

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Contribution à l'étude du comportement mécanique des conduites enterrées.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 6-0035-16

APA Citation (APA توثيق):

Benali, Sara (2016). Contribution à l'étude du comportement mécanique des conduites enterrées[Thèse de master, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مبداعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique
DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE MASTER

Pour l'obtention du diplôme de master en Hydraulique

OPTION : Alimentation en eau potable

THEME :

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DU COMPORTEMENT
MECANIQUE DES CONDUITES ENTERREES**

Présenté par :

M^{elle} BENALI Sara

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r O.KHODJET-KESBA.....	Professeur	Président
M ^r D.KAHLERRAS.....	M.C.B	Membre
M ^{me} F.AMMOUR.....	M.A.A	Membre
M ^{me} C.SALHI.....	M.A.A	Membre
M ^r B.SALAH.....	Professeur	Promoteur

Mai 2016

DEDICACE :

*Je dédie ce modeste travail à toute ma famille et à
tous ceux qui me sont chers...*

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et m'a armé de courage pour achever ce travail.

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à :

- ❖ Mon promoteur M^r :B.SALAH pour ses conseils qui m'ont tout aidé à la réalisation de mon travail.*
- ❖ Tout le corps enseignant et personnel de L'ENSH qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*
- ❖ Aux membres de jury, dont j'espère qu'ils trouveront en ce travail une réussite.*

ملخص:

إن الظواهر الميكانيكية المؤدية إلى تلاشي القنوات المتواجدة تحت سطح الأرض تبقى غير معروفة كليا إلى يومنا هذا. في إطار استيعاب هذه الآليات قمنا من خلال هذا العمل بدراسة الجملة (قناة – أرض) بصدد تحديد الحمولة الكلية التي تخضع لها القناة و هي في عمق معين تحت مستوى الأرض, ثم قمنا بمقارنة هذه الحمولة بمقاومة القناة و بالتالي تمكنا من تحديد القيمة الأعظمية لقدرة تحملها دون الوصول إلى مرحلة الانكسار.

Résumé:

Les phénomènes mécaniques qui conduisent à la détérioration des conduites enterrées restent à nos jours mal connus. Dans le cadre de la compréhension de ces mécanismes nous allons dans ce travail étudier l'ensemble sol-conduite, afin de quantifier les surcharges auxquelles sont soumises les conduites puis comparer ces efforts à la résistance du matériau de la conduite, cela nous permettra de déterminer la charge maximale qu'elle peut supporter sans atteindre le stade de la rupture.

Abstract:

The mechanical phenomenons which lead to the deterioration of buried pipes is still unknown .To understand these mechanisms we are going to study the system soil-pipe in order to quantify the loads around the pipe then we compare these efforts to its resistance. This will allow us to determinate the value of the maximal load that the pipe can resist without breaking.

SOMMAIRE

INTRODUCTION

CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1-Introduction.....	1
1.2- Historique des travaux réalisés sur l'estimation du poids du remblai.....	1
1.2.1-Les expériences.....	1
1.2.1.1- Essais de Curral (1913).....	1
1.2.1.2- Essais de AMES (de 1922 à 1929).....	1
1.2.1.3- Expériences du comité des ingénieurs américains des chemins de fer (1923-1927)..	2
1.2.1.4- Expériences de l'université de la caroline du nord.....	2
1.2.1.5- Essais du Pr Kogler (1936).....	2
1.2.2- Les théories.....	2
1.2.2.1- Théorie du Dr Otto Stolzenburg.....	2
1.2.2.2- Théorie du Pr Marston (1913).....	3
1.2.2.3- Théorie de Spangler (1941).....	4
1.2.2.4- Christensen.....	4
1.2.2.5- Théorie de M. Enyedi bela.....	4
1.2.2.6- Théorie de Woellmy.....	5
1.2.2.7- Théorie russe de Klein (Moscou, 1951).....	6
1.2.2.8- Théorie de Wetzork (1960).....	7
1.2.2.9- Théorie tchèque de Pruska (1961).....	7
1.3- Historique des travaux liés au comportement mécanique des conduites.....	8
1.3.1- Etudes expérimentales sur le comportement des tuyaux enterrés.....	8
1.3.1.1- Howard (1972).....	8
1.3.1.2- Abel et al (1973).....	8
1.3.1.3- Howard et Selander (1974).....	9
1.3.1.4- Kataria et Kameswara Rao (1982).....	9
1.3.1.5- Jeyapalan et Boldon (1986).....	9
1.3.1.6- Moore (1989).....	10
1.3.2- Etudes numériques sur les conduites enterrées.....	10
1.3.2.1- Doderer (1970).....	10
1.3.2.2- Burns et Richards (1964).....	10
1.3.2.3- Provakar (1983).....	11
1.4- Conclusion.....	11

CHAPITRE 2 : GENERALITES SUR LES CONDUITES

2.1- Introduction.....	12
2.2- Les conduites hydrauliques	12
2.3- Les normes de fabrications des conduites d'eau potable	12
2.4- Les types de conduites	13
2.4.1- Conduites souples	13
2.4.1.1- Tuyau caoutchouc.....	13
2.4.1.2- Tuyau polyéthylène	13

2.4.2- Conduites semi-rigides	14
2.4.2.1- Le polychlorure de vinyle « PVC ».....	14
2.4.3- Conduites rigides	14
2.4.3.1- Conduites en acier	14
2.4.3.2 – Conduites en fonte	14
2.4.3.3- Conduites en fonte ductile	14
2.4.3.4- Fonte sphéroïdale	15
2.4.3.5- Conduites galvanisés	15
2.4.3.6- Conduites en béton	15
2.5- Aperçu sur le comportement des conduites	15
2.5.1- le comportement élastique (flexible)	15
2.5.2- le comportement rigide	15
2.5.3- méthodes de classification	16
2.6-Conclusion.....	17

CHAPITRE 3 : CHARGES EXERCEES SUR LES CONDUITES ENTETEREES

3.1- Introduction.....	18
3.2- Charges sur les conduites enterrées.....	18
3.3- Les différents modes de pose des conduites enterrées.....	18
3.4- Les méthodes de calcul du poids des terres.....	20
3.4.1- Définition de l'effet de voûte.....	20
3.4.2.1- La théorie de Marston.....	21
3.4.2.1.a- détermination graphique du coefficient de charge.....	23
3.4.2.2- la théorie de Wetzorke.....	24
3.4.2.3- Théorie basée sur le calcul des silos.....	25
3.4.3- méthode de calcul du coefficient « k » pour les conduites posées en remblai.....	26
3.4.3.1- Conduites posées en remblai en surélévation.....	26
3.4.3.2- Conduites posées en remblai en dépression.....	29
3.4.4- Calcul du coefficient « K » pour conduites posées en tranchée large.....	31
3.5- La pression hydrostatique.....	32
3.6- le poids des tympans.....	32
3.7- Surcharge fixe uniformément répartie.....	32
3.8- Surcharges mobiles.....	32
3.8.1- Essais réalisés pour la détermination des charges roulante.....	33
3.9- les réactions d'appui.....	33
3.10- Pression interne du fluide.....	34
3.11- poids propre du tuyau.....	34
3.12- poids du fluide transporté.....	34
3.13- pression des terres latérales.....	35
3.9- Conclusion	35

CHAPITRE 4 : ETAT DE CONTRAINTES

4.1- Introduction	36
4.2- Analyse transversale	36
4.2.1- Les contraintes	36

4.2.2- Déformation	37
4.2.3- Déflexion.....	37
4.2.4- Stabilité.....	38
4.3- Détermination des contraintes et déformations pour le cas d'une conduite soumise à des pressions internes et externes.....	38
4.4-Conclusion.....	39

CHAPITRE 5 : ETUDE PRATIQUE

5.1- Introduction	40
5.2- Comparaison des méthodes de calcul du coefficient « K »	40
5.2.1- Résultats de calcul	40
5.3- Exemple d'application.....	46
5.3.1- Calcul des charges.....	46
5.3.2- calcul des pressions.....	47
5.3.3- calcul des contraintes.....	48
5.4- Interprétation des résultats.....	49
5.5- Conclusion.....	49

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES

ANNEXE

LISTE DES FIGURES

Chapitre 01: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure N°1-1 : Réactions du remblai

Figure N°1-2 : Epure de pressions

Figure N°1-3 : les points A et B

Figure N°1-4 : Valeurs du coefficient « K » pour conduite en tranchées

Figure N°1-5 : Conduite en remblai indéfini

Chapitre 02 : GENERALITES SUR LES CONDUITES

Figure N°2-1: le comportement rigide

Figure N°2-2 : le comportement flexible

Chapitre 03 : CHARGES EXERCEES SUR LES CONDUITES ENTERREES

Figure N°3-1 : Tranchée étroite

Figure N° 3-2 : Pose en surélévation

Figure N° 3-3 : Pose en dépression

Figure N° 3-4 : Modèle de Marston

Figure N° 3-5 : Détermination du coefficient de charge

Figure N° 3-6 : Cas de conduite rigide

Figure N° 3-7 : Cas de conduite souple

Figure N°3-8 : Canalisation posée en dépression

Figure N°3-9 : Définition du coefficient de tassement

Figure N°3-10 : Présence d'une nappe phréatique

Figure N°3-11 : Modèle de Boussinesq

Figure N°3-12 : Conduite sous pression

Chapitre 04 : ETAT DE CONTRAINTE

Figure N° 4-1 : Coupe transversale d'un élément infinitésimale d'une conduite

Figure N° 4-2 : Contraintes circonférentielle

Figure N° 4-3 : Déflexion horizontale et verticale.

Chapitre 05 : ETUDE PRATIQUE

Figure N°5-1 : variation du coefficient « K » pour le cas des sable

Figure N°5-2 : variation du coefficient « K » pour le cas de l'argile

Figure N°5-3 : comparaison de la variation de « K » pour sable et argile

Figure N°5-4 : surface d'application

Liste des tableaux :

Chapitre 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau N°1-1 : valeurs du coefficient « K » pour un remblai indéfini

Chapitre 3 : CHARGES EXERCEES SUR LES CONDUITES ENTERREES

Tableau N°3-1 : Valeurs usuelles de k et μ

Tableau N°3-2 : Valeurs de la fonction f (φ, φ')

Tableau N°3-3 : Valeurs expérimentales du coefficient de tassement

Chapitre 5 : ETUDE PRATIQUE

Tableau N°5-1 : valeurs du coefficient « K » par trois méthodes (Sable)

Tableau N°5-2 : valeurs du coefficient « K » par trois méthodes (Argile)

Tableau N°5-3 : caractéristiques mécanique des conduites

Tableau N°5-4 : Calcul des charges appliquées

Tableau N°5-5 : calcul des pressions appliquées

Tableau N°5-6 : calcul des contraintes résultantes

INTRODUCTION GENERALE :

Parmi les difficultés rencontrées lors d'un projet en alimentation en eau potable ou en assainissement, nous citerons le comportement mécanique des conduites qui reste jusqu'à présent un phénomène complexe contrôlé par plusieurs facteurs.

Une étude du comportement mécanique va contribuer à l'amélioration de la conception et à la fabrication des conduites en étudiant tous les facteurs agissant à la déformation et à la détérioration des conduites. Et c'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre étude « Contribution à l'étude du comportement mécanique des conduites enterrées ».

Le premier chapitre est une étude bibliographique qui regroupe les travaux réalisés dans un première partie sur l'estimation du poids du remblai et une seconde sur le comportement mécanique des conduites; le deuxième chapitre est une classification des conduites selon leur rigidité entre souple et rigide ou bien semi-rigide en précisant le type de matériau correspondant à chaque degré de rigidité; le troisième chapitre regroupe les points les plus essentiels de ce travail qui sont la détermination des charges externes et internes que subissent les conduites enterrées ainsi que les méthodes de calcul du poids de la colonne de remblai pour les différents types de poses, dans le chapitre qui suit nous allons s'intéresser à l'état de contrainte créer par les charges précédentes, le cinquième chapitre est une étude pratique pour deux types de conduites sous différentes profondeurs.

Le but de cette étude est de trouver la conduite adéquate pour un cas de pose précis ,en faisant un choix qui dépend des charges appliquées sur la conduite et que cette dernière doit y résister durant toute la période de service du réseau.

La difficulté rencontrée jusqu'à présent dans une telle étude, réside en la détermination des différentes charges, plus précisément, le poids de la colonne des terres qui surmonte la conduite, car ce dernier est calculé par différentes méthodes et chaque méthode tient compte

de facteurs propres à elle et la difficulté de certaines méthodes réside en la détermination de ces facteurs plus que le calcul propre du poids, ce qui nous a conduit à choisir et utiliser trois méthodes dont les facteurs sont disponibles ou quantifiables puis les comparer par la suite afin de déterminer la plus fiable.

1.1- Introduction :

L'étude du comportement mécanique des conduites enterrées est d'une grande utilité dans la conception des réseaux d'alimentation d'eau potable ou d'assainissement d'autant plus qu'elle vise à améliorer les caractéristiques des conduites, ce chapitre vise donc à regrouper le plus d'information concernant les travaux effectués dans le cadre de thème, du point de vue méthodes de calcul, expérimentation et modèles mathématiques.

1.2- Historique des travaux réalisés sur l'estimation du poids du remblai:

La détermination de la charge totale que doit supporter une conduite est une donnée importante dans l'étude du comportement mécanique, car pour pouvoir étudier la déformation de la conduite on doit calculer toutes les charges qui l'entour. L'expérience a montrée la complexité de l'estimation du poids d'une colonne de terres c'est pourquoi plusieurs auteurs se sont penchées sur ce point.

1.2.1- Les expériences :

La charge du remblai serait possible à déterminer si on peu estimer la réaction unitaire en chaque point du contour de la conduite, peu de travaux réalisés on permis la connaissance de cette valeur pour des cas bien particulier, tandis que la majorité des essais restant ont aboutis a la détermination de la charge verticale à génératrice supérieure de la conduite.

1.2.1.1- Essais de Curral (1913):

Les examens superficiels peuvent conduire à admettre la valeur théorique de la charge totale du remblai par unité de longueur suivante : $Q = \gamma \cdot BH$

Les essais réalisés par Curral sur des tranchées d'égout en exécution et rappelés par M. Dubosch ont précisément montrés que la valeur de la charge devrait être corrigée par l'introduction d'un coefficient « k » appelé coefficient correcteur d'où la formulation suivante : $Q = \gamma \cdot KBH$

1.2.1.2- Essais de AMES (de 1922 à 1929) :

Ces essais et tous les essais américains qui suivent ont été effectués par le Collège d'Agriculture et des Arts mécaniques de Ames (état de Iowa, USA) sous la direction du professeur Marston Anson. Les essais portaient sur des conduites de différents types de rigidité (très rigides, rigides, semi-rigides, flexibles) posées dans un remblai indéfini dans tous les sens ou en tranchées afin de mesurer la charge supportée par la conduite.

➤ Résultats de la mesure directe de la charge supportée par la conduite :

Pour les conduites en remblai indéfini dans tous les sens, la valeur du coefficient « K » a toujours voisinée 1,5 au début de la mise en charge puis augmente jusqu'à 1,75 ou 2 après

tassement, pour les conduites en tranchée la valeur de « K » restait inférieure à 1 pour une tranchée étroite et supérieure pour les tranchées larges.

1.2.1.3- Expériences du comité des ingénieurs américains des chemins de fer (1923-1927) :

Le comité des ingénieurs américains a réalisé des expériences sur des conduites rigides puis des conduites flexibles afin de déterminer les pressions latérales agissant sur elles.

Pour les conduites rigides la pression verticale à la clé de la conduite a varié de 1 à 1,58 fois la pression « $\gamma.H$ » et augmentait avec la hauteur du remblai tandis que la pression latérale était sensiblement constante, dans le cas des conduites souples il a été constaté que les pressions radiales étaient constantes dans tous les sens.

1.2.1.4- Expériences de l'université de la Caroline du Nord :

Les essais de la mesure de la charge totale du remblai étaient réalisés sur des conduites enterrées dans un remblai indéfini dans tous les sens et d'autres dans des tranchées étroites.

- Résultats de ces expériences sont les suivants :

Pour un remblai indéfini dans tous les sens le coefficient « K » est passé de 1 à 1,69 pour des conduites rigides de 0,82m et de 1 à 1,45 pour les conduites de 0,51m.

Pour les conduites en tranchées « K » a varié de 1 pour H=0 à 0,615 pour une valeur de H=3,65. Ce chargement laissé en place pendant 15 mois on constate une diminution du coefficient jusqu'à 0,40 dans les mois chauds puis une remontée jusqu'à 0,50 durant les mois pluvieux.

1.2.1.5- Essais du Pr Kogler (1936) :

Les essais du professeur Kogler ont mis en évidence les efforts considérables pouvant être mis en jeu par les efforts de damage au cours de la pose des tuyaux en tranchées, trois séries d'essais ont été pratiquées.

1.2.2- Les théories :

1.2.2.1- Théorie du Dr Otto Stolzenburg:

Le docteur Otto suppose que les réactions du remblai sur le périmètre du tuyau sont dirigées radialement donc le coefficient de frottement peut alors être considéré comme nul.

Pour la pression sur le contour il admet :

- La pression hydrostatique à la clé de la conduite : $P=\gamma.H$
- Au niveau du diamètre horizontal la pression de poussées des terres est :

$$P = \gamma(H + R) tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.1)$$

- Au point de la paroi où la tangente fait un angle $\alpha = \varphi = \pi$ avec l'horizontale, la pression est supposée nulle.

Grace à ces trois points, le docteur donne la courbe de forme sinusoïdale suivante :

$$Pp_\varphi = \gamma \{H + R(1 - \cos \varphi)\} \cos^x \frac{\varphi}{2} \quad (1.2)$$

L'exposant « x » est déterminé selon la nature du terrain de manière à ce que les conditions aux limites soient vérifiées ($\varphi = 0, \pi/2, \pi$).

On peut écrire :

$$\gamma \{H + R \left(1 - \cos \frac{\pi}{2}\right)\} \cos^x \frac{\pi}{4} = \gamma(H + R) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (1.3)$$

Les grandeurs φ et α sont indiquées dans la figure suivante :

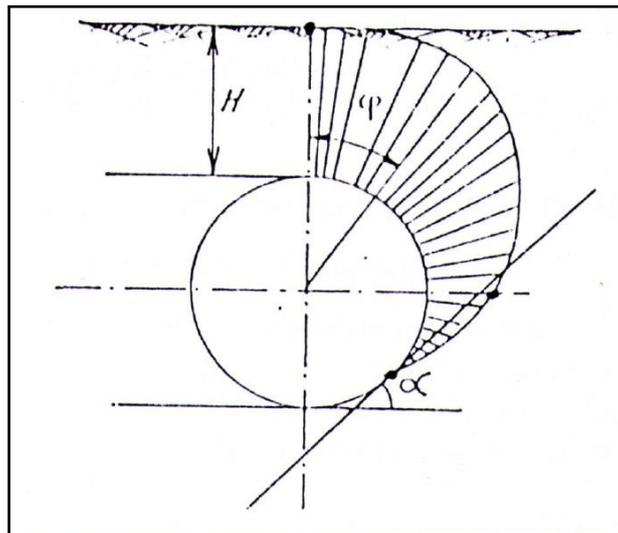


Figure N°1-1 : Réactions du remblai

1.2.2.2- Théorie du Pr Marston (1913) :

La première théorie pour évaluer la charge de terre que doit supporter une conduite enterrée a été proposée par Marston en 1913. Marston propose une méthode pour considérer les effets de voûte qui se créent dans le sol situé au-dessus de la conduite et qui modifient la charge verticale que celle-ci doit supporter. Selon lui, le paramètre gouvernant le comportement de ces voûtes est le déplacement relatif entre la colonne de terre située au-dessus de la conduite et les colonnes de terre adjacentes. Si la colonne de terre au-dessus de la conduite se déforme plus que les colonnes de terre adjacentes, il y a un transfert de charge de part et d'autre de la conduite et la charge verticale la sollicitant est inférieure au simple poids de la colonne de terre. Dans le cas contraire, la charge est supérieure à cette valeur, Marston a utilisé dans cette formule le coefficient de poussée des terres de Rankine (1860) qui est le suivant :

$$k = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (1.4)$$

Avec : φ est l'angle de frottement interne du sol.

