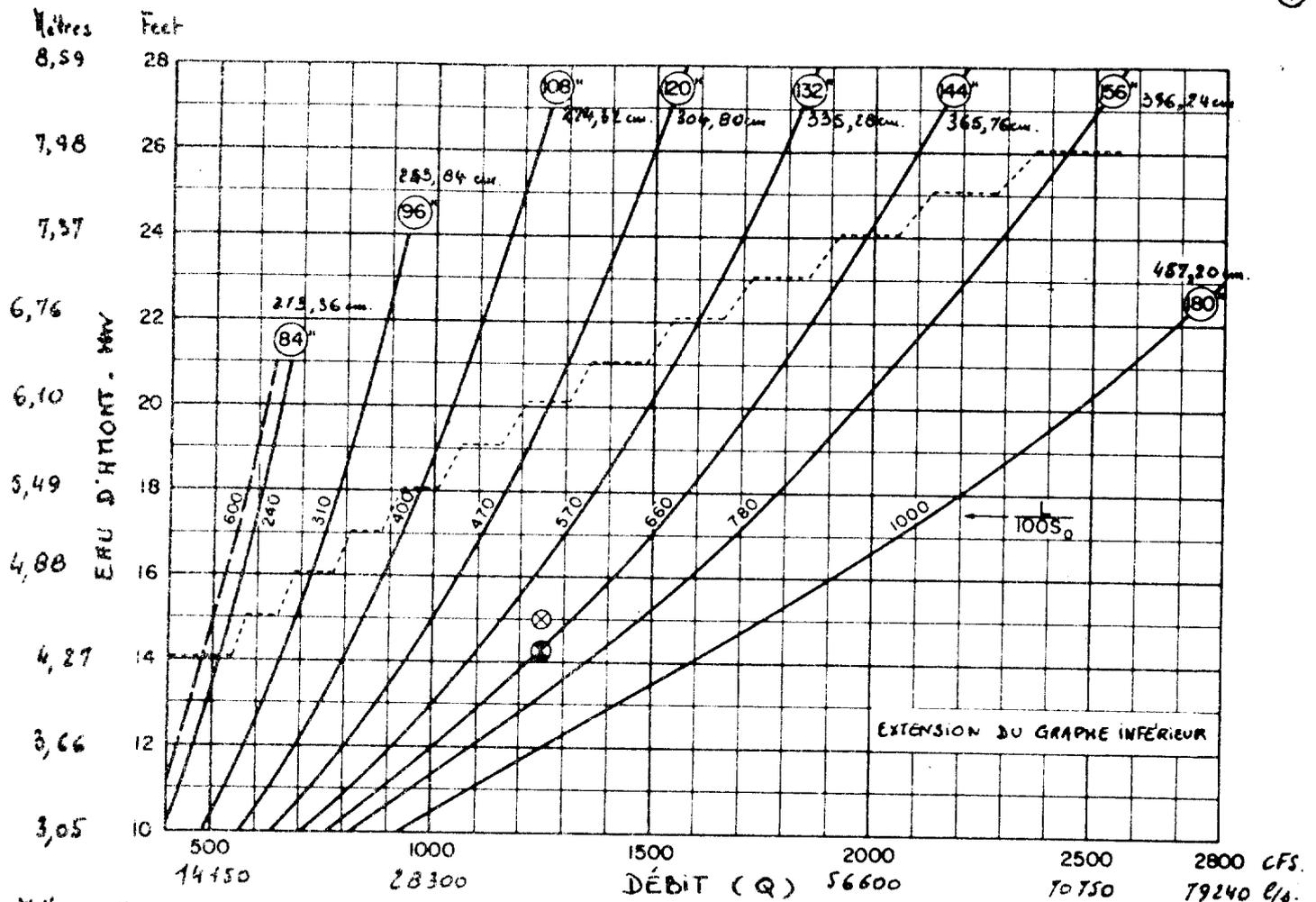
⊕ Données:  
 53 CFS = 934 GPM.  
 HW = 3.2 FT = 1.585 m.  
 L = 70 FT = 21.336 m.  
 $S_0 = 0.005$   
 ⊙ Choix:  
 HW = 4.9 FT = 1.49 m.

DÉBIT DE PONCEAU  
 TUYAU CIRCULAIRE DE MÉTAL  
 ondule  
 ENTRÉE PROÉMINANTE  
 ⊙ 45.72 cm à 91.44 cm.



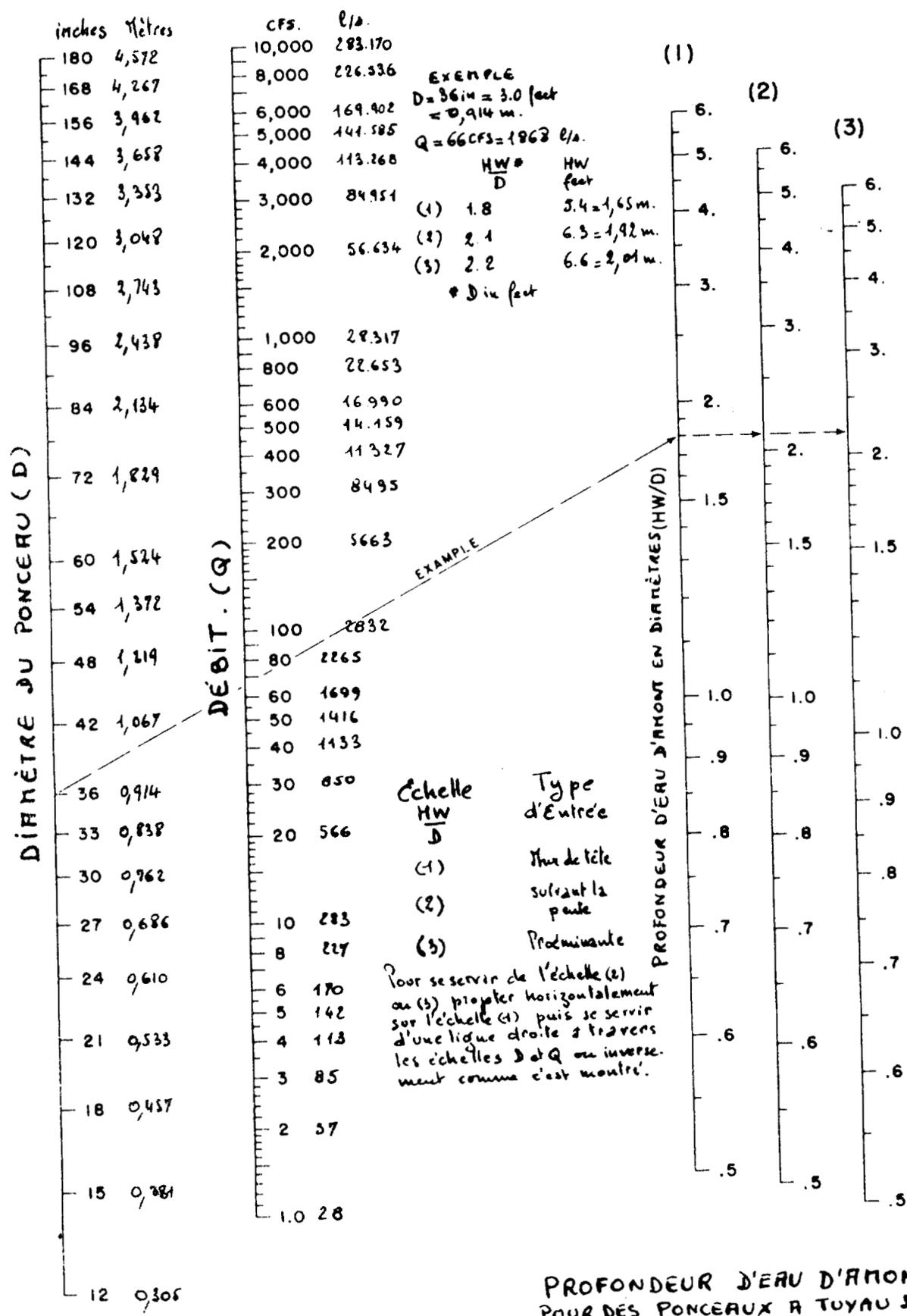
EXEMPLE:  
 ⊗ Données:  
 115 CFS = 3234 L/A.  
 HW = 9.4 FT = 2.86 m.  
 L = 155 FT = 47.15 m.  
 S<sub>0</sub> = 0.0034  
 ● CHOIX  
 48" = 121.92 cm.  
 HW = 8.6 FT = 2.62 m.

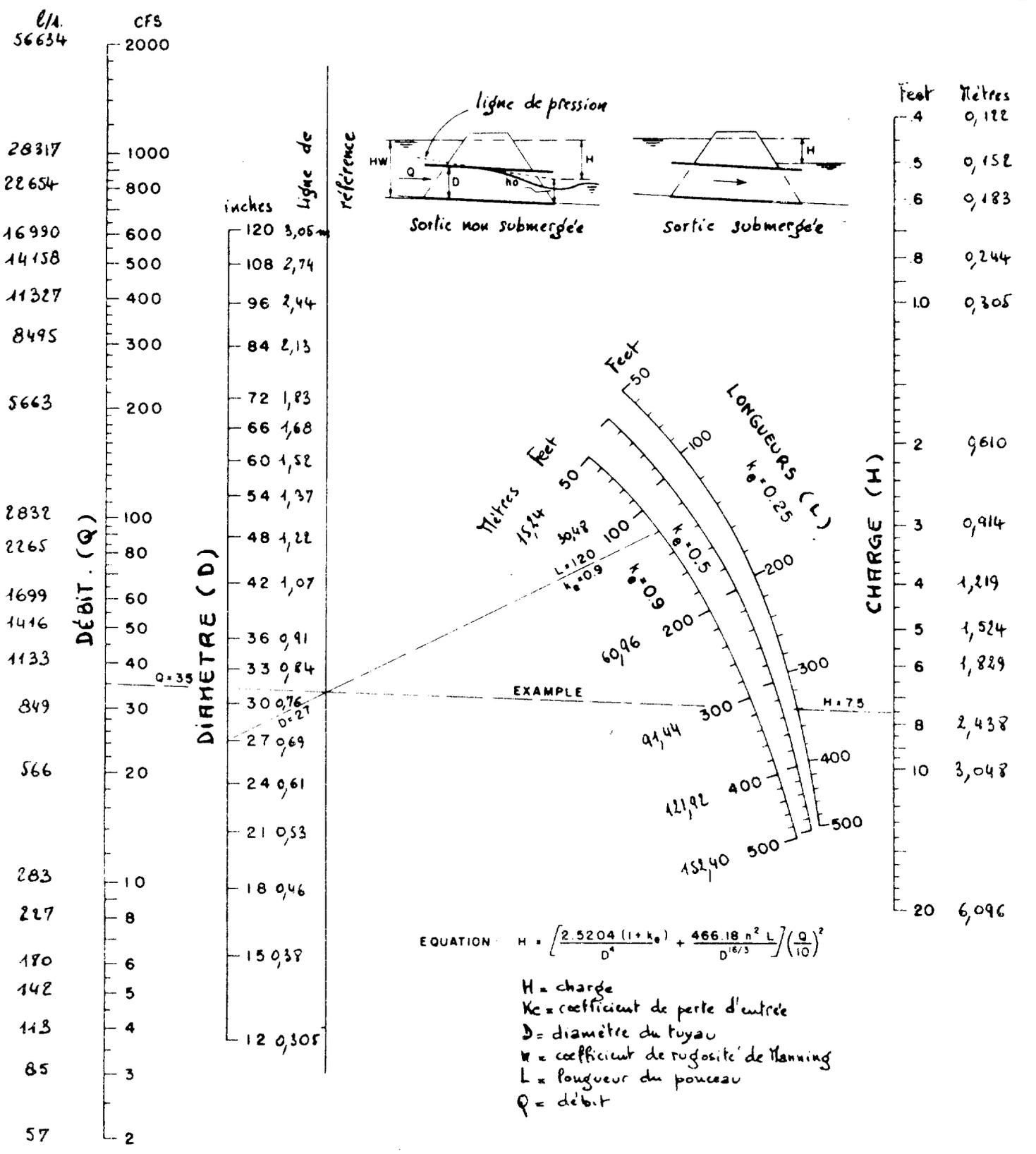
DEBIT DE PONCEAU  
 TUYAU CIRCULAIRE DE METAL  
 ondule,  
 ENTREE PROEMINANTE  
 Ø 91,44 cm à 152,40 cm.



EXEMPLE:  
 ① Données:  
 1250 CFS = 35375 l/s.  
 AHW = 15.0 FT = 4,572 m.  
 L = 270 FT = 82,30 m.  
 S<sub>0</sub> = 0.013  
 ② Choix  
 144" = 365,76 cm  
 HW = 14.3 FT = 4,36 m.

DÉBIT DE PONCEAU  
 TUYAU CIRCULAIRE DE MÉTAL  
 ENTRÉE ondulé PROÉMINANTE  
 ○ 152,40 cm à 487,20 cm.





PETITS OUVRAGES HYDRAULIQUES

---

DETERMINATION DE LA SECTION d'ÉCOULEMENT  
ELEMENTS d'IMPLANTATION

---

Traduction du document américain  
"HYDRAULIC CHARTS FOR THE SELECTION OF HIGHWAY CULVERTS"

Publié par

U.S. DEPARTMENT of COMMERCE  
BUREAU of PUBLICS ROADS

---

## 1. - EXPOSE du PROBLEME - DEFINITIONS

### 1-1 - Aqueducs avec section de contrôle amont

L'expression "contrôle amont" signifie que le débit d'un aqueduc est contrôlé à son entrée par la profondeur d'eau amont (HW) et les caractéristiques géométriques de l'entrée (surface et formes) et le type de l'ouvrage de tête. Les figures 1A et 1B donnent des exemples de lignes d'eau avec contrôle amont pour une entrée non submergée et submergée. Une entrée profilée reconduit à l'aval la section de contrôle, approximativement au droit du sommet de la tête aval.

Avec une section de contrôle amont la rugosité et la longueur du corps de l'ouvrage et les conditions aval ne sont pas des facteurs déterminants du débit. La pente de l'ouvrage a quelque effet sur le débit mais une modification de pente est considérée comme mineure et peut être négligée pour les aqueducs traditionnels s'écoulant avec contrôle amont.

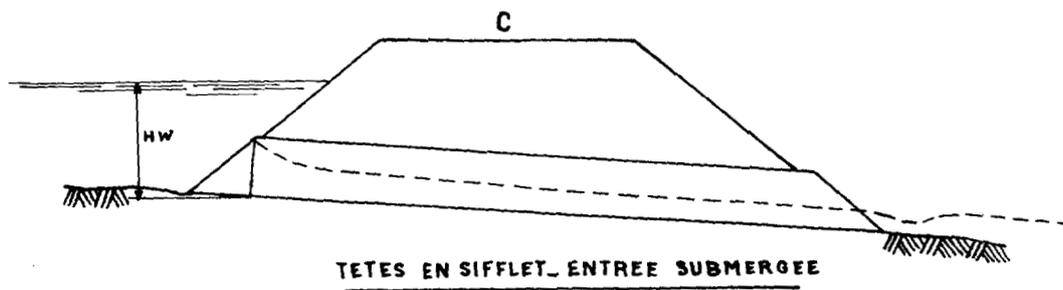
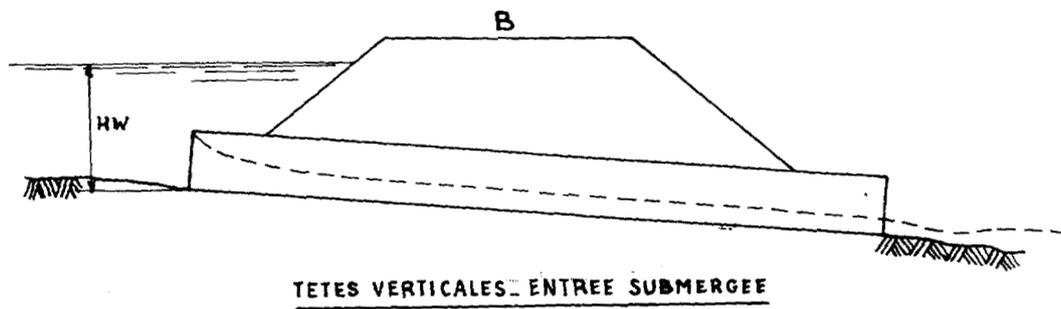
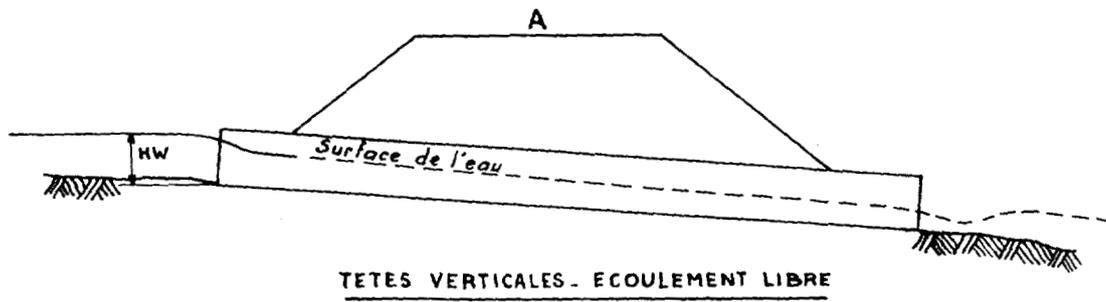
Les relations hauteur d'eau - débit pour différents types de buses circulaires et de buses arches s'écoulant avec une section de contrôle amont sont établies en laboratoires de recherche et vérifiées par quelques essais en vraie grandeur sur ouvrages - prototypes -

Les résultats obtenus ont été analysés et des abaques permettant de déterminer le débit d'un aqueduc avec section de contrôle amont établis par la Division de recherches hydrauliques. Ces abaques (tableaux 1 à 6) donnent les relations hauteur - débit pour plusieurs types traditionnels d'aqueducs avec section de contrôle amont et suivant une gamme de hauteurs d'eau et de débits

### 1-2 - Aqueducs fonctionnant avec contrôle aval

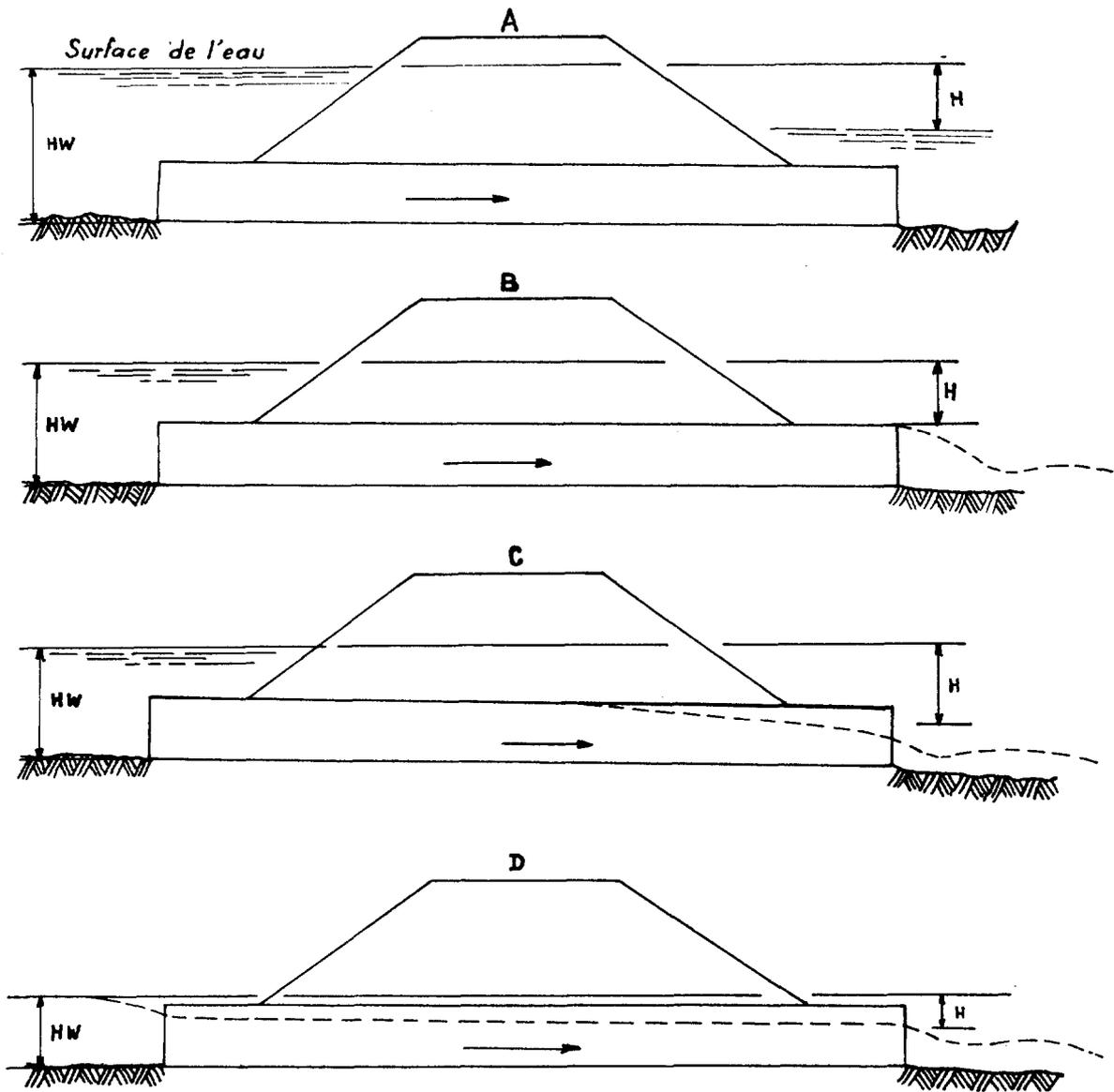
Les aqueducs avec section de contrôle aval peuvent écouler à pleine section ou à section partielle tout le long de l'aqueduc. Si la section de l'aqueduc est remplie sur la longueur totale de l'ouvrage, l'aqueduc est dit coulé à pleine section : figures 2 A et 2 B. Les deux autres types d'écoulement avec section de contrôle aval sont donnés par les figures 2 C et 2 D. Les instructions de cette circulaire sur la section de contrôle aval ne fournissent pas une solution exacte pour un écoulement en surface libre tout le long de l'ouvrage (voir figure 2 D). On donne cependant (dans ce cas, une solution approximative quand la hauteur d'eau en amont est égale ou supérieure à  $0,75 D$   $D$  étant la hauteur d'eau dans l'ouvrage.

