

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉBADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierat
Département : Génie Civil
Domaine : Sciences et Technologies
Filière : Génie Civil
Spécialité : Géotechnique

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

Etude d'une conduite sur berceau en béton

Présenté par : Rezzoug Ibtissem

Azzeb Amira

Khalfa Abderraouf

Encadrant : Hacene Chaouche Abdelmadjid Grade: *Professeur* Université : *Badji Mokhtar Annaba*

Jury de Soutenance :

Sbartai Badreddine	Professeur	Université Badji Mokhtar Annaba	Président
Hacene chaouche Abdelmadjid	Professeur	Université Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
Meksaouine Mohamed	Professeur	Université Badji Mokhtar Annaba	Examineur

AnnéeUniversitaire: 2019/2020

Remerciements

*Avant tout, nous remercions **Dieu** qui nous fournis de la patience au moment de besoin, de la force au moment de la faiblesse et de la volonté contre le désespoir.*

*Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à notre encadreur **professeur HACENE CHAOUCHE ABDELMAJID** qui nous bien orienté, guidé et aidé au cours de la préparation de ce travail.*

Nous exprimons, aussi notre reconnaissance et ma gratitude aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail en y joignant leurs temps, leurs savoirs et leurs expériences.

*Nous n'oublierions pas tous nos professeurs de l'université de **BADJI MOKHTAR** Département **GENIE CIVIL** qui nous ont donné le savoir et la formation requise.*

Nous remercions également nos parents, qui ont sacrifiés leurs vie pour notre bien

Enfin, nous tenons à adresser nos remerciements à ceux qui nous ont encouragés et participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

TABLE DES MATIERES :

Remerciements.....	i
Table des matières.....	ii
Sommaire.....	ii
NOTATIONS.....	vi
Liste des figures.....	viii
Liste des tableaux.....	x
Liste des courbes.....	xi
Résumé.....	xiii
CONCLUSIONS GENERALES & Recommandations.....	95

Sommaire :

I CHAPITRE I INTRODUCTION ET OBJECTIFS.....	1
I.1 Introduction :.....	2
I.2 Objectif :.....	2
II CHAPITRE II HISTORIQUE ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	4
II.1 Historique :.....	5
II.2 Etude bibliographique :.....	7
II.2.1 Introduction :.....	7
II.2.2 Les phénomènes d’instabilité des conduites :.....	7
II.2.3 Calcul des conduites :.....	8
II.2.4 Modélisation :.....	9
II.2.5 CLASSIFICATION DES CONDUITES :.....	12
II.2.5.1 Classification selon l’utilisation :.....	12
II.2.5.2 Classification selon la forme :.....	13
II.2.5.3 Classification selon la qualité des matériaux :.....	13

II.2.5.4	Classification selon le mode de construction :.....	14
II.2.5.5	Les différents cas de pose de la conduite :.....	14
II.2.6	Expérimentation :.....	15
II.2.6.1	Essais de Curral :.....	15
II.2.6.2	Essais de Ames (état de Iowa : de 1992 à 1929) :.....	16
II.2.6.2.1	Mesure de la charge sur une conduite en tranchée :.....	16
II.2.6.2.2	Mesures des pressions locales :.....	17
II.2.7	Théories et essais :.....	18
III	CHAPITRE III METHODE DE RESOLUTION	26
III.1	Introduction :.....	27
III.2	APPROCHE THEORIQUE SUR LE COMPORTEMENT STATIQUE DES STRUCTURES D'APPROCHES SECTION ANNULAIRES ENTERREES :.....	27
III.2.1	Théories :.....	27
III.2.1.1	La théorie de Marston Spangler :.....	28
III.2.1.1.1	Introduction :.....	28
III.2.1.2	Théorie du professeur Marston :.....	29
III.2.1.2.1	Introduction :.....	29
III.2.1.3	Notations :.....	29
III.2.2	Formulation du problème :.....	31
III.2.2.1	Installation en remblai indéfini :.....	31
III.2.2.1.1	Théorie de Marston-Spangler :.....	34
III.2.3	Synthèse pratique :.....	35
III.2.3.1	Pour les conduites en fouille remblayée :.....	35
III.2.3.2	Conduites en remblai indéfini :.....	37
III.2.4	Modélisation du comportement du tuyau selon le Fascicule 70	38
III.2.4.1	Modèle de calcul :.....	38
III.2.4.2	Paramètres de calcul liés au tuyau :.....	39
III.2.4.3	Les paramètres de calcul concernant l'enrobage du tuyau :.....	40
III.2.4.4	Calcul du critère de rigidité RIG :.....	42