1.2.2.3- Théorie de Spangler (1941) :

Spangler a élargi la théorie de Marston en 1941 et a proposé une formule applicable aux conduites flexibles. Sa méthode tient compte du fait que sous l'action de la charge verticale, la conduite se déforme latéralement et comprime le sol adjacent, qui contribue ainsi à la résistance du système complet. Il a proposé une relation proportionnelle entre la déformation horizontale de la conduite et la pression horizontale développée et a supposé que les réactions latérales ont un effet parabolique sous-tendu par un arc de 100 degrés.

1.2.2.4- Christensen :

Ce dernier a entrepris une nouvelle étude sur la valeur du rapport de pression de terre « K » et a proposé la formule suivante :

$$k = (1+2\tan^2 \varphi)^{-1} = 1-\sin^2 \varphi / 1+\sin^2 \varphi \quad (1.5)$$

La partie de la charge totale qui est portée par la conduite dépend de sa rigidité. Dans le cas d'une conduite rigide, les remplissages secondaires peuvent se déplacer vers le bas par rapport au prisme de sol, entraînant le tuyau pour soutenir la charge entière. Dans le cas d'une conduite relativement souple, le prisme du sol peut se déplacer vers le bas par rapport au côté de remplissage, en raison de la déviation de la conduite, provoquant le tuyau pour soutenir une charge réduite.

En conséquence, Marston a déterminé la charge d'une conduite rigide enterrée (W_d) par la formule suivante :

$$W_d = C_d \gamma B_d^2 \quad (1.6)$$

Où :

$$C_d = 1 - (e - 2K\mu'(H/B_d) / 2k\mu') \quad (1.7)$$

La formule pour une conduite relativement souple est :

$$W_c = C_d \gamma B_d B_c \quad (1.8)$$

Avec :

- B_c : le diamètre extérieur de la conduite (m).
- B_d : la largeur d'une tranchée normale avec des côtés verticaux. Dans le cas des tranchées avec côté en pente, le paramètre B_d doit être la largeur de la tranchée à la couronne de la conduite (Schlick 1932).

Les équations 1.6 et 1.8 donnent la charge maximale sur un tuyau particulier en service. Les expériences et observations sur le terrain ont démontré que le tuyau ne peut pas supporter la charge maximale pendant une longue période de temps.

1.2.2.5- Théorie de M. Enyedi bela :

Cet auteur admet que la sollicitation verticale du tuyau en un point quelconque du contour est égale à :

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

$$r = \gamma \{H + R(1 - \cos \varphi)\} \quad (1.9)$$

Dont la composante radiale est :

$$p = \gamma \cdot \cos \varphi \{H + R(1 - \cos \varphi)\} \quad (1.10)$$

La composante tangentielle « t » tendant à faire glisser la terre ne causerait aucune sollicitation sur le tuyau. En A et B, on a respectivement :

$$p_0 = \gamma H \text{ et } p_{90} = 0$$

D'où l'épure de pression suivante :

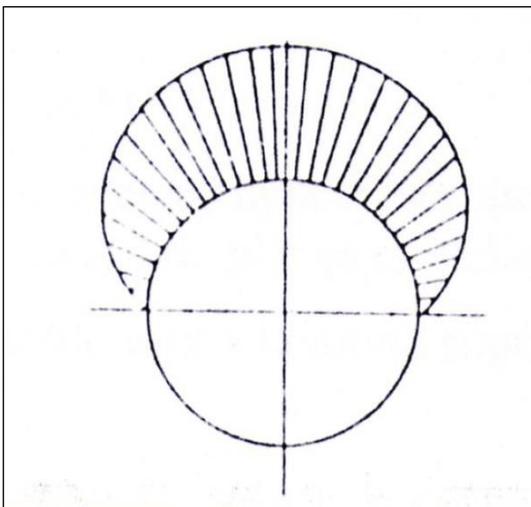


Figure N°1-2 : Epure de pressions

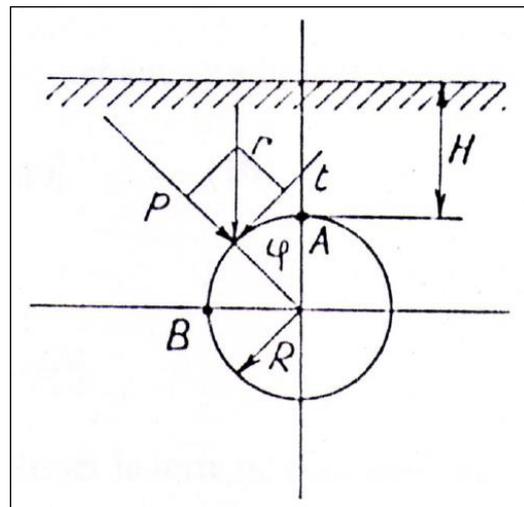


Figure N°1-3 : les points A et B

1.2.2.6- Théorie de Woellmy :

M. Woellmy a édifié dans sa thèse toute une série de théories, valables pour des cas différents, selon des hypothèses variables et tenant compte de plus au moins complètement des facteurs d'influence très nombreux qui interviennent dans un phénomène aussi complexe, parmi ces facteurs on trouve « β » qui représente l'angle que fait le plan de glissement du massif avec la verticale, « E_r » et « E_c » les modules d'élasticité du matériau du remblai et du cylindre. Il a pu donc déterminer pour chaque cas une formule de la charge qui surmonte l'ouvrage (cas des conduites enterrées ou autre ouvrage remblayé) d'où l'obtention de différentes valeur du coefficient « K ».

Cet auteur a réalisé des essais au laboratoire de mécanique des sols du Polytechnicum de Zurich, des tuyaux de 3,20m de longueur, ont été montés horizontalement dans une caisse d'essai' la génératrice inférieure à 60cm du fond.

Dans un premier essai le tuyau reposait sur les parois de la caisse par l'intermédiaire de cales, les valeurs de pressions mesurées permettent de déterminer les valeurs du coefficient « K » qui sont $K=0,96$ à la clé de la conduite et $K=0,327$ au niveau du plan diamétral.

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Dans le deuxième essai le tuyau repose directement sur le sable on obtient les valeurs suivantes de K, K=0,96 à la clé et K=0,40 au plan diamétral.

Dans le troisième essai le mode de pose été plus proche de la réalité, c'est un tuyau posé sur un berceau de sable, il a été constate ce qui suit :

- Une très forte accentuation des pressions a la verticale du berceau d'appui.
- La même bonne répartition des pressions sur tout le contour.
- Les valeurs de k ont donné K=1,146 à la clé de la conduite et K=0,375 aux reins.

1.2.2.7- Théorie russe de Klein (Moscou, 1951) :

La détermination de la charge selon Klein repose sur la formule suivante :

$$Q = K\gamma H \times \frac{B + D_e}{2} \quad (1.11)$$

Avec B étant la largeur d'ouverture de la fouille au niveau du plan supérieur du tuyau.

Le coefficient « k » est donné par la figure pour trois catégories de remblais en fonction du rapport H/De, pour le cas des conduites en tranchées.

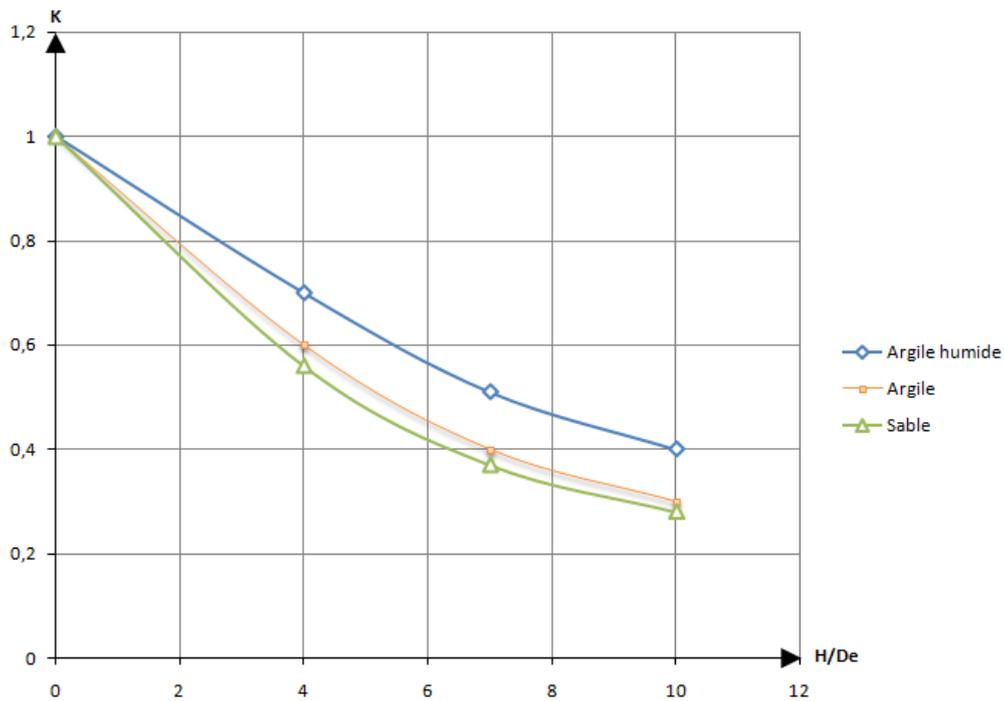


Figure N°1-4 : Valeurs du coefficient « K » pour conduite en tranchées

En remblai indéfini il faut remplacer dans la formule : $(B+De)/2$ par De et prendre les valeurs de « k » du tableau N°1-1 :

Tableau N°1-1 : valeurs du coefficient « K » pour un remblai indéfini

Sol d'assise	Valeur de « k »			
	H/De = 2		H/De = 12	
	Posé sur sol naturel	Posé sur béton	Posé sur sol naturel	Posé sur béton
Sables pulvérulents	1,00	1,15	1,05	1,20
Argiles pulvérulents				
Argiles fortes				
Argiles plastiques	1,25	1,30	1,35	1,45
Rocher	1,50	1,50	2,00	2,00

1.2.2.8- Théorie de Wetzork (1960) :

Wetzork adapte les mêmes hypothèses que celles de Marston mais propose d'introduire l'effet du compactage dans le calcul, sa formule sera détaillée et utilisée dans les chapitres suivants pour le calcul.

1.2.2.9- Théorie tchèque de Pruska (1961) :

La formule déduite à partir des travaux de Pruska est seulement valable pour les remblais indéfinis, la charge au mètre carré au niveau de la génératrice supérieure est :

$$Q = \gamma \cdot H + \frac{1}{2} \times \frac{\gamma \pi B (H'^2 - H^2)}{(H \text{ arc cot } \frac{H}{B} + B \ln \frac{B^2 + H^2}{B^2})} \quad (1.12)$$

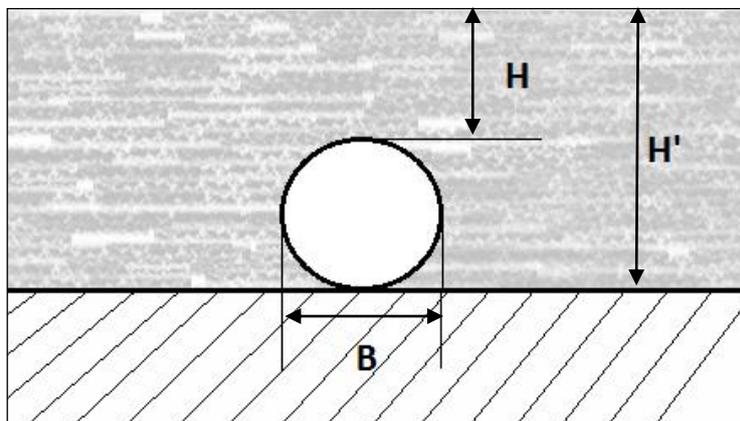


Figure N°1-5 : Conduite en remblai indéfini

1.3- historique des travaux reliés au comportement mécanique des conduites :

1.3.1- Etudes expérimentales sur le comportement des tuyaux enterrés :

Les études réalisées dans ce contexte visaient à déterminer les changements que vont subir les conduites et prévoir les déformations du diamètre verticalement et horizontalement.

1.3.1.1- Howard (1972) :

Howard a étudié la structure du sol et son interaction avec des conduites de différents matériaux (tuyaux en acier, FRP, le RPM, PE et PVC) de diamètres 450mm, 600mm 750mm et enterrées dans un grand récipient avec de l'argile comme matériau pour la literie et remblayage et en les soumettant à la charge. Des essais ont été effectués en remblai compacté à 90% et 100% des densités Proctor. Les mesures de pressions du sol sur le tuyau et sur les parois du récipient en changeant les dimensions du tuyau, ont été faites au cours d'une journée.

Il a été constaté que les déformations d'un tuyau elliptique créent des contraintes de compression élevées sur la surface intérieure du tuyau au diamètre horizontal (90 ° et 270°) du tuyau. Les déformations des tubes rectangulaires créent une haute compression à quatre endroits généralement à 45°, 135°, 225°, et 315°. Ces tests ont été utiles dans l'évaluation des facteurs limitatifs de la souplesse de la conduite et de la densité du sol pour la conception des tuyaux.

1.3.1.2- Abel et al (1973) :

Abel et al ont utilisé les techniques expérimentales et numériques pour analyser la structure du sol en interaction avec deux configurations de conduites elliptiques enterrées :

1. un tuyau peu profond où la surface du sol est soumise à une charge concentrée simulant un stade précoce de la construction.
2. un tuyau profond avec une charge répartie représente l'installation terminée sous un poids mort.

Parmi les facteurs importants qui n'ont pas été pris en compte dans cette analyse sont la procédure de construction incrémentale, la nature inélastique du sol, l'incapacité des sols pour soutenir la tension, la non-linéarité associée à de grands débattements possibles et le flambement potentiel des parois de la conduite. Mais les conclusions suivantes ont pu être tirées :

- Le développement de la voûte du sol joue un rôle important dans le système sol-structure elliptique comme est le cas pour un système avec une souple conduite.
- Le glissement entre le tuyau et le sol est également très bénéfique pour l'action d'arc dans laquelle le sol reste la charge de base de la structure porteuse.

1.3.1.3- Howard et Selander (1974) :

Howard et Selander ont effectué des tests de laboratoire spéciaux sur des sections enterrées d'acier, mortier de plastique renforcé (RPM), fibres de plastique renforcées (FRP), polyéthylène (PE) et des tuyaux en PVC pour comprendre les performances de ces tuyaux sous les charges externes. Les tuyaux de test ont été enterrés dans de grandes caisses et soumis à de grandes charges grâce à des machines. Des mesures de l'évolution des dimensions du tuyau, la pression du sol sur les parois du récipient, ainsi que le mouvement de la terre autour des tuyaux et la souche sur la circonférence interne du tuyau ont été faites.

Les déformations des tuyaux étaient mesurées sur une extrémité du tuyau grâce à un micromètre et à l'autre extrémité avec un comparateur à cadran rotatif, une bague circonférentielle du type SR-4 jauge de contrainte a été placée à un troisième point de la conduite pour mesurer de l'intérieur

Les tuyaux ont été testés dans l'argile compactée à 90% et 100% de densité Proctor. Peu de tests ont été effectués dans le sable.

D'après les résultats d'essais il a été conclu que le RPM et FRP se déformaient deux à trois fois plus que le tuyau d'acier de la même rigidité et qu'un soin particulier doit être pris pour évaluer la rigidité du polyéthylène (PE).

1.3.1.4- Kataria et Kameswara Rao (1982) :

Kataria et Kameswara Rao ont mené des études expérimentales sur des conduites souples peu profondes soumises à des pressions appliquées à la surface sur des zones limitées.

À partir de cette étude il a été constaté que :

- la déformation de la conduite diminue à mesure que le rapport (hauteur du remblai/ diamètre de la conduite) augmente.
- Les valeurs de contrainte étaient plus grandes pour un lit de sable lâche que pour lit de sable dense.
- La déformation de la couronne était directement proportionnelle à la frette souche dans le tuyau pour les matériaux à la fois (en vrac et denses). L'effet du diamètre du tuyau et la profondeur d'enfouissement sur la surface déviation sont négligeables pour les deux lits de sable lâches et denses.
- La surface de déformation est plus importante pour un sol lâche que pour un sol dense.

1.3.1.5- Jeyapalan et Boldon (1986) :

Jeyapalan et Boldon ont présenté un compte rendu détaillé de la procédure de conception existante et des normes de fabrication des conduites souple et rigides.

Ce dernier comporte les lignes directrices de la bonne fabrication pour le bien des ingénieurs ainsi qu'aux utilisateurs de ces produits.

1. tuyaux à faible rigidité sont plus sensibles aux défaillances, ainsi ils devraient être examinés avec beaucoup de soin.
2. Les fabricants de tuyaux qui ne fournissent pas des spécifications claires pour leurs produits et ne peuvent garantir que le produit est adapté à l'usage envisagé doivent être évité.
3. Les tuyaux rigides nécessitent un matériau d'ancrage de haute qualité par rapport aux conduites souple.

1.3.1.6- Moore (1989) :

Moore a examiné divers modèles théoriques pour prédire la déformation des conduites souples afin de déterminer le procédé le plus approprié à la fabrication des conduites. Diverses corrections scalaires sont recommandées pour l'utilisation de la théorie de flambement de sorte qu'elles peuvent être utilisées dans la conception des conduites souple enterrées.

1.3.2- Etudes numériques sur les conduites enterrées:

Les analyses des éléments finis se sont révélés être très utiles pour les analyses des structures enterrées. Beaucoup de programmes d'éléments finis sont disponibles sur le marché et chacun d'eux a son propre avantage, selon le problème.

1.3.2.1- Doderer (1970) :

Doderer a présenté les résultats des éléments finis ainsi que les résultats photoélastiques des tuyaux enterrés circulaires, qui comprennent les contraintes et les déplacements, contraintes moyenne d'interface conduites-sol, les contraintes des conduites et les déplacements en tant que fonctions de la charge et la position.

Les résultats ont été présentés graphiquement dans deux dimensions et ont permis de récolter des informations quantitatives et qualitatives concernant l'interaction sol-conduite.

1.3.2.2- Burns et Richards (1964) :

Burns et Richards ont développé une solution de flexibilité basée sur la compatibilité de déformation à l'interface pour trouver les champs de contrainte et de déplacement pour un mince tube flexible fortifiée profondément enterré. Leurs expressions de séries de Fourier pour les contraintes et le déplacement de la conduite constituent une solution très approchée pour ce cas.

L'effet de la charge concentrée sur une conduite enterré peu profondément a été estimé en transformant la conduite en un anneau du sol et les résultats ont été comparés grâce aux solutions des éléments finis.

Les résultats ont montré que la solution de transformation donne une image valide de l'interaction dans un sens général jusqu'à $D / R = 2$ et plus particulièrement pour les tuyaux rigides ($T / R = 0,2$, $E_p / E_s > 100$) qui attirent une partie importante de la charge.

1.3.2.3- Crofts et al (1977) :

Crofts et al (1977) ont proposé une méthode pour estimer le mouvement horizontal d'une longue canalisation enterrée peu profonde en raison de travaux d'excavation et de remblayage d'une tranchée profonde à proximité de la conduite. Un modèle élastique du problème constitué d'une poutre encastree dans une fondation élastique qui se déplace latéralement au niveau local a été analysé et une approche a été suggérée pour estimer le risque de rupture de conduite.