.....



CONTROLE A L'ENTREE

Figure 1



CONTROLE A LA SORTIE

Figure 2

2. - ANALYSE du PROBLEME2-1 - Calcul de la hauteur H

La hauteur d'eau H exigée pour assurer l'écoulement d'un débit donné dans un ouvrage, avec contrôle aval, l'ouvrage étant complètement rempli, se décompose en 3 éléments. Ces 3 éléments sont couramment exprimés en pieds d'eau, ils sont :

- une hauteur HV
- une perte à l'entrée  $H_e$
- et une perte par frottement  $H_f$

d'où l'équation :

$$H = HV + H_e + H_f \quad (1)$$

La hauteur capable de la vitesse HV est égale à  $\frac{V^2}{2g}$  où V est la vitesse moyenne dans le corps de l'ouvrage. La vitesse moyenne est égale au quotient du débit Q par la surface A de la section d'écoulement.

La hauteur capable de la vitesse est l'énergie cinétique de l'eau dans le corps de l'ouvrage. Cette énergie est due à la charge de l'eau à l'amont. L'énergie due à la vitesse dans le canal amont est négligée dans cette étude, la hauteur capable de la vitesse en tête étant supposée être perdue ; en d'autres termes le coefficient de perte au départ est 1.

La perte à l'entrée  $H_e$  varie avec le type d'entrée : cette perte est exprimée en fonction du coefficient  $k_e$  et de la vitesse dans le corps de l'ouvrage  $\frac{V^2}{2g}$ . Les valeurs du coefficient  $k_e$  pour différents types de têtes amont sont données ci-dessous.

Type de l'ouvrage	Nature de l'entrée	Valeurs de $k_e$
Tuyaux en béton	Tête en saillie, bord de l'ouvrage profilé	0,2
	Tête en saillie, bord non profilé	0,5
	Tête avec mur de tête ou mur de tête et murs en aile	
	bord de l'entrée profilé	0,2
	bord de l'entrée non profilé	0,5
	entrée arrondie	0,1
	Ouvrage coupé en sifflet suivant la pente du talus	0,7

Type de l'ouvrage	Nature de l'entrée	Valeurs de Ke
Buses et buses arches en acier	Tête en saillie	0,9
	Tête avec mur de tête et murs en aile	0,5
	Tête taillée en sifflet	0,7
Aqueducs à section carrée ou rectangulaire en béton	Tête avec mur de tête seul avec bord de l'entrée non profilé	0,5
	avec bord de l'entrée profilé	0,2
	Tête avec mur en aile inclinée de 30 à 75° par rapport à l'axe horizontal de l'ouvrage	
	partie supérieure de l'ouvrage non profilée	0,5
	partie supérieure de l'ouvrage profilée en forme d'entonnoir	0,2
	Murs en aile inclinés de 10 à 30°	0,5
	Murs en aile parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage	0,7

La perte par frottement Hf est l'énergie nécessaire pour lutter contre les frottements dans l'ouvrage. Hf peut s'exprimer de plusieurs façons. Cependant la plupart des Ingénieurs autoroutiers étant familiarisés avec la formule de Manning, l'expression donnant Hf en unités anglo-saxonnes est la suivante :

$$H_f = \left[ \frac{29 n^2 L}{R^{1,33}} \right] \frac{V^2}{2g} \quad (2)$$

où

- n Coefficient de rugosité de Manning
- L Longueur du corps de l'ouvrage
- V Vitesse moyenne d'écoulement dans l'ouvrage
- g Accélération de la pesanteur 32,11 pieds
- R Rayon hydraulique =  $\frac{\Delta}{W_p}$

en unités métriques la formule devient :

$$H_f \text{ en mètres} : 0,6758 \left( \frac{29 n^2 L}{R^{1,33}} \right) \frac{V^2}{2g}$$

.....

En écrivant l'équation 1 et en simplifiant nous obtenons pour l'écoulement à pleine section :

$$H \text{ en pieds} : \left[ 1 + k_e + \frac{29 n^2 L}{R^{1,33}} \right] \frac{v^2}{2g}$$

et en unités métriques :

$$H \text{ en mètres} : \left[ 1 + k_e + 0,6758 \times \frac{29 n^2 L}{R^{1,33}} \right] \frac{v^2}{2g}$$

L'équation 2 peut être résolue rapidement en utilisant les abaques 7 à 12. Les équations figurant aux abaques sont les mêmes que l'équation 1 exprimée sous une autre forme. Chaque abaque est établi pour une valeur particulière de  $n$ . Ces abaques peuvent être utilisés pour d'autres valeurs de  $n$  en modifiant la longueur de l'ouvrage comme il est indiqué dans les instructions d'utilisation des abaques.

Tirer la valeur de  $H$  de l'abaque ne donne pas une solution complète pour le type de contrôle aval. La hauteur d'eau  $H_w$  amont doit être déterminée ainsi que d'autres facteurs tels que la pente de l'ouvrage et les conditions aval entrant en ligne de compte dans ce calcul.

La valeur de  $H$  en pieds doit être mesurée en fonction de la hauteur de contrôle à l'aval. Ce contrôle de  $H$  dépend de l'estimation du débit ou de la hauteur de la surface de l'eau à l'aval. Pour simplifier on peut prendre  $H_0$  égale à la distance entre le radier de l'ouvrage et la hauteur d'eau aval. L'équation suivante donne la hauteur d'eau amont

$$H_w = h_0 + H - L S_0 \quad (3)$$

$S_0$  étant la pente de la ligne d'eau en pied par pied, tous les termes étant en pieds. Ce calcul de  $h$  est discuté dans les paragraphes ci-après suivant surtout la nature des conditions aval.

Si la surface de l'eau dans le canal aval est au niveau ou au-dessus du sommet de l'ouvrage à son extrémité, la solution pour le calcul de  $H_w$  est simple. La profondeur  $T_w$  est égale à  $h_0$  et la relation entre  $H_w$  et les autres termes de l'équation 3 est illustré par la figure 3.

Si le niveau de l'eau est au-dessus du sommet ou du couronnement du ponceau à la sortie, la détermination de  $h_0$  pour un débit et des dimensions de l'ouvrage donnés est plus difficile. Les figures 2 B, 2C et 2D sont 3 types communs d'écoulement à section de contrôle aval répondant à la condition ci-dessus. Dans le cas des figures 2B, 2C, 2D, on trouve  $h_0$  en comparant les deux valeurs,  $T_w$  profondeur dans le canal aval, et  $\frac{d_c + D}{2}$  et en prenant  $h_0$  égal à la plus grande des 2 valeurs ainsi calculées. La relation  $\frac{d_c + D}{2}$  est une relation simplifiée

permettant de calculer  $h_0$  quand la surface de l'eau est au-dessous du sommet du ponceau et que le débit ne remplit pas complètement le corps de l'ouvrage à l'aval. Dans cette relation  $d_c$  est la profondeur critique et  $D$  est le diamètre de l'ouvrage. La valeur de  $d_c$  n'excédant jamais  $D$ , la limite supérieure de la valeur de la relation  $\frac{d_c + D}{2}$  est  $D$ . La figure 4 montre les termes de l'équation 3 pour les cas discutés ci-dessus.

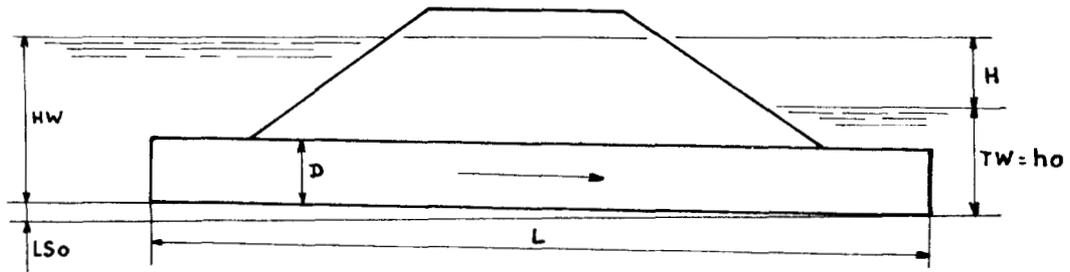


Figure 3

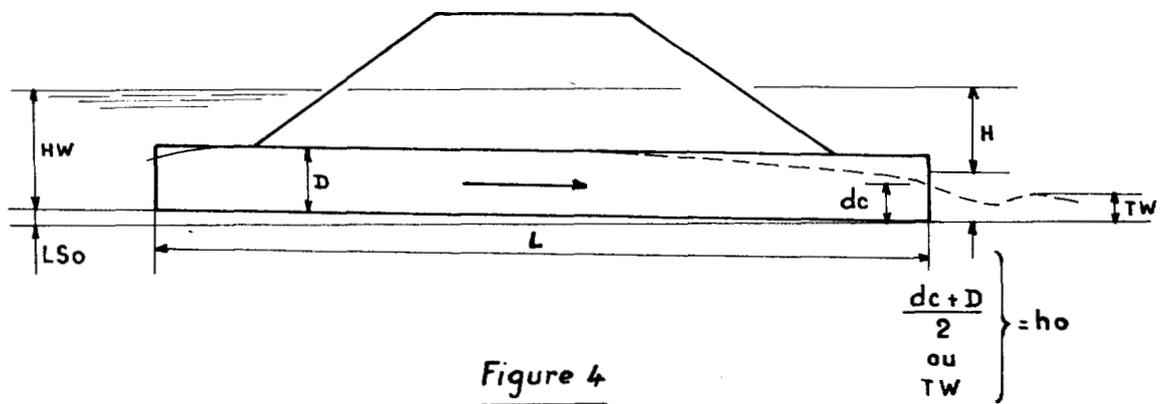


Figure 4

Des solutions plus rigoureuses ont été trouvées ; cette équation 3 donne des réponses exactes si l'ouvrage s'écoule à plein sur une partie de sa longueur comme cela est illustré par la figure 4. Cette condition d'écoulement sera respectée si la hauteur d'eau en amont (comme calculée par l'équation 3) est égale ou plus grande que la quantité

$$D + (1 + K_e) \frac{v^2}{2g}$$

où V est la vitesse moyenne dans la section de l'ouvrage coulant à plein,  $K_e$  le coefficient de perte à l'entrée, et D le diamètre du ponceau. Si la hauteur d'eau amont est inférieure à celle donnée par la relation, l'écoulement sera du type écoulement libre tout le long de l'ouvrage comme le montre la figure 2 D et l'équation 3 donne les réponses avec quelques approximations comme cela est **expliqué au paragraphe suivant.**

Dans le cas de la figure 2 D, l'équation 3 est utilisée pour résoudre le calcul de  $H_w$  quand l'écoulement est libre à l'intérieur de l'ouvrage. Un tel calcul ne donne pas une valeur exacte, puisque la seule méthode correcte de trouver  $H_w$  dans ce cas, est de faire les calculs à rebours, en commençant par la partie aval. Cependant, l'équation 3 donnera des réponses satisfaisantes pour un projet; si la hauteur d'eau amont  $H_w$  est limitée à des valeurs supérieures à 0,75 D,  $H'$  est indiqué sur la figure 2 D pour montrer que la perte en tête est dans ce cas approximativement égale à H. Aucune solution n'est donnée pour  $H_w$  plus petit que 0,75 D.

La méthode donnée dans cette circulaire pour déterminer les dimensions d'un ouvrage devant transiter un débit donné sous une hauteur de charge donnée est assez primaire. On peut parvenir à une meilleure compréhension de l'équation par le tracé de courbes représentatives pour quelques valeurs de débit et de pentes de l'ouvrage. De telles courbes peuvent aussi être utilisées pour comparer différentes dimensions et types de ponceaux. Leur construction est décrite ci-dessous.

#### Courbes représentatives pour aqueducs

Le principal inconvénient dans l'utilisation des abaques, est qu'on doit tenter plusieurs essais. Les projecteurs qui veulent limiter à un petit nombre les types d'ouvrages à utiliser pourront avantageusement préparer des courbes analogues à celles figurant à la figure 6. Ces courbes sont applicables pour une fourchette de hauteurs d'eau ( $H_w$ ) et de débits suivant une longueur et un type d'ouvrage donnés. Habituellement des tableaux avec des intervalles de 25 à 50 pieds dans la longueur de l'ouvrage sont satisfaisants pour l'établissement d'un projet.

La figure 6 est dessinée à partir des données figurant au tableau suivant. Ces données peuvent être obtenues à partir des abaques contenues dans cette circulaire. Le premier tableau est valable pour les courbes de contrôle amont de la figure 6, et le second tableau est valable pour les courbes de contrôle aval.

.....

Données pour contrôle à l'entrée

$\frac{HW}{D}$	Q (en Cfs)	en m3
0,5	21	0,594
0,6	29	0,821
0,7	37	1,047
0,8	46	1,302
0,9	55	1,585
1	65	1,840
1,1	74	2,095
1,3	90	2,548
1,5	102	2,888
1,7	112	3,171
2,0	126	3,568
2,5	145	4,106
3,0	165	4,672

Données pour contrôle aval

Q	dc	$\frac{dc + D}{2}$	H	Hw en fonction de la pente So 0 % 0,5 % 1 % 1,5 % 2 %
---	----	--------------------	---	---

$$Hw = h_0 + H - LSo \quad \text{ou } h_0 = \frac{dc + D}{2}$$

Les courbes dessinées sont limitées au type et à la longueur de l'aqueduc considéré. Pour les aqueducs implantés suivant des pentes supérieures à celles figurant au tableau ci-dessus, on considérera les courbes de contrôle amont, hauteur de charge, débit. Si l'écoulement libre à l'amont n'existe pas, une correction pour l'écoulement aval sera faite suivant les instructions 3 b (2) du procédé pour choix de dimension d'un ponceau.

.....

2-2 - Calcul de la profondeur d'eau à l'aval de l'ouvrage

La profondeur d'eau à l'aval est importante dans la détermination de la capacité hydraulique des aqueducs écoulant avec section de contrôle aval. Dans beaucoup de cas, l'exutoire aval a une largeur plus grande que l'ouvrage et la profondeur d'eau dans le canal naturel est plus faible que la hauteur d'eau à la sortie de l'ouvrage, rendant inefficace le contrôle aval ; de même la profondeur n'a pas besoin d'être calculée pour déterminer le débit de l'ouvrage et la hauteur de charge. Il y a cependant des circonstances où le niveau de la surface de l'eau dans l'exutoire aval est "contrôlée" par une obstruction de l'exutoire aval ou le remous d'un autre exutoire. Une inspection de la plupart des ponceaux peut être faite pour évaluer les sections de "contrôle aval" et déterminer les pentes de la ligne d'eau.

Une profondeur approximative dans un cours d'eau naturel peut être calculée à partir de la formule de Manning, si le canal présente une section, une rugosité et une pente uniforme. Si la surface de l'eau à la sortie est établie à partir d'une section de contrôle aval, d'autres moyens peuvent être trouvés pour déterminer la hauteur d'eau ; quelquefois ceci nécessite une étude des relations pente - débit d'un autre ruisseau dans lequel l'exutoire en question se jette, ou la connaissance des niveaux dans un réservoir si une retenue d'eau était réalisée.

2-3 - Vitesse de l'écoulement

Un aqueduc, à cause de ses caractéristiques hydrauliques, entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement par rapport à celle de l'écoulement dans l'exutoire naturel. Les grandes vitesses sont nuisibles à l'aval immédiat de l'ouvrage, et l'érosion due à l'énergie de l'eau est un facteur qu'il faudra considérer lors de l'établissement d'un projet d'aqueduc.

Des dissipateurs d'énergie sur canaux ont été essayés en laboratoire et beaucoup ont été construits spécialement sur les canaux d'irrigation. Quelques uns de ces ouvrages ont été modifiés, et finalement plusieurs exutoires ont été construits à la sortie des aqueducs.

La construction des dissipateurs d'énergie entraîne des dépenses supplémentaires et l'Ingénieur ne devra envisager leur construction que lorsque des affouillements importants seront à craindre. Le jugement de l'Ingénieur dans ce cas, doit être sain afin qu'il puisse sentir le besoin ou non d'un dissipateur d'énergie. Le calcul de la vitesse d'écoulement à l'aval peut être un facteur important dans l'opportunité de la construction ou non d'un dissipateur. Les vitesses calculées peuvent être comparées avec les vitesses de sortie dans d'autres ouvrages de formes et de dimensions différentes et avec les vitesses d'écoulement dans le canal naturel. Dans la plupart des cas un changement dans les dimensions d'un aqueduc n'apporte pas beaucoup de changement dans les vitesses de sortie.

Les vitesses moyennes de sortie dans les aqueducs coulant avec section de contrôle amont peuvent être calculées approximativement en calculant la vitesse d'écoulement dans une section de l'ouvrage en utilisant la formule de Manning :

V (en pieds)	$\frac{1.486}{n}$	$R^{2/3}$	$S_o^{1/2}$
			C
V (en mètres)	$\frac{1}{n}$	$R^{2/3}$	$S_o^{1/2}$
			.....

Alors la profondeur de l'écoulement n'est pas connu et l'utilisation de tableaux ou d'abaques est recommandée pour résoudre cette équation. La vitesse de sortie pour les ouvrages avec section de contrôle amont, calculée de cette manière sera grande pour les ouvrages dont le rapport longueur - profondeur est plus petit que 20. Pour ces ouvrages courts, les valeurs des vitesses d'écoulement se situeront entre les valeurs calculées à partir de la formule de Manning et celles correspondant à l'écoulement critique.

Dans une section de contrôle aval, la vitesse moyenne aval sera obtenue en divisant le débit par la section d'écoulement aval. La surface de la section d'écoulement se situera entre la surface correspondant à un écoulement critique et la surface de la section totale de l'ouvrage, et dépendra surtout des conditions de la ligne d'eau aval.