III.2.5	Calcul des actions et sollicitations dans les différents cas de pose :.....	42
III.2.5.1	Cas de la pose sur berceau (notre cas) :.....	42
III.2.5.1.1	Calcul du coefficient de concentration C_{remb} (cas de la pose des canalisations rigides) : 46	
III.2.5.2	Cas de la pose en dépression avec interposition de matériau souple :.....	50
III.2.5.3	Détermination du coefficient de concentration :.....	52
III.3	Approche numérique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) :.....	52
III.3.1	Introduction :.....	54
III.3.2	Historique :.....	55
III.3.3	Connaissances requises et à acquérir :.....	55
III.3.4	Les avantages de la M.E.F :.....	55
III.3.5	Les grandes lignes de la méthode :.....	56
III.3.6	Concept général de la méthode des éléments finis :.....	57
III.3.7	Application au calcul des ouvrages souterrains :.....	58
III.3.8	Présentation du logiciel PLAXIS :.....	58
III.3.9	Lois de comportement utilisées dans PLAXIS :.....	59
III.3.9.1	Modèle élastique linéaire :.....	59
III.3.9.2	Le modèle de Mohr-Coulomb :.....	60
III.3.9.2.1	Module de Young :.....	60
III.3.9.2.2	Coefficient de Poisson :.....	61
III.3.9.2.3	Angle de frottement :.....	61
III.3.9.2.4	La cohésion :.....	62
III.3.9.2.5	L'angle de dilatance :.....	62
III.3.9.2.6	Paramètres avancés :.....	62
III.4	Les matériaux souples :.....	62
III.4.1	Le matériau flexible caoutchouc :.....	62
III.4.1.1	Définition :.....	63
III.4.1.2	Le caoutchouc, un matériau fascinant :.....	63

IV CHAPITRE IV ETUDE PARAMETRIQUE	64
IV.1 Calcul de Pr pression du remblai sans matériau souple :.....	65
IV.2 Calcul des moments d'ovalisation :	67
IV.3 La Modélisation :.....	68
IV.4 Caractéristiques du système sol-structure :.....	73
IV.4.1 Les caractéristiques du remblai :.....	73
IV.4.2 Les caractéristiques du berceau:	74
IV.4.3 Les caractéristiques du matériau souple :	75
IV.5 Comparaison « des charges », « des PET et de « Moment d'ovalisation » par les différentes méthodes de calcul MEF (PLAXIS) et F 70 :	76
IV.5.1 Comparaison par la méthode Marston (Fascicule 70) : (cas sans et avec matériau de décompression) :	76
IV.5.2 Comparaison par la méthode MEF (PLAXIS) : (cas sans et avec matériau de décompression) :	86
IV.5.3 Comparaison entre MEF (PLAXIS) et FASCICULE70 : (cas sans et avec matériau de décompression) :.....	91

NOTATIONS :

- σ_h** : Pression au niveau du rein de la structure
- ΔH** : La variation du déplacement au niveau du diamètre horizontale
- B** : Largeur de la tranchée
- μ'** : L'angle de frottement interne des matière ensilés »es
- Q** : La charge verticale due au remblai de hauteur H par mètre linéaire de conduite
- γ** : Densité du remblai
- H_t** : Distance mesurée entre la génératrice de la conduite et le plan d'égal tassement(P.E.T)
- H** : Hauteur totale de remblai sur la conduite ,mesurée entre la génératrice supérieure de la conduite et le plan supérieure de la chaussée ou la surface libre
- P** : Rapport de la distance verticale entre le plan du terrain supposé incompressible sur lequel s'appuie l'ouvrage et le plan critique passant par la génératrice supérieure extérieur de la conduite
- K_f** : Coefficient de flexibilité
- K_d** : Coefficient de damage
- E_t** : Module de Young du matériau constitutif de la canalisation
- D_m** : Diamètre moyen de la canalisation
- I** : Inertie de la section de canalisation
- ν_t** : Coefficient de poisson du béton
- D_e** : Le diamètre extérieur de la canalisation
- D_i** : Le diamètre intérieur de la canalisation
- φ** : Angle de frottement interne
- γ'** : Coefficient d'inclinaison
- β** : L'angle de l'inclinaison
- E** : Epaisseur de la conduite
- K₁** : Le coefficient de cisaillement de long des plans de frottement
- K₂** : Le coefficient de pression horizontale
- ν_s** : Le coefficient de poisson du sol d'enrobage
- E_s** : Le module de sol de calcul déterminé conformément au fascicule 70