1.3.2.3- Provakar (1983) :

Provakar a analysé les effets de l'excavation sur les canalisations enterrées adjacentes en utilisant un modèle d'éléments finis de trois dimensions ayant des propriétés d'un matériau élastique. Les mouvements du sol et les déformations des tuyaux prédits par l'analyse ont été du même ordre que celles mesurées dans plusieurs essais sur le terrain.

1.4- Conclusion :

A travers cette recherche bibliographique nous avons constaté que même s'il y a un consensus global sur la formule générale de la charge du remblai qui s'exerce sur une conduite enterrée qui est égale à « $P=K.\gamma.H$ », c'est dans la détermination du coefficient de charge K qu'on constate la divergence entre les différents auteurs.

On peut aussi conclure à travers cette étude que la méthode de base pour la détermination du comportement des conduites enterrées est celle de Marston, car ses travaux ont été soutenus par des expérimentations au laboratoire et in situ, d'autant plus que ses résultats ont servis à plusieurs auteurs comme un point de départ pour leurs essais.

Cependant il faut préciser que la majorité des travaux réalisés s'intéressaient au comportement transversal des conduites tandis que le comportement axial n'a pas fait l'objet de plusieurs études.

2.1- Introduction :

Ce chapitre va nous permettre d'avoir un aperçu sur les différents matériaux utilisés dans la fabrication des conduites d'alimentation en eau potable ainsi les classer en souples ou rigides suivant leur comportement.

2.2- Les conduites hydrauliques :

Ils se définissent comme des tubes adaptés au transfert de fluides sans dispersion et constituent la grande majorité des tubes fabriqués. Ils sont de section circulaire. Les tubes hydrauliques suivent des standards dimensionnels précis ; la normalisation communément employée est la ANSI B36, qui établit les principes de son emploi universel.

Les tubes sont classifiés selon un diamètre nominal qui est, en première approximation, le diamètre interne du tube. Les diamètres nominaux constituent une série de valeurs non modifiables, les tubes ayant un diamètre nominal donné, ont un diamètre extérieur constant, indépendamment de l'épaisseur. On précise que dans l'emploi anglo-saxon les diamètres nominaux (abrégiés avec le sigle NB, c'est-à-dire Nominal Bore) sont exprimés en pouce, alors que dans l'emploi européen ils sont exprimés en millimètres et désignés par le sigle DN, c'est-à-dire Diamètre Nominal.

2.3- Les normes de fabrications des conduites d'eau potable :

Les canalisations d'eau potable exigent des propriétés nécessitant un suivi à chaque étape de leur fabrication, de la maîtrise de la composition de la matière de base à la fabrication des tubes. Ces exigences sont précisées dans des normes élaborées par des commissions de normalisation regroupant tous les acteurs économiques concernés et définissant :

- Les caractéristiques générales des produits.
- Les spécifications auxquelles ils doivent satisfaire.
- Les méthodes d'essais permettant de les évaluer.

Les normes les plus utilisées sont les suivantes :

- NF EN 1555 : Systèmes de canalisation plastique pour la distribution de combustibles gazeux – Polyéthylène (PE).
- NF EN 12201 : Systèmes de canalisation plastique pour l'alimentation en eau - Polyéthylène (PE).
- NF EN 13244 : Systèmes de canalisation plastique pour l'industrie et eau non potable.
- NF T 54-951 : Systèmes de canalisation plastique pour l'alimentation en eau destinée à la consommation humaine : propriétés organoleptiques des tubes et des compositions,

GENERALITES SUR LES CONDUITES

conditionnement, stockage, manutention et transport des tubes.

- NF T 54-965 : Systèmes de canalisation plastique pour la distribution de combustibles gazeux – Polyéthylène.

2.4- Les types de conduites :

Les conduites, peut importe leurs destination ou utilisation, peuvent être classées en trois grandes catégories selon leurs rigidité, on trouve les conduites souples, rigides et semi-rigides.

2.4.1- Conduites souples :

2.4.1.1- Tuyau caoutchouc:

Ces tuyaux sont constitués d'un tube de caoutchouc auquel une toile noyée dans l'épaisseur apporte une meilleure résistance. Il existe des tuyaux avec plusieurs couches de toile et certains sont même entourés par une, deux tresses ou plusieurs nappes métalliques pour augmenter leur résistance à la pression.

2.4.1.2- Tuyau polyéthylène :

Les tuyaux polyéthylène « PE », classés suivant leur diamètre extérieur et leur résistance (nommée en « PN + bars », cela détermine également leur épaisseur) sont particulièrement destinés à l'alimentation des bâtiments en eau ou en gaz ou à l'irrigation des terres agricoles.

- **Polyéthylène réticulé « PER » :**

PER est le sigle du polyéthylène réticulé haute densité (PEX pour les Anglo-Saxons). Le tuyau PER est utilisé aussi bien pour l'alimentation en eau sanitaire que pour le chauffage central traditionnel et plutôt adapté pour le chauffage par le sol.

Le multicouche est constitué d'un tube d'aluminium pris entre deux couches de PER, qui offre l'avantage de ne pas laisser passer l'oxygène ; cette propriété le prédestine au chauffage par le sol.

Le PER existe en simple ou gainé pour passage dans la maçonnerie et de couleur bleue pour l'eau froide (5 °C) et rouge pour l'eau chaude (100 °C) à une pression de 10 bar (norme NF T54-002 et ISO 4065). Son emploi et son montage sont facilités par une gamme étendue de raccords spéciaux à compression ou à glissement, sertis avec une pince spéciale.

Ces tuyaux, conformes à la norme CSTBat (Centre scientifique et technique du bâtiment), d'une longueur et d'un diamètre bien définis, sont constitués d'une âme synthétique et d'un tressage extérieur en inox. Ils sont munis à chaque extrémité de raccords

de différents types et permettent une utilisation garantie 10 ans, une pression de 16 bar et une température maxi de 110 °C ; ce qui en fait un élément essentiel et pratique pour le raccordement d'appareils sanitaires au réseau.

- **Polyéthylène haute densité « PEHD » :**

Les conduites PEHD sont généralement destinées au transport et la distribution d'eau potable, elles sont conçues pour supporter une pression maximale de 20 bars et sont disponibles jusqu'au diamètre 630mm (diamètre extérieur).

2.4.2- Conduites semi-rigides :

2.4.2.1- Le polychlorure de vinyle « PVC » :

Le polychlorure de vinyle a été découvert en 1835, Le PVC est la troisième matière plastique la plus utilisée au monde. Le PVC est un polymère thermoplastique obtenu par la polymérisation du monomère de chlorure de vinyle après une synthèse entre l'éthylène (dérivés de pétrole à hauteur de 43 %) et le chlore (à hauteur de 57 %). Il peut être rigide ou souple, opaque ou transparent, mat ou irisé, antidérapant ou lisse. Sa palette de couleurs et de reliefs est infinie, il est résistant à l'eau, au feu et aux UV, ne casse pas, est d'un entretien facile et a une grande longévité. Matériau inerte, donc sans danger pour la santé.

2.4.3- Conduites rigides :

2.4.3.1- Conduites en acier :

Les tuyaux en acier ont la qualité de pouvoir absorber des efforts très importants sous faible épaisseur (donc faible poids). Ces tuyaux présentent en contrepartie le défaut d'être très sensibles à la corrosion externe et doivent donc être placés sous protection cathodique. De même, tout défaut qui survient lors de la pose de la ligne (l'absence de procédures de mise en œuvre ou l'application non-correcte de ces procédures) peut avoir des conséquences néfastes sur la longévité de l'ouvrage. C'est pourquoi, le choix de l'acier exige le recours à des entreprises spécialisées en la matière, élément fondamental de la réussite du chantier. Aussi cette exigence entraîne-t-elle un coût de construction élevé par rapport aux autres matériaux.

2.4.3.2 – Conduites en fonte :

Les tubes en fonte sont, en général, obtenus par centrifugation ; procédé qui permet d'obtenir des diamètres constants et des épaisseurs régulières, tout en améliorant la texture du métal (facilité d'usinage).

2.4.3.3- Conduites en fonte ductile :

Les tuyaux en fonte grise ou fonte ductile sont d'un emploi peu courant pour les canalisations souterraines d'eau et de gaz. Ces tuyaux réunissent les qualités de la fonte pour l'inoxidabilité, et celles du fer pour la solidité. Ils offrent une grande sécurité par leur

résistance aux coups de bélier et aux chocs extérieurs. Les tuyaux enterrés devront subir un goudronnage à chaud (réalisé dès la fabrication) afin d'améliorer leur résistance à la corrosion.

2.4.3.4- Fonte sphéroïdale :

Ils présentent une bonne résistance à la corrosion mais ont un poids plus élevé par unité de longueur (à tenir compte lors du choix des supports). Ils peuvent supporter des pressions jusqu'à PN 10 et pour leurs caractéristiques ils sont employés dans le transport d'eau, de produits pétrolifères ou de gaz naturel en particulier dans les conduites enterrées.

2.4.3.5- Conduites galvanisés :

Tubes particuliers, immergés dans des bains de zinc, sont employés dans le cas où l'on voudrait éviter l'oxydation du matériel qui emmènerait une pollution du fluide transporté. Très employés dans le bâtiment pour les conduites d'eau, ils sont facilement raccordés à d'autres éléments de l'installation par une liaison filetée ou soudée par brasage.

2.4.3.6- Conduites en béton :

Le béton armé, destinés aux conduites d'un diamètre supérieur à 500 mm pour le transport des eaux de ruissellement ou usées. Pour les très gros diamètres et fort débit, on utilise des tubes en béton avec une âme en tôle acier épaisse.

2.5- Aperçu sur le comportement des conduites :

Pour les tuyaux enterrés on distingue deux comportements:

- le comportement élastique
- le comportement rigide.

2.5.1- le comportement élastique (flexible) :

Les tuyaux en matière plastique enterrés ont un comportement élastique. L'élasticité signifie que le tuyau se comporte de manière plus élastique que le matériau environnant. Il se déforme sous une charge, en développant ainsi des forces de réaction, également latéralement, et transfère les charges sur l'enveloppe. Pour cette raison la compression latérale possède une signification importante. Afin que les conditions d'appui soient identiques sur les côtés comme sur le fond, la norme SIA 190 propose uniquement deux profils pour les tuyaux souples.

2.5.2- le comportement rigide :

Le comportement rigide signifie que le tuyau se comporte de manière plus rigide que le matériau environnant, le tuyau concentrant les contraintes en interne et les retransmettre au

sous-sol par le fond du tuyau. Les tuyaux en béton et les tuyaux céramiques, etc., se comportent avec rigidité.

Quand on bétonne un tuyau en matière plastique, le tuyau et l'enrobage ont un comportement rigide.

2.5.3- méthodes de classification :

La première méthode qui permet la classification des conduites est le calcul de la rigidité diamétrale du tuyau « Pipe Stiffness PS » qui est déterminée par l'essai de plaques parallèles, elle est donnée par la formule suivante :

$$PS = \frac{F}{\Delta y} = \frac{E.I}{0.149.r^3}$$

Avec :

PS : rigidité diamétrale du tuyau déterminée à une déflexion de 5% du diamètre intérieur du tuyau (KN/m/m)

F : charge appliquée, (KN/m)

Δy : Déflexion verticale de la conduite (mm)

E : module d'élasticité du matériau du tuyau (KPa)

I : moment d'inertie par unité de longueur de la section transversale de la paroi de la conduite (mm⁴/mm)

r : rayon moyen de la conduite (mm)

La deuxième façon de classer est conduite est proposée par (Moser, 1990) qui a suggéré que si une conduite subit une déflexion diamétrale de plus de 2% sans rupture, alors elle peut être considéré comme flexible.

D'autres chercheurs (Burns et Richard, 1964 ; McGrath 1999) suggèrent que la classification soit basée sur la rigidité relative de la conduite et du sol qui l'enveloppe, SE, donnée par :

$$SE = E'r^3/E.I$$

Avec:

E' : Module de réaction du sol.

r : Rayon moyen de la conduite.

Cette valeur est ensuite utilisée pour calculer le facteur d'arche VAF (vertical arch factor). Si VAF est plus petit que 1 alors la conduite est dite flexible.

Une autre méthode est utilisée pour la classification des tuyaux, « le tassement ». Par définition, la canalisation est considéré comme rigide si la somme des tassements dans le prisme intérieur est inférieure à la somme des tassements dans le prisme extérieur.

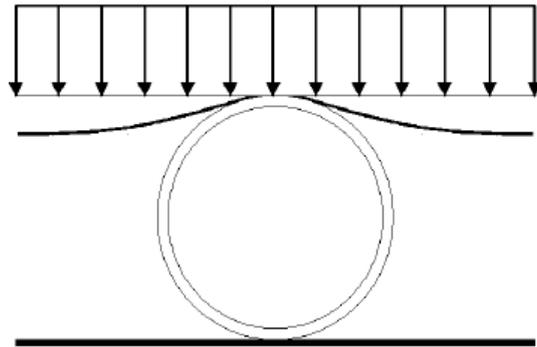


Figure N°2-1: le comportement rigide

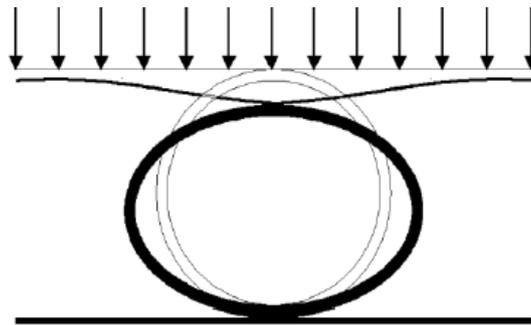


Figure N°2-2 : le comportement flexible

2.6- Conclusion:

Le comportement des conduites vis-à-vis les sollicitations présentes dans le sol varie principalement selon la nature de la conduite, une conduite souple ou rigide ne réagissent pas aux charges de la même façon, dans une conduite rigide la contrainte maximale est à la clé de la conduite tandis que pour une canalisation souple la contrainte maximale se situe aux reins de la conduite.

3.1- Introduction:

Une conduite enterrée à une certaine profondeur est obligatoirement soumise à différentes charges auxquelles elle doit résister sans rupture. Dans ce chapitre nous allons citer les charges qui peuvent s'appliquer sur une conduite dans des conditions de pose normales. Cela se fera en deux parties, en une première partie nous allons détailler les principales méthodes utilisées dans l'estimation du poids d'une colonne de terre et déduire l'influence de « l'effet de voûte » sur le poids que doit supporter une conduite enterrée suivant différents modes de pose, dans la seconde partie nous regrouperons le reste des charges qui peuvent influencer une conduite enterrée.

3.2- Charges sur les conduites enterrées :

Une conduite enterrée est soumise à différents types de charge qui tendent à déformer sa section transversale, ces charges sont :

- Le poids des terres.
- La pression hydrostatique d'une nappe.
- Les surcharges fixes
- Les surcharges mobiles
- Poids des tympans
- Les réactions d'appui.
- La pression interne du fluide
- Le poids propre du tuyau
- Le poids propre du fluide
- La pression latérale des terres

Partie I : Estimation du poids des terres :

3.3- Les différents modes de pose des conduites enterrées :

Avant de pouvoir estimer le poids des terres que supporte une conduite enterrée il faut en premier lieu savoir son mode de pose, qu'elle soit destinée à l'alimentation en eau potable ou à l'assainissement le mode de pose influe de façon directe sur le poids de la colonne de terre au-dessus, plusieurs études ont montré que pour une même conduite et de mêmes conditions le poids des terres varie en variant le mode de pose. Il existe en général quatre modes de pose différents que nous allons citer dans ce qui suit :

➤ *Pose en tranchée étroite :*

Une tranchée est dite étroite lorsque la largeur (B) et la hauteur (D) du remblai satisfont l'une des conditions suivantes (avec (D) le diamètre extérieur de la conduite) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B}{D} < 2 \quad \text{Avec: } \frac{H}{B} > 1,5 \\ 2 < \frac{B}{D} < 3 \quad \text{Avec: } \frac{H}{B} > 3,5 \end{array} \right.$$

CHARGES EXERCÉES SUR LES CONDUITES ENTERREES

Remarque : (Schilick 1932)

Dans le cas où la tranchée est inclinée alors B est calculée au niveau de la génératrice supérieure de la conduite (clé de la conduite).

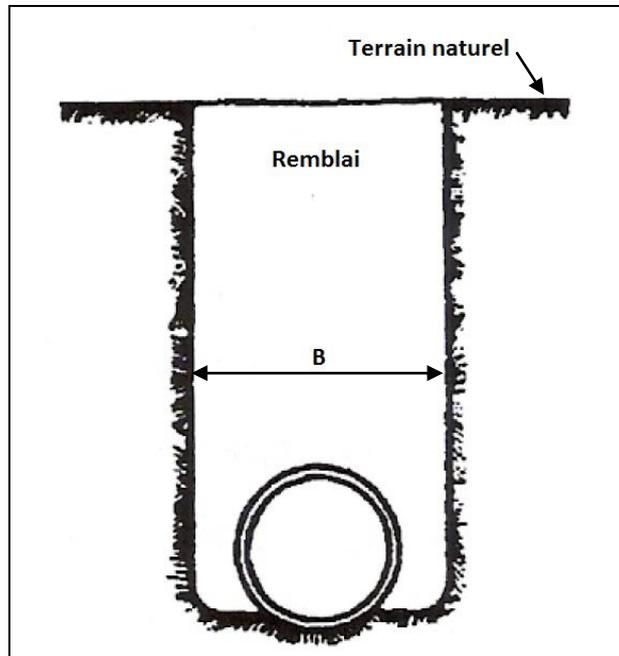


Figure N°3-1 : Tranchée étroite

➤ *Pose en tranchée large :*

La tranchée large est dite large lorsque la largeur (B) et la hauteur (D) ne vérifient pas les conditions précédentes.

➤ *Pose en remblai :*

On distingue deux types de pose en remblai, la pose en remblai en « surélévation » et en « dépression ».

- La conduite posée en surélévation est une conduite installée sur un lit peu profond, ainsi sa génératrice supérieure reste au-dessus du terrain naturel puis le tout est recouvert de remblai.
- Pour la pose en dépression la conduite est installée dans une tranchée étroite et peu profonde de telle sorte que la génératrice supérieure de la conduite reste au-dessous du terrain naturel. Cette petite tranchée est remblayée par un sol lâche puis le tout est recouvert de remblai compacté.