**COURBES DE CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES**  
**POUR UNE BUSE EN ACIER DE 48"**  
**AVEC TETE AMONT EN SAILLIE**

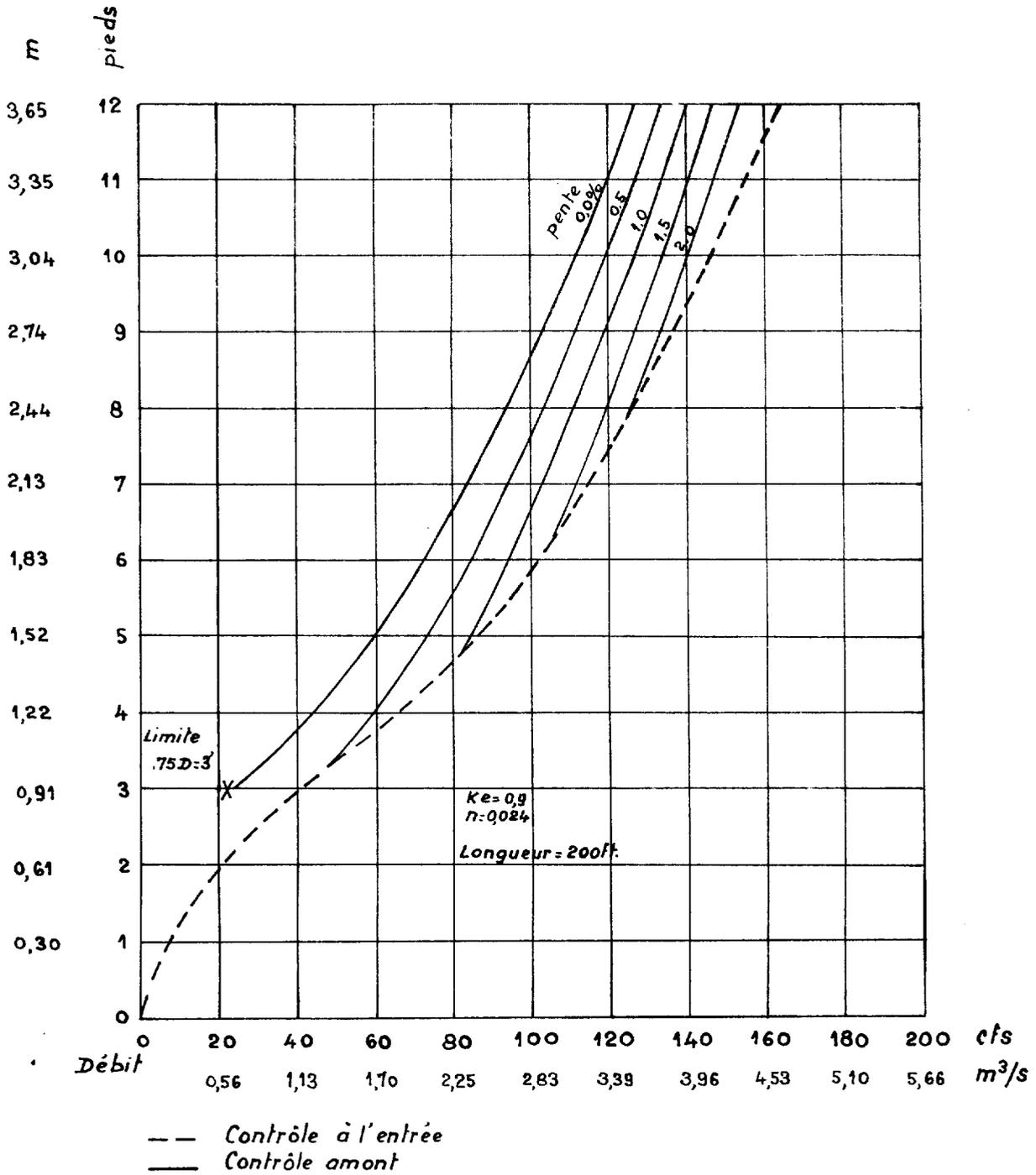


Figure 6

Alors la profondeur de l'écoulement n'est pas connue et l'utilisation de tableaux ou d'abaques est recommandée pour résoudre cette équation. La vitesse de sortie pour les ouvrages avec section de contrôle amont, calculée de cette manière sera grande pour les ouvrages dont le rapport longueur - profondeur est plus petit que 20. Pour ces ouvrages courts, les valeurs des vitesses d'écoulement se situeront entre les valeurs calculées à partir de la formule de Manning et celles correspondant à l'écoulement critique.

Dans une section de contrôle aval, la vitesse moyenne aval sera obtenue en divisant le débit par la section d'écoulement aval. La surface de la section d'écoulement se situera entre la surface correspondant à un écoulement critique et la surface de la section totale de l'ouvrage, et dépendra surtout des conditions de la ligne d'eau aval.

3 - METHODE POUR LE CHOIX  
DES DIMENSIONS D'UN AQUEDUC

---

3-1 - Données

- a/ le débit  $Q$  en cfs
- b/ longueur approximative de l'ouvrage en pieds
- c/ hauteur d'eau amont admissible, en pieds, qui est la distance verticale entre le niveau du radier amont et le niveau permis de la surface de l'eau immédiatement à l'amont de l'ouvrage dans le canal d'amenée.
- d/ Type de l'ouvrage, en spécifiant la nature des matériaux constituant le corps de l'ouvrage, la forme de la section transversale et le type d'entrée.
- e/ Pente de l'ouvrage (si la pente est donnée en % la convertir en pied par pied).
- f/ Vitesse de sortie admissible (si l'érosion est à craindre)

3-2 - Faire un essai des dimensions de l'aqueduc

- a/ Se référer aux abaques de contrôle à l'entrée pour le type d'ouvrages choisis
- b/ à partir du rapport  $\frac{H_w}{D}$  fixé approximativement à 1,5 afférent à l'échelle correspondant au type d'entrée, faire un essai de dimension de l'aqueduc en suivant les instructions d'utilisation de l'abaque. Si pour certaines raisons, une hauteur d'eau à l'amont plus faible ou plus grande est requise, d'autres valeurs de  $\frac{H_w}{D}$  peuvent être essayées.
- c/ si les dimensions pour l'ouvrage sont manifestement trop importantes en fonction de la hauteur des remblais, essayer une valeur différente de  $\frac{H_w}{D}$  ou multiplier le nombre d'ouvrages en divisant le débit à transiter par le nombre d'ouvrages. Surélever le remblai ou utiliser d'autres ouvrages comme les buses, arches ou dalots avec une largeur plus grande que la hauteur sont des solutions qui peuvent être envisagées. Le choix sera basé sur une étude économique.

3-3 - Chercher la hauteur d'eau amont  $H_w$  pour les dimensions choisies de l'ouvrage

- a/ Déterminer et inscrire la profondeur d'eau amont  $H_w$  en utilisant l'abaque avec section de contrôle amont appropriée. Les conditions

.....

de hauteurs d'eau à l'aval  $T_w$  ne doivent pas être négligées dans ce calcul. Dans ce cas  $H_w$  est facilement obtenu en multipliant simplement  $\frac{H_w}{D}$  obtenu à partir de l'abaque par  $D$ .

- b/ Déterminer et inscrire  $H_w$  en considérant une section de contrôle aval, comme il est dit ci-dessous.

Approximer la hauteur d'eau aval  $T_w$  en tenant compte des conditions d'écoulement dans l'exutoire aval. La profondeur  $T_w$  peut aussi être due à un remous engendré par un autre exutoire ou des conditions d'écoulement aval. Une estimation de la profondeur  $T_w$  peut être obtenue en utilisant les formules d'écoulement dans un canal.

Pour les hauteurs d'eau égales ou supérieures à la profondeur à l'aval de l'ouvrage prendre  $T_w$  égal à  $h_o$  et déterminer  $H_w$  par l'application de la formule suivante :

$$H_w = h_o + H - S_o L$$

où

$H_w$  hauteur d'eau en pieds mesurée entre le niveau du radier et le niveau de la surface de l'eau dans le canal d'arrivée

$H$  pertes de charge à l'entrée, déterminées à partir des abaques (tableaux 12)

$h_o$  hauteur d'eau à l'aval de l'ouvrage

$S_o$  pente de l'ouvrage en pied par pied

$L$  longueur de l'ouvrage en pieds.

Pour des hauteurs d'eau inférieures à la hauteur de l'ouvrage, utiliser l'équation suivante pour déterminer la hauteur d'eau amont  $H_w$  (il est à noter que ce calcul peut contenir des approximations qui ont été discutées pages 2 et 3).

$$H_w = h_o + H - S_o L$$

où

$$h_o = \frac{d_c + D}{2}$$

$d_c$  = profondeur critique

$D$  = hauteur de l'aqueduc

Les autres termes sont définis ci-dessus.

.....

Nota : Lorsque  $dc$  excède  $D$  dans une section rectangulaire, prendre  $h_0$  égale à  $D$ .

- c/ Comparer les hauteurs d'eau trouvées en 3a et 3b (contrôle amont ou contrôle aval). La plus grande des hauteurs régit l'écoulement suivant les conditions données.
- d/ Comparer la plus grande hauteur  $H_w$  déterminée ci-dessus avec celles admissibles pour l'emplacement de l'ouvrage. Si  $H_w$  est plus grand que la hauteur admissible, recommencer l'expérience avec un ouvrage plus large. Si  $H_w$  est plus faible que la hauteur admissible, recommencer l'opération en utilisant des dimensions d'ouvrages plus petites.

3-4 - Vérification de la vitesse aval pour les dimensions choisies de l'ouvrage

Si le contrôle aval gouverne, dans c ci-dessus, la vitesse aval est égale à  $\frac{Q}{A}$  où  $A$  est la surface de la section d'écoulement à l'aval. Si  $dc$  ou  $T_w$  est plus petit que la hauteur de l'ouvrage, on prendra pour  $A$  la surface d'écoulement correspondant à une profondeur  $dc$  ou  $T_w$ , laquelle donnera la plus grande surface de section d'écoulement.

Si le contrôle amont gouverne en c ci-dessus, la vitesse à la sortie peut être calculée en appliquant la formule de Manning.

- 3-5 - Essayer un autre type d'ouvrages ou de forme et déterminer les dimensions et  $H_w$  par la méthode ci-dessus.
- 3-6- Relever finalement l'ouvrage sélectionné : type, dimensions, vitesse aval, en fonction de  $H_w$  et des justifications économiques.

.....

4 - RESOLUTION DU PROBLEME PAR  
L'UTILISATION D'ABAQUES

4-1 - Abaque pour section contrôle amont - Instructions d'utilisation  
Abaques 1-5-6

1 - Détermination de la hauteur d'eau amont  $H_w$

- a/ Relier suivant une ligne droite la valeur du diamètre  $D$  de la buse à la valeur du débit  $Q$  ou  $\frac{Q}{B}$  pour les dalots.  
Prolonger cette ligne jusqu'à l'échelle de  $\frac{H_w}{D}$
- b/ Si  $\frac{H_w}{D}$  figurant à l'échelle (1) représente le type d'entrée utilisé, lire la valeur de  $\frac{H_w}{D}$  à l'échelle (1). Si un autre type d'entrée est utilisé, mener à partir du point d'intersection de la ligne avec l'échelle (1) une horizontale qui coupe l'échelle (2) ou l'échelle (3), puis lire la valeur de  $\frac{H_w}{D}$
- c/ Calculer  $H_w$  en multipliant la valeur  $\frac{H_w}{D}$  relevée sur l'abaque par  $D$ .

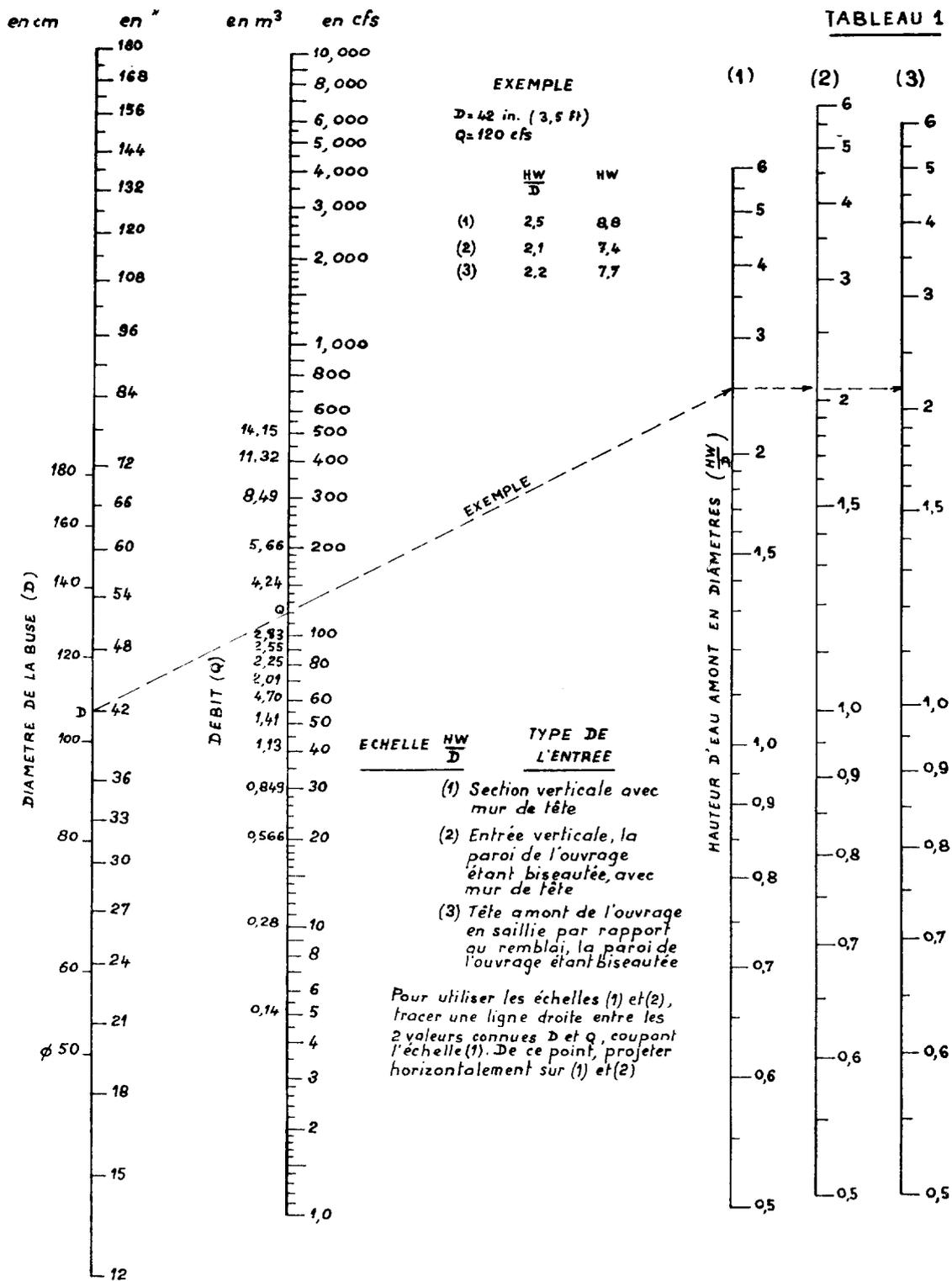
2 - Détermination des dimensions de l'aqueduc

- a/ On se donne une valeur de  $\frac{H_w}{D}$  ; on repère la valeur  $\frac{H_w}{D}$  en fonction du type de l'entrée. Si les échelles 2 ou 3 sont utilisées, mener une horizontale qui coupe l'échelle (1).
- b/ Joindre le point de rencontre de l'échelle (1) avec l'horizontale à l'échelle des débits, au point indiquant la valeur du débit donné, puis lire sur l'échelle de gauche les dimensions de l'aqueduc.

3 - Détermination du débit

- a/ On se donne  $H_w$  et  $D$ . Localiser  $\frac{H_w}{D}$  sur l'échelle appropriée comme en 2 a
- b/ Joindre par une droite la valeur du diamètre de l'échelle des diamètres à la valeur  $\frac{H_w}{D}$  de l'échelle (1), puis lire la valeur du débit sur l'échelle des débits à l'intersection de la droite ainsi tracée avec l'échelle des débits.

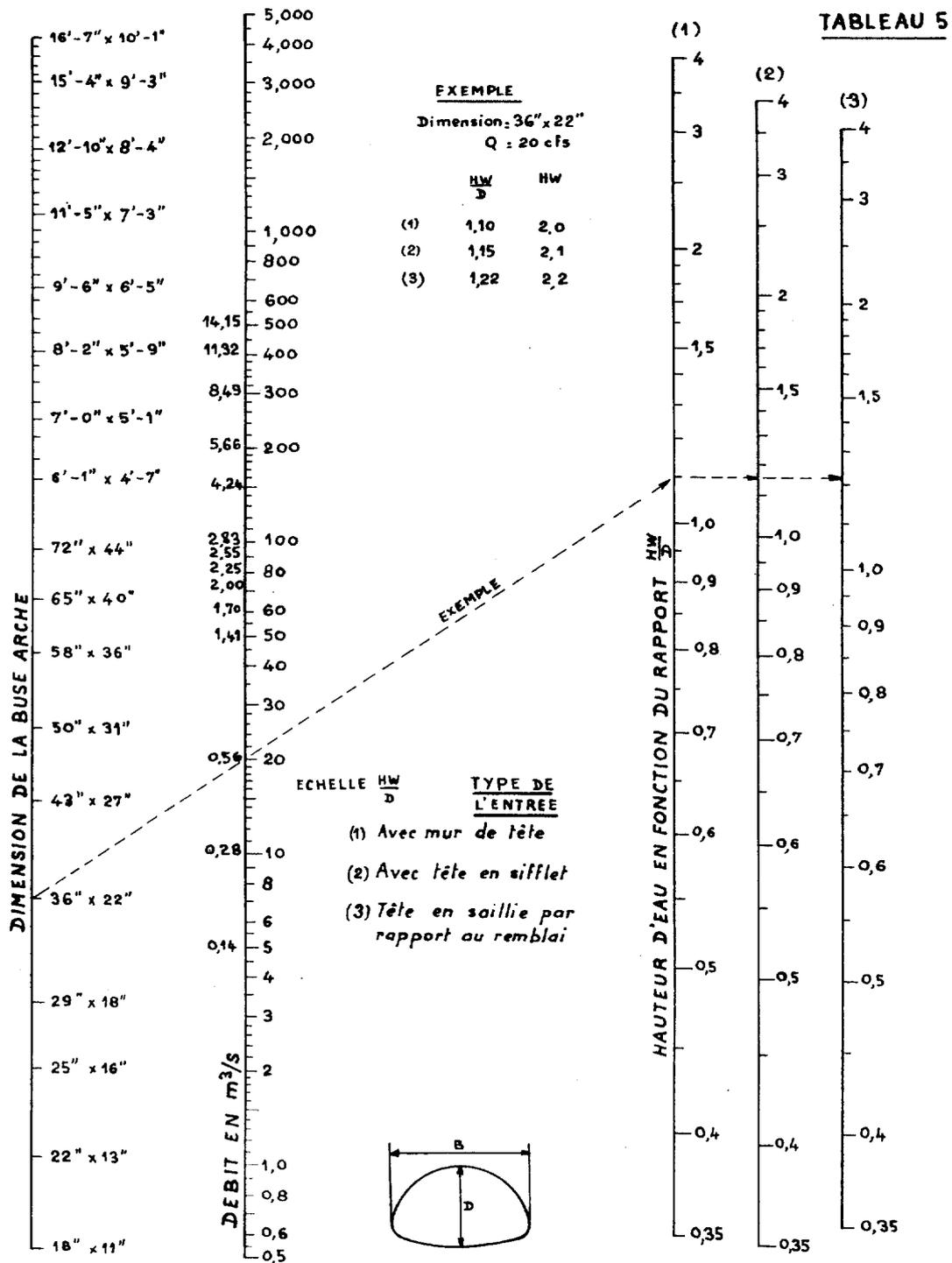
.....



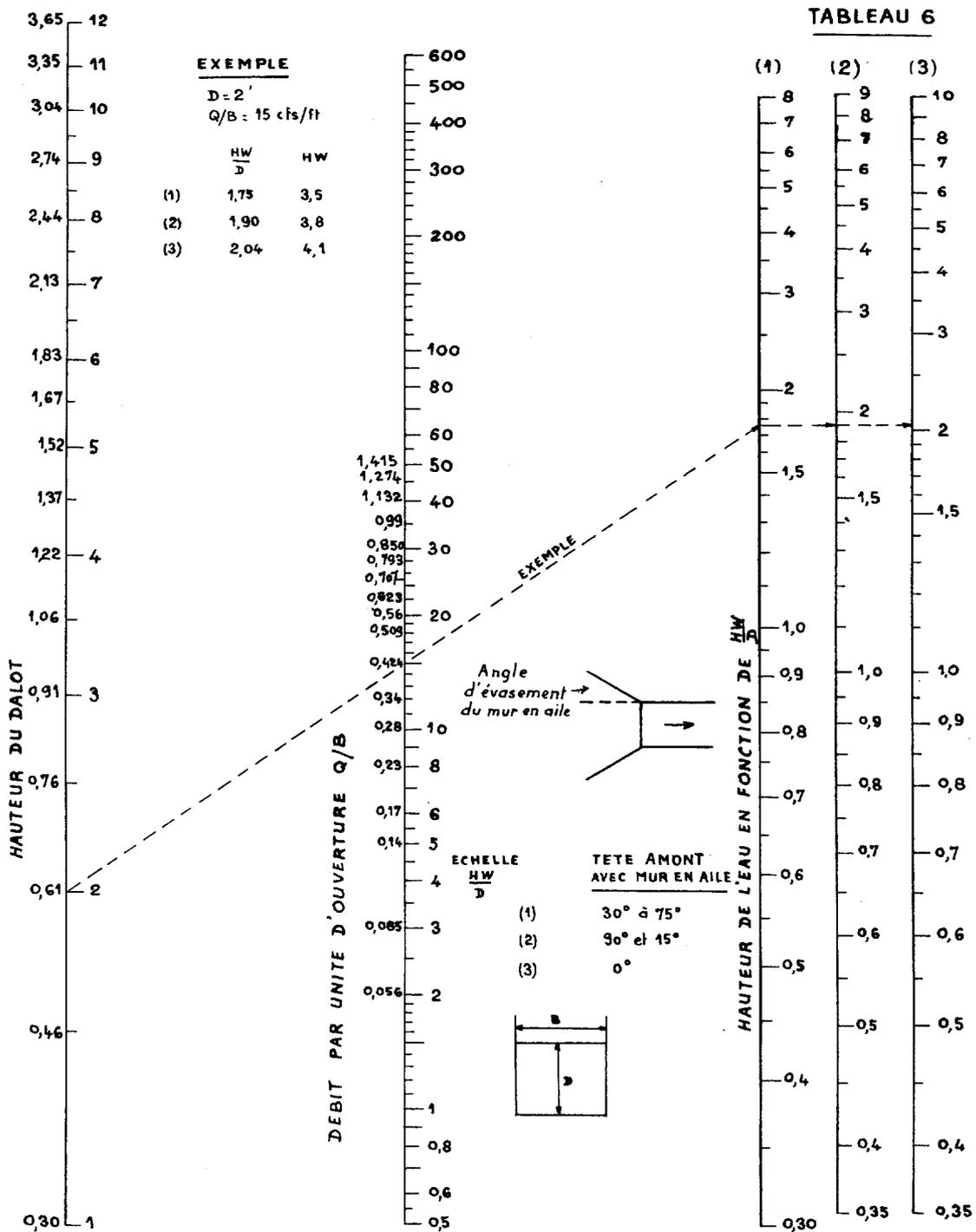
**PROFONDEUR D'EAU AMONT**

**POUR LES BUSES EN B.A.**

**AVEC SECTION DE CONTROLE AMONT**



**HAUTEUR D'EAU AMONT**  
**POUR LES BUSES ARCHES METALLIQUES**  
**AVEC SECTION DE CONTROLE AMONT**



HAUTEUR D'EAU AMONT DANS LE CAS  
DES AQUEDUCS A SECTION RECTANGULAIRE  
AVEC SECTION DE CONTROLE AMONT

4-2 - Abaques pour section de contrôle aval - Instructions pour l'utilisation

Les abaques ci-joints 7 - 9 - 11 - 12 permettent de résoudre l'équation 2 lorsque l'aqueduc coule à pleine section avec section de contrôle aval. Ces abaques ne donnent pas une solution complète pour trouver la hauteur de charge amont  $H_w$ .