ra_{si} : Rigidité spécifique instantanée

γ_s : Le poids volumique de remblai

H_e : Hauteur du plan d'égal tassement

Pr : La pression supporté par la canalisation

C : La cohésion

ψ: La dilatance

X : Coordonnée suivant l'axe x

Y : Coordonnée suivant l'axe y

Z : Coordonnée suivant l'axe z

U : Vecteur déplacement

α : L'angle de pose de la conduite

K_p : Coefficient de poussée

V : Dépassement radial

K_s : Module de réaction

C_{remb} : Coefficient de concentration

RIG : Critère de rigidité

Liste des figures :

Figure II.1. Les cinq modes de flambement des conduites flexibles enterrées.

Figure II.2. Modèle de Winkler.

Figure II.3. Résume les hypothèses du modèle d'interaction.

Figure II.4. Abaque de détermination d K en fonction de H pour différents types du remblai.

Figure II.5. Mesure des pressions locales pour conduite très rigide dans en remblai indéfini.

Figure II.6. D'autres essais et expériences sont été réalisés par le professeur Kogler (1936).

Figure II.7. Principe à la base de la théorie de Marston : effets de voute positifs et négatifs.

Figure II.8. Théorie de Spangler (tiré de Linger 1972).

Figure II.9. Principe de "the imperfect ditch conduit".

Figure III.10. Répartition de la charge verticale sur la dalle supérieur d'une conduite rectangulaire (d'après Linger 1972) : A) paroi très rigide et B) paroi souple.

Figure III.1. Nomenclature du solide sol-conduite d'après la théorie de Marston-Spangler.

Figure III.2. Conduite rigide.

Figure III.3. Plan critique et hauteur Pd.

Figure III.4. Conduite flexible.

Figure III.5. Définition des caractéristiques géométriques du tuyau.

Figure III.6. Définition du coefficient k2 de pression horizontale.

Figure III.7. Pose sur berceau.

Figure III.8. Dimensions du berceau à 180°.

Figure III.9. Chargement sur une canalisation posée dans un berceau à 180°.

Figure III. 10a. Cas de la pose sur berceau à 120°.

Figure III.10.b. Cas de la pose sur berceau à 180°.

Figure III.11. Cas où le plan d'égal tassement est réel ($H > H_e$).

Figure III.12. Cas où le plan d'égal tassement est virtuel ($H \leq H_e$).

Figure III.13. Pose en remblai indéfini.

Figure III.14. Pose en remblai indéfini.

Figure III.15. Pose avec interposition de matériau souple.

Figure III.16. Cas d'une pose en dépression avec interposition de matériau.

Figure III.17. Définition du module à 50% de la rupture.

Figure III.19. Le caoutchouc broyé.

Figure III.20. Le caoutchouc broyé.

Liste des tableaux :

Tableau III.1. Valeurs de k_2 et 2α suivant le groupe de sol et le mode de mise en place.

Tableau III.2. Valeurs conventionnelles des modules de sol (cf. Fascicule 70).

Tableau. IV.1. Les caractéristiques du remblai.

Tableau. IV.2. Les caractéristiques du berceau.

Tableau. IV.3. Les caractéristiques du matériau souple.

Tableau. IV.4. Taux de variation de la pression des remblais en fonction l'angle de pose.

Tableau .IV.5. Taux de variation des moments d'ovalisation.

Tableau .IV.6. Taux de variation des pressions des terres avec ou sans matériau souple.

Tableau IV.7. Taux de variation des moments d'ovalisation.

Liste des courbes :

Courbe 01 : variation de la pression des remblais en fonction de l'angle du berceau et la hauteur du remblai (FASCICULE70).

Courbe 02 : variation du moment d'ovalisation à la clé pour une installation en berceau et sur génératrice inférieure en fonction de la hauteur et l'angle de pose (FASCICULE70).

Courbe 03 : variation de la pression des remblais en fonction de l'angle du berceau et la hauteur du remblai avec une interposition de 0,5 m de matériau souple (FASCICULE70).

Courbe 04 : Variation du moment d'ovalisation à la clé d'une conduite posée sur berceau avec interposition de 0,5 m de matériau souple (FASCICULE70).

Courbe 05 : Variation de la hauteur du PET pour des conduites posées sur berceau avec interposition d'un matériau souple (FASCICULE70).