CHARGES EXERCEES SUR LES CONDUITES ENTERREES

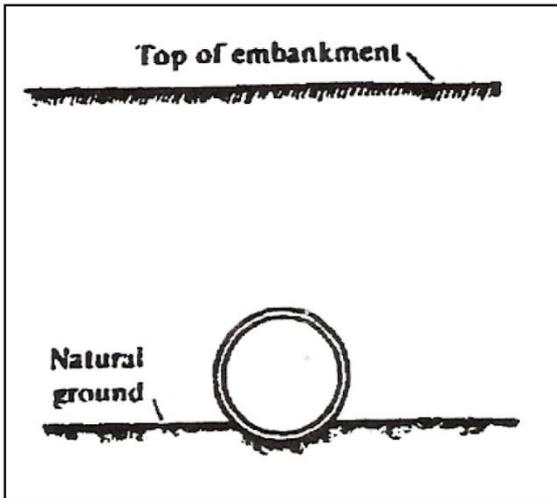


Figure N° 3-2 : Pose en surélévation

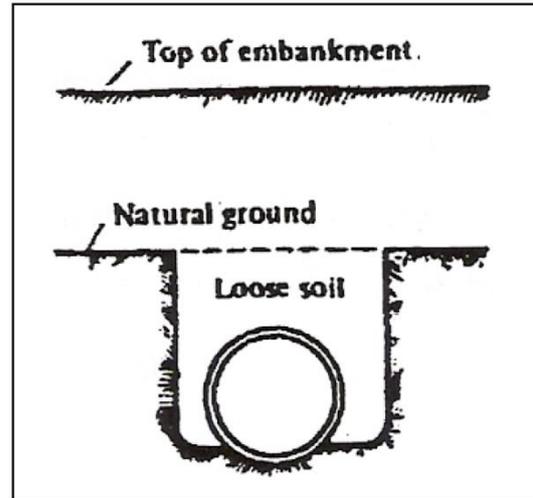


Figure N° 3-3 : Pose en dépression

3.4- Les méthodes de calcul du poids des terres :

Il existe plusieurs méthodes qui permettent la détermination de la valeur du poids des terres qui s'applique sur une conduite enterrée à une profondeur (H), malgré la diversification de ces dernières dans les détails il existe un point commun qui les unifie, c'est le facteur « k » qui traduit l'effet de voûte par une augmentation ou une diminution du poids réel des terres.

$$P = K \cdot \gamma \cdot B \cdot H$$

Avec :

P : poids des terres résultant (KN/m)

K : facteur correcteur

B : largeur (m)

H : hauteur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite (m)

3.4.1- Définition de l'effet de voûte :

Lors de la pose d'une conduite sous remblai dans une tranchée étroite on distingue deux sols différents ou bien deux prismes, un prisme intérieur délimité par les parois de la tranchée et constitué des matériaux du remblai et un prisme extérieur formé du terrain naturel. Le tassement du remblai crée un mouvement vers le bas par rapport au terrain naturel, ce mouvement engendre la création de forces de cisaillement opposées le long des deux plans verticaux séparant les deux prismes, ces forces qui s'opposent à la gravité vont diminuer le poids du remblai supporté par la conduite on a donc une valeur de (K) inférieure à un « $K < 1$ ».

Dans d'autre cas de pose et pour les conduites rigides généralement, les plans verticaux qui séparent les deux prismes sont les plans tangents à la canalisation et ce sont les prismes extérieurs qui se tassent plus que le prisme intérieur donc les forces de cisaillement vont dans le même sens de la gravité donc le poids des terres que supporte la conduite est plus important que le poids propre du remblai au-dessus ce qui se traduit par une valeur de (K) supérieure à un « $K > 1$ ».

3.4.2- méthodes d'estimation du poids des terres sur LES conduites enterrées dans une tranchée étroite :

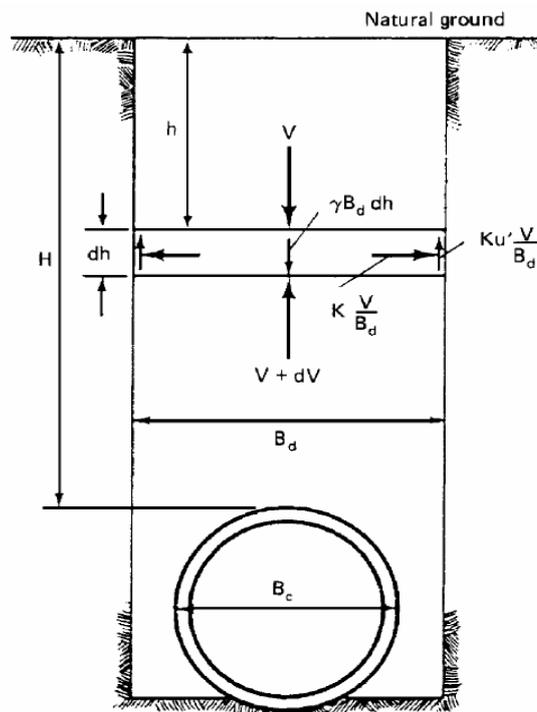
En tenant compte du fait que la pose en tranchée étroite est la plus utilisée dans la pratique, nous allons détailler trois méthodes de calcul qui sont, la méthode de Marston, la méthode de Wetzorke et la méthode basée sur le calcul des silos.

3.4.2.1- La théorie de Marston:

En 1913, Anson Marston a développé une théorie pour expliquer les caractéristiques d'une colonne de sol au-dessus d'une conduite enterrée dans une tranchée étroite. Marston a estimé que le tassement du remblai génère des forces de cisaillement ou de frottement sur les côtés de la tranchée donc la conduite n'est pas soumise seulement au poids propre de la colonne de remblai.

Il suppose également que la cohésion serait négligeable durant un temps considérable et l'hypothèse d'une absence de cohésion donnerait la charge maximale sur le tuyau, donc la charge appliquée à la conduite est calculée sans tenir compte de la présence de la conduite dans le sol (l'interaction sol-conduite est négligée).

Une tranche de sol d'épaisseur dh et de longueur unitaire, située au-dessus de la conduite, est soumise au poids du remblai au dessus de la tranche V et à la réaction du remblai en dessous de la tranche $V+dV$, mais également aux charges horizontales de la « poussée active » et à la charge de cisaillement, respectivement KV/B et $\mu dhKV/B$, Les paramètres en jeu sont alors la hauteur totale du remblai H , le poids volumique du sol γ , le coefficient de frottement vertical interne du remblai μ , le coefficient de frottement vertical entre le remblai et les parois de la tranchée μ' et le coefficient de poussée des terres K .



Source : Livre « Buried pipe design »

Figure N° 3-4 : Modèle de Marston

CHARGES EXERCÉES SUR LES CONDUITES ENTERREES

Marston définit les grandeurs suivantes :

- Le poids d'une tranche élémentaire comme étant :

$$w = B_d \cdot (dh) \cdot \gamma \quad (3.1)$$

Avec :

w : poids unitaire (KN/m)

B_d : largeur de la tranchée (m)

dh : hauteur unitaire (m)

γ : poids volumique du sol (KN/m³)

- La pression latérale sur les cotés de la tranche élémentaire :

$$P_L = K \cdot V / B_d \quad (3.2)$$

Avec :

P_L : pression latérale

k : coefficient de Rankine

$$k = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

φ : angle de frottement interne du remblai.

V : réaction verticale au-dessus de la conduite

- Les forces de cisaillement sur les cotés de la tranche induites par les pressions verticales :

$$F_c = k \cdot (V / B_d) \cdot \mu' \cdot dh$$

F_c : forces de cisaillement

μ' : coefficient de frottement vertical entre le remblai et les parois de la tranchée

En posant que la somme des forces verticales sur l'élément est égale à zéro on obtient l'équation d'équilibre vertical de la tranche qui s'écrit:

$$(V + dV) + \frac{2k\mu'V}{B_d dh} = V + \gamma B_d dh$$

$$\left(B_d - \frac{2k\mu'V}{B_d dh}\right) dh/dV = 0$$

La solution de cette équation différentielle est :

$$V = \frac{\gamma B_d^2}{2k\mu'} (1 - e^{-2k\mu'(h/B_d)})$$

Pour h=H on obtient la valeur totale de la charge de la colonne de remblai sur la conduite, pour la simplification des calculs Marston définit le coefficient de charge « C_d » connu comme le coefficient correcteur « k » ainsi :

$$V = \frac{B_d}{2k\mu'} (1 - e^{-2k\mu'(h/B_d)})$$

$$V = C_d \cdot \gamma BH$$

CHARGES EXERCÉES SUR LES CONDUITES ENTERREES

D'où :

$$C_d = \frac{1 - e^{-2k\mu'(h/B_d)} B}{2k\mu'} \cdot \frac{B}{H} \quad (3.3)$$

Donc la formule finale pour la détermination de la charge totale sur une conduite rigide enterrée dans une tranchée étroite est :

$$W_d = C_d \cdot \gamma \cdot B_d^2 \quad (3.4)$$

Avec :

W_d : charge unitaire du prisme de terre (KN/m)

C_d : coefficient de charge

γ : poids volumique du sol (KN/m³)

B_d : largeur de la tranchée (m)

Spangler a repris la théorie de Marston et l'a appliqué pour une conduite souple enterrée dans les mêmes conditions, la formule est la suivante :

$$W_d = C_d \cdot \gamma \cdot B_d \cdot B_c \quad (3.5)$$

Avec :

B_c : diamètre extérieur de la conduite (m)

3.4.2.1.a- détermination graphique du coefficient de charge :

Un sol peut être défini grâce à la valeur de $K\mu'$, où $K\mu'$ est une fonction du coefficient de frottement interne du remblai μ , les valeurs de K , μ' et μ ont été déterminées expérimentalement par le professeur Marston, les valeurs usuelles sont données dans le tableau suivant :

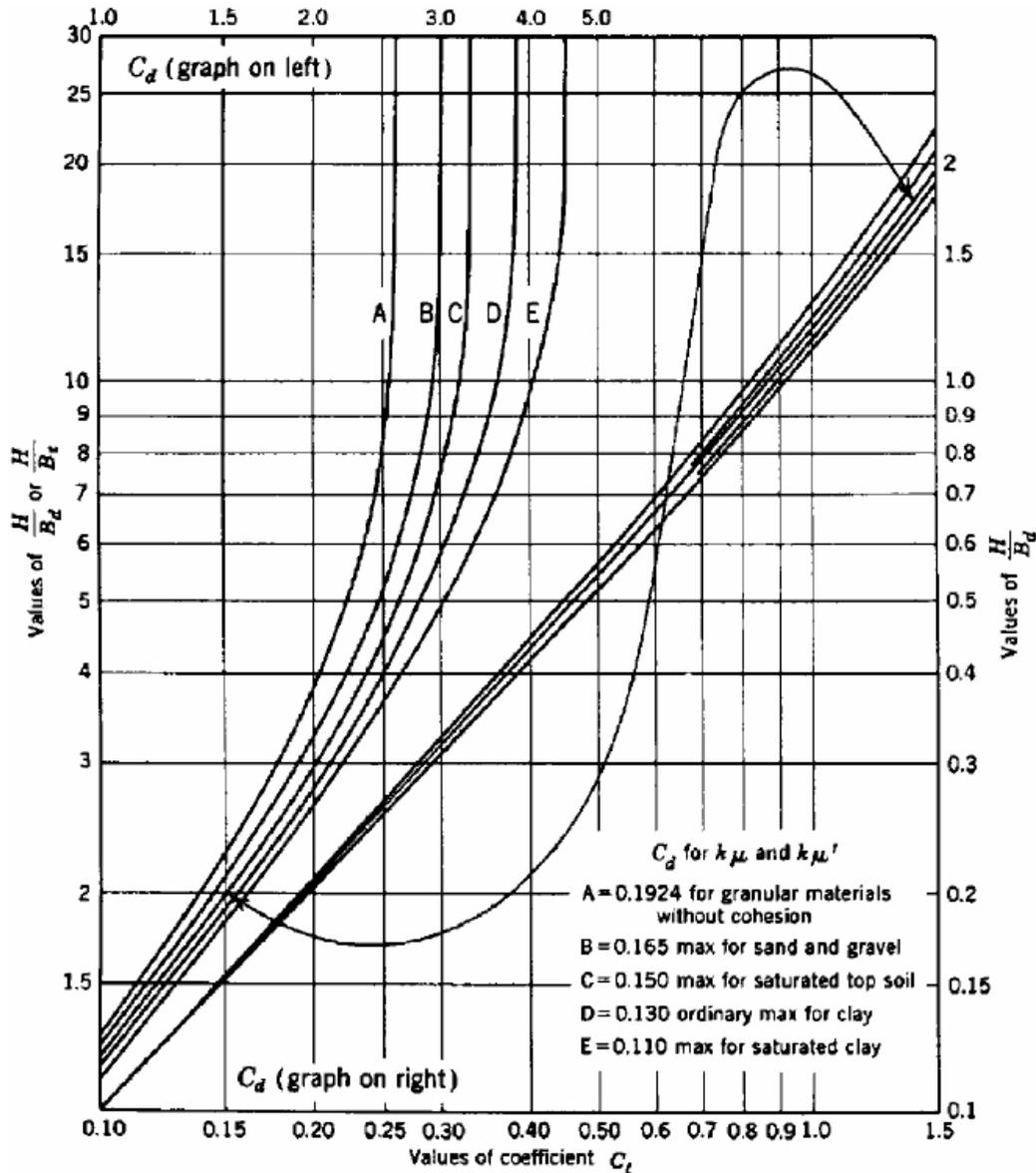
Tableau N°3-1 : Valeurs usuelles de k et μ

Type de sol	Poids volumique (lb/ft ³)	Coefficient de Rankine	Coefficient de frottement interne
sol fertile humide partiellement compacté	90	0,33	0,5
sol fertile saturé	110	0,37	0,4
argile humide partiellement compactée	100	0,33	0,4
argile saturée	120	0,37	0,3
sable sec	100	0,33	0,5
sable humide	120	0,33	0,5

Source : livre « Buried pipe design »

Grace à ces résultats il a été possible de déterminer graphiquement le coefficient de charge C_d en fonction des paramètres suivants : H/B_d et $k\mu$ ou $k\mu'$:

CHARGES EXERCÉES SUR LES CONDUITES ENTERREES



Source : livre « Buried pipe design »

Figure N° 3-5 : Détermination du coefficient de charge

3.4.2.2- la théorie de Wetzorke :

Wetzorke est l'un des premiers chercheurs qui ont prouvé que la qualité du compactage des remblais crée une variation dans la charge des terres supportée par les tuyaux, il propose donc une formule du coefficient « k » ayant un paramètre en plus que la formule de Marston, c'est le coefficient relatif à la pression latéral des terres « k_0 ». La formule pour la détermination du coefficient de charge k est la suivante:

$$k = \frac{1 - e^{-\frac{H}{B} 2k_0 t g \varphi}}{2k_0 t g \varphi'} \cdot \frac{B}{H} \quad (3.6)$$

Avec :

H : hauteur du remblai à partir de la génératrice supérieure de la conduite (m)

B : largeur de la tranchée (m)

φ' : angle de frottement entre le remblai et les parois de la tranchée

φ : angle de frottement interne du remblai.

k_0 : coefficient relatif à la pression latéral des terres.

Le coefficient relatif à la pression latéral des terres est pris égal à :

$k_0 = 0.5$ pour les fouilles sans compactage.

$k_0 = 1$ pour les fouilles soigneusement compactée.

La charge étant : $Q = k \cdot \gamma \cdot B \cdot H$

3.4.2.3- Théorie basée sur le calcul des silos :

Dans un silo contenant des matières grenues, la pression moyenne par mètre carré de surface horizontale à une profondeur H s'écrit selon M. Reimbert :

$$Q = k' \cdot \gamma \cdot BH = \frac{\gamma H}{1 + \frac{H}{B} \times \frac{2 \cdot \text{tg} \varphi'}{f(\varphi, \varphi')}} \quad (3.7)$$

Où :

$$k' = \frac{1}{B + H \times \frac{2 \cdot \text{tg} \varphi'}{f(\varphi, \varphi')}} \quad (3.8)$$

Avec :

γ : poids volumique du sol (KN/m³)

H : hauteur du remblai à partir de la génératrice supérieure de la conduite (m)

B : largeur de la tranchée (m)

φ' : angle de frottement entre le remblai et les parois de la tranchée

φ : angle de frottement interne du remblai.

$f(\varphi, \varphi')$: c'est ce que M. Reimbert appelle la fonction des frottements et qui est à la base de tout le calcul, il l'a définit comme suit :

$$f(\varphi, \varphi') = \frac{1}{\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (3.9)$$

Plusieurs auteurs se sont penchés sur la détermination de cette formule :

- Selon M. Caquot :

$$f(\varphi, \varphi') = \frac{1}{\cos^2 \varphi} \times \frac{\sin(\delta + \varphi')}{\sin(\delta - \varphi)} \quad (3.10)$$

avec:

$$\sin \delta = \frac{\sin \varphi'}{\sin \varphi}$$

- Selon M. Buisson :

$$f(\varphi, \varphi') = \frac{1 + 2 \cdot \text{tg}^2 \varphi}{1,10} \quad (3.11)$$

En considérant deux natures de remblai types :

Remblai pulvérulent-sable : $\varphi = 37^\circ$ et $\varphi' = 27^\circ$

Remblai cohérent-argile : $\varphi = 10^\circ$ et $\varphi' = 7^\circ$

On obtiendra les valeurs suivantes de la fonction $f(\varphi, \varphi')$:

Tableau N°3-2 : Valeurs de la fonction $f(\varphi, \varphi')$

$f(\varphi, \varphi')$	Reimbert	Caquot	Buisson	Valeur moyenne
Sable	4,02	3,255	3,310	3,30
Argile	1.40	1,273	1,235	1,30

En posant :

$$\lambda = \frac{2 \cdot \text{tg} \varphi'}{f(\varphi, \varphi')}$$

Alors l'expression du coefficient correcteur devient :

$$K' = \frac{1}{B + H\lambda}$$

En utilisant la valeur moyenne obtenue pour chaque type de sol pour le calcul de $f(\varphi, \varphi')$ on obtiendra ce qui suit :

	Sable	Argile
Valeur de (λ)	0,307	0,189

D'où :

$$K' = \frac{1}{B(1 + 0,307 \cdot \frac{H}{B})} \quad \text{pour les sables}$$

$$K' = \frac{1}{B(1 + 0,189 \cdot \frac{H}{B})} \quad \text{pour les argiles}$$

Afin de pouvoir déterminer le coefficient correcteur en fonction de (H/B) on pose :

$$K = K' \cdot B$$

3.4.3- méthode de calcul du coefficient « k » pour les conduites posées en remblai :

3.4.3.1- Conduites posées en remblai en surélévation :

Marston propose deux cas de pose en surélévation :

- Dans le premier cas, les tassements dans les prismes extérieurs sont plus importants que les tassements du prisme intérieur. Ce cas est caractérisé par un coefficient de tassement positif et est valable pour les conduites rigides. (figure N° 3-6)
- Dans le deuxième cas, c'est le tassement du prisme intérieur qui est plus important, d'où un coefficient de tassement négatif ceci est valable pour les conduites flexibles. (figure N° 3-7)

CHARGES EXERCEES SUR LES CONDUITES ENTERREES

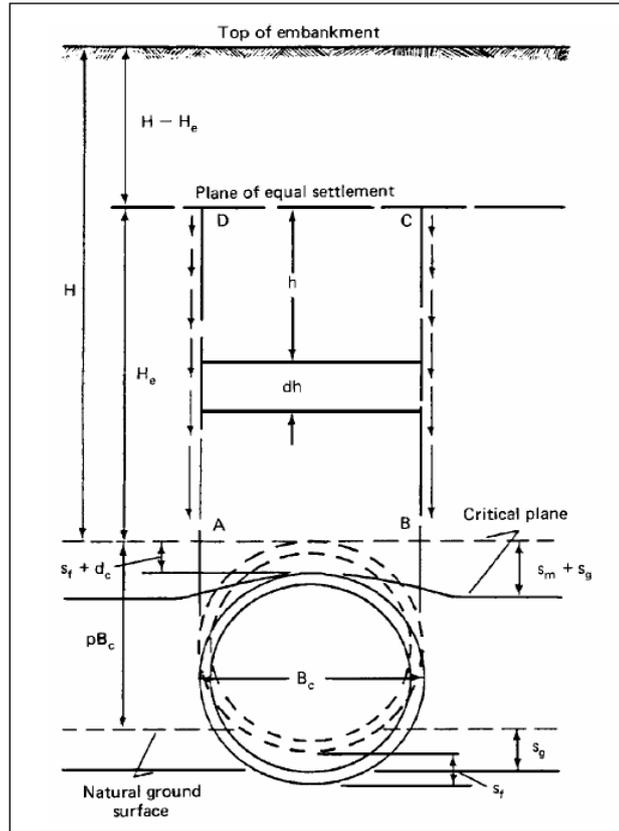


Figure N° 3-6 : Cas de conduite rigide

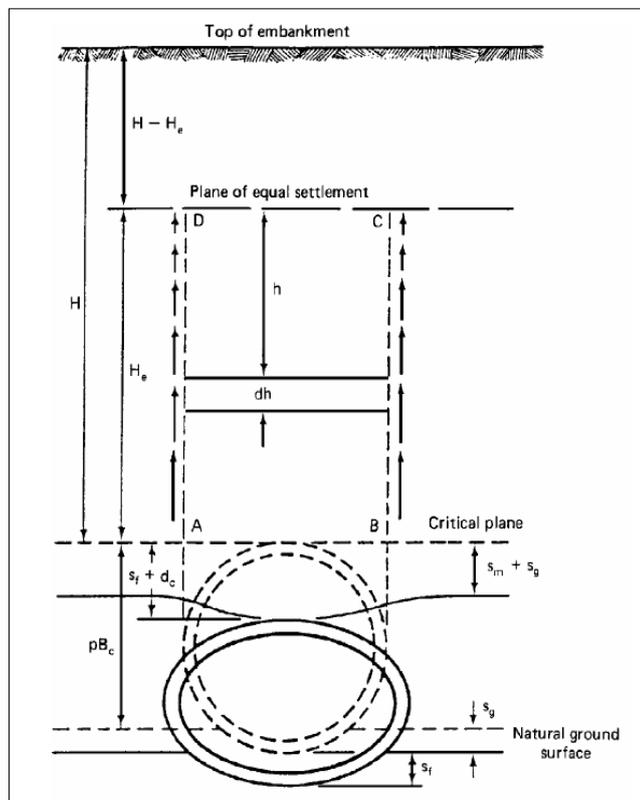


Figure N° 3-7 : Cas de conduite souple

CHARGES EXERCEES SUR LES CONDUITES ENTERREES

Afin de bien comprendre le phénomène il faut définir certains termes :

➤ **Le coefficient de tassement :**

Ce coefficient est le rapport de tassement du différentiel entre le sol et la conduite au tassement des prismes extérieurs, il est donné par la formule suivante :

$$\rho = \frac{(S_m + S_g) - (S_f + d_c)}{S_m} \quad (3.12)$$

Avec :

ρ : coefficient de tassement.