1 - Déterminer la hauteur  $H$  pour un ouvrage donné et un débit donné

- a/ Prendre l'abaque approprié en fonction du type d'ouvrage
- b/ Commencer à rechercher la solution nomographique partant de l'échelle des longueurs.
- c/ Si la valeur de  $n$  de l'abaque correspond à celle de l'ouvrage adopté, trouver la valeur de  $K_e$  à partir de la table 2, annexe B et sur l'abaque approprié, localiser le point de départ sur l'échelle des longueurs correspondant à la valeur de  $K_e$  définie ci-dessus. Si la valeur  $K_e$  tirée de la table 2 ne correspond pas d'échelle, voir ci-dessous en 1°. Si la valeur de  $n$  diffère de celle figurant à l'abaque voir ci-dessous en 2°.

1°/ Pour les valeurs de  $K_e$  différentes de celles figurant sur les échelles, joindre par une ligne droite, les points correspondants à la longueur de l'ouvrage figurant aux échelles données à l'abaque puis interpoler ou extrapoler suivant cette ligne suivant les valeurs de  $K_e$ .

2°/ Pour des valeurs du coefficient de rugosité différentes de celles figurant aux abaques, utiliser les échelles des longueurs de l'abaque après le réajustement

$$L_1 = L \left( \frac{n_1}{n} \right)^2$$

$L_1$  étant la longueur de la nouvelle échelle des longueurs

$L$  la longueur de l'échelle de l'abaque

$n_1$  le coefficient de rugosité considéré

$n$  le coefficient de rugosité de l'abaque

- d/ Joindre le point repéré sur l'échelle des longueurs au point correspondant aux dimensions de l'aqueduc et marquer le point d'intersection de cette droite. En ce qui concerne les aqueducs à section carrée, voir l'instruction n° 3 ci-dessous.

.....

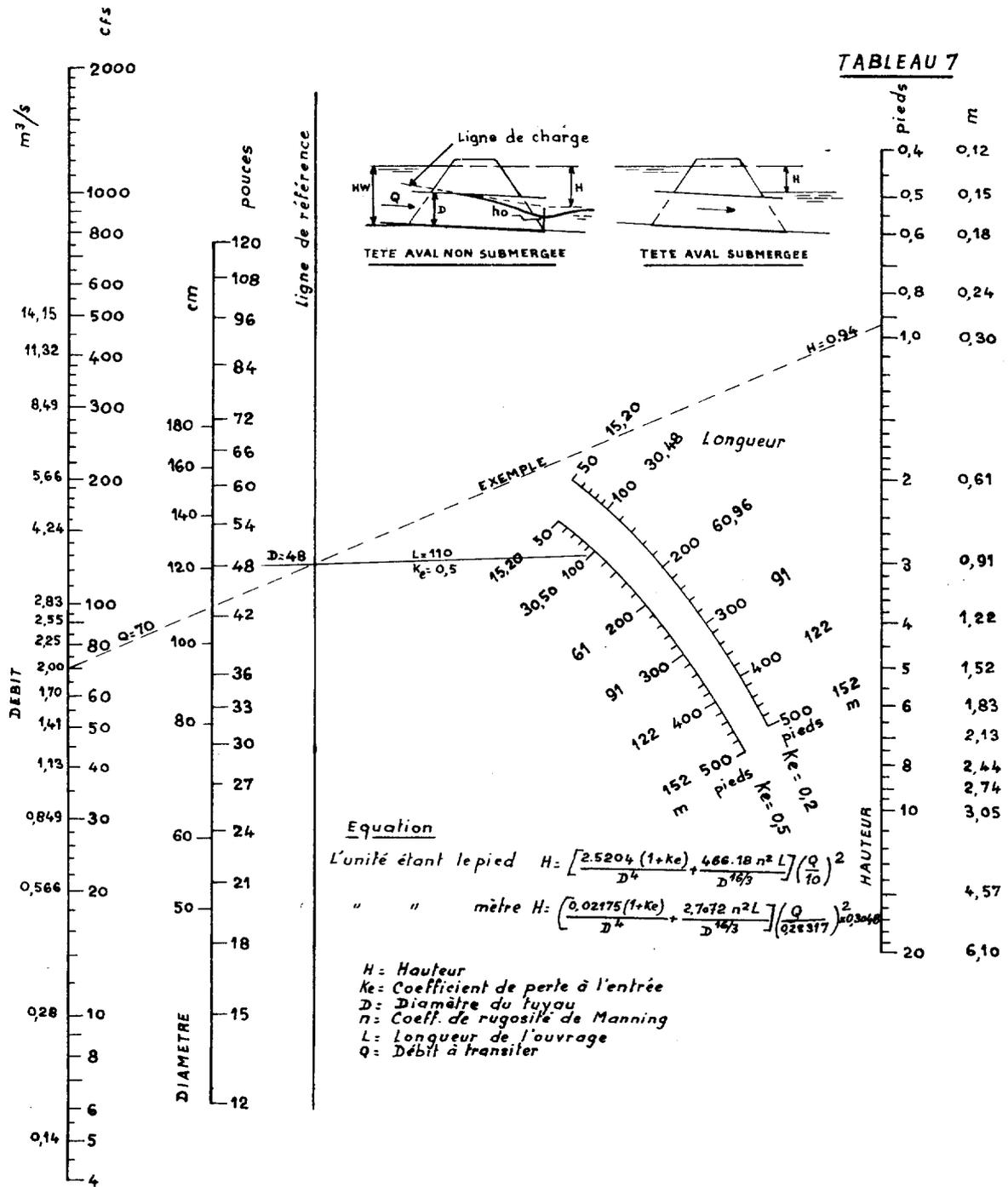
- e/ joindre le point de rencontre de l'échelle de rotation au point correspondant au débit sur l'échelle des débits, et prolonger jusqu'à sa rencontre avec l'échelle de H. Pour les valeurs de H sortant des limites de l'abaque, calculer H à partir de la formule donnée à l'abaque ou par la relation  $H = KQ^2$ , K étant tiré de l'abaque.

2 - Pour les valeurs de n, se référer au tableau ci-dessous

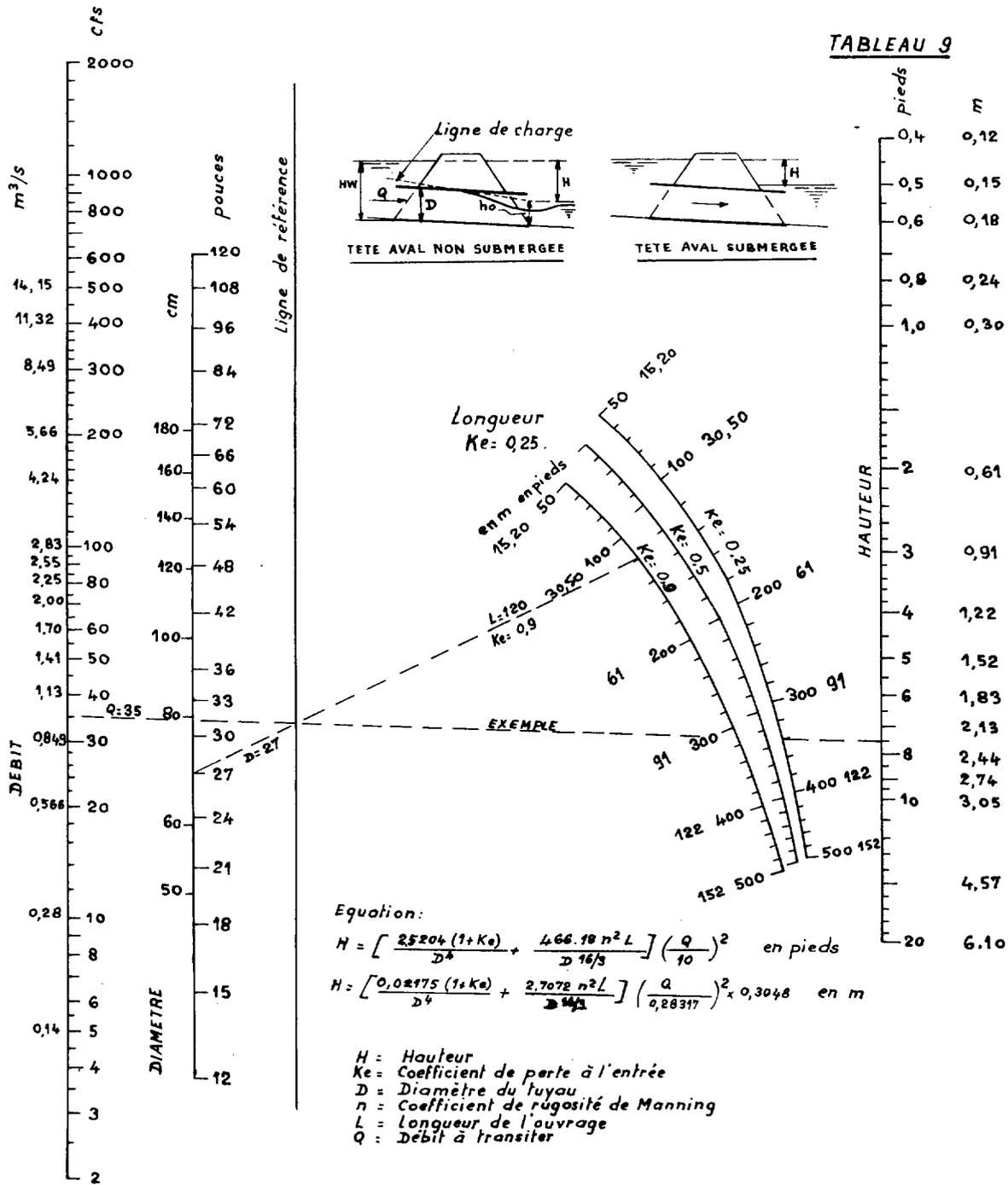
tuyaux	<u>Ouvrages en béton</u>		<u>Ouvrages en acier</u>	
	dalots		Petites ondulations	Grandes ondulations
0,012	0,012		(2,2/3" x 1/2")	(6" x 2")
			sans revêtement 0,024	0,030
			avec revêtement 0,071	0,025

3 - Pour utiliser l'abaque 12 afférent aux ouvrages à section carrée, pour d'autres ouvrages à section autre que carrée :

- a/ Calculer la surface de la section rectangulaire
- b/ Joindre par une ligne, l'échelle des longueurs à l'échelle des surfaces
- c/ Joindre le point ainsi obtenu
  - à l'échelle des débits. Lire la hauteur H
  - à l'échelle des H.

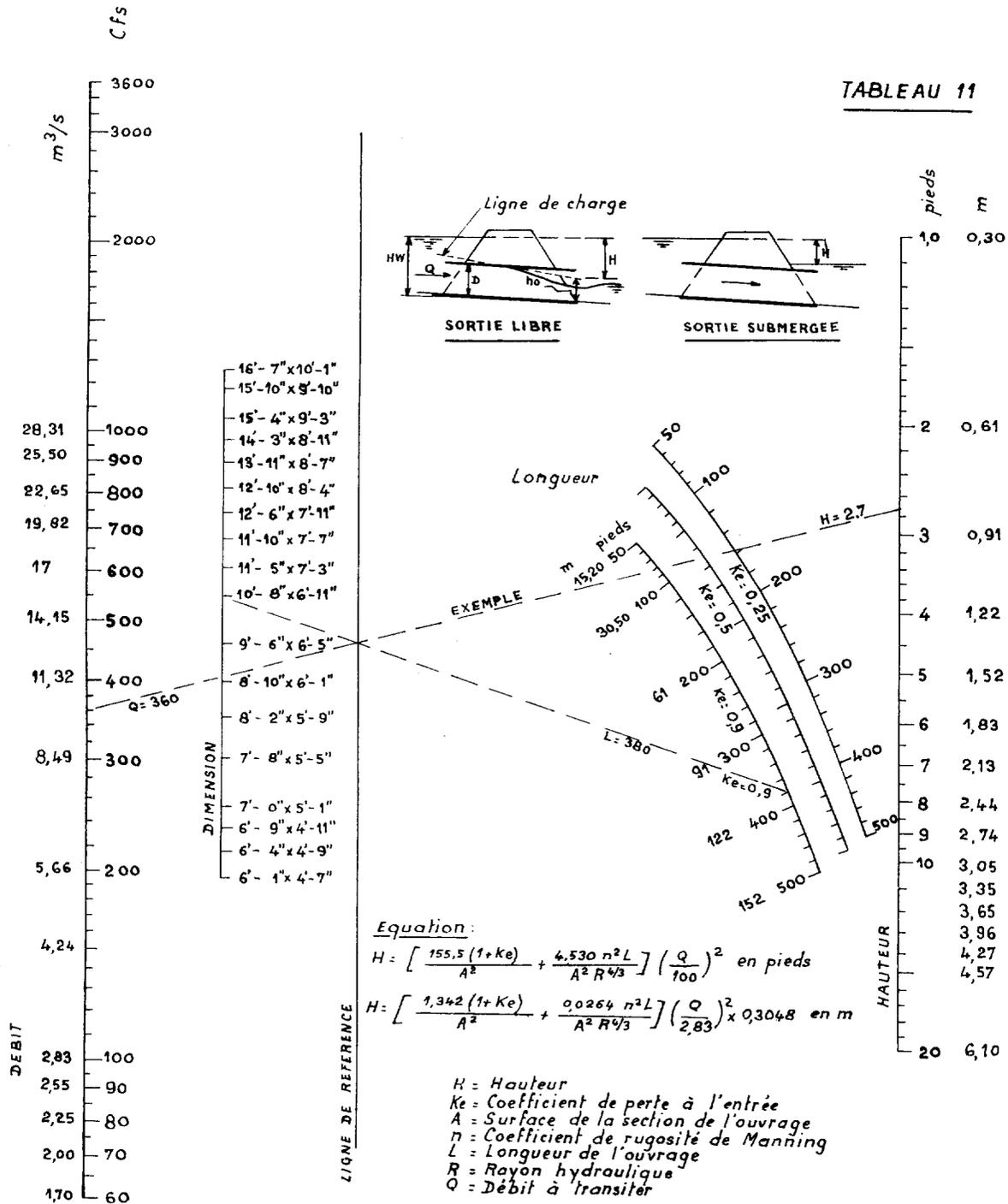


**HAUTEUR ENTRE LE NIVEAU AMONT ET LE  
 NIVEAU AVAL  
 DANS LES AQUEDUCS CIRCULAIRES  
 COULANT A PLEINE SECTION  
 n = 0,012**



**HAUTEUR POUR LES AQUEDUCS CIRCULAIRES EN ACIER  
 COULANT A PLEINE SECTION A L'AMONT  
 n = 0,024**

TABLEAU 11



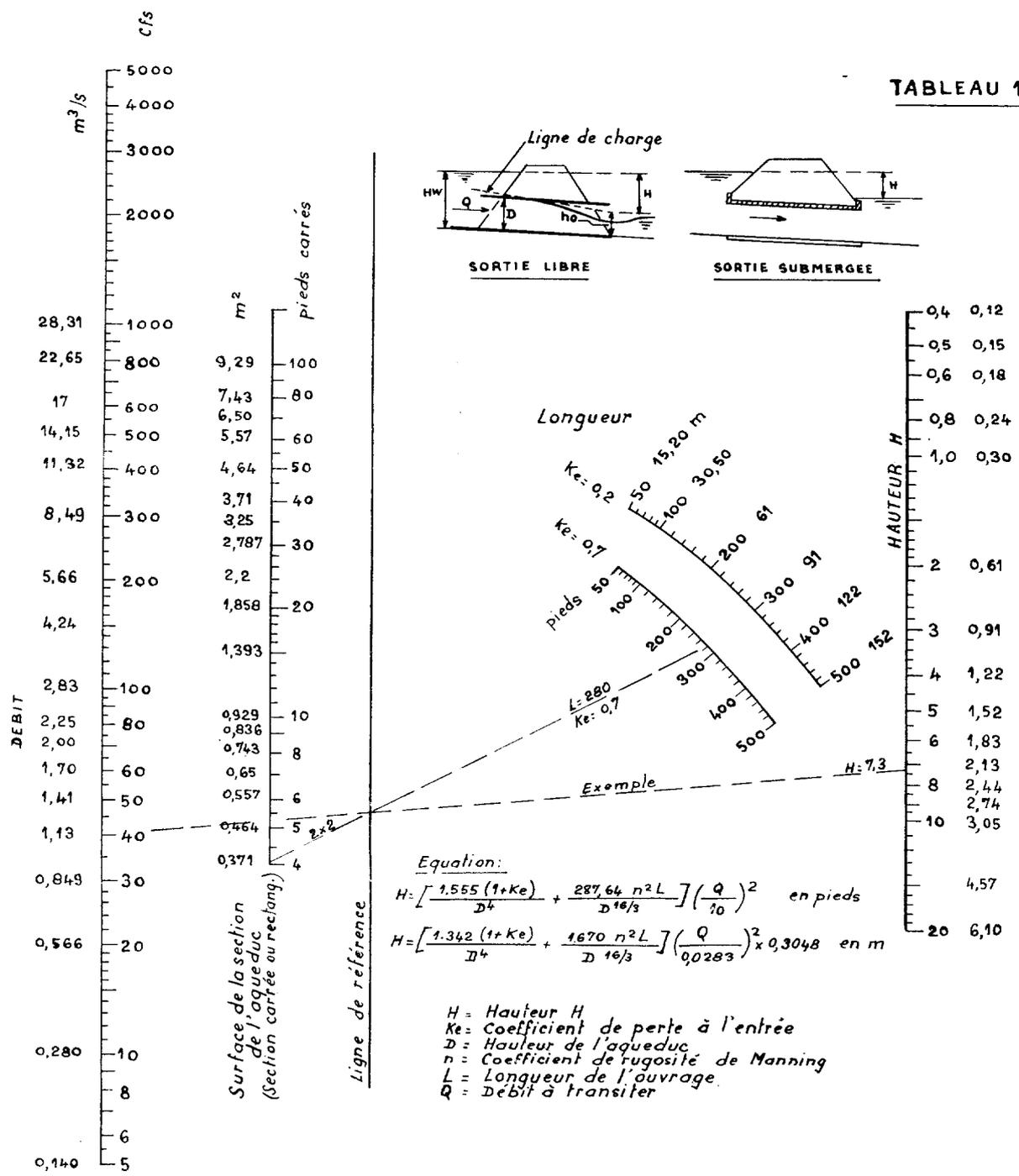
**HAUTEUR POUR BUSES-ARCHES MULTIPLAQUES**

**EN ACIER**

**S'ÉCOULANT À PLEINE SECTION À L'AMONT**

**n = 0,025**

TABLEAU 12



**HAUTEUR POUR AQUEDUCS EN BETON  
A SECTION CARREE OU RECTANGULAIRE  
ECOULANT A PLEINE SECTION AMONT**

**n = 0,012**

PONTES ET CHAUSSEES

SERVICE SPECIAL  
des AUTOROUTES

Agence du Sud-Est

PETITS OUVRAGES HYDRAULIQUES

Aqueducs Circulaires

Calage des ouvrages

Tracé de la ligne d'eau  
à l'intérieur de l'ouvrage

L'implantation de petits ouvrages hydrauliques capables d'un débit de quelques m<sup>3</sup>/s pose quelquefois au projeteur un problème assez délicat à résoudre. En effet, dans le calcul des cotes d'implantation d'un ouvrage (cotes amont et aval du radier ou du fil d'eau), le projeteur devra respecter un certain nombre de conditions qui sont :

- choix d'un gabarit d'ouvrage qui tout en permettant d'assurer l'évacuation d'un débit donné conduise à une dépense minimum.
- respecter une cote amont ou aval ou les deux à la fois du plan d'eau, fixée a priori en fonction de certains impératifs.
- déterminer une pente longitudinale de l'ouvrage qui soit compatible avec la vitesse admissible dans l'ouvrage et le relief du terrain.