Courbe 06 : histogramme comparatif des pressions des terres sur des conduite posées sur berceau avec et sans matériau souple pour des hauteurs de couverture $h=1$, $h=2$ et $h=3$ (FASCICULE70).

Courbe 07 : histogramme comparatif des moments d'ovalisation à la clé sur conduite posée sur génératrice inférieure (0°) et sur berceau (120° - 180°) pour différentes hauteurs avec et sans matériau souple (FASCICULE70).

Courbe 08 : histogramme comparatif des PET (FASCICULE70).

Courbe 09 : variation de la pression des remblais en fonction de l'angle du berceau et la hauteur du remblai (MEF) cas sans matériau.

Courbe 10 : variation du moment d'ovalisation à la clé pour une installation en berceau et sur génératrice inférieure en fonction de la hauteur et l'angle de pose (MEF).

Courbe 11 : variation de la pression des remblais en fonction de l'angle du berceau et la hauteur du remblai avec une interposition de 0,5 m de matériau souple (MEF).

Courbe 12: Variation du moment d'ovalisation à la clé d'une conduite posée sur berceau avec interposition de 0,5 m de matériau souple (MEF).

Courbe13 : histogramme comparatif des pressions des terres sur des conduite posées sur berceau avec et sans matériau souple pour des hauteurs de couverture $h=1$, $h=2$ et $h=3$ (MEF).

Courbe 14 : histogramme comparatif des moments d'ovalisation à la clé sur conduite posée sur génératrice inférieure (0°) et sur berceau (120° - 180°) pour différentes hauteurs avec et sans matériau souple (MEF).

Courbe 15 : histogramme comparatif des pressions des terres sur conduite posé sur berceau sans matériaux souple (MEF-FASCICULE).

Courbe 16 : histogramme comparatif des pressions des terres sur conduite posé sur berceau avec matériaux souple (MEF-FASCICULE).

Courbe 17 : histogramme comparatif des moments d'ovalisation à la clé sur conduite posé sur berceau sans matériaux souple (MEF-FASCICULE).

Courbe 18 : histogramme comparatif des moments d'ovalisation à la clé sur conduite posé sur berceau avec matériaux souple (MEF-FASCICULE)

Résumé :

Les conduites sur berceau en remblais indéfini sont des types de pose mis en œuvre dans les projets dans les lesquels une canalisation en béton de série courante ne convient pas. De ce fait, une étude paramétrique est proposée pour mettre en évidence l'influence de la variation de l'angle de pose du berceau sur les pressions des remblais et les moments d'ovalisation maximum ainsi que l'effet de l'introduction d'une épaisseur variable d'un matériau souple de décompression sur le moment d'ovalisation dans les trois cas de cas de poses proposés (cas sur génératrice inférieure, pose sur berceau à 120° et 180°). Pour concrétiser ce travail deux approches sont préconisées, une approche analytique fondée sur la théorie exposée dans le fascicule 70 et une approche numérique basée sur la méthode des éléments. Cette étude a montré l'apport bénéfique de l'introduction d'un matériau souple de décompression sur la pression due au remblai et sur les moments d'ovalisation ainsi que la mise en œuvre par l'introduction de berceau comme fondation de la conduite.

Abstract :

Indeterminate backfill sub-cradle pipes are types of laying used in projects in which standard concrete pipe is not suitable. Therefore, a parametric study is proposed to demonstrate the influence of the variation of the angle of installation of the cradle on the pressures of the embankments and the moments of maximum ovalization as well as the effect of the introduction of a variable thickness of a flexible material of decompression on the moment of ovalization in the three cases of proposed installation cases (case on lower generatrix, installation on cradle at 120° and 180°). To make this work a reality, two approaches are recommended, an analytical approach based on the theory presented in Booklet 70 and a numerical approach based on the element method. This study showed the beneficial contribution of the introduction of a flexible decompression material on the pressure due to the backfill and on the moment of ovalization as well as the implementation by the introduction of a cradle as the foundation of the pipe

**CHAPITRE I
INTRODUCTION ET
OBJECTIFS**

I.1 Introduction :

_ Depuis plus d'un siècle déjà, il a été reconnu que les conduites jouent un rôle important comme éléments de machines dans différents domaines d'engineering en effet, les écoulements laminaires et turbulents internes, au niveau des coudes, ont été un sujet de recherche d'une grande importance et représentent un intérêt pratique pour l'ingénieur motivé par l'augmentation du transfert de chaleur et/ou la réduction de la perte de charge. Aussi la détermination de la charge due au remblai est un problème assez complexe, car le comportement de la conduite dans le sol implique une interaction sol structure qui tient en compte le glissement ou le non glissement du sol par rapport à la structure.