$S_m + S_g$: tassement au niveau du plan critique.

S_m : tassement des prismes extérieurs.

S_g : tassement du sol naturel.

$S_f + d_c$: tassement au niveau de la conduite.

S_f : enfoncement de la conduite dans le sol.

d_c : déflexion verticale de la conduite.

Ce coefficient reste difficile à déterminer vu le nombre de terme qu'on doit connaître pour le calculer, Marston propose des valeurs expérimentales qu'on peut utiliser avec succès pour différents cas pratiques :

Tableau N°3-3 : Valeurs expérimentales du coefficient de tassement

conditions de pose	Coefficient de tassement
canalisation rigide placée sur un rocher ou un sol incompressible	-1.0
canalisation rigide placée sur un sol ordinaire	-0.5 à +0.8
canalisation rigide placée sur terrain se déformant par rapport au terrain naturel	0 à +0.5
canalisation flexible avec un remblai sur les cotes peu compacte	-0.4 à 0
canalisation flexible avec un remblai sur les cotes peu compacte	-0.2 à -0.8

➤ **Le plan critique :**

Le plan critique est le plan horizontal qui passe par la génératrice supérieure de la Conduite.

➤ **Le plan d'égal tassement :**

C'est le plan à partir duquel les tassements des prismes intérieurs et extérieurs deviennent égaux, ce plan peut être réel si $H > H_e$ dans ce cas la partie du sol ou les tassements sont égaux est considérée comme une surcharge uniformément répartie, dans le cas où $H = H_e$ alors le plan d'égal tassement est dit virtuel.

Les formules donnant le coefficient de charge « k » sont données comme suit pour deux cas:

Si le plan d'égal tassement est virtuel alors :

$$K = \frac{1}{\pm 2k\mu' \frac{H}{D}} \left[\exp\left(\pm 2k\mu' \frac{H}{D}\right) - 1 \right] \quad (3.13)$$

Si le plan d'égal tassement est réel alors :

$$K = \frac{\exp(\pm 2k\mu') - 1}{\pm 2k\mu' \frac{H}{D}} + \left(1 - \frac{He}{H}\right) \times \left[\exp\left(\pm 2k\mu' \frac{He}{D}\right) \right] \quad (3.14)$$

Remarque :

Le signe (+) désigne un coefficient de tassement positif et le signe (-) désigne un coefficient de tassement négatif.

La résolution de la première équation est similaire à celle de la tranchée étroite et ne pose pas de problème, tandis que pour un plan d'égal tassement réel la difficulté se présente au niveau de la détermination de la valeur de « He » qui est inconnue. Marston propose l'équation suivante :

$$\exp\left(\pm \frac{2k\mu' \cdot He}{D}\right) \pm \frac{2k\mu' \cdot He}{D} = \pm 2k\mu' q\rho - 1 \quad (3.15)$$

Cette formule permet donc de calculer « He » pour un produit « qp » donné. En développant un système d'équation il est possible de tracer une série d'abaques donnant la valeur du coefficient « K » en fonction du rapport H/D selon différentes valeurs du produit « qp » et le produit « kμ' », en tenant compte du fait que l'influence du coefficient de frottement interne du sol est faible dans le cas de pose en remblai on admet les deux valeurs les plus défavorables, soient kμ' = 0,19 pour le cas des conduites rigides et kμ' = 0,13 pour les conduites flexibles, (l'abaque des valeurs est donnée en Annexe I)

3.4.3.2- Conduites posées en remblai en dépression :

D'après Marston, dans le cas d'une pose en dépression la hauteur du remblai du prisme intérieur limité par les parois de la fouille est plus grande que la hauteur de remblai des prismes extérieurs (figure N°3-8). Le tassement est donc plus important dans le prisme intérieur que dans les prismes externes, ce tassement correspond à un mouvement vers le bas donc les forces de frottements s'opposent au mouvement, d'où un coefficient « K » < 0.

Le plan critique est défini ici comme étant le plan horizontal de la tranchée au niveau du terrain naturel avant que les tassements n'apparaissent, ce plan a tendance à descendre mais les efforts de cisaillement sont dirigés vers le haut.

CHARGES EXERCEES SUR LES CONDUITES ENTERREES

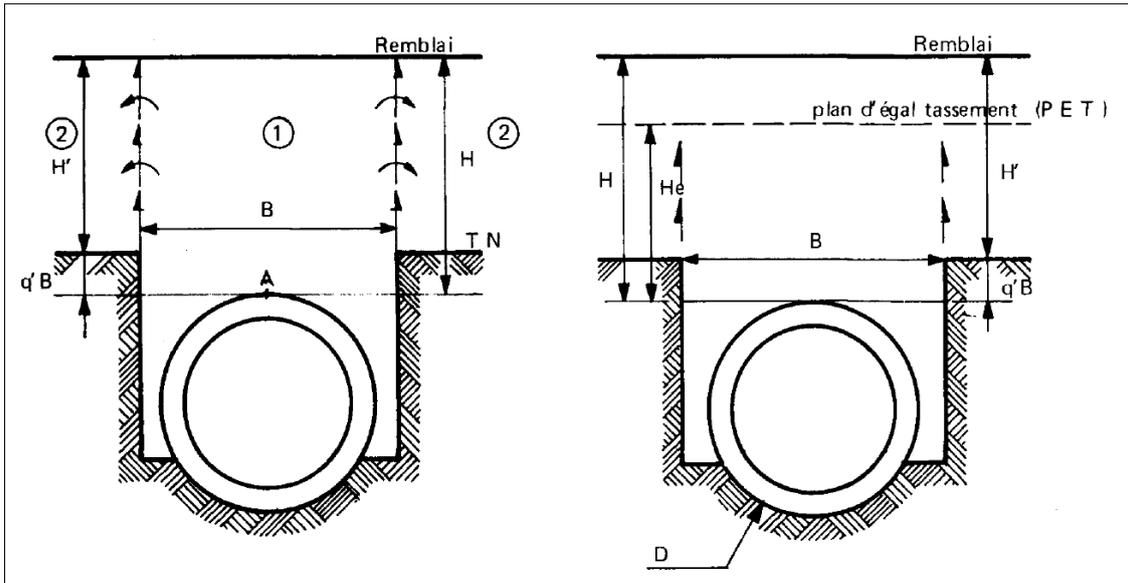


Figure N°3-8 : Canalisation posée en dépression

Le coefficient de tassement dans ce cas est le rapport du tassement différentiel au tassement de la colonne de hauteur $q'B$, il est calculé par la formule suivante :

$$\rho = \frac{S_m - (S_f + d_c + S_d)}{S_m} \quad (3.16)$$

Avec :

S_d : tassement de la colonne de remblai de hauteur $q'B$

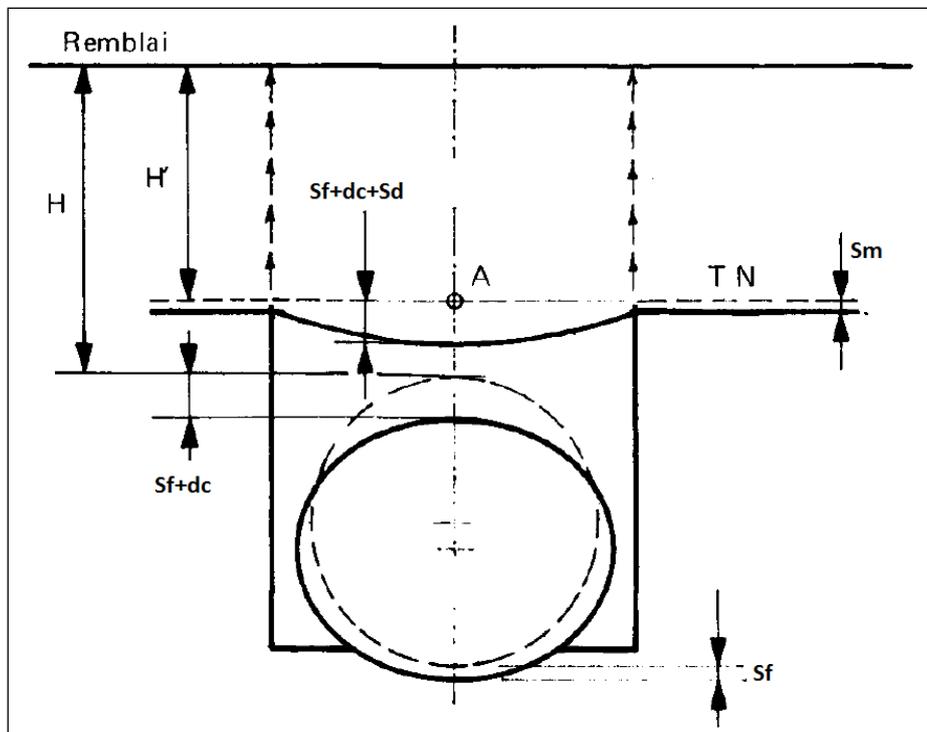


Figure N°3-9 : Définition du coefficient de tassement

La détermination du coefficient « k » se fera par des abaques pour la simplification des calculs. (Annexe II)

3.4.4- Calcul du coefficient « K » pour conduites posées en tranchée large:

Dans le cas où la tranchée n'est pas soumise aux conditions de la tranchée étroite, on entre dans le cadre des tranchées larges, mais il est admis que pour des largeurs inférieures à une certaine « largeur limite B » la tranchée se comporte comme une tranchée étroite, au-delà de cette valeur l'influence des parois de la fouille est négligeable donc on la considère comme une pose en remblai en surélévation.

Donc admettons que :

- Pour les largeurs $B < B_{limite}$ le coefficient « K » est calculé à partir de la formule de Marston d'une tranchée étroite.

$$K = \frac{1 - e^{-2k\mu'(h/Ba)} B}{2k\mu'} \cdot \frac{B}{H}$$

- Pour les largeurs $B > B_{limite}$ le coefficient « K » est calculé à partir de la formule de Marston d'une pose en remblai en surélévation.

Partie II : Détermination des différentes autres charges

3.5- La pression hydrostatique :

La conduite peut être soumise à une pression hydrostatique externe si elle est en dessous du niveau de l'eau.

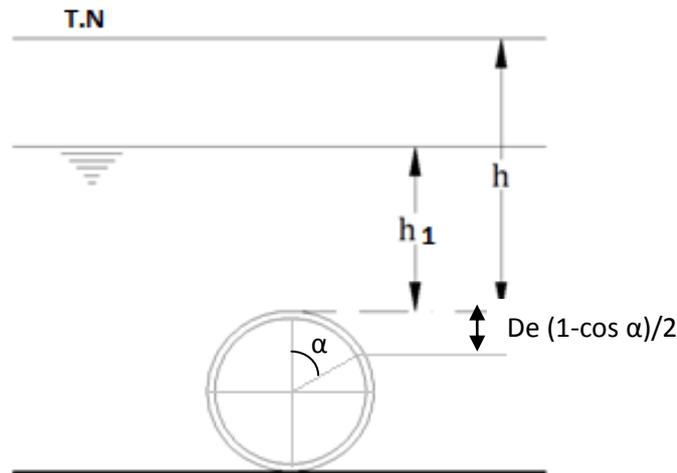


Figure N°3-10 : Présence d'une nappe phréatique

L'expression de la pression au niveau de génératrice supérieure de la conduite :

$$P_h = \gamma' \cdot h_1 + \gamma (h - h_1) + \gamma_w \cdot h_1 \quad (3.17)$$

$$P_h = \gamma' \cdot h_1 + (n \cdot \gamma_w \cdot h_1) / 100$$

Avec :

γ : poids volumique du sol.

γ_w : poids volumique de l'eau.

γ' : Poids volumique déjaugé du sol (KN/m³). Où : $\gamma' = \gamma - (1-n) \gamma_w$

n : indice des vides du sol.

L'expression de la pression au niveau d'un point faisant un angle α avec la verticale est :

$$P_h = \gamma_w \cdot (h_1 + D_e (1 - \cos \alpha) / 2) \quad (3.18)$$

De : diamètre extérieur de la conduite.

Cette pression est la combinaison de la pression hydrostatique constante ($P_w = \gamma_w \cdot h_1$) et une pression qui varie linéairement de $P_2 = 0$ pour $\alpha = 0$ à $P_2 = \gamma_w \cdot D_e$ pour $\alpha = \pi$, la pression P_2 provoque une contrainte de compression uniformément répartie.

3.6- le poids des tympans :

Les tympans des tuyaux sont les deux volumes de terres situées entre les plans verticaux et horizontaux de la conduite, l'influence de ce volumes sur les parois de la conduites est généralement négligé pour les conduite ayant un diamètre inférieur a 500mm, le poids des terres est données par la formule suivante :

$$T = \left(d_e \times \frac{d_e}{2} - \frac{\pi d_e^2}{2 \times 4} \right) \times \gamma \quad (3.19)$$

D'où

$$T = 0,1073 \cdot \gamma \cdot d_e^2$$

Avec :

de : diamètre extérieur de la conduite

γ : poids volumique des terres.

3.7- Surcharge fixe uniformément répartie :

On considère une surcharge q au mètre carré qui s'exerce sur une surface au-dessus du tuyau, cette surcharge peut être assimilée à une hauteur supplémentaire au-delà de la conduite, la hauteur H est calculée comme suit :

$$H = q / \gamma \quad (3.20)$$

Avec :

γ : poids volumique des terres.

3.8- Surcharges mobiles :

L'influence des surcharges mobiles diminue avec l'augmentation de la profondeur de la conduite, c'est pourquoi dans certain cas elle est négligée, dans le cas des conduites enterrées peu profondément on assimile le véhicule à une charge concentrée et on calcule la pression qui provoque par la formule de Boussinesq suivante :

$$P_c = \frac{3F_c}{2\pi h^2 \left(1 + \left(\frac{d}{h}\right)^2\right)^{2,5}} \quad (3.21)$$

Avec :

P_c : pression transmise à la canalisation, (KN/m²)

CHARGES EXERCÉES SUR LES CONDUITES ENTERREES

F_c : charge concentrée sur la surface au-dessus du tuyau, (KN)

h : hauteur du remblai au-delà de la clé de la conduite (m).

d : distance horizontale entre l'axe de la conduite et la position de la charge concentrée (m).

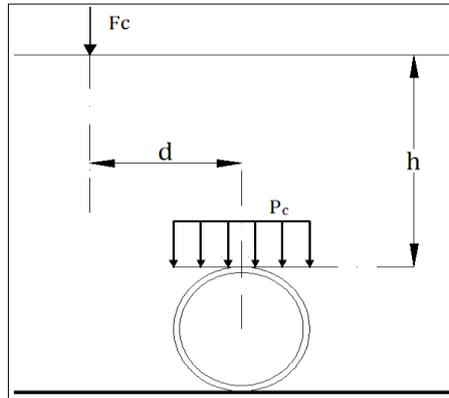


Figure N°3-11 : Modèle de Boussinesq

3.8.1- Essais réalisés pour la détermination des charges roulante :

➤ **Circulation routière :**

Certains essais ont été réalisés expérimentalement pour la détermination des charges roulantes, par exemple le fascicule 70 autrement dit la réglementation française a défini les charges routières à prendre en compte pour différents diamètres et profondeurs d'enfouissement. Le tableau en Annexe IV regroupe les valeurs de la surcharge routière pour des conduites d'assainissement en béton, ce tableau est établi pour des valeurs de $D_{\text{extérieur}} = 1,2 D_{\text{intérieur}}$.

➤ **Circulation ferroviaire :**

Un essai a été réalisé avec un train type à essieux de 25 tonnes afin de mesurer les valeurs de la surcharge en fonction de la profondeur de la conduite et de l'existence d'une ou plusieurs voies, les valeurs de la pression statique sont données en 10^4 N/m^2 , les valeurs sont mesurées à une profondeur Z depuis le plan de roulement (Annexe V).

3.9- les réactions d'appui :

Pour la détermination des réactions d'appui nous allons utiliser la formule donnée par le Dr Otto Stolzemburg qui admet une répartition uniforme radiale sur un secteur de 60° d'ouverture, Avec :

$$R = \frac{2Q_T}{\pi \cdot D_{\text{ext}}} \times r\theta \quad (3.22)$$

Où :

Q_T : la charge totale

D_{ext} : diamètre extérieur

r : rayon jusqu'à la paroi extérieure de la conduite.

θ : rayon d'ouverture.

3.10- pression interne du fluide :

La pression interne qui s'exerce à l'intérieur de la conduite doit être admissible avant la mise en marche du réseau afin de préserver le bon état des accessoires du réseau.

➤ **Conduite sous pression :**

Dans ce cas la pression est supposée constante et radialement distribuée sur le tuyau.

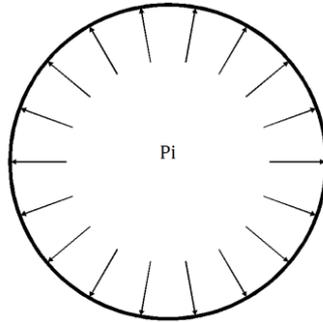


Figure N°3-12 : Conduite sous pression

➤ **Pression négative :**

Le Tuyau peut être soumis à une pression externe efficace en raison d'une pression de vide interne, P_v . Fermeture brusque des vannes, arrêt d'une pompe de drainage, ou drainage de points forts du système créent souvent un vide dans le système. Par exemple les Siphons seront tous soumis à des pressions négatives. D'où la dépression doit être incorporée dans la conception des tuyaux enterrés.