Il est bien évident que les formules d'hydraulique générale permettent de résoudre d'une façon satisfaisante ce problème d'implantation. Cependant, le projeteur sera toujours obligé, au prix de calculs complexes souvent longs et fastidieux, d'approximer et de faire plusieurs essais en combinant les différents paramètres pour arriver à un résultat satisfaisant.

Dans la littérature technique américaine traitant du problème de l'écoulement dans les aqueducs, nous avons relevé une méthode simple et rapide de calcul de la ligne d'eau dans le contexte canal amont ouvrage de transit - canal aval, lorsque la pente donnée à l'ouvrage est subcritique. C'est cette méthode publiée par "State of California, Departement of Public Works Division of Highway" dans l'ouvrage "California Culvert Practice" que nous allons exposer ci-dessous.

Sont donnés :

- le débit à transiter dans l'ouvrage soit  $Q$
- la pente longitudinale  $I$  de l'ouvrage imposée par des impératifs locaux, cette pente conduisant à un écoulement du type torrentiel dans l'ouvrage.

.....

- le type de l'ouvrage en l'occurrence un aqueduc circulaire dont on obtient très rapidement le diamètre D en fixant une hauteur maximale d de remplissage et une vitesse maximale de l'écoulement fonction de la résistance à l'abrasion du matériau constituant l'ouvrage
  - la longueur L totale de l'ouvrage
  - éventuellement la cote maximum C fixée a priori du plan d'eau à l'amont de l'ouvrage

On veut connaître :

- les cotes du plan d'eau dans différentes sections transversales de l'ouvrage, ce qui revient à calculer la ligne d'eau dans l'ouvrage et en particulier la cote de l'extrémité aval ; cote à partir de laquelle il sera possible de calculer la ligne d'eau dans l'exutoire aval.

#### Articulation des opérations à effectuer

Nous avons affaire à un écoulement du type torrentiel. Etant donné la longueur toujours relativement importante de l'aqueduc lorsqu'il s'agit d'une autoroute, il y aura mise en vitesse progressive à l'intérieur de l'ouvrage.

On admet que dans la section transversale, à l'entrée de l'ouvrage l'écoulement est critique et qu'il n'y a pas de perte de charge à l'entrée.

A partir des données définies ci-dessus et du tableau ci-annexé permettant de calculer très rapidement les éléments critiques d'un aqueduc circulaire en fonction du rapport  $\frac{Q}{D^{2,5}}$

on détermine pour la section à l'entrée de l'ouvrage :

- la profondeur critique de (colonne 4)
- la hauteur d'eau,  $h_e$  immédiatement à l'amont de l'entrée (colonne 3)
- la vitesse critique  $V_c$  (colonne 2)
- le rayon hydraulique R de la section d'écoulement (colonne 5).

Ces éléments permettent alors de fixer la cote amont d'implantation de l'ouvrage si la cote du plan d'eau dans le canal amont a été fixée à priori et de calculer la pente de la ligne d'énergie de l'écoulement à partir de la formule de Manning Strickler

$$(I_0 = \frac{v^2 \times n^2}{R^{4/3}}) \quad n \text{ étant le coefficient de Manning}$$

Le régime d'écoulement étant torrentiel, la valeur de la pente  $I_0$  ainsi calculée est inférieure à la pente de calage de l'ouvrage. Dans la colonne 4 du tableau, on choisit alors une nouvelle valeur du rapport  $\frac{d}{D}$

inférieure à la valeur précédente et à laquelle correspond une nouvelle hauteur d'eau  $d_1$  dans l'ouvrage. Le problème revient alors à calculer à quelle distance de l'entrée de l'ouvrage la profondeur d'eau est égale à  $d_1$ .

.....

Toujours en se servant du tableau, on détermine :

- la surface  $A_1$  de l'écoulement (colonne 6)
- la vitesse d'écoulement dans la section de surface  $A_1$   $V_1 = \frac{Q}{A_1}$
- la hauteur  $hV_1$  capable de la vitesse  $hV_1 = \frac{V_1^2}{2g}$

A partir de  $V_1$  on calcule par la formule de Manning, la valeur  $I_1$  de la pente de la ligne d'énergie. La distance  $L_1$  entre la section amont de l'ouvrage et la section d'écoulement de surface  $A_1$  est donnée par la relation

$$L_1 = \frac{(d_1 + hV_1) - (d_0 + hV_0) \quad h}{I - \frac{(I_0 + I_1)}{2}}$$

Si la pente de la ligne d'énergie est inférieure à la pente de calage de l'ouvrage, on répète la même opération en entrant dans le tableau par une valeur  $\frac{d^2}{D}$  inférieure à la précédente.

La distance  $L_2$  entre les sections où les profondeurs d'eau sont  $d_1$  et  $d_2$  est donnée par la relation :

$$L_2 = \frac{(d_2 + hV_2) - (d_1 + hV_1)}{I - \frac{(I_1 + I_2)}{2}}$$

et ainsi de suite jusqu'à ce que la somme des longueurs  $L_n$  ainsi calculées égale la longueur totale  $L$  de l'ouvrage.

En partant d'une cote amont du plan d'eau, cette méthode permet donc de déterminer assez rapidement la cote du plan d'eau à la sortie de l'ouvrage et par voie de conséquence de calculer les caractéristiques de l'écoulement aval.

Pour illustrer cette méthode, nous allons traiter ci-dessous un exemple pratique.

Exemple :

Nous reprenons l'exemple traité dans l'ouvrage "California Culvert Practice".

Données :

- débit à transiter  $Q = 252$  cfs soit  $7,135$  m<sup>3</sup>
- type de l'ouvrage : buse circulaire en béton armé  
 $D = 72$  inches soit  $1,828$  m
  - longueur de l'ouvrage  $L = 200$  pieds soit  $60,96$  m
  - pente longitudinale imposée pour l'ouvrage :  $2\%$
  - écoulement en régime torrentiel.

.....

Calcul de la ligne d'eau à l'intérieur de l'ouvrage

- Détermination des éléments critiques de la section d'entrée

On rentre dans le tableau à l'aide du rapport :

$$\frac{Q}{D^{2,5}} = \frac{7,135}{1,828^{2,5}} = \frac{7,135}{4,5177} = 1,579$$

d'où vitesse critique :

$$v_{co} = \left[ 2,566 + \frac{(1,579 - 1,545)}{1,656 - 1,545} (2,649 - 2,566) \right] \sqrt{1,828} = \underline{3,503 \text{ m/s}}$$

Profondeur critique :

$$d_{co} = \left[ 0,718 + \frac{(1,579 - 1,545)}{1,656 - 1,545} (0,743 - 0,718) \right] 1,828 = \underline{1,326 \text{ m}}$$

Hauteur spécifique (ligne de charge à l'amont)

$$1,326 + \frac{3,503^2}{2g} = \underline{1,95 \text{ m}}$$

(Si l'on s'est fixé a priori une cote du plan d'eau en amont de l'ouvrage ce résultat permet de déduire la cote amont de la génératrice inférieure de l'ouvrage).

Rayon hydraulique de la section d'écoulement

$$1,828 \times 0,300 = 0,5484$$

Pente critique

On donne à n, coefficient de Manning, la valeur de 0,013

$$\text{d'où } 3,503 = \frac{1}{0,013} \times 0,5484^{2/3} \times I_{co}^{1/2}$$

$$\text{d'où } I_{co} = \frac{(3,503 \times 0,013)^2}{0,5484^{2/3}} = 0,0046$$

La pente de la ligne d'énergie au droit de l'entrée de l'ouvrage est donc :

$$S_0 = 0,0046$$

.....

Calcul de la cote du plan d'eau dans une section S<sub>1</sub> située à une distance L<sub>1</sub> de la section S<sub>0</sub>.

Prenons dans le tableau une valeur arbitraire du rapport  $\frac{d}{D}$  soit 0,604.

Nous aurons alors :

Surface de la section d'écoulement :  $1,828^2 \times 0,495 = 1,654 \text{ m}^2$

Vitesse de l'écoulement dans la section S<sub>1</sub> =  $\frac{7,135}{1,654} = 4,313 \text{ m}$

Rayon hydraulique :  $1,828 \times 0,279 = 0,510$

d'où  $4,313 = \frac{1}{0,013} \times 0,510^{2/3} \times I_1^{1/2}$

et pente de la ligne d'énergie dans la section S<sub>1</sub> :

$$I_1 = \frac{(4,313 \times 0,013)^2}{0,510^{2/3}} = 0,0077$$

Hauteur d'eau dans la section :  $1,828 \times 0,604 = \underline{1,104 \text{ m}}$

Hauteur capable de la vitesse :  $\frac{4,313^2}{2 \times 9,81} = \underline{0,948 \text{ m}}$

d'où distance L<sub>1</sub> de la section S<sub>1</sub> à l'amont de l'ouvrage :

$$L_1 = \frac{(1,104 + 0,948) - 1,95}{0,02 - 1/2 (0,0046 + 0,0077)} = \underline{7,36 \text{ m}}$$

A 7,36 m de l'amont de la buse, la hauteur de l'eau dans la buse est donc de 1,10 m.

Prenons maintenant une section S<sub>2</sub> pour laquelle le rapport  $\frac{d}{D} = 0,537$

Surface de la section d'écoulement :

$$0,430 \times 1,828^2 = \underline{1,436 \text{ m}^2}$$

Vitesse d'écoulement

$$\frac{7,135}{1,436} = 4,968$$

Rayon hydraulique :  $1,828 \times 0,261 = \underline{0,477}$

.....

Hauteur d'eau dans la section S2

$$1,828 \times 0,537 = \underline{0,981} \text{ m}$$

d'où pente de la ligne d'énergie au droit de la section S2

$$4,968 = \frac{1}{0,013} \times 0,477^{2/3} \times I_2^{1/2}$$

$$I_2 = \frac{(4,968 \times 0,013)^2}{0,477^{2/3}} = 0,0111$$

Hauteur capable de la vitesse

$$\frac{4,968^2}{2 \times 9,81} = 1,257$$

d'où distance L<sub>2</sub> de la section S<sub>2</sub> à la section S<sub>1</sub>

$$L_2 = \frac{(0,981 + 1,257) - (1,104 + 0,948)}{0,02 - 1/2 (0,0077 + 0,0111)} = \underline{19,78} \text{ m}$$

A 27,14 m de l'entrée de la buse, la hauteur d'eau est de 0,981 m.

Prenons maintenant une section S<sub>3</sub> où le rapport  $\frac{d}{D} = 0,501$

Surface de la section d'écoulement

$$1,828^2 \times 0,395 = \underline{1,319} \text{ m}^2$$

Vitesse d'écoulement

$$\frac{7,135}{1,319} = 5,409 \text{ m/s}$$

Rayon hydraulique  $1,828 \times 0,250 = \underline{0,457}$

Hauteur d'eau dans la section S<sub>3</sub>  $1,828 \times 0,501 = \underline{0,915} \text{ m}$

d'où pente de la ligne d'énergie :

$$5,409 = \frac{1}{0,013} \times 0,457^{2/3} \times I_3^{1/2}$$

$$\text{et } I_3 = \frac{(5,409 \times 0,013)^2}{0,457^{2/3}} = \underline{0,0140}$$

Hauteur capable de la vitesse

$$\frac{5,409^2}{2 \times 9,81} = 1,491$$

d'où distance L<sub>3</sub> de la section S<sub>3</sub> à la section S<sub>2</sub>

$$L_3 = \frac{(0,915 + 1,491) - (0,981 + 1,257)}{0,02 - 1/2 (0,0111 + 0,0140)} = \underline{22,55} \text{ m}$$

.....

A 49,69 m de l'entrée de la buse, la hauteur d'eau sera donc de 0,915m

Pour obtenir la hauteur de l'eau à la sortie de la buse, on peut alors extrapoler entre les hauteurs d'eau dans les 2 dernières sections.

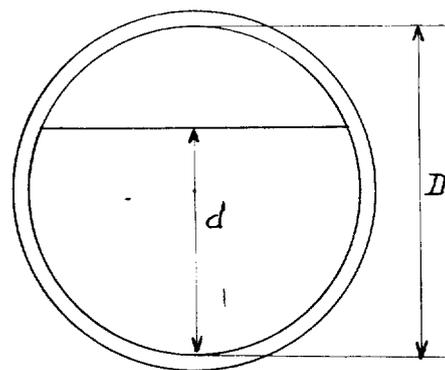
Hauteur d'eau à la sortie de la buse

$$0,915 - \frac{(0,981 - 0,915) (60,96 - 49,69)}{22,55} = \underline{0,87} \text{ m}$$

NOTA - Si nous avions affaire à un aqueduc à section rectangulaire, nous pourrions tracer également la ligne d'eau dans l'ouvrage, en utilisant la même méthode. Les calculs étant ici beaucoup moins complexes, aucun tableau n'a été dressé ; on rappelle cependant que la profondeur critique dans un ouvrage à section rectangulaire est donnée en fonction du débit Q et de l'ouverture b par la relation :

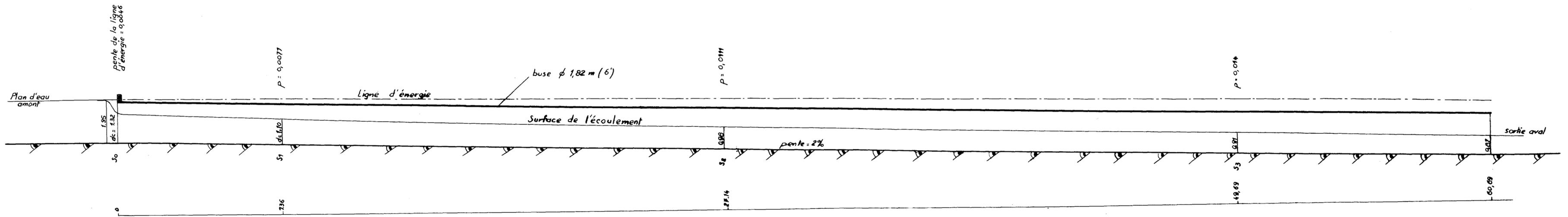
$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$$

# ELEMENTS CRITIQUES D'UNE SECTION CIRCULAIRE



$Q$ $D^{2.5}$	$V_c$ $\sqrt{D}$	$h_e$ $D$	$d$ $D$	$R$ $D$	$A$ $D^2$
1	2	3	4	5	6
0,552	1,766	0,579	0,420	0,222	0,312
0,662	1,865	0,640	0,462	0,237	0,355
0,772	1,959	0,698	0,501	0,250	0,395
0,883	2,053	0,752	0,537	0,261	0,430
0,993	2,141	0,805	0,571	0,270	0,463
1,104	2,230	0,857	0,604	0,279	0,495
1,214	2,312	0,907	0,634	0,285	0,525
1,324	2,395	0,956	0,663	0,291	0,553
1,4247	2,467	1,000	0,6887	0,295	0,577
1,435	2,478	1,005	0,691	0,295	0,579
1,545	2,566	1,053	0,718	0,299	0,602
1,656	2,649	1,100	0,743	0,301	0,625
1,932	2,870	1,220	0,800	0,304	0,673
2,208	3,113	1,342	0,848	0,303	0,710
2,484	3,378	1,468	0,887	0,300	0,735
2,760	3,665	1,600	0,918	0,294	0,753
3,036	3,963	1,740	0,939	0,289	0,767
3,312	4,283	1,892	0,956	0,284	0,773

Tracé de la ligne d'eau  
dans un aqueduc circulaire



BASSINS DISSIPATEURS d'ENERGIE  
de FORME RECTANGULAIRE

1. - CALCUL des CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Les facteurs à prendre en compte pour un projet de bassin dissipateur d'énergie sont la hauteur du bassin, sa longueur, la réduction de la vitesse de l'écoulement et la cote du radier aval.

La section du bassin sera déterminée en considérant la hauteur d'eau minimum à l'extrémité de l'ouvrage de chute pour un débit maximum envisagé. La méthode qui suit servira de guide général pour établir un projet de bassin dissipateur d'énergie.

Considérons la figure où nous supposons que  $d_0, V_0, d_3, V_3$ , altitude de A, altitude de C et débit  $q$  sont connus. Le problème revient à déterminer l'altitude de B,  $d_1, V_1, d_2, V_2$  et  $H_2$ .

Pour un débit donné, la profondeur critique d'un canal rectangulaire peut être trouvée en utilisant l'équation :

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$d_c$  étant la profondeur critique dans le bassin dissipateur d'énergie et  $q$  le débit par unité de largeur de l'ouvrage.

Ensuite, la perte d'énergie du point 0 au point 3 est déterminée par la relation :

$$(1) \quad H_L = \left( \text{Alt. de A} + d_0 + \frac{V_0^2}{2g} \right) - \left( \text{Alt. de C} + d_3 + \frac{V_3^2}{2g} \right)$$

Les relations de dimension suivantes montrent la perte de charge en tête pour des canaux rectangulaires et sont basés sur la seconde loi de mouvement de Newton.

$$(2) \quad \frac{H_L}{d_1} = \left[ \frac{d_2/d_1 - 1}{4 d_2/d_1} \right]^3$$

$$(3) \quad \frac{d_1}{d_c} = \left[ \frac{2}{(d_2/d_1) (d_2/d_1 + 1)} \right]^{1/3}$$

.....

puisque  $\frac{H_L}{d_c} = \frac{d_1}{d_c} \times \frac{H_L}{d_1}$  le produit des équations ci-dessus devient

$$(4) \quad \frac{H_L}{d_c} = \left[ \frac{(d_2/d_1) - 1}{4 d_2/d_1} \right]^3 \left[ \frac{2}{d_2/d_1 (d_2/d_1 + 1)} \right]^{1/3}$$

$H_L$  et  $d_c$ , donc le rapport  $\frac{H_c}{d_c}$  sont connus. On peut alors tirer la valeur du rapport  $\frac{d_2}{d_1}$  en résolvant l'équation (4). Puis la résolution de l'équation (3) donnera  $\frac{d_2}{d_1}$  la valeur de  $d_1$ .

Pour résoudre ces équations, on pourra donner des valeurs fixées a priori pour  $\frac{d_2}{d_1}$  et opérer par tâtonnement.

L'altitude du radier du bassin dissipateur d'énergie sera égale à :

$$\text{Alt. de B} = \left( \text{Alt. de A} + d_0 + \frac{v_0^2}{2g} \right) - \left( \frac{v_1^2}{2g} + d_1 \right)$$

$$\text{Alt. de B} = \left( \text{Alt. de C} + d_3 + \frac{v_3^2}{2g} \right) - \left( \frac{v_2^2}{2g} + d_2 \right)$$

L'utilisation simultanée des 2 équations ci-dessus peut servir de vérification.

## 2. - DIMENSIONS RECOMMANDÉES pour les ACCESSOIRES d'un BASSIN DISSIPATEUR d'ENERGIE

La figure n° 2 montre les dimensions et l'implantation recommandées des brise-lames et du seuil dans un bassin dissipateur d'énergie. Les dimensions et la localisation résultent de l'étude "The Model Tests of Hydraulic Energie Localisation Dissipator for Harmon Barrance".

Quelques changements dans les proportions peuvent être apportées à la suite d'études sur modèle réduit.