_ D'après la théorie de Marston dans le cas de la pose en tranchée, la présence de la tranchée entraîne, après l'opération de remblaiement, l'apparition de forces de frottement sur les parois de la tranchée. En effet, le prisme intérieur constitué par les matériaux de remblaiement a tendance à se tasser. Et dans le cas de la pose en remblai indéfini, ces tassements différentiels font apparaître le long des plans de cisaillement des forces de frottement dirigées vers le bas qui ont tendance à accroître la charge supportée par la canalisation.

_ Les conduites sont les lignes de vie de notre société industrielle .Elles transportent l'eau, sont indispensables au transfert d'énergie sur de grandes distances et maintiennent industrie et vie en mouvement.

_ Actuellement, la protection de l'environnement est une préoccupation majeure au niveau planétaire. L'utilisation de certains matériaux polluants, dans le domaine du génie civil et de la géotechnique pour résoudre certains problèmes technique ou améliorer le comportement des ouvrages souterrains par rapport à l'interaction sol structure.

I.2 Objectif :

Les conduites sous berceau en remblai indéfini sont des types de pose mis en œuvres dans les projets dans les lesquels une canalisation en béton de série courante ne convient pas. De ce fait, une étude paramétrique est proposée pour mettre en évidence l'influence de la variation de l'angle de pose du berceau sur l les pressions des remblais et les moments d'ovalisation maximum ainsi que l'effet de l'introduction d'une épaisseur variable d'un matériau souple de décompression sur le moment d'ovalisation dans les trois cas de cas de poses proposés (cas sur génératrice inférieure, pose sur berceau à 120° et 180). Pour concrétiser ce travail deux approches sont préconisées, une approche analytique fondée sur la théorie d exposée dans le fascicule 70 et une approche numérique basée sur la méthode des éléments. Cette étude à montré l'apport bénéfique de l'introduction d'un

matériau souple de décompression sur la pression due au remblai et sur les moments d'ovalisation ainsi que la mise en œuvre par l'introduction de berceau comme fondation de la conduite.

CHAPITRE II
HISTORIQUE ET ETUDE
BIBLIOGRAPHIQUE

II.1 Historique :

A travers les siècles de développement de l'humanité, l'homme dans sa quête d'épanouissement, a toujours été poussé à explorer et découvrir les secrets de l'environnement dans lequel il évolue, afin de résoudre tous les problèmes qu'il rencontre dans sa vie quotidienne, et ce, par la recherche théorique et expérimentale. Ce besoin vital l'a poussé à l'invention et l'innovation dans tous les domaines de la science. Parmi ces premiers besoins, l'eau s'est avérée indispensable à sa survie. Il décide alors de vivre à proximité des étendues et des cours d'eau. Avec l'augmentation de l'espèce humaine et de la diminution de l'espace, il est contraint de vivre loin de cette eau, d'où la nécessité de l'attirer jusqu'à lui.

L'histoire du tuyau peut se résumer ainsi à l'époque romaine, les romains les premiers tuyaux étaient en argile, parfois en grès et en plomb. Le moyen âge voit l'apparition de quelques conduites en bois.

Il n'est pas exclu qu'à une époque préhistorique on utilisa des troncs d'arbres creux pour véhiculer l'eau, l'usage en a perduré jusqu'en 1788 pour amener La saumure de Salins-les-Bains jusqu'à la Saline royal d'Arc-et-Senans via un Saumoduc (double canalisation en sapin de 21 km).

Dans l'Egypte antique on utilisait des tuyaux de cuivre pour transporter l'eau potable : un exemplaire, retiré du temple du roi Sa-Hu-Re ad Abusir et remontant à 2750 av. J.-C. environ, est conservé au Musée national de Berlin. Un tuyau a été obtenu en agrafant une fine feuille de cuivre, afin d'obtenir un diamètre de 75 mm ; l'implantation (environ 100 m de longueur) était constituée d'une série de ces tubes.

À l'époque romaine, les tuyaux de plomb (en latin *fistulae*) étaient couramment utilisés pour amener l'eau dans les cités et à l'intérieur même des maisons. Les fistules sont fabriquées à partir d'une plaque de plomb rectangulaire roulée en forme ovoïde et refermée par un cordon de soudure longitudinale. Les Romains utilisaient également des tubes en terre cuite emboîtés les uns dans les autres et scellés au mortier, pour certaines conduites d'eau chaude ou de vapeur.