3.11- poids propre du tuyau :

Le poids propre des conduites est une grandeur qui dépend du matériau de la conduite et de son diamètre, donc plus le poids volumiques est faible et les dimensions de la canalisation sont faibles plus ce poids est négligeable, la formule de calcul est la suivante :

$$P = \pi \cdot \gamma_c \cdot e \cdot (D_{ext} + e) \quad (3.23)$$

Avec :

γ_c : le poids volumique de la conduite.

e : epaisseur de la conduite.

3.12- poids du fluide transporté :

Se poids se détermine en multipliant la surface transversale de la conduite par le poids volumique du fluide transporté, d'où :

$$W = \left(\pi \cdot \frac{d_e^2}{4} \right) \times \gamma_f \quad (3.24)$$

Avec :

γ_f : le poids volumique du fluide (KN/m^3)

On admet une valeur de $9,8 (\text{KN/m}^3)$ pour les eaux propres et $10,4 (\text{KN/m}^3)$ pour les eaux usées.

3.13- pression des terres latérales :

La pression latérale des terres s'oppose à l'ovalisation de la conduite par les charges verticales et tente de créer une ovalisation verticale, cette pression dépend du degré de compactage du sol et est calculée par la formule suivante :

$$P_L = A \cdot \gamma \cdot H \quad (3.25)$$

Avec :

A : le coefficient de poussée qui est pris A=0.3 pour un sol de bonne consistance soigneusement damé.

3.9- Conclusion :

Le type de pose joue un rôle très important dans la détermination de l'influence de l'effet de voûte sur les parois, d'où la charge du remblai qui surmonte la conduite, ainsi nous devons prendre ce facteur en compte pour estimer la charge et choisir la formule adéquate pour la détermination du coefficient de charge.

Prendre en compte l'effet des différentes surcharges appliquées aux conduites permet aux fabricants de déterminer le coefficient de résistance de la conduite, car le comportement d'un système de canalisation doit rester dans des limites déterminées ou des limites de normes; celles-ci concernent plus particulièrement les risques de fissuration pour les tuyaux rigides et les risques de déformation pour les tuyaux élastiques.

4.1- Introduction :

L'analyse mécanique théorique est l'analyse des forces et de leurs effets sur les matériaux, généralement, le dimensionnement des tuyaux est basé sur les contraintes et les déformations qui doivent en tout temps demeurer inférieures aux valeurs admissibles qui sont définies par les limites de performance.

L'analyse des contraintes des tuyaux est divisée en deux analyses fondamentales une analyse transversale et une analyse longitudinale qui sont chacune considérée indépendamment l'une de l'autre, dans ce chapitre nous allons traiter l'analyse transversale d'une conduite.

4.2- Analyse transversale :

L'analyse dans la direction transversale considère les contraintes, les déformations, les déflexions et la stabilité de la section transversale (anneau) coupée par un plan perpendiculaire à l'axe de la conduite.

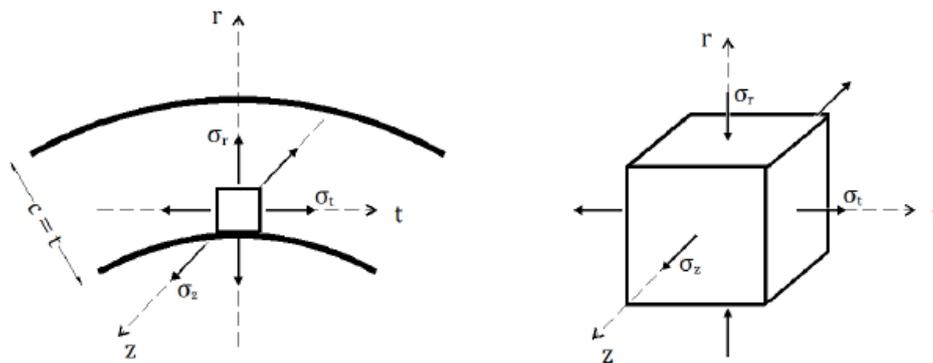


Figure N° 4-1 : Coupe transversale d'un élément infinitésimale d'une conduite

4.2.1- Les contraintes :

L'analyse des contraintes est analogue à l'analyse des contraintes d'une colonne courte excentriquement chargée comprenant:

- La contrainte de compression circonférentielle
- La contrainte due au moment de flexion

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_C}{I} \quad (4.1)$$

σ : contrainte circonférentielle maximale (KN/m²).

N:effort normal calculé (KN).

M : moment fléchissant agissant sur la section transversale calculé (KN.m).

I: module de résistance de la paroi par unité de longueur.

A: section transversale par unité de longueur.

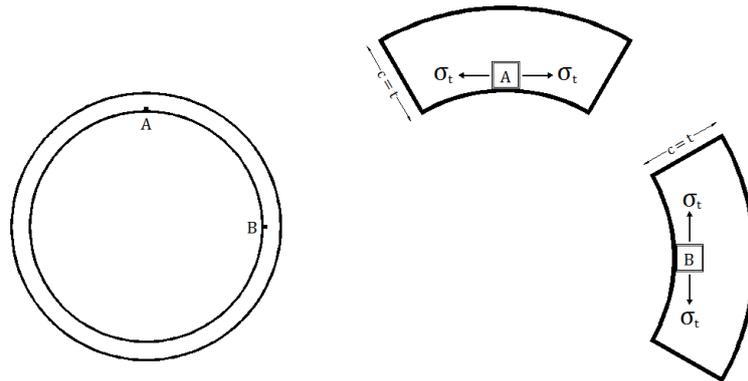


Figure N° 4-2 : Contraintes circonférentielle

4.2.2- Déformation :

Dans le domaine élastique, la déformation est égale à:

$$\varepsilon = \sigma / E \quad (4.2)$$

Avec :

ε : Déformation circonférentielle dans les surfaces de la paroi de la conduite.

σ : Contrainte circonférentielle maximale (KN/m²).

E : Module d'élasticité (KN/m²).

4.2.3- Déflexion :

A mesure que se développe la pression verticale du sol (charges vives et charges mortes) sur la conduite, le sol autour du tuyau est comprimé et l'anneau flexible tend alors à se déformer selon une configuration elliptique résultant en un accroissement Δx de son diamètre horizontal et une réduction Δy de son diamètre verticale.

Un accroissement horizontal Δx est désirable parce qu'il permet de développer une butée latérale de la part du sol qui l'entoure. Une déflexion verticale est aussi désirable parce qu'elle permet au sol de développer un effet d'arche au-dessus de la conduite et soulager ainsi la conduite des pressions verticales excessives.

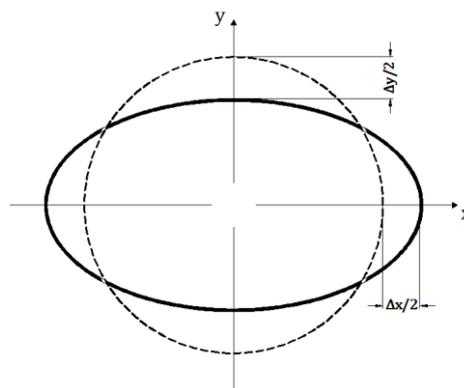


Figure N° 4-3 : Déflexion horizontale et verticale.

A noter que les déflexions (Δx et Δy) de la conduite ne doivent pas dépasser une certaine limite (généralement 5% du diamètre), au-delà de laquelle le système ne peut plus remplir les fonctions pour lesquelles il a été conçu. Pour un anneau flexible, le contrôle volontaire de la déformation de l'anneau est généralement une meilleure option que le contrôle de la pression des sols. Le meilleur contrôle est la spécification de déformation maximale admissible de l'anneau.

4.2.4- Stabilité :

La stabilité de l'anneau est la résistance à la déformation progressive en raison de charges persistantes. Les charges persistantes peuvent être causées par pression interne, chargement de la poutre ou pression extérieure.

L'instabilité implique souvent la rupture en raison :

- de la pression interne trop importante, à la limite d'élasticité, le diamètre de l'anneau augmente et l'épaisseur de la paroi diminue.
- des pressions extérieures.

Par exemple, un tuyau flexible circulaire non supporté latéralement subit une rupture brusque si :

$$\frac{P_r^3(1 - \nu^2)}{EI} = 3 \text{ ou } 24 \quad (4.3)$$

P : pression externe uniforme critique.

r : rayon du tuyau.

EI : rigidité de la paroi par unité de longueur du tuyau.

ν : Coefficient de poisson.

4.3- Détermination des contraintes et déformations pour le cas d'une conduite soumise à des pressions internes et externes :

Les formules qui régissent le déplacement radial ainsi que les contraintes radiale et tangentielle :

$$u = \frac{1 - \mu}{E} \cdot \frac{r_1^2 P_1 - r_2^2 P_2}{r_2^2 - r_1^2} r + \frac{1 + \mu}{E} \cdot \frac{r_1^2 r_2^2 (P_1 - P_2)}{r_2^2 - r_1^2} \frac{1}{r} \quad (4.4)$$

$$\sigma_r = \frac{r_1^2 P_1 - r_2^2 P_2}{r_2^2 - r_1^2} - \frac{r_1^2 r_2^2 (P_1 - P_2)}{r_2^2 - r_1^2} \frac{1}{r^2} \quad (4.5)$$

$$\sigma_\theta = \frac{r_1^2 P_1 - r_2^2 P_2}{r_2^2 - r_1^2} + \frac{r_1^2 r_2^2 (P_1 - P_2)}{r_2^2 - r_1^2} \frac{1}{r^2} \quad (4.6)$$

Avec :

u : déplacement radial (mm)

μ : coefficient de poisson

σ_r : contrainte radiale (bars)

σ_θ : contrainte tangentielle (bars)

P_1 : pressions internes (bars)

P_2 : pressions externes (bars)

r_1 : rayon interne (mm)

r_2 : rayon externe (mm)

4.4- Conclusion:

Nous avons conclu dans ce chapitre que le calcul des charges est important dans l'étude du comportement mécanique. La contrainte admissible du matériau de la conduite doit être inférieure à celle imposée par les pressions extérieures et intérieures pour éviter la rupture de la conduite.

Chapitre -5-
ETUDE PRATIQUE

5.1- Introduction :

Dans ce chapitre nous allons commencer par une comparaison de trois méthodes de détermination du coefficient de charge dans une tranchée étroite, puis nous utiliserons les résultats dans nos calculs qui se feront pour quatre conduites différentes, ceci dans le but de déterminer l'influence du matériau de la conduite et ses dimensions dans l'intensité des charges à supporter.

5.2- Comparaison des méthodes de calcul du coefficient « K » :

Dans cette partie nous allons déterminer la valeur du coefficient correcteur par les trois méthodes citées dans le troisième chapitre pour deux types de sols (sable et argile).

Nous allons utiliser les valeurs des angles de frottement suivantes :

Type de sol	Sable	Argile
Angle de frottement interne des matériaux (φ) en degré °	37	10
Angle de frottement entre le remblai et les parois de la tranchée (φ') en degré °	27	9

Remarque :

- Pour la méthode des silos nous allons calculer la fonction des frottements selon Reimbert, qui est l'inverse du coefficient de Rankine, pour les différents angles :

$$f(\varphi, \varphi') = \frac{1}{tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

- Pour la méthode de Wetzorke nous allons faire le calcul pour les deux cas, avec et sans compactage du remblai.

5.2.1- Résultats de calcul :

Sur une feuille « Excel » nous allons insérer différentes dimensions de tranchées avec des diamètres variables afin de rester dans le cadre de la tranchée étroite pour chaque ligne de calcul.

Le tableau N°5-1 regroupe les valeurs trouvées par les trois méthodes de calcul pour le cas du sable tandis que le tableau N°5-2 regroupe les valeurs calculées pour le cas de l'argile.

ETUDE PRATIQUE

Tableau N°5-1 : valeurs du coefficient « K » par trois méthodes (Sable)

Dimensions (m)			Vérification des conditions d'une tranchée étroite		Valeurs du coefficient « K »			
largeur (B)	hauteur (H)	diamètre (D)	B/D	H/B	MARSTON	WETZORKE avec compactage (1)	WETZORKE sans compactage (2)	SILOS
0,3	0,5	0,2	1,5	1,7	0,816	0,541	0,8424	0,704
0,35	0,6	0,2	1,8	1,7	0,811	0,529	0,8305	0,698
0,4	0,8	0,2	2,0	2,0	0,785	0,467	0,7641	0,664
0,45	1	0,3	1,5	2,2	0,765	0,426	0,7179	0,640
0,5	1,2	0,3	1,7	2,4	0,750	0,398	0,6840	0,622
0,55	1,4	0,3	1,8	2,5	0,737	0,377	0,6580	0,608
0,6	1,6	0,3	2,0	2,7	0,727	0,362	0,6376	0,597
0,65	1,8	0,3	2,2	2,8	0,719	0,349	0,6210	0,588
0,7	2	0,5	1,4	2,9	0,712	0,339	0,6074	0,581
0,75	2,2	0,5	1,5	2,9	0,706	0,331	0,5959	0,574
0,8	2,4	0,5	1,6	3,0	0,701	0,324	0,5862	0,569
0,85	2,6	0,5	1,7	3,1	0,696	0,318	0,5779	0,564
0,9	2,8	0,5	1,8	3,1	0,692	0,313	0,5706	0,560
0,95	3	0,6	1,6	3,2	0,689	0,308	0,5642	0,556
1	3,2	0,6	1,7	3,2	0,686	0,304	0,5585	0,553
1,05	3,4	0,6	1,8	3,2	0,683	0,301	0,5535	0,550
1,1	3,6	0,6	1,8	3,3	0,680	0,298	0,5490	0,547
1,15	3,8	0,6	1,9	3,3	0,678	0,295	0,5449	0,545
1,2	4	0,7	1,7	3,3	0,676	0,293	0,5413	0,543
1,25	4,2	0,7	1,8	3,4	0,674	0,290	0,5379	0,541
1,3	4,4	0,7	1,9	3,4	0,672	0,288	0,5348	0,539
1,35	4,6	0,7	1,9	3,4	0,670	0,286	0,5320	0,537
1,4	4,8	0,7	2,0	3,4	0,669	0,285	0,5294	0,536
1,45	5	0,9	1,6	3,4	0,667	0,283	0,5271	0,534
1,5	5,2	0,9	1,7	3,5	0,666	0,282	0,5248	0,533
1,55	5,4	0,9	1,7	3,5	0,665	0,280	0,5228	0,532
1,6	5,6	0,9	1,8	3,5	0,664	0,279	0,5209	0,530
1,65	5,8	0,9	1,8	3,5	0,662	0,278	0,5191	0,529
1,7	6	1	1,7	3,5	0,661	0,277	0,5174	0,528
1,75	6,2	1	1,8	3,5	0,661	0,276	0,5158	0,527
1,8	6,4	1	1,8	3,6	0,660	0,275	0,5143	0,527
1,85	6,6	1	1,9	3,6	0,659	0,274	0,5130	0,526
1,9	6,8	1	1,9	3,6	0,658	0,273	0,5116	0,525
1,95	7	1,1	1,8	3,6	0,657	0,272	0,5104	0,524

Chapitre -5-
ETUDE PRATIQUE

Les résultats obtenus à travers ces calculs pour les trois méthodes sont représentées graphiquement dans la figure N°5-1 :

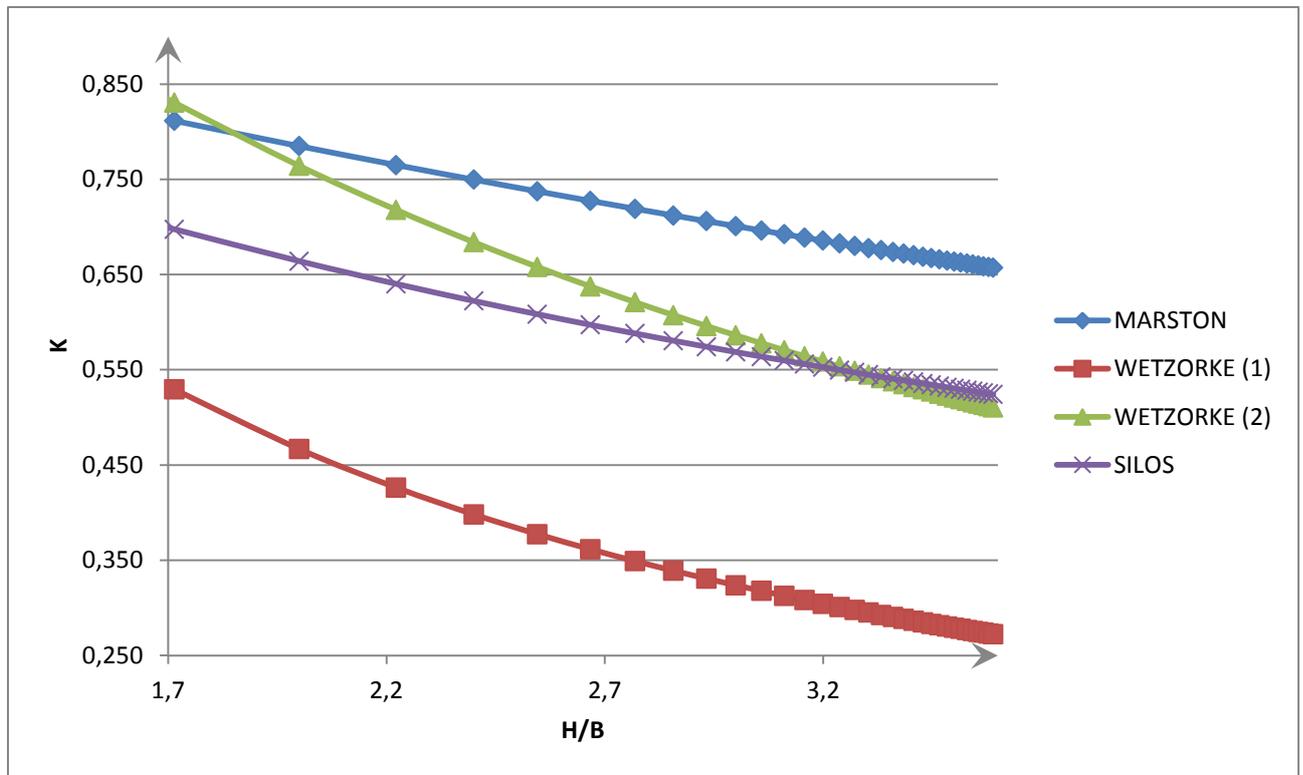


Figure N°5-1 : variation du coefficient « K » pour le cas des sable

Le tableau suivant représente le cas de l'argile :

Tableau N°5-2 : valeurs du coefficient « K » par trois méthodes (Argile)

Dimensions (m)			Vérification des conditions d'une tranchée étroite		Valeurs du coefficient « K »			
largeur (B)	hauteur (H)	diamètre (D)	B/D	H/B	MARSTON	WETZORKE avec compactage (1)	WETZORKE sans compactage (2)	SILOS
0,3	0,5	0,2	1,5	1,7	0,835	0,842	0,965	0,729
0,35	0,6	0,2	1,8	1,7	0,831	0,836	0,961	0,724
0,4	0,8	0,2	2,0	2,0	0,807	0,799	0,938	0,692
0,45	1	0,3	1,5	2,2	0,789	0,772	0,921	0,669
0,5	1,2	0,3	1,7	2,4	0,775	0,751	0,908	0,652
0,55	1,4	0,3	1,8	2,5	0,763	0,735	0,897	0,638
0,6	1,6	0,3	2,0	2,7	0,754	0,722	0,888	0,628
0,65	1,8	0,3	2,2	2,8	0,746	0,711	0,881	0,619