Pièces annexes : tableau des figures 1 et 2

# BASSIN DISSIPATEUR D'ENERGIE

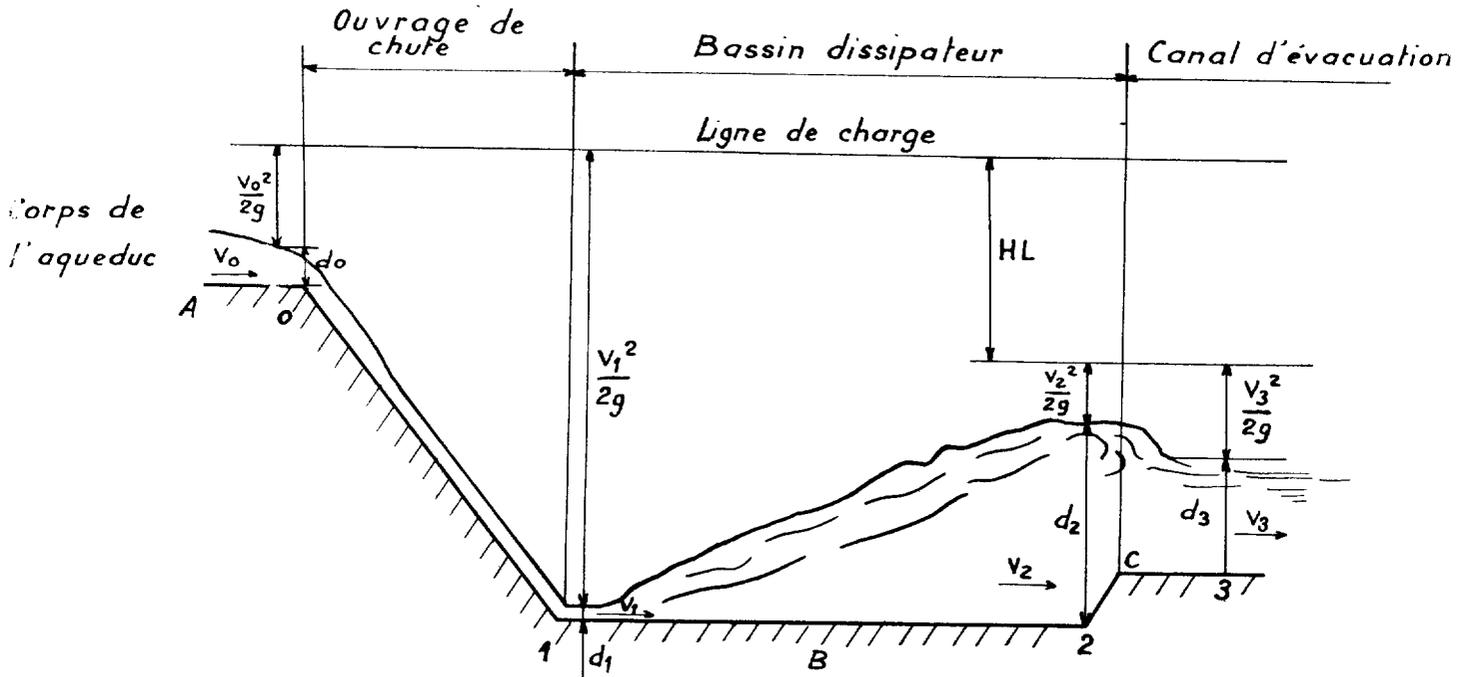


Figure 1

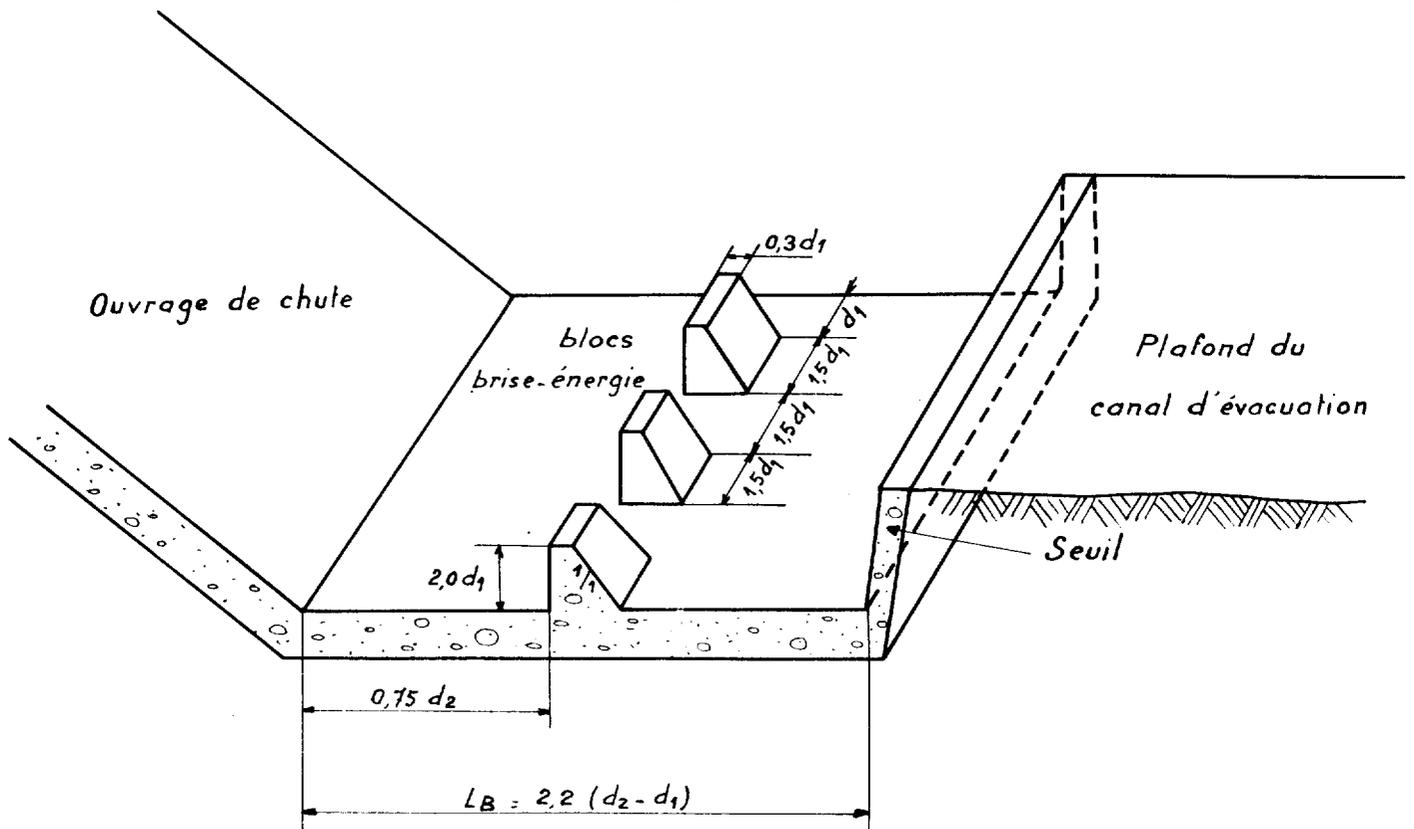


Figure 2  
Caractéristiques

HYDRAULIQUE  
ECOULEMENT dans les CANAUX et les CONDUITES

---

DOCUMENTATION ETABLIE  
par l'INSTITUT des TRANSPORTS et du TRAFIC  
UNIVERSITE de CALIFORNIE

---

Sources d'information :

CALIFORNIA DIVISION of HIGHWAYS  
U.S. BUREAU of PUBLIC ROADS  
U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE  
ST-ANTONY FALLS LABORATORY

Reproduction par

ETAT de CALIFORNIE  
DEPARTEMENT des TRAVAUX PUBLICS  
DIVISION des AUTOROUTES  
District VII

---

METHODE pour ETABLISSEMENT  
d'un projet de bassin dissipateur d'énergie  
d'après "ST-ANTHONY FALLS LABORATORY (S.A.F.)"

---

1. - EXPOSE du PROBLEME du RESSAUT HYDRAULIQUE

Pour absorber l'énergie produite par le ressaut hydraulique à la sortie d'un ouvrage on a recours dans la plupart des cas au bassin dissipateur d'énergie. En matière autoroutière, les caractéristiques définies par la ST-ANTHONY FALLS (S.A.F.) pour les bassins dissipateurs d'énergie sont certainement les plus satisfaisantes.

Ces caractéristiques sont les suivantes :

- le radier du bassin est construit à un niveau inférieur à celui du plafond du canal d'évacuation
- la profondeur du bassin doit être suffisante pour permettre la formation du ressaut à l'intérieur du bassin et la largeur doit être suffisante pour limiter la profondeur d'eau amont et par conséquent la hauteur du ressaut.
- le ressaut doit être localisé et stabilisé à l'intérieur du bassin. Cependant pour réduire la longueur du bassin, on peut disposer des blocs brise-énergie sur le radier de l'ouvrage. Dans la plupart des cas le bassin proprement dit à l'exclusion de l'ouvrage de chute amont aura une longueur égale à 1,5 fois la hauteur d'eau au droit du ressaut. Les murs latéraux du bassin peuvent être ou verticaux ou inclinés ; pour simplifier le présent exposé, on considérera le bassin avec murs verticaux.

Comme dans les problèmes d'hydraulique faisant intervenir des vitesses élevées on a recours au rapport des forces d'inertie et de gravité appelé nombre de Froude

$$F = \frac{V}{(g \times d)^{1/2}}$$

- V vitesse d'écoulement
- g accélération de la pesanteur
- d profondeur de l'eau

(Ce qu'on appelle ici nombre de Froude F est la racine carrée de l'expression définissant le nombre de Froude telle qu'on la trouve dans les manuels d'hydraulique générale). La longueur de l'ouvrage de chute nécessaire pour obtenir la largeur désirée de l'écoulement et la profondeur de l'eau résultante nécessaire à la formation d'un ressaut hydraulique sont contrôlées par ce nombre de Froude, dont la valeur est calculée à l'amont de chaque partie d'ouvrage. On utilisera donc ce simple rapport pour déterminer les dimensions de l'ouvrage dissipateur d'énergie.

.....

La formation du ressaut dans le bassin dissipateur dépend de la hauteur d'eau  $d_2$  à l'aval du bassin, cette hauteur étant égale ou plus grande que la hauteur minimum requise pour la hauteur d'eau et le nombre de Froude définis à l'entrée du bassin. Les normes de construction des bassins dissipateurs d'énergie établies par la S.A.F. ne sont valables que lorsque le niveau du plan d'eau dans le canal d'évacuation est connu, l'écoulement dans le canal étant du type sub-critique. Aucune norme n'a pu encore être dégagée dans le cas où l'écoulement dans le canal d'évacuation est du type super-critique.

Lorsqu'un bassin dissipateur doit être aménagé à la sortie d'un ouvrage déjà existant, il est nécessaire de prévoir une chute afin d'obtenir la profondeur nécessaire à la création du ressaut. Lors de l'établissement du projet d'un ponceau, il est bon, si besoin est, de prévoir une partie du bassin à l'intérieur même du corps de l'ouvrage. De plus, on peut démontrer que pour un débit donné la profondeur  $d_2$  nécessaire à la formation du ressaut est égale approximativement au produit de la vitesse  $V_1$  par la profondeur  $d_1$  mesurée à l'entrée du bassin ; donc  $d_2$  diminuera lorsque  $d_1$  diminuera sans augmentation de la vitesse d'écoulement. Par conséquent, pour écouler le même débit une zone de transition plus large que le corps de l'aqueduc sera nécessaire ; elle sera répartie sur toute la longueur de l'ouvrage de tête. La résistance au frottement dans l'ouvrage de chute sera plus importante en réduisant la profondeur  $d_1$ , réduisant ainsi l'augmentation de la vitesse d'écoulement.

Un bref examen des bassins dissipateurs d'énergie, indique qu'il sera nécessaire de donner à l'extrémité de l'ouvrage de chute une largeur environ double de la largeur du corps de l'aqueduc pour des vitesses de sortie de l'ordre de 6 m/s, sans dépasser trois fois la largeur du corps de l'aqueduc pour des vitesses de 12 m/s. Lors de l'établissement d'un projet, on pourra en première approximation donner à D, distance verticale séparant les niveaux du radier de l'aqueduc et du radier du bassin (hauteur de chute) la valeur suivante

$$D = \frac{H}{b_1/b}$$

H étant la charge immédiatement à la sortie du corps de l'aqueduc

b la largeur de l'aqueduc

$b_1$  la largeur à l'extrémité aval de l'ouvrage de chute

(voir figures jointes)

Une méthode pour l'élaboration d'un projet de bassin dissipateur d'énergie, établie par la S.A.F. est exposée ci-après. Pour un problème donné il est conseillé d'envisager et de comparer au stade projet plusieurs solutions afin de choisir la plus économique.

2. - PROJET de BASSIN DISSIPATEUR d'ENERGIE d'après "ST-ANTONY FALLS LABORATORY"

- 2-1 - Déterminer le niveau du plan d'eau dans l'ouvrage à sa sortie.
- 2-2 - Calculer ou estimer la cote du niveau du plan d'eau dans le canal d'évacuation, la formation du ressaut hydraulique étant liée à la stabilité du niveau de l'eau dans le canal d'évacuation.
- 2-3 - Essayer une longueur  $b_1$  pour la largeur amont du bassin égale à 2 fois la largeur  $b$  de l'aqueduc pour des vitesses de l'ordre de 20 pieds/s (6,00 m/s) et à 2,5 fois à 3 fois la largeur  $b$  pour des vitesses de 40 pieds ou (12 m/s)
- 2-4 - Donner à  $D$ , hauteur de chute, une valeur qui ne sera pas inférieure à la valeur du rapport  $\frac{H}{b_1/b}$ ,  $H$  étant la hauteur de charge totale immédiatement à la sortie de l'aqueduc.
- 2-5 - Déterminer la longueur  $L_a$  de la chute (saut de ski) qui sera le minimum des 2 longueurs obtenues de la manière suivante :

- a/ la longueur ne doit pas être inférieure à 3,5  $D$ . En coupe, l'ouvrage de chute présentera une forme parabolique, l'arc de parabole étant tangent au radier de l'aqueduc à son origine, et ayant une pente maximale de 2/1 à son extrémité.
- b/ Afin que la divergence des murs en aile de l'ouvrage de chute, n'entraîne pas de séparation de la nappe liquide, les longueurs suivantes exprimées en multiples de  $b$  ( $b$  = largeur de l'aqueduc) et en fonction du nombre de Froude et du rapport  $\frac{b_1}{b}$  seront retenues comme longueurs à donner à l'ouvrage de chute.  $\frac{b_1}{b}$

Longueur de l'ouvrage de chute en nb de b

Nombre de Froude	Valeurs du coefficient $b_1/b$			
	2	2,5	3	4
2	2,5 b	3,1 b	3,7 b	5,2 b
3	3,6 b	4,5 b	5,4 b	7,5 b
4	4,6 b	5,8 b	7 b	9,8 b
5	5,5 b	7 b	8,5 b	12 b
6	6,5 b	8,1 b	9,9 b	14 b

2-6 - Trouver la hauteur d'eau  $d_1$  et la vitesse d'écoulement  $V_1$  à l'extrémité aval de l'ouvrage de chute.

$V_1$  est fonction de  $d_1$ . On pourra trouver la valeur de  $d_1$  par tâtonnements, la relation suivante devant être vérifiée

$$d + \frac{v^2}{2g} + D - H_f = d_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (H_1)$$

$d$  étant la hauteur d'eau à l'extrémité aval de l'aqueduc

$v$  la vitesse d'écoulement à l'extrémité aval de l'aqueduc

$D$  hauteur verticale de chute

$H_f$  pertes de charge dans l'ouvrage de chute

$d_1$  hauteur d'eau à l'extrémité aval de l'ouvrage de chute (ou à l'origine du bassin dissipateur d'énergie)

$V_1$  vitesse de l'écoulement à l'extrémité aval de l'ouvrage de chute

2-7 - La perte de charge  $H_f$  peut être évaluée par la relation :

$$H_f = L_a \left( \frac{sf}{sf_1} \right)^{1/2}$$

dans laquelle

$L_a$  est la longueur horizontale de l'ouvrage de chute

$sf$  et  $sf_1$  sont les pertes de charge par unité de longueur aux extrémités aval de l'aqueduc et de l'ouvrage général de chute, données par la relation

$$sf_1 = \frac{29,2 \quad n^2 \quad V_i^{1/2}}{R_i^{4/3}}$$

avec  $n$  coefficient de frottement de Manning

$V_i$  vitesse d'écoulement

$R_i$  rayon hydraulique de la section considérée.

La détermination de  $d_1$  peut également être faite approximativement en se référant à la note n° 1.

2-8 - Calculer la valeur du nombre de Froude  $F_1$  afférent à l'écoulement à l'origine du bassin dissipateur d'énergie.

.....

- 2-9 - Déterminer la profondeur d'eau  $d_2$  au droit du ressaut. Dans la plupart des cas, la hauteur  $d_2$  peut être considérée égale à la hauteur théorique du ressaut, quoiqu'on puisse prendre  $d_2$  égale à 85 % de la hauteur théorique du ressaut.

$d_2$  est calculée à partir de la relation :

$$d_2 = \left[ 0,5 d_1 \left( 1 + 8 F_1^2 \right)^{1/2} - 1 \right]$$

(ou à partir des indications données dans la notice n° 1).

- 2-10 - Si la hauteur d'eau dans le canal d'évacuation ne correspond pas à la hauteur  $d_2$  ainsi calculée, on doit reprendre les calculs avec des valeurs différentes pour la hauteur de chute  $D$  et la largeur  $b_1$  du bassin dissipateur d'énergie.

- 2-11 - Calculer la longueur  $L_b$  du bassin dissipateur d'énergie

$$L_b = \frac{7,5 d_2}{F_1}$$

$L_b$  devra être supérieur à  $1,4 d_2$

- 2-12 - Calculer la hauteur  $M$  des murs en aile du bassin dissipateur d'énergie de telle sorte qu'ils puissent contenir le ressaut hydraulique

$$M = 1,3 d_2$$

- 2-13 - Déterminer la largeur aval  $b_2$  du bassin dissipateur d'énergie, en considérant que les murs en ailes du bassin se situent dans le prolongement des murs en aile de l'ouvrage de chute.

- 2-14 - Le bassin sera raccordé au canal d'évacuation par des murs en aile inclinés à  $45^\circ$  sur l'axe du canal. L'extrémité aval du radier du bassin sera raccordée au plafond du canal suivant une pente de 20 %.

Un seuil à paroi verticale peut être prévu à l'extrémité aval du bassin. La hauteur  $c$  de ce seuil peut être égale à

$$c = 0,07 d_2$$

Des brise chutes peuvent être disposés à l'extrémité aval de l'ouvrage de chute. Ces éléments à parois latérales verticales à face supérieure horizontale auront une hauteur égale à  $d_1$ , une largeur égale à  $0,75 d_1$  et seront espacés les uns des autres par une distance égale à leur largeur propre. Les blocs constituant le brise-chute devront se trouver au droit des intervalles séparant les éléments des blocs "brise-énergie" implantés dans le radier du bassin dissipateur. Un élément ou un intervalle pourra indifféremment être accolé aux murs en aile.

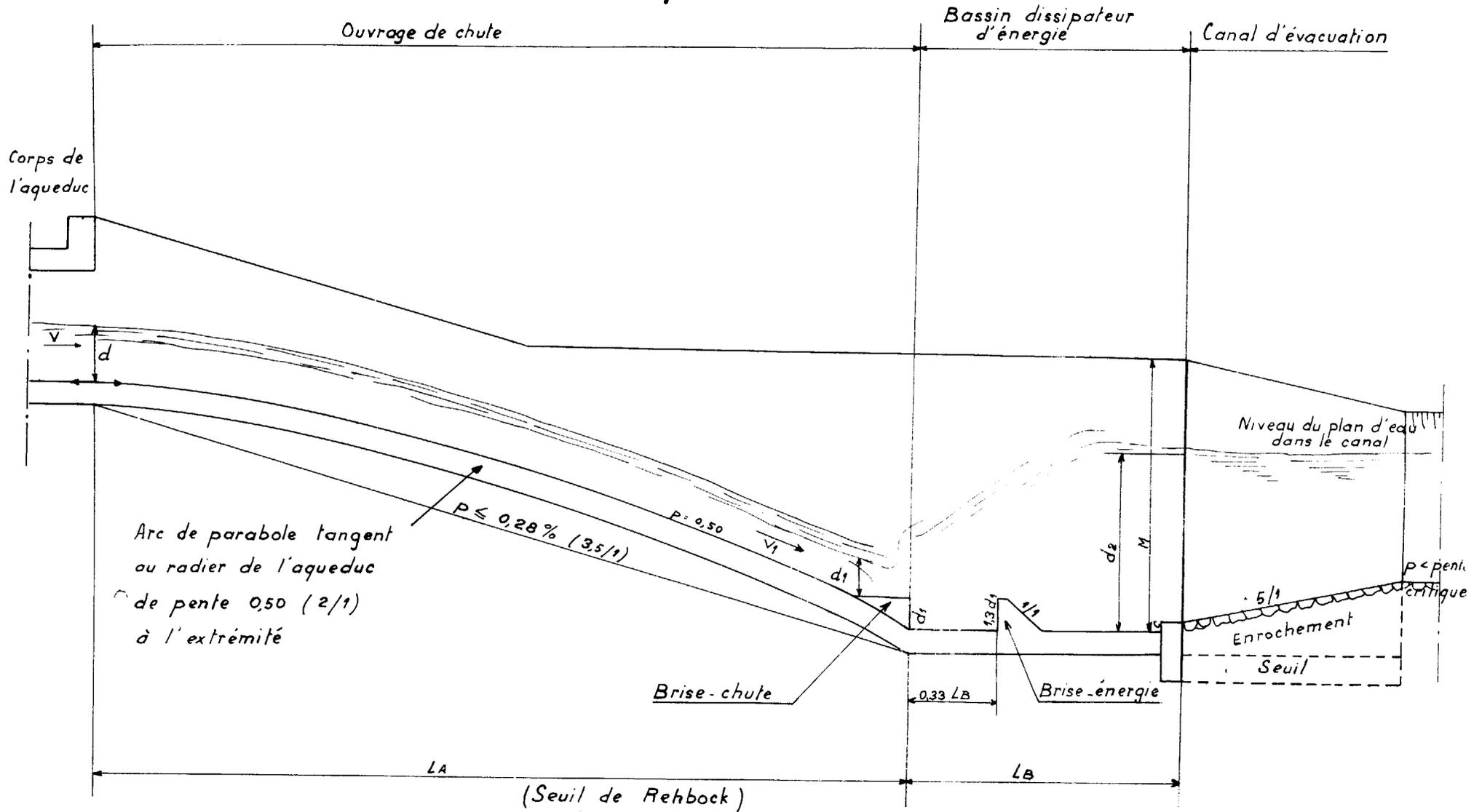
.....