On a retrouvé sur plusieurs sites archéologiques, des amphores dont le fond a été troué, emboîtées les unes dans les autres, détournées à des fins de canalisation.

Une des premières grandes conduites d'eau est celle attenante à la machine de Marly, construite entre 1681 et 1682, un gigantesque dispositif de pompage des eaux de la Seine, construit sous le règne de Louis XIV à Bougival.

Époque moderne (conduite contemporaine)

Fin xviii^e siècle, en termes de Fontainerie, un tuyau est une conduite en fer fondu, en cuivre, en plomb, en terre cuite, en bois, en BA et en acier, dont on se sert pour faire passer l'eau d'un lieu à un autre.

- *Les tuyaux en fonte* sont de différents diamètres et ont environ trois pieds de longueur, avec trois ou quatre oreilles percées à chaque extrémité par lesquelles on joint ces tuyaux au moyen d'autant de vis et leurs écrous, en mettant du cuir entre chaque jointure.
- *Les tuyaux en terre* sont aussi de différents diamètres et de la même longueur que ceux de fonte ; ils s'emboîtent à l'extrémité les uns dans les autres, et on garnit leur jonction de mastic fait avec de la poix, de la filasse et de l'étope, et quelquefois on les enveloppe d'une chape de mortier de chaux et ciment.
- *Les tuyaux en bois* sont d'aulne ou d'orme aussi de différents diamètres, que l'on perce avec des arrières - on les emboîte les uns dans les autres comme ceux de terre.
- *Les tuyaux de plomb* sont de deux sortes ; les uns soudés, et les autres moulés. Un « tuyau physique » est un tuyau formé d'une bande de plomb qu'on rabote et dresse à la varlope sur les deux côtés de son épaisseur, dont on abat les deux arêtes en chanfrein, ce qui forme, la bande étant roulée, une rainure que l'on remplit d'étain ou soudure - le nom de ce tuyau lui vient de la précision qu'il faut mettre à sa fabrication. Un tuyau qui est fait avec du plomb en table, roulé, et dont la soudure, étendue sur le joint, forme un côté.
- *Les tuyaux en acier* : On distingue trois grands types ; cylindrique (rond), rectangulaire et carré. C'est différents tuyaux sont majoritairement utilisés dans des actions de travaux de maçonnerie notamment grâce à leurs caractéristiques physiques (entretien, flexion, résistance aux pressions et torsion).
- *Les tuyaux en béton*, de section circulaire, ovoïde ou rectangulaire, sont destinés à véhiculer des effluents en écoulement libre (eaux usées et eaux pluviales). Les tuyaux assurent une fonction mécanique importante puisqu'ils sont soumis en service aux charges dues au remblai et le cas échéant aux effets des charges roulantes. Pour les produits en béton, les tuyaux sont constitués de béton non armé, de béton armé, de béton fibré acier.
- *Les tuyaux en béton précontraint* : Ce type tuyau est constitué d'un noyau en béton à haute résistance revêtu d'une tôle d'acier qui lui apporte étanchéité, et d'une armature active constituée

d'un fil métallique de précontrainte enroulé de manière hélicoïdale autour du noyau en le frettant. Cet ensemble, appelé primaire (élément résistant), est finalement revêtu d'une couche extérieure en béton ayant pour objet de protéger l'armature de précontrainte.

II.2 Etude bibliographique :

II.2.1 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 vu méthodes de calcul, expérimentation et modèles mathématiques.

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'entourent. L'expérience a montré la complexité de l'estimation du poids d'une colonne de terres c'est pourquoi plusieurs auteurs se sont penchés sur ce point, et qui est l'un des objectifs de notre étude.

II.2.2 Les phénomènes d'instabilité des conduites :

Les limites de performances des conduites flexibles enterrées, en mettant en évidence un accent particulier sur les différents modes de rupture par flambage. Une analyse documentaire été faite pour suivre l'évolution du développement des recherches sur le flambement des Conduites flexibles et les dernières plus performantes méthodes de prédiction. Les hypothèses et les modèles utilisés dans les analyses théoriques sont discutés et évalués. (Léonards et Stetkar 1978). Les Conduits flexibles sont généralement conçus pour résister aux cinq modes fondamentaux de rupture suivants (comme le montre la figure. II-1) :

1. Le premier mode : la paroi est écrasée, ce qui se produit lorsque la contrainte de Compression n'est due qu'à la charge circonférentielle qui dépasserait la limite élastique.
2. Le deuxième mode : Entraîne la séparation des joints (cordons), lorsque la charge est supérieure à la résistance de joint (cordon de soudure).
3. Le troisième mode : C'est le début du flambage à partir d'un état essentiellement élastique de contrainte,
4. Le quatrième mode : engendre un flambement inélastique.