Chapitre -5-
ETUDE PRATIQUE

Suite **Tableau N°5-2 :**

Dimensions (m)			Vérification des conditions d'une tranchée étroite		Valeurs du coefficient « K »			
largeur (B)	hauteur (H)	diamètre (D)	B/D	H/B	MARSTON	WETZORKE avec compactage (1)	WETZORKE sans compactage (2)	SILOS
0,7	2	0,5	1,4	2,9	0,740	0,702	0,875	0,611
0,75	2,2	0,5	1,5	2,9	0,734	0,694	0,869	0,605
0,8	2,4	0,5	1,6	3,0	0,730	0,687	0,865	0,600
0,85	2,6	0,5	1,7	3,1	0,725	0,681	0,861	0,595
0,9	2,8	0,5	1,8	3,1	0,722	0,676	0,857	0,591
0,95	3	0,6	1,6	3,2	0,718	0,672	0,854	0,587
1	3,2	0,6	1,7	3,2	0,715	0,668	0,851	0,584
1,05	3,4	0,6	1,8	3,2	0,713	0,664	0,848	0,581
1,1	3,6	0,6	1,8	3,3	0,710	0,661	0,846	0,579
1,15	3,8	0,6	1,9	3,3	0,708	0,658	0,844	0,576
1,2	4	0,7	1,7	3,3	0,706	0,655	0,842	0,574
1,25	4,2	0,7	1,8	3,4	0,704	0,652	0,840	0,572
1,3	4,4	0,7	1,9	3,4	0,702	0,650	0,838	0,570
1,35	4,6	0,7	1,9	3,4	0,701	0,648	0,837	0,569
1,4	4,8	0,7	2,0	3,4	0,699	0,646	0,836	0,567
1,45	5	0,9	1,6	3,4	0,698	0,644	0,834	0,566
1,5	5,2	0,9	1,7	3,5	0,697	0,643	0,833	0,564
1,55	5,4	0,9	1,7	3,5	0,696	0,641	0,832	0,563
1,6	5,6	0,9	1,8	3,5	0,695	0,640	0,831	0,562
1,65	5,8	0,9	1,8	3,5	0,694	0,638	0,830	0,561
1,7	6	1	1,7	3,5	0,693	0,637	0,829	0,560
1,75	6,2	1	1,8	3,5	0,692	0,636	0,828	0,559
1,8	6,4	1	1,8	3,6	0,691	0,635	0,827	0,558
1,85	6,6	1	1,9	3,6	0,690	0,634	0,826	0,557
1,9	6,8	1	1,9	3,6	0,689	0,633	0,826	0,557
1,95	7	1,1	1,8	3,6	0,689	0,632	0,825	0,556

Chapitre -5-
ETUDE PRATIQUE

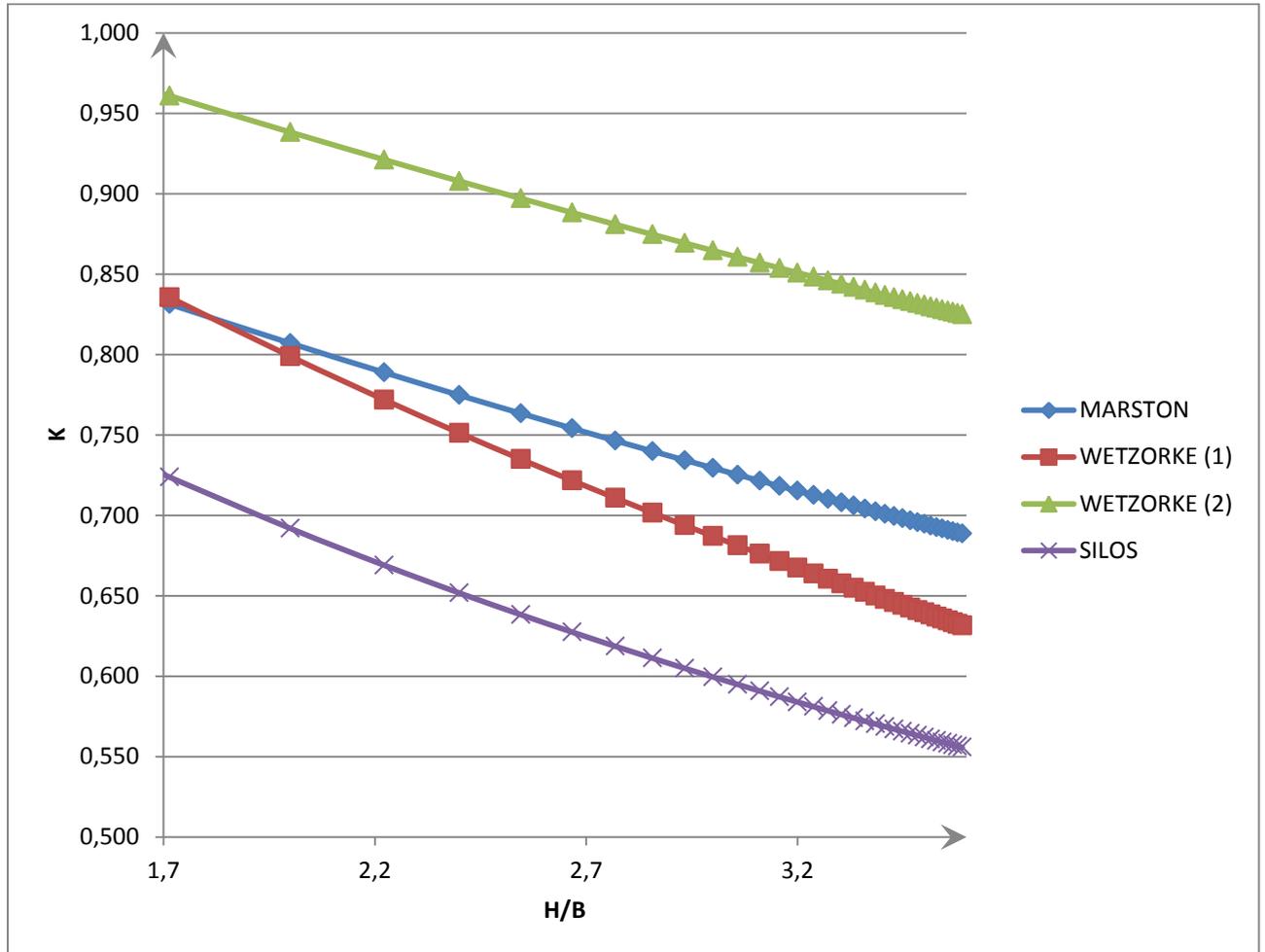


Figure N°5-2 : variation du coefficient « K » pour le cas de l'argile

Interprétation des résultats :

- Le premier point qui est en quelque sorte une confirmation que toutes les dimensions de tranchées proposées sont celles d'une tranchée étroite, c'est que toutes les valeurs obtenues sont inférieures à un, ceci traduit le phénomène de voûte où les parois de la tranchée s'opposent au tassement du remblai ce qui conduit à l'allègement de son poids propre.
- Les points communs entre ces méthodes c'est en premier lieu l'allure des courbes, où on constate que chacune des formules suit une variation décroissante du coefficient « k » qui est important pour les faibles valeurs de H/B et diminue au fur et à mesure que la profondeur augmente, et aussi à partir d'une certaine valeur de H/B on remarque le rapprochement des valeurs de « K » ce qui est visible sur les deux graphiques.

- La différence entre ces méthodes réside dans la divergence des résultats obtenus, chaque méthode se caractérise par une fourchette de valeurs propre à elle et ceci est dû aux facteurs initiaux que considère chaque auteur.
- En revenant aux formules mathématiques que traduisent ces graphes on constate que la méthode de Wetzorke est issue de celle de Marston avec l'introduction de facteur de compactage qui a créé cette divergence des résultats et pour la méthode des silos elle considère les mêmes facteurs que Marston mais donne des valeurs faible ce qui risque de sous-estimer la charge qui s'exerce.

Conclusion tirée à partir des résultats :

1. D'après ces résultats on peut conclure que l'effet de voute peut être négligé pour les petites profondeurs (le coefficient K est important $\gg 0,8$ donc on considère plus que 80% du poids réel du remblai).
2. Le rapprochement des valeurs indique l'existence d'une valeur limite à partir de laquelle le coefficient k demeure constant.
3. Après comparaison des méthodes nous avons conclu que la méthode de Marston est la méthode de base pour le calcul du coefficient k et qui se rapproche de la réalité. Marston propose pour la majorité des cas la charge la plus défavorable que va supporter une conduite. (Les valeurs du coefficient les plus élevées)

Après avoir choisi la méthode adéquate au calcul nous allons l'utiliser pour comparer les variations de « K » entre un sol sableux et un sol argileux en les traçant sur un même graphe :

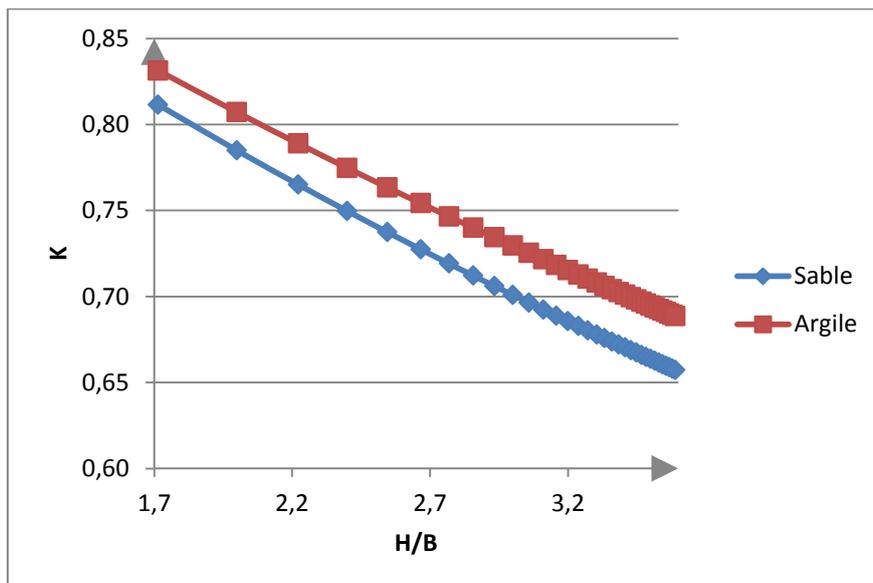


Figure N°5-3 : comparaison de la variation de « K » pour sable et argile.

Interprétation :

On constate que pour les argiles le coefficient « K » est plus important que pour le sable (ce qui est vérifié par les autres méthodes de calcul aussi) ceci est du au fait que l'angle de frottement pour les argiles est le plus important, autrement dit les parois d'une tranchée peuvent s'opposer au sable mieux qu'aux argiles qui se caractérisent d'être les plus lourds et plus denses que les autres types de sols.

5.3- Exemple d'application :

Nous allons dans cette partie calculer les charges sur différentes conduites de 200 et 600 (mm) de diamètre, en utilisant les formules citées au « chapitre 3 », nous proposons deux cas de tranchées étroites (le type de sol est le sable) :

1. Pour les conduites de 200mm (e=3mm):
 La largeur de la tranchée (B) = 0,4 m
 La hauteur du remblai au-delà de la génératrice supérieure de la conduite (H) = 0,8 m
 Coefficient de charge « K » calculé par la méthode de Marston = 0,785

2. Pour les conduites de 600mm (e=5mm):
 La largeur de la tranchée (B) = 1 m
 La hauteur du remblai au-delà de la génératrice supérieure de la conduite (H) = 3,2 m
 Coefficient de charge « K » calculé par la méthode de Marston = 0,686

5.3.1- Calcul des charges :

On note :

- Poids volumique du sol : $25t/m^3$
- Poids volumique du fluide transporté (l'eau) : $10t/m^3$
- Niveau de la nappe : $h_1 = 0,4m$ au-delà de la clé de la conduite
- Indice des vides : $n=0,45$
- Une suppose une surcharge fixe de $0,7t/m^2$

Pour chaque diamètre nous proposons deux types de matériau, l'acier et le PEHD ayant les caractéristiques suivantes :

Tableau N°5-3 : caractéristiques mécanique des conduites

Matériau	Unité	Acier	PEHD
Poids volumiques	t/m^3	7,85	1,8
Coefficient de poisson	/	0,3	0,46
Contrainte admissible	bars	± 2800	± 186
Module d'élasticité E	bars	$21 \cdot 10^4$	$4,35 \cdot 10^4$

Chapitre -5-
ETUDE PRATIQUE

Grace aux formules développées dans le « chapitre 3 » nous allons calculer les différentes charges, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N°5-4 : Calcul des charges appliquées

	Les charges	Acier		PEHD	
		200 (mm)	600 (mm)	200 (mm)	600 (mm)
1	Charge du remblai (KN)	6,28	55,12	6,28	55,12
	Pression hydrostatique (KN/m ²)	20,36	81,44	20,36	81,44
2	Charge du à la pression hydrostatique (KN)	6,58	78	6,58	78
3	Surcharge fixe (KN)	1,44	4,27	1,44	4,27
4	Poids des tympans (KN)	0,114	0,998	0,114	0,998
5	Poids du fluide (KN)	0,314	2,826	0,314	2,826
6	Poids propre de la conduite (KN)	0,15	0,75	0,035	0,17
7	Réactions d'appui (KN)	4,959	47,32	4,921	47,128

- Pour le calcul de la pression hydrostatique on utilise la formule :

$$P_v = \gamma \cdot H + \frac{n \cdot h_1 + \gamma_w}{100}$$

- Pour le calcul des réactions d'appui nous devons faire la somme de toutes les charges précédentes de 1 à 6 on obtient :

Les conduites en Acier :

D=200mm :

$$Q_t = 6,28 + 6,48 + 1,44 + 0,114 + 0,314 + 0,15 = 14,878 \text{ KN}$$

D= 600mm:

$$Q_t = 55,12 + 78 + 4,27 + 0,998 + 2,826 + 0,75 = 141,964 \text{ KN}$$

Les conduites en PEHD :

D=200mm :

$$Q_t = 6,28 + 6,48 + 1,44 + 0,114 + 0,314 + 0,035 = 14,763 \text{ KN}$$

D=600mm :

$$Q_t = 55,12 + 78 + 4,27 + 0,998 + 2,826 + 0,17 = 141,384 \text{ KN}$$

On constate que d'après la formule du Dr OTTO les réactions d'appui ne dépendent pas de la conduite mais des charges qui l'entour.

5.3.2- calcul des pressions :

Passons maintenant au calcul des pressions internes et externes pour les quatre conduites, posons P1 la pression interne et P2 la pression externe.

- Pression interne :

On admet une pression interne de 3 bars pour les quartes conduites.

Chapitre -5-
ETUDE PRATIQUE

- Pressions externes :

La pression étant une force par unité de surface, nous allons diviser les charges obtenus par la surface d'application, nous allons considérer la moitié de la surface latérale par 1m de longueur. La surface est représentée dans la figure suivante :

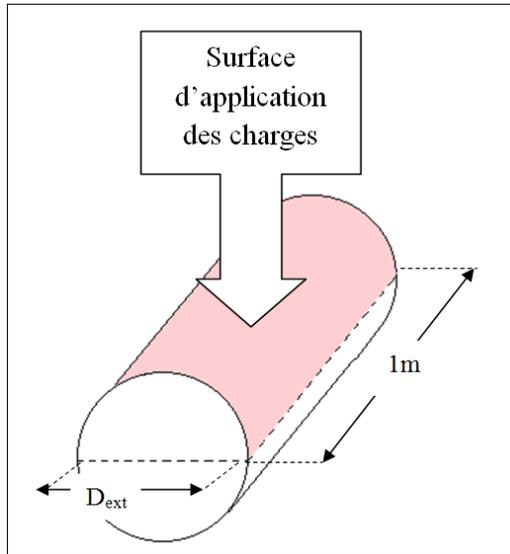


Figure N°5-4 : surface d'application

Donc pour le calcul de P_2 nous allons utiliser la formule suivante :

$$P_2 = \sum \frac{2Q}{\pi D_{ext}}$$

Les valeurs sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau N°5-5 : calcul des pressions appliquées

Les pressions (bars)	Acier		PEHD	
	200 (mm)	600 (mm)	200 (mm)	600 (mm)
Charge du remblai	0,0194	0,0576	0,0194	0,0576
Pressions des terres latérales	0,0600	0,2400	0,0600	0,2400
Pression hydrostatique	0,0203	0,0814	0,0203	0,0814
Surcharge fixe	0,0045	0,0045	0,0045	0,0045
Poids des tympans	0,0004	0,0010	0,0004	0,0010
Poids du fluide	0,0010	0,0030	0,0010	0,0030
Poids propre de la conduite	0,0005	0,0008	0,0001	0,0003
Réactions d'appui	0,0460	0,1482	0,0456	0,1481
Pressions totales (bars)	0,1520	0,5365	0,1513	0,5357

5.3.3- calcul des contraintes :

Pour le calcul des contraintes on utilise les formules du « chapitre 4 » :

ETUDE PRATIQUE

$$u = \frac{1 - \mu}{E} \cdot \frac{r_1^2 P_1 - r_2^2 P_2}{r_2^2 - r_1^2} r + \frac{1 + \mu}{E} \cdot \frac{r_1^2 r_2^2 (P_1 - P_2)}{r_2^2 - r_1^2} \frac{1}{r}$$

$$\sigma_r = \frac{r_1^2 P_1 - r_2^2 P_2}{r_2^2 - r_1^2} - \frac{r_1^2 r_2^2 (P_1 - P_2)}{r_2^2 - r_1^2} \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = \frac{r_1^2 P_1 - r_2^2 P_2}{r_2^2 - r_1^2} + \frac{r_1^2 r_2^2 (P_1 - P_2)}{r_2^2 - r_1^2} \frac{1}{r^2}$$

Avec :

P_1 : la pression interne qu'on impose égale à 3bars.

Pour chaque conduite on doit maintenant calculer les coefficients de chacune des formules, puis calculer les valeurs pour r_1 et r_2 , le tableau suivant regroupe les résultats de ce calcul :

Tableau N°5-6 : calcul des contraintes résultantes

Valeurs	unité	Acier		PEHD	
		200 (mm)	600 (mm)	200 (mm)	600 (mm)
$u(r_1)$	mm	0,0462	0,2135	0,2244	1,0341
$u(r_2)$	mm	0,0458	0,2123	0,2213	1,0261
$\sigma_r(r_1)$	bars	-3,00	-3,00	-3,00	-3,00
$\sigma_r(r_2)$	bars	-0,15	-0,54	-0,15	-0,54
$\sigma_\theta(r_1)$	bars	96,23	150,52	96,25	148,56
$\sigma_\theta(r_2)$	bars	93,38	148,02	93,40	146,10

5.4- Interprétation des résultats :

- Les déplacements radiaux sont admissibles vu qu'ils sont inférieurs à 5% du diamètre.
- Les contraintes radiales à la paroi intérieure et extérieure ne sont plus que les pressions internes et externes que nous avons au départ, par contre c'est les contraintes tangentielles qui provoquent la rupture de la conduite, dans notre cas toutes les contraintes sont admissibles.

Pour l'acier < 2800 bars

Pour le PEHD < 186 bars

- On constate que pour une conduite en PEHD sous une hauteur de 3,2m la contrainte est importante et tend vers sa limite et risque d'augmenter, donc pour un tel mode de pose il est préférable de ne pas utiliser le PEHD et choisir un matériau plus résistant.

5.5- Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons pu conclure que :

L'influence du type du matériau de la conduite est négligeable dans le calcul des pressions externes, c'est les dimensions de la conduite qui font la différence.

Les pressions externes jouent un rôle important dans l'équilibre des parois de la conduite. Plus les pressions se rapprochent de la pression interne, les contraintes diminuent et le risque de fissuration diminue. C'est comme deux forces qui s'opposent.

Le calcul des contraintes est très important pour le choix du type de matériau, grâce aux valeurs obtenues on choisira le matériau qui se caractérise avec une contrainte admissible plus importante que celle calculée afin de vérifier la résistance de la conduite.