Des blocs brise-énergie pourront être disposés sur le radier du bassin dissipateur d'énergie, à une distance de l'origine égale de 0,33 à 0,45 fois la longueur du bassin. Chaque élément à face amont et à parois latérales verticales aura une hauteur égale à  $d_1$  ou  $1,2 d_1$  de préférence. La face aval pourra être soit verticale soit inclinée à  $45^\circ$ . La largeur de chaque élément pourra être égale à l'espacement entre blocs, cette largeur variant avec le rapport  $b'_1/b_1$ . Côté mur en aile un espacement égal à  $1/2 d_1$  sera prévu. La largeur cumulée des éléments sera comprise entre  $0,40 b'_1$  et  $0,50 b'_1$ .

La protection de la partie inclinée raccordant le radier du bassin au plafond du canal d'évacuation sera en général nécessaire. Le bon fonctionnement du bassin dissipateur d'énergie dépend du maintien de la profondeur  $d_2$  calculée au stade projet. S'il y a érosion dans le canal, entraînant un abaissement du plafond, le ressaut peut disparaître et des affouillements peuvent se produire. Pour pallier cet inconvénient, il sera nécessaire de prévoir des enrochements protecteurs dans le raccord bassin - canal.

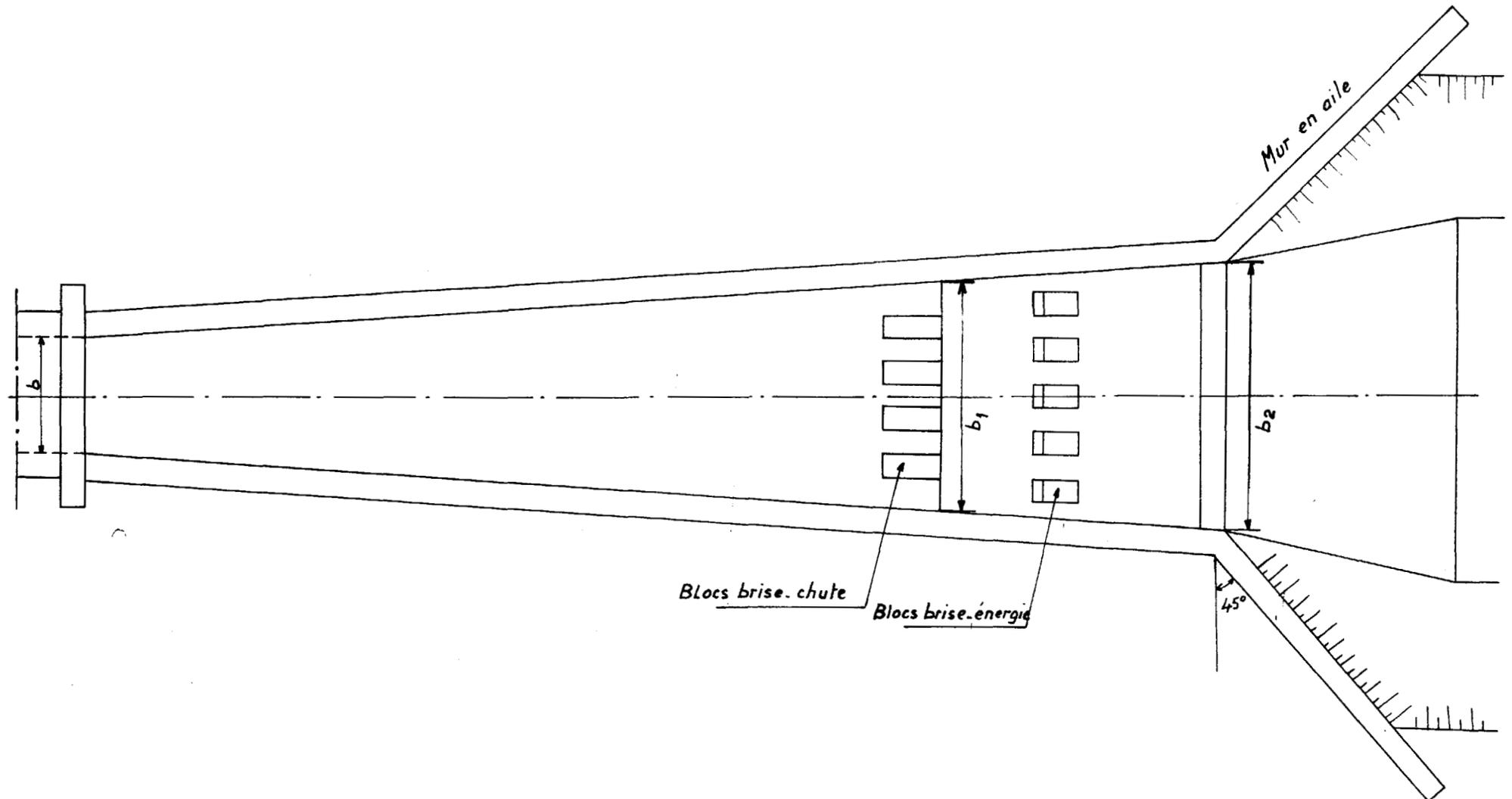
# TETE AVAL D'AQUEDUC AVEC BASSIN DISSIPATEUR D'ENERGIE

## Coupe

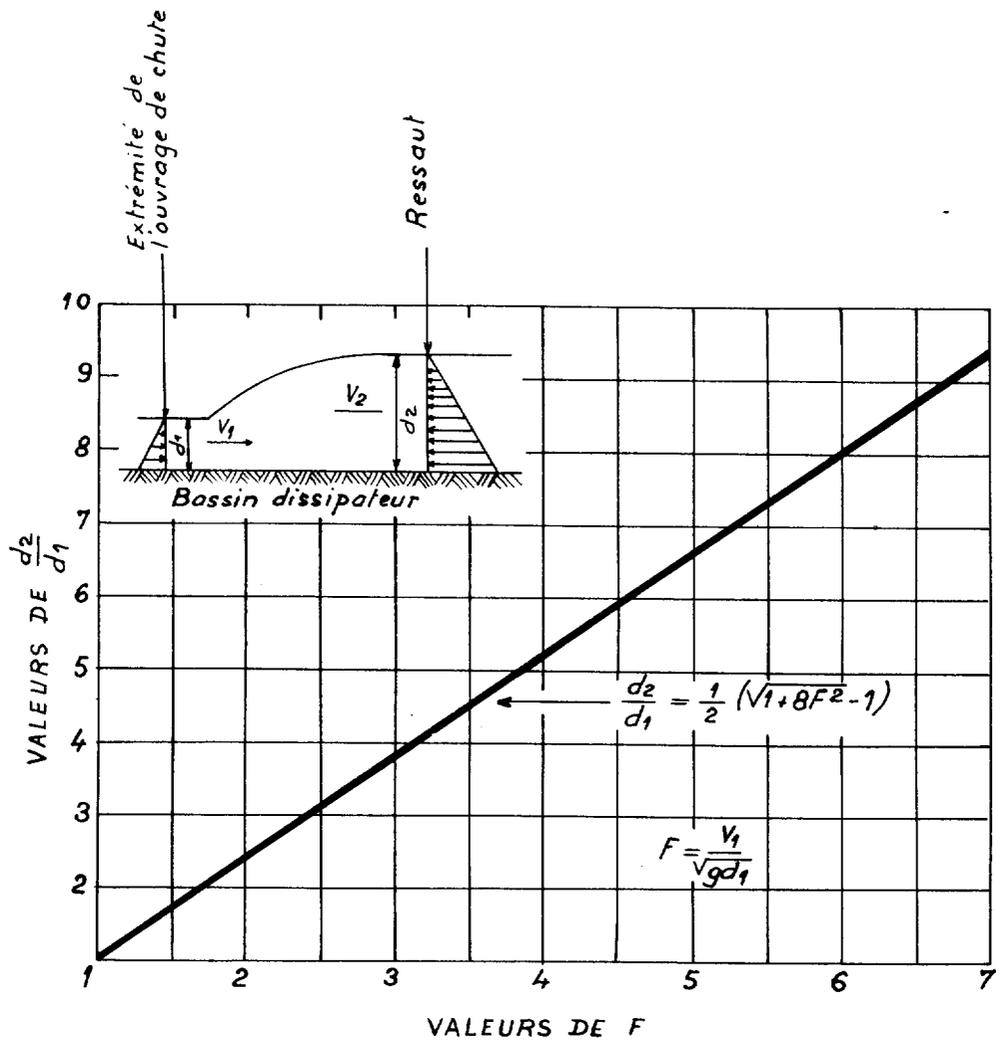


TETE AVAL D'AQUEDUC  
AVEC BASSIN DISSIPATEUR D'ENERGIE

Plan



Echelle 1/50



VALEURS DU NOMBRE DE FROUDE

POUR LE RESSAUT HYDRAULIQUE

DANS UN CANAL RECTANGULAIRE

PETITS OUVRAGES HYDRAULIQUES

---

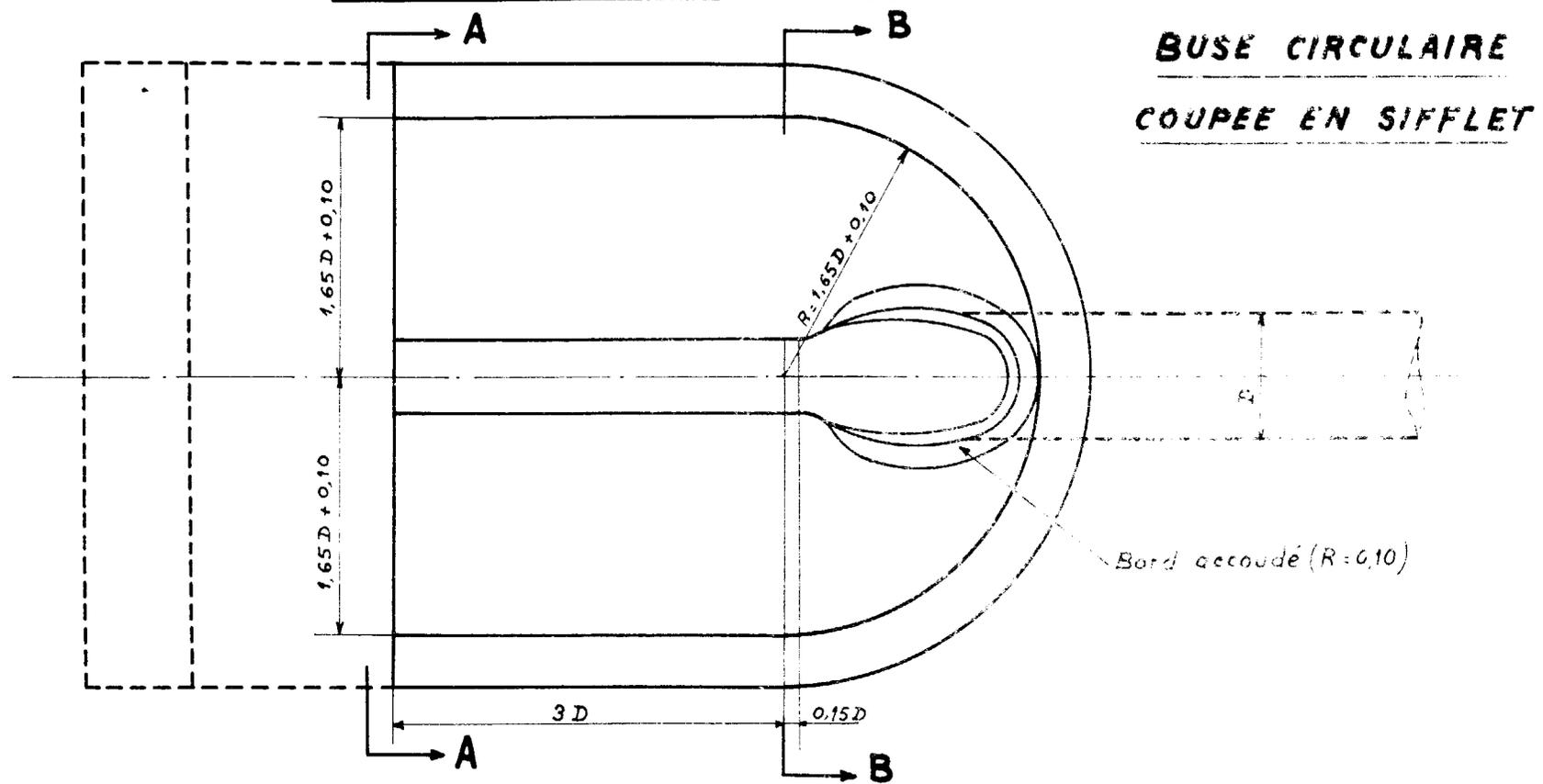
OUVRAGE de TETE AMONT

---

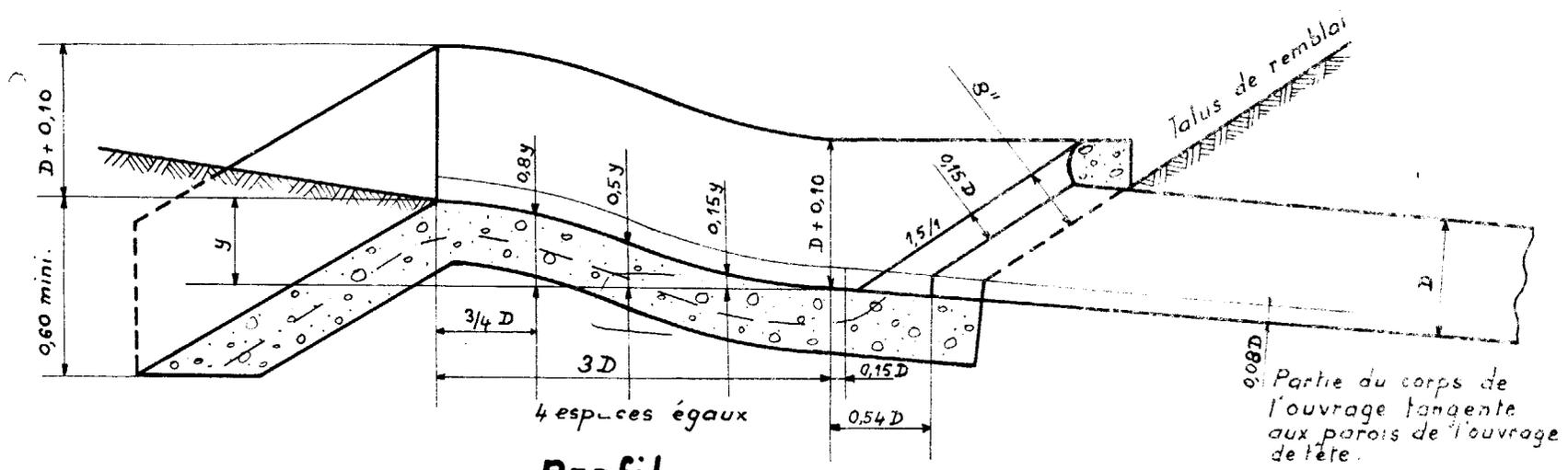
DESSINS TYPES de TETE  
avec RADIER PROFILE  
FACILITANT la MISE en VITESSE de l'ECOULEMENT