5. Le cinquième mode : présente une déflexion excessive, ou écrasement à cause des rotules plastiques qui apparaissent sous des contraintes de compression et de flexion combinées.
[6]

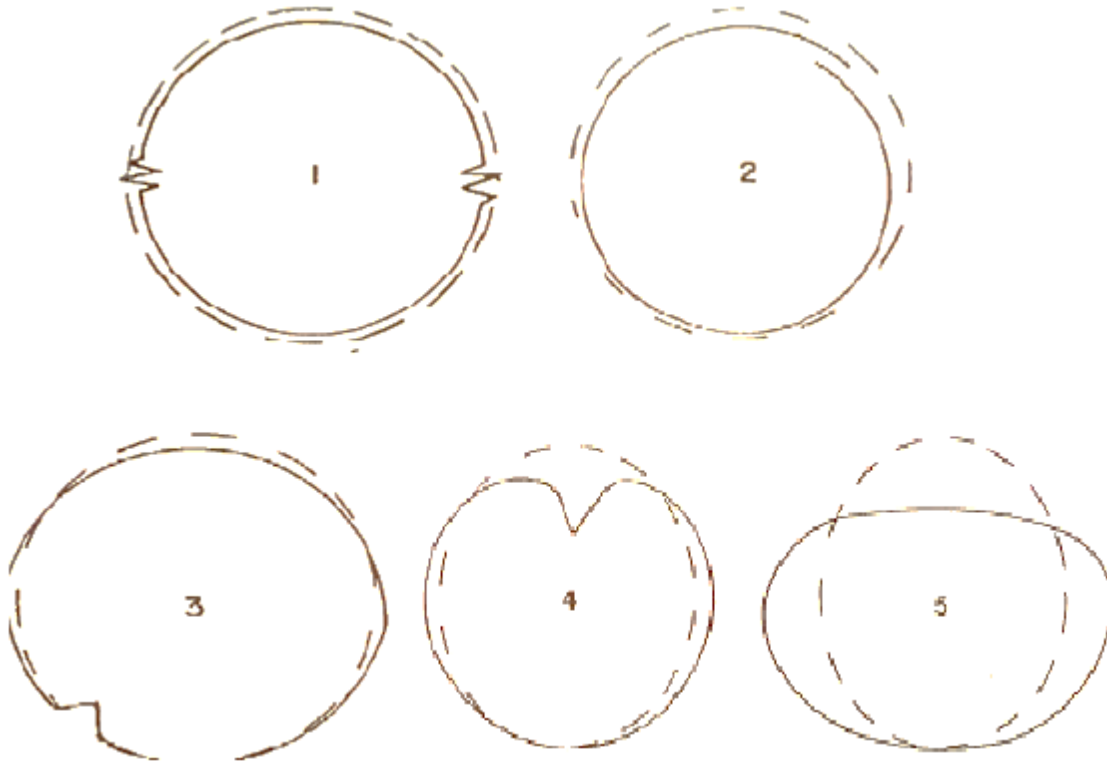


Figure II.1. Les cinq modes de flambement des conduites flexibles enterrées.

II.2.3 Calcul des conduites :

Alors que le calcul des voûtes en maçonnerie a fait l'objet de nombreux travaux théoriques dès le 18-ème siècle (Coulomb 1773), qui se sont prolongés jusqu'à aujourd'hui dans les développements de la théorie de calcul à la rupture (Salençon 1983 et Delbecq 1982) les conduites enterrées en maçonnerie n'ont pas fait l'objet de même intérêt, probablement du fait de leur moindre importance. Les premiers calculs sur des conduites circulaires datent de la fin de 19-ème siècle et reposent sur la théorie de l'élasticité et la résistance des matériaux (Lazard 1933). Ces calculs élastiques étaient adaptés aux matériaux nouveaux (à l'époque) tel que l'acier, la fonte ou le béton armé, et sont toujours utilisés dans le calcul des conduites enterrées (fascicule 70) ou des revêtements circulaires des tunnels (AFTES 1983). En revanche, l'analyse limite puis l'analyse élasto-plastique ont été largement utilisées pour calculer les charges appliquées par le sol. Sur les

conduites modélisées comme des anneaux élastique. On a donc une situation inverse entre le calcul de voûte en maçonnerie où l'analyse limite (calcul à la rupture) est devenue la méthode de référence pour la structure et où les charges sont déterminées géométriquement, et le calcul des conduites où les charges sont déterminées par des méthodes d'analyse limite et où la structure est traitée avec l'hypothèse élastique.