CONCLUSION GENERALE

A travers l'étude bibliographique réalisée dans ce travail nous avons pu voir un historique général des travaux et théories réalisés dans le cadre de notre thème, nous avons constaté que l'étude du comportement mécaniques des conduite enterrées est intimement liée à l'estimation du poids d'une colonne de terres, les auteurs de chaque méthode citée ont commencé leurs travail par une hypothèses commune ,qui est : « le poids de la colonne de terre de remblai est égal à la hauteur de ce dernier à partir de la clé de la conduite multiplié par le poids volumique de la terre ».

La divergence des méthodes se situe au niveau de la détermination du coefficient correcteur dit coefficient de la charge, ce dernier dépend de plusieurs facteurs dépendant du sol, de la conduite et surtout du mode de pose employé.

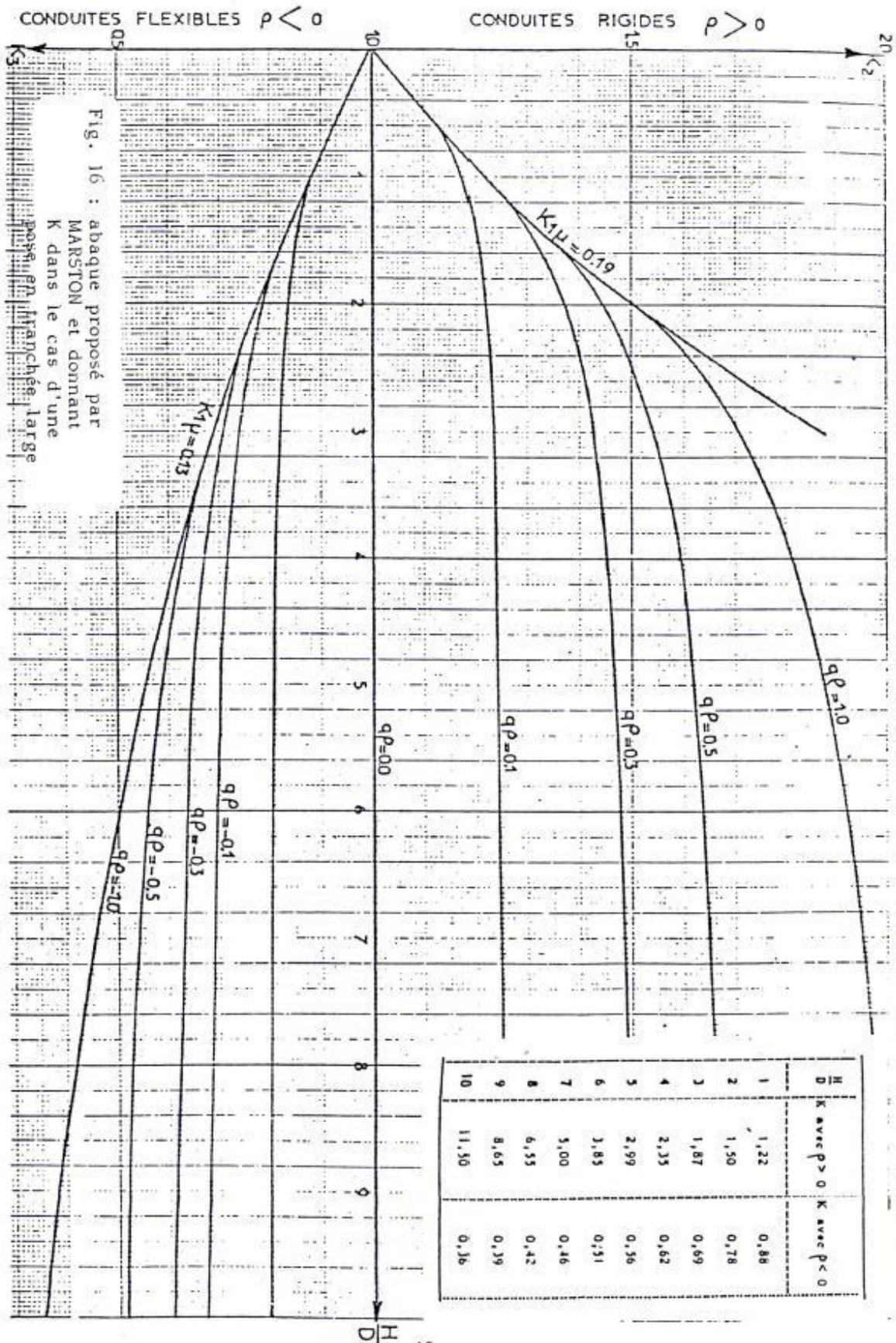
La méthode du professeur Marston pour la détermination du coefficient de charge K est la méthode qui se rapproche le plus de la réalité, car ses théories étaient fondées sur les résultats de ses essais pratiques, et depuis ses travaux ont été une référence de base pour d'autres auteurs. Dans sa théorie, Marston tient en compte du coefficient de Rankine, l'angle de frottement du sol entre la paroi et le remblai, mais néglige la cohésion du sol avec la conduite .Malgré cette négligence nous avons conclu à travers les calculs faits, cette méthode reste la plus fiable et valable pour le calcul de K pour les différents modes de pose.

Dans cette étude nous avons déterminé les différentes charges autour de la conduite, car c'est une étape principale pour l'étude du comportement mécanique. les pressions totales (internes et externes) exercées sur la conduite nous ont permis de déterminer la contrainte appliquée, en comparant cette dernière avec la contrainte maximale admissible par le matériau de la conduite, et l'étude des charges avant la mise en service, nous avons pu prévoir sa rupture afin de l'éviter. Cette contrainte dépend du type du matériau, des dimensions de la conduite (diamètre et épaisseur), du type de sol et de la nature du fluide transporté.

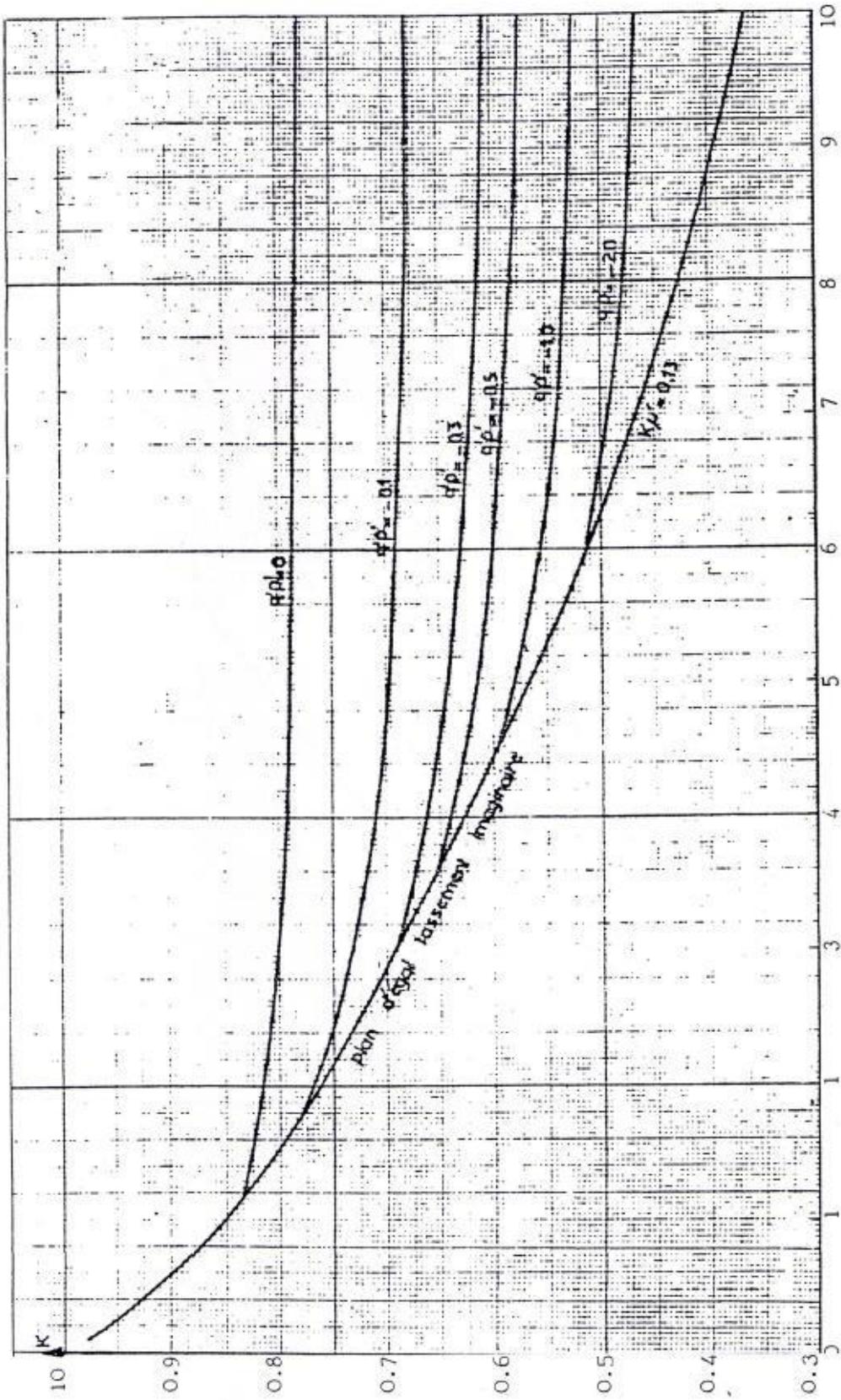
REFERENCES

- 1- BUCO.J, « Analyse et modélisation du comportement mécanique des conduites enterrées », thèse de Doctorat 2007
- 2- C.R.E.A.T.E, « Etude du comportement mécanique des tuyaux enterrés : pour une meilleure maintenance des réseaux d'assainissement », juin 1987
- 3- DUTRUEL.F, « Pose de canalisations en béton manufacturé sous remblais de grande hauteur », juillet-août 1977
- 4- FSTT, « état de l'art et recommandations pour le dimensionnement des tuyaux en microtunnelage », N° 02 septembre 1994
- 5- GUERRIN.A et DANIEL.G, « Traite de béton armé 8 », 1969
- 6- MARSTON, M. G. et A. O. ANDERSON, « The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipe », 1913
- 7- MOKHTAR.A, « comportement mécanique des canalisations enterrées », projet de fin d'étude, 2000
- 8- MOSER.P, « Buried Pipe Design »
- 9- SFEIR.G, « Etudes des tuyaux enterrés », projet de fin d'étude 2013
- 10- TIEN, H, « A Literature Study of the Arching Effect », Master en génie-civil, 1996
- 11- WATKINS R.K, « The story of buried steel pipes and tanks », 2006

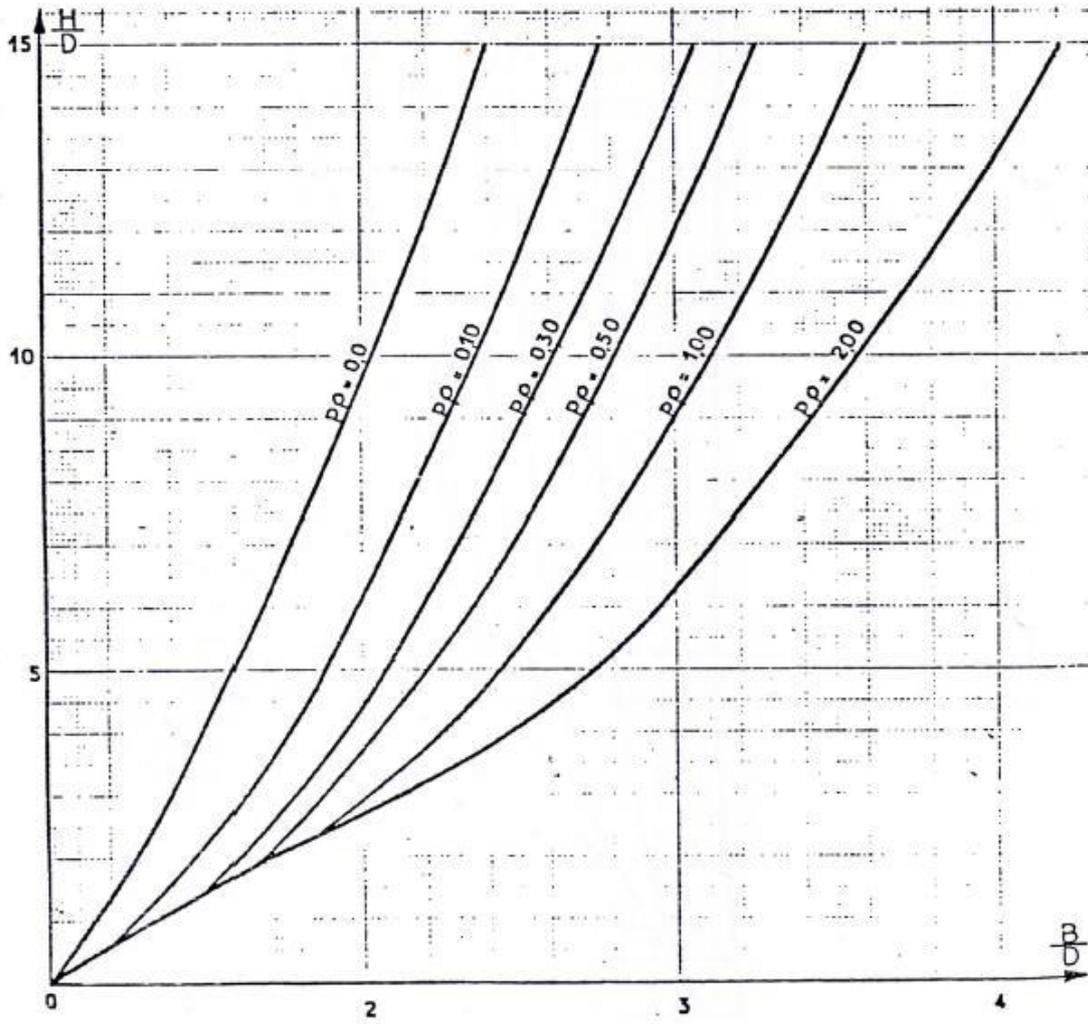
Annexe I



Annexe II



Annexe III



Annexe VI

Hauteur en m	Diamètre Nominal												
	150	200	250	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
0,80	72,58	72,29	71,93	71,49	70,42	69,11	67,62	65,98	64,22	62,37	60,47	58,54	56,61
1,00	57,55	57,39	57,19	56,94	56,33	55,57	54,67	53,66	52,57	51,39	50,17	48,90	47,61
1,20	47,30	47,20	47,08	46,93	46,54	46,07	45,51	44,87	44,16	41,40	42,58	41,74	40,87
1,40	40,03	39,98	39,89	39,79	39,54	39,24	38,86	38,45	37,98	37,46	36,92	36,34	35,75
1,60	34,68	34,63	34,58	34,51	34,35	34,14	33,90	31,61	33,29	32,94	32,56	32,16	31,74
1,80	30,58	30,55	30,51	30,47	30,35	30,22	30,04	29,84	29,62	29,37	29,10	28,82	28,52
2,00	27,34	27,32	27,30	27,26	27,18	27,08	26,96	26,82	26,66	26,48	26,29	26,08	25,86
2,20	24,71	24,69	24,67	24,65	24,59	24,52	24,42	24,32	24,20	24,07	23,93	23,78	23,62
2,40	22,51	22,50	22,48	22,46	22,42	22,37	22,30	22,22	22,13	22,03	21,92	21,81	21,68
2,60	20,63	20,63	20,62	20,61	20,57	20,53	20,48	20,42	20,34	20,27	20,18	20,10	20,00
2,80	19,02	19,01	19,01	18,99	18,97	18,94	18,90	18,85	18,79	18,74	18,66	18,59	18,51
3,00	17,61	17,59	17,59	17,50	17,57	17,54	17,50	17,46	17,42	17,37	17,32	17,26	17,19
3,50	14,72	14,71	14,70	14,70	14,69	14,67	14,65	14,63	14,60	14,57	14,54	14,50	14,46
4,00	12,50	12,50	12,49	12,49	12,48	12,46	12,46	12,44	12,42	12,39	12,38	12,34	12,37
4,50	10,74	10,74	10,74	10,74	10,74	10,72	10,71	10,70	10,68	10,67	10,66	10,63	10,61
5,00	9,32	9,34	9,33	9,32	9,32	9,30	9,30	9,30	9,28	9,27	9,26	9,24	9,23
5,50	8,15	8,18	8,16	8,17	8,16	8,16	8,14	8,14	8,13	8,12	8,12	8,10	8,09
6,00	7,20	7,20	7,19	7,20	7,19	7,18	7,19	7,18	7,18	7,17	7,17	7,15	7,14

Hauteur en m	Diamètre Nominal											
	1300	1400	1500	1600	1800	2000	2200	2500	2800	3000	3200	3500
0,80	54,68	52,78	50,94	49,14	45,78	42,79	40,21	37,13	34,99	34,06	33,44	32,92
1,00	46,31	45,02	43,74	42,49	40,12	37,96	36,06	33,71	32,00	31,17	30,55	29,90
1,20	39,99	39,10	38,22	37,34	35,68	34,09	32,67	30,88	29,48	28,76	28,17	27,46
1,40	35,14	34,52	33,90	33,28	32,06	30,92	29,86	28,46	27,31	26,68	26,14	25,44
1,60	31,31	30,88	30,43	29,98	29,10	28,24	27,43	26,34	25,38	24,83	24,34	23,68
1,80	28,22	27,90	27,58	27,24	26,58	25,94	25,31	24,43	23,64	23,16	22,72	22,10
2,00	25,63	25,40	25,16	24,91	24,42	23,91	23,42	22,70	22,04	21,62	21,23	20,67
2,20	23,44	23,26	23,08	22,90	22,50	22,11	21,72	21,14	20,58	20,22	19,86	19,35
2,40	21,55	21,42	21,27	21,13	20,82	20,50	20,18	19,70	19,22	18,90	18,60	18,14
2,60	19,90	19,78	19,67	19,56	19,31	19,06	18,79	18,38	17,97	17,70	17,42	17,02
2,80	18,43	18,34	18,26	18,16	17,96	17,74	17,52	17,18	16,82	16,58	16,34	15,98
3,00	17,13	17,06	16,98	16,90	16,74	16,56	16,37	16,07	15,77	15,55	15,34	15,02
3,50	14,42	14,37	14,32	14,26	14,15	14,03	13,90	13,70	13,47	13,32	13,16	12,91
4,00	12,29	12,26	12,22	12,18	12,10	12,02	11,93	11,78	11,61	11,49	11,37	11,18
4,50	10,59	10,57	10,54	10,51	10,46	10,39	10,32	10,21	10,08	9,99	9,90	9,75
5,00	9,22	9,19	9,18	9,15	9,11	9,06	9,01	8,92	8,82	8,75	8,68	8,57
5,50	8,08	8,06	8,05	8,03	8,00	7,96	7,92	7,85	7,78	7,72	7,66	7,57
6,00	7,14	7,13	7,11	7,10	7,07	7,04	7,01	6,95	6,90	6,85	6,81	6,74

Ce tableau est établi pour des épaisseurs de paroi telles que : $D_{\text{extérieur}} = 1,2 D_{\text{intérieur}}$
 $D_{\text{extérieur}} = \text{diamètre extérieur du tuyau}$ $D_{\text{intérieur}} = \text{diamètre intérieur du tuyau}$

Tableau 6 - Pression due aux charges roulantes (kNm^2) (coefficients dynamiques inclus)

Annexe V



D : diamètre nominal du tuyau ou portée de la buse métallique souple
 b : largeur nominale de l'ovoïde