---

# TETE AMONT AVEC RADIER PROFILE



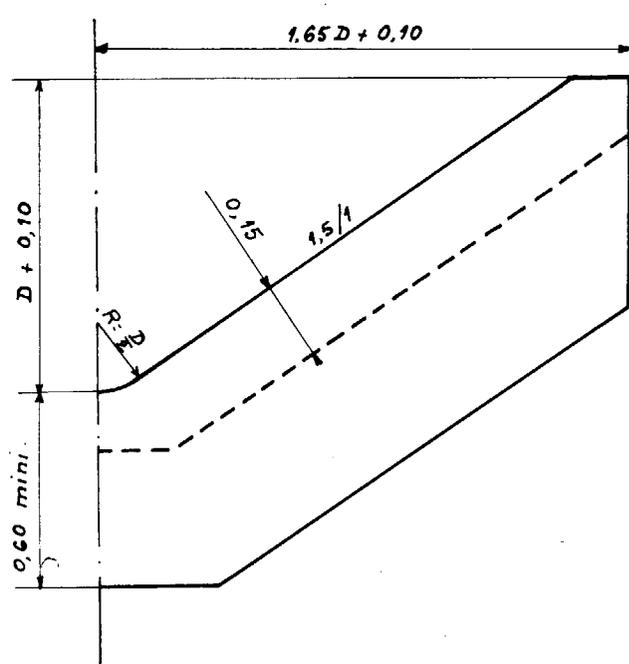
**Plan**



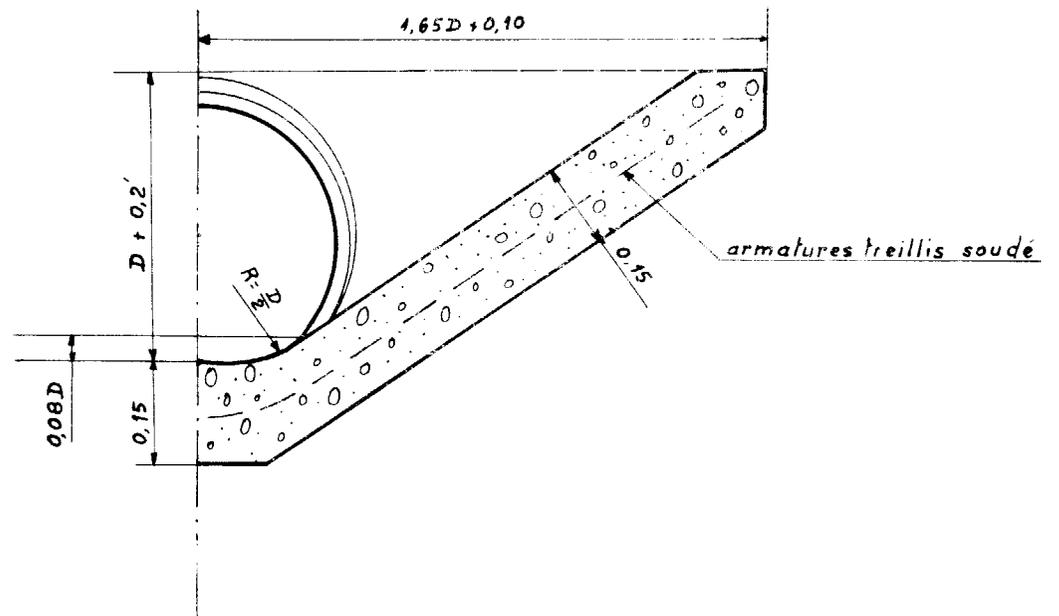
**Profil**

TETE AMONT AVEC RADIER PROFILE

BUSE CIRCULAIRE COUPEE EN SIFFLET

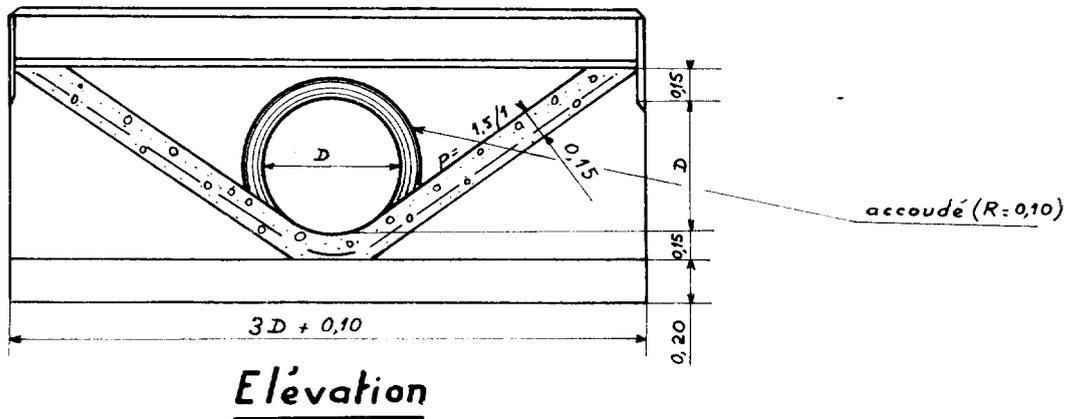


Coupe AA

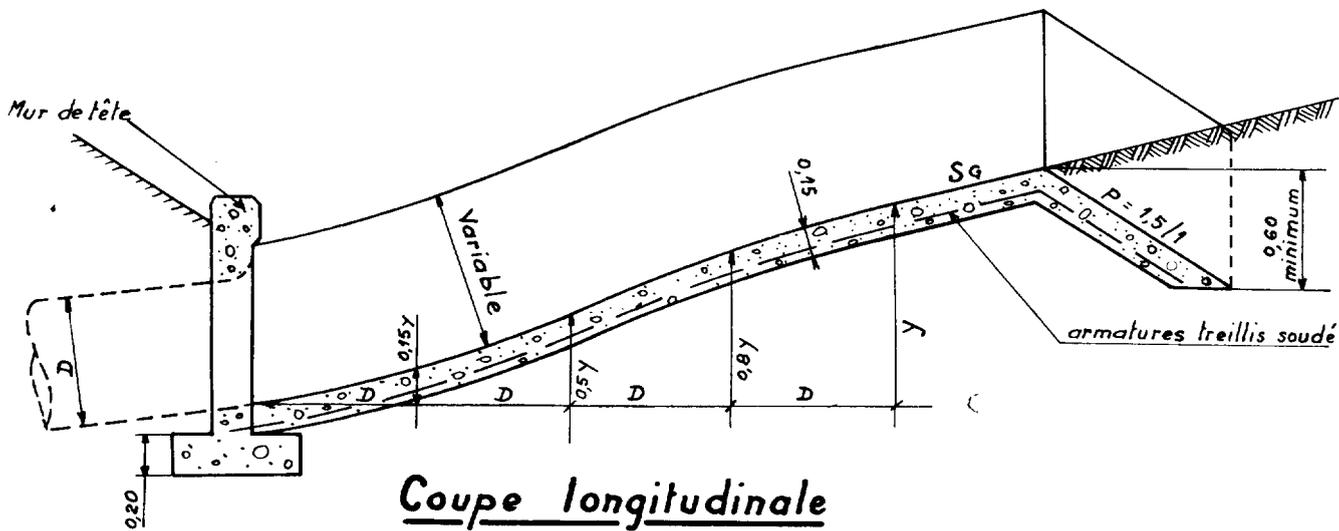
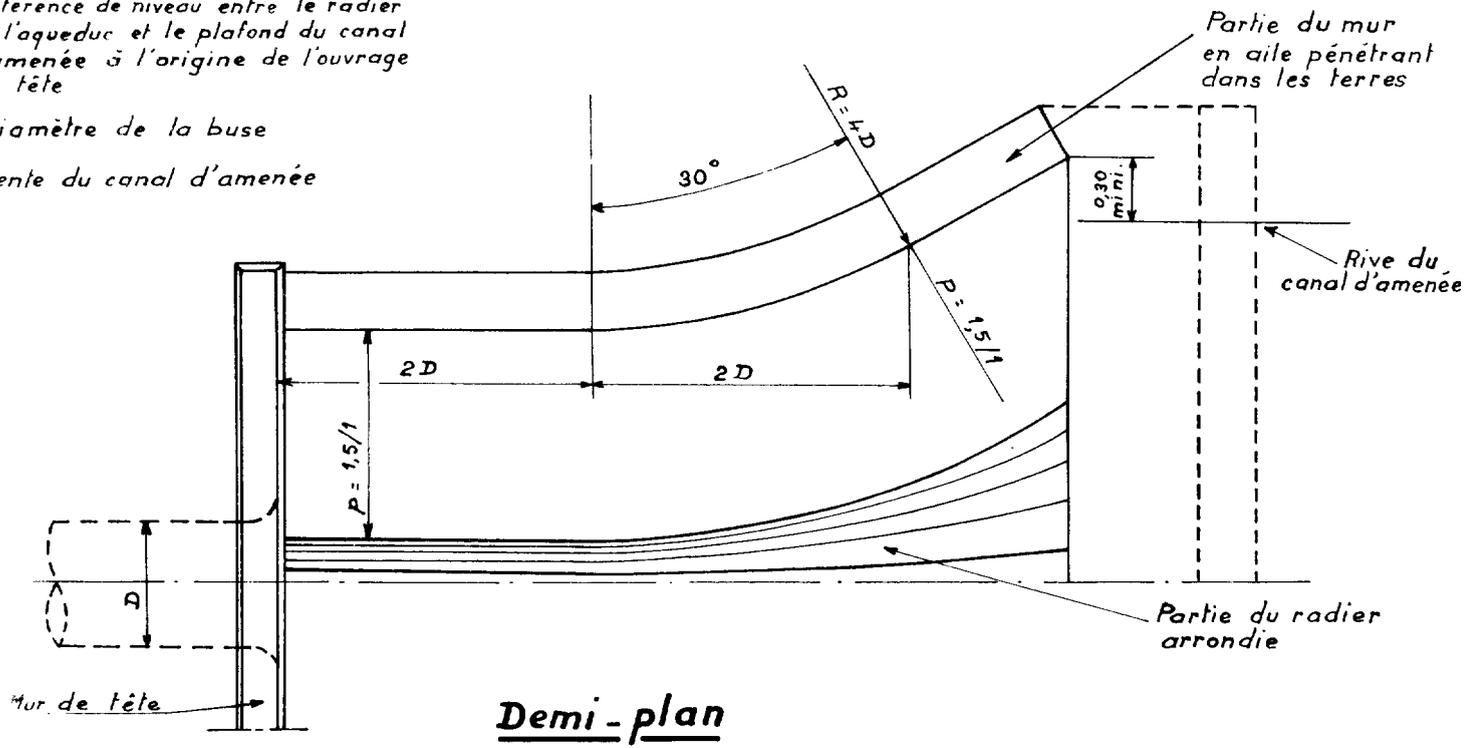


Coupe BB

# TETE AMONT AVEC RADIER PROFILE ET MUR DE TETE



$y$ : différence de niveau entre le radier de l'aqueduc et le plafond du canal d'amenée à l'origine de l'ouvrage de tête  
 $D$ : diamètre de la buse  
 $S_g$ : pente du canal d'amenée



accoude (R=0,10)

Partie du mur en aile pénétrant dans les terres

Rive du canal d'amenée

Partie du radier arrondie

Mur de tête

armatures treillis soudé

0.60 minimum

$V_2$  la vitesse de l'écoulement à l'entrée du corps de l'ouvrage

L la longueur de l'ouvrage de tête

nous aurons :

$$y = \left( d^2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) + 0,6758 \times \left( \frac{29 n^2 L}{R^{1,33}} \right) \frac{V^2}{2g} + 0,1 \left( \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right) - \left( d_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

Si la pente donnée au corps de l'ouvrage est infracritique, il faudra veiller à ce que la profondeur d'eau dans l'ouvrage de tête reste supérieure à la profondeur critique, sinon on créera un ressaut hydraulique à l'entrée de l'aqueduc.

## PETITS OUVRAGES HYDRAULIQUES

### OUVRAGE de TETE AMONT

#### Calcul de "y" dénivellation entre le plafond du canal d'amenée et le radier de l'aqueduc

La valeur de "y" sera calculée en se basant sur le principe suivant :

- en tout point de l'axe longitudinal de l'ouvrage de tête, la ligne de charge calculée en application de l'équation de BERNOULLI doit être horizontale. Cette condition se traduit par la relation suivante :

$$\Delta + d + hf + \frac{v^2}{2g} + 0,1 (\Delta h) = \text{constante}$$

$\Delta$  étant la cote absolue du radier au point considéré,  
 $d$  la profondeur de l'eau au point considéré,  
 $hf$  les pertes de charge dues au frottement.

$$hf \text{ est égal à } 0,6758 \left( \frac{29 n^2 L}{R^{1,33}} \right) \frac{v^2}{2g}$$

$n$  étant le coefficient de frottement de Manning

$L$  distance du point considéré à l'origine de l'ouvrage de tête

$R$  rayon hydraulique de la section

$v$  vitesse de l'écoulement dans la section considérée

$g$  accélération de la pesanteur

$\frac{v^2}{2g}$  la hauteur capable de la vitesse

$\Delta h$  perte de charge dans la section considérée

$0,1 (\Delta hv)$  les pertes inhérentes à l'ouvrage de transition

$$\text{avec } 0,1 (\Delta hv) = 0,1 \left( \frac{v_i^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right)$$

$v_i$  étant la vitesse dans la section considérée

$v_1$  la vitesse de l'écoulement à l'origine de l'ouvrage

En définitive, si nous appelons

$d_1$  la profondeur de l'eau à l'origine du bassin

$v_1$  la vitesse de l'écoulement à l'origine du bassin

$d_2$  la profondeur d'eau à l'entrée du corps de l'aqueduc

....

PETITS OUVRAGES HYDRAULIQUES

## Conditions d'écoulement

En matière de calage des ouvrages hydrauliques, le dessin de la ligne d'eau pose toujours un problème très complexe à résoudre. En effet, le projecteur sera tenu de respecter une, et dans la plupart des cas, plusieurs des conditions suivantes :

- hauteur d'eau fixée a priori à l'amont ou à l'aval de l'ouvrage, ou les deux à la fois
- limitation de la vitesse d'écoulement dans l'ouvrage
- nécessité de conserver le même régime d'écoulement
- localisation du ressaut hydraulique.

Pour permettre au projecteur de poser clairement le problème du dessin de la ligne d'eau et d'en amorcer la résolution, nous donnons ci-dessous, d'après un document américain, les 9 cas d'écoulement qui se présentent le plus fréquemment dans un ouvrage hydraulique.

Cas n° 1 - Ecoulement à surface libre à l'intérieur de l'ouvrage  
Régime fluvial d'écoulement

La condition  $H/D < 1,2$  (H hauteur d'eau à l'amont, D hauteur intérieure de l'ouvrage) doit alors être respectée.

La section de contrôle se situe à l'aval et la profondeur d'eau  $d$  dans cette section règne tout le long de l'ouvrage (nous avons  $d > d_c$ ,  $d_c$  étant la profondeur critique).

La hauteur  $H$  d'eau à l'amont de l'ouvrage est donnée par la relation suivante :

$$H = (1 + K_e) \frac{V^2}{2g} + d$$

avec  $K_e$  coefficient de perte de charge à l'entrée de l'ouvrage (les valeurs de  $K_e$  sont données dans la pièce n° 2)

$V$  vitesse d'écoulement dans l'ouvrage

$g$  accélération de la pesanteur

$d$  profondeur d'eau dans la section de contrôle

La ligne d'eau présente l'allure définie au dessin n° 1.

.....

Cas n° 2 - Ecoulement à surface libre - Section de contrôle à l'aval et régime fluvial d'écoulement

La profondeur d'eau  $d$  dans la section aval est telle qu'elle entraîne un écoulement à profondeur variable dans le corps de l'ouvrage (création d'un remous).

En respectant la condition  $H/D < 1,2$  et en appelant  $d_i$  la profondeur d'eau et  $V_i$  la vitesse de l'écoulement à l'entrée de l'ouvrage, nous avons :

$$H = (1 + K_e) \frac{V_i^2}{2g} + d_i$$

La ligne d'eau présente l'allure définie au dessin n° 2.

Cas n° 3 - Ecoulement à surface libre à l'intérieur de l'ouvrage suivant un régime torrentiel

La section "de contrôle" est à l'amont. La pente de calage de l'ouvrage est alors super-critique.

En respectant la condition  $H/D < 1,2$  et en admettant, qu'à l'entrée de l'ouvrage la vitesse d'écoulement est égale à la vitesse critique, nous avons :

$$H = (1 + K_e) \frac{V_i^2}{2g} + d_c$$

$V_c$  étant la vitesse critique d'écoulement dans l'ouvrage

$d_c$  la profondeur critique dans l'ouvrage

La ligne d'eau présente l'allure définie au dessin n° 3.

Cas n° 4 - Ecoulement à surface libre - Le canal d'évacuation présente une pente supercritique

L'écoulement est à surface libre à l'intérieur de l'ouvrage :  $H/D < 1,2$ . La section de contrôle se situe à la sortie de l'ouvrage où la profondeur d'eau est égale à la profondeur critique  $d_c$ .

En appelant

$H$  la hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage

$V_c$  la vitesse critique d'écoulement dans l'ouvrage

$d_c$  la profondeur critique dans l'ouvrage

$V_i$  la vitesse de l'écoulement à l'entrée de l'ouvrage

$K_e$  le coefficient de perte de charge à l'entrée de l'ouvrage

.....

hf les pertes de charge dues au frottement à l'intérieur de l'ouvrage (pour le calcul de hf voir la pièce n° 2).

z la dénivellation due à la pente d'implantation entre les extrémités amont et aval de l'ouvrage.

Nous avons :

$$H + z = d_c + \frac{v_c^2}{2g} + hf + K_e \frac{v_i^2}{2g}$$

La ligne d'eau présente l'allure définie au dessin n° 4.

Cas n° 5 - Ecoulement suivant le régime fluvial -

L'entrée de l'ouvrage est submergée ; l'écoulement est à surface libre à la sortie de l'ouvrage

Nous sommes dans le cas où  $H/D > 1,2$ .

En fonction de la hauteur d'eau amont H, le débit Q à transiter et la hauteur D de l'ouvrage devront satisfaire à la relation suivante :

a/ tuyaux circulaires

$$\frac{Q}{D^{5/2}} = C_c C_v \frac{\pi}{4} \sqrt{2g} \left[ \frac{H}{D} - \frac{1}{2} \right]^{1/2}$$

q débit à transiter

D diamètre du tuyau

$C_c$  0,61 pour les têtes ordinaires

$C_c$  0,50 pour les tuyaux en saillie par rapport au remblai sus-jacent

$$C_v = \left[ 1 - \frac{1}{128 \left( \frac{H}{D} - \frac{1}{2} \right)^2} \right]$$

b/ Acqueducs à section rectangulaire

$$Q = C A \sqrt{2g} \times \sqrt{H - D/2}$$

C = 0,5

A surface de la section de l'ouvrage.

H hauteur d'eau amont

D hauteur intérieure de l'ouvrage

La ligne d'eau présente l'allure définie au dessin n° 5.

.....

Cas n° 6 - L'entrée de l'ouvrage est submergée - la sortie n'est pas submergée.

L'ouvrage coule à pleine section sur toute la longueur, la condition  $H/D > 1,5$  devant être respectée.

La section de contrôle se situe à l'aval. La différence de niveaux  $H_t$  entre la surface de l'écoulement à l'amont et la surface de l'écoulement à l'aval de l'ouvrage doit satisfaire la relation suivante :

$$H_t = (1 + K_e) \frac{V^2}{2g} + hf$$

$K_e$  perte de charge à l'entrée de l'ouvrage

$V$  vitesse d'écoulement dans l'ouvrage

$hf$  perte de charge due au frottement à l'intérieur de l'ouvrage (pour le calcul de  $hf$ , voir pièce n° 2).

Ces conditions d'écoulement sont valables pour des pentes de calage de l'ouvrage allant jusqu'à 8 %.

La ligne d'eau présente l'allure définie au dessin n° 6.

Cas n° 7 - L'entrée de l'ouvrage est submergée avec  $1,2 < \frac{H}{D} < 1,5$

Le débit de l'ouvrage est variable et la section de contrôle ne peut être bien définie. Pour le calcul du débit susceptible d'être transité par l'ouvrage on se ramènera au cas 1 ou au cas 6.

La ligne d'eau a l'allure définie au dessin n° 7.

Cas n° 8 - L'entrée et la sortie de l'ouvrage soit submergées avec  $H/D > 1,2$

L'ouvrage est calé suivant une pente supercritique.

Il y a alors formation d'un ressaut à l'intérieur de l'aqueduc.

Le seul contrôle à effectuer est le contrôle du débit de l'ouvrage, ce débit étant calculé suivant la méthode exposée au cas n° 5.

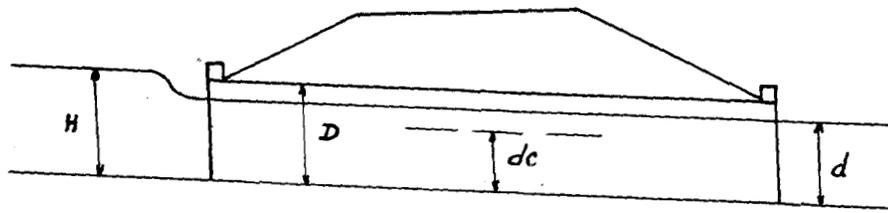
La ligne d'eau présente l'allure définie au dessin n° 8.

Cas n° 9 - L'entrée et la sortie de l'ouvrage sont submergées, l'écoulement se faisant suivant le régime fluvial.

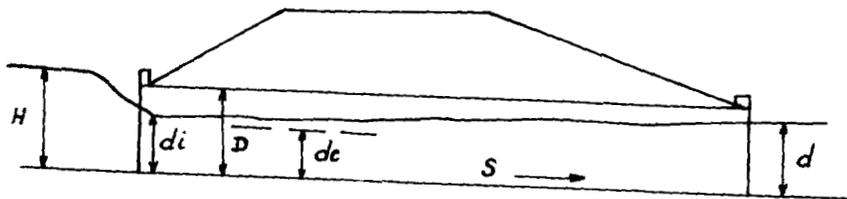
La section de contrôle se situe alors à l'aval et la relation suivante doit être satisfaite

$$H_t = (1 + K_e) \frac{V^2}{2g} + hf$$

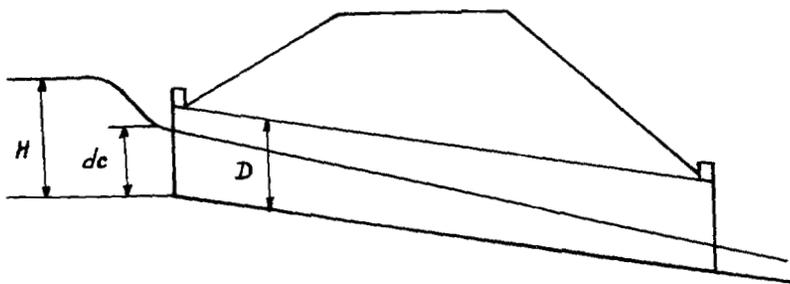
La ligne d'eau présente l'allure définie au dessin n° 9.



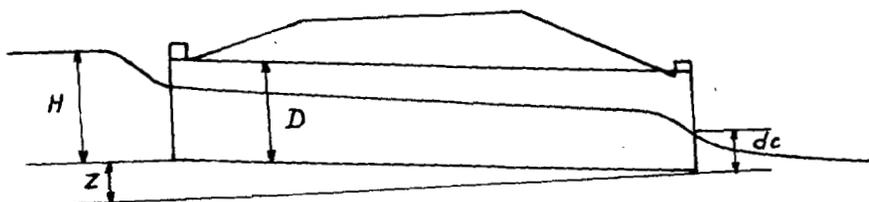
Dessin n° 1



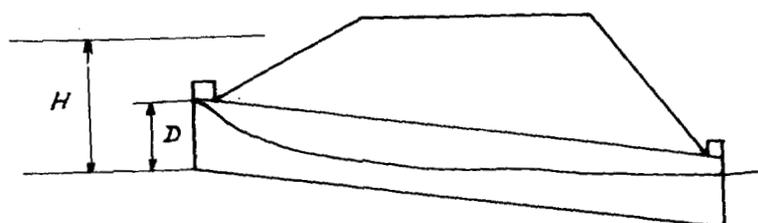
Dessin n° 2



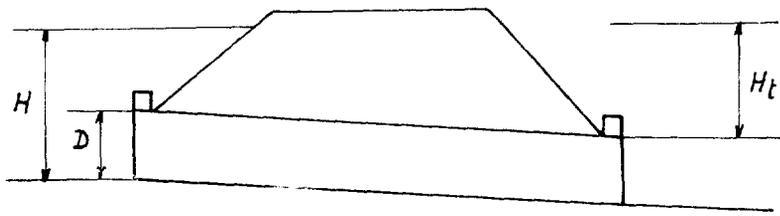
Dessin n° 3



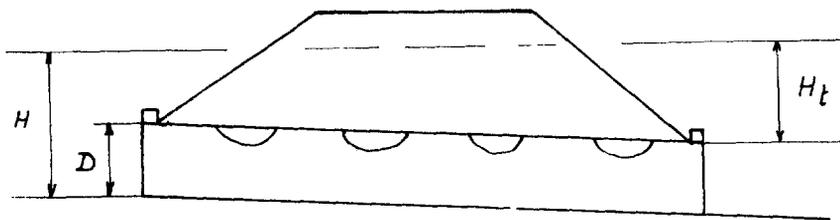
Dessin n° 4



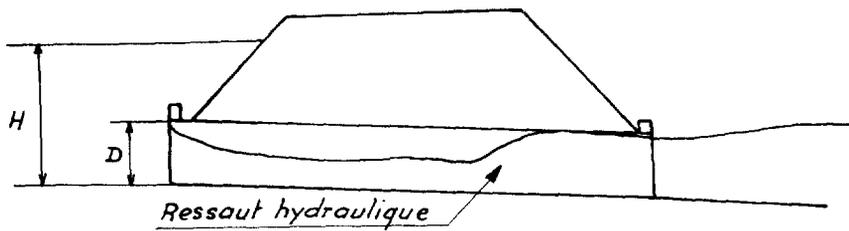
Dessin n° 5



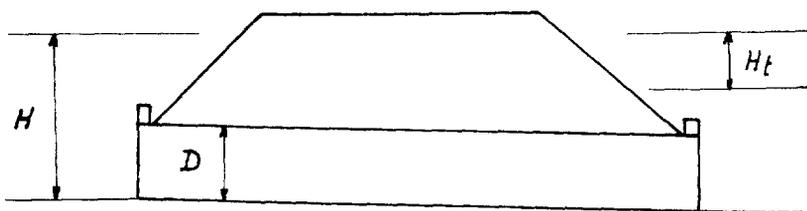
Dessin n° 6



Dessin n° 7



Dessin n° 8



Dessin n° 9