II.2.4 Modélisation :

La modélisation est vue comme un outil pour justifier la forme et les dimensions des structures. Les expériences sur des ouvrages semblables déjà construits et des mesures constructives éprouvées participent aussi à l'élaboration d'un projet réussi. La modélisation doit cependant permettre de vérifier d'une part que le comportement de la structure à l'état de service est satisfaisant et d'autre part que le niveau de sécurité atteint par le dimensionnement est suffisant. [9]

Les collecteurs et la canalisation d'assainissement font un peu exception, car ils sont généralement faiblement enterrés et le plus souvent situés directement sous la voirie. De ce fait, ils sont soumis à l'effet des charges de circulation qui sont transmises par le sol. Par destination, ils sont aussi soumis à l'effet des pressions hydrauliques internes qui peuvent varier très rapidement (en cas d'orage et de saturation du réseau).

L'intensité et la répartition des sollicitations engendrées par les actions exercées à la surface du sol sont évaluées à l'aide d'un modèle de diffusion qui doit prendre en compte les caractéristiques du sol et l'interaction sol structure. Les caractéristiques du sol qui sont adaptées à l'évaluation des effets des charges de circulation ne sont pas les mêmes que celles qui sont à l'origine de l'équilibre élasto-plastique. Les charges de circulation ou les charges hydrauliques créent des déformations dans le sol et la structure qui sont sensiblement inférieures du millième. Dans cette gamme de déformation, les modules des sols sont nettement plus élevés et l'intensité de l'interaction sol structure est d'autant plus forte. Une autre cause d'augmentation de la rigidité du sol qui est souvent invoquée est l'effet de la profondeur ou de la contrainte moyenne. L'augmentation du module des sols avec la profondeur permet d'expliquer certains écarts entre les observations et les résultats des modèles homogènes, et elle augmente aussi les effets bénéfiques de l'interaction sol structure.

La modélisation bidimensionnelle d'un anneau élastique inséré dans un massif de sol infini homogène élastique est un problème complexe d'interaction sol structure. Des solutions analytiques ont été développées dans le domaine des conduites enterrées à comportement flexible et dans le domaine des tunnels. Bien entendu il n'y a qu'une différence d'échelle entre ces deux domaines et

les solutions calculées pour les conduites s'appliquent aux tunnels et vice versa. Les premières solutions analytiques qui sont apparues historiquement modélisaient l'interaction sol structure avec des ressorts indépendants disposés perpendiculairement à la paroi, la conduite étant modélisée avec la théorie des poutres courbes ou des coques (Luscher 1966). Par la suite, les auteurs ont modélisé le sol comme un milieu continu élastique, tout en gardant la simplicité de la théorie des poutres (ou des coques) pour la conduite (Muir wood 1975). La solution la plus explicite a été établie par Einstein et Schwartz (1979) qui ont résolu, en déformation plane, le problème d'une coque cylindrique mince soumise à un chargement géostatique, mais en limitant le degré harmonique de la déformation à 2. La solution la plus générale et encore explicite a été établie par Moore (1985) qui a résolu, en déformation plane, le problème du tube épais pour un degré harmonique quelconque. [8]

Le terme {interaction sol structure } est utilisé pour caractériser les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact. Du point de vue de la structure, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol structure est de déterminer l'effet d'action du sol sur la structure, principalement les pressions de contact, en fonction de la déformation de la structure, ceci pour pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement.

- **Le modèle de diffusion**

Toutes les méthodes simplifiées utilisent le même modèle de diffusion des charges qui est basé sur la solution de Boussinesq. Le principe consiste à calculer les contraintes verticales dans un massif intact au voisinage de la conduite (ce calcul ne tient pas compte de la présence de la conduite), par une procédure semi-empirique, à passer du champ de contraintes tridimensionnel à un champ bidimensionnel, qui se résume généralement à une pression verticale équivalente appliquée au sommet de la conduite sur une largeur égale au diamètre extérieur et sur une longueur unité.

Le modèle de diffusion qui est bi ou tridimensionnel est donc totalement découplé du modèle d'interaction qui est bidimensionnel. C'est à dire que l'on suppose premièrement que la diffusion des charges dans le sol n'est pas perturbée par la présence de la conduite et son interaction avec le sol et deuxièmes que le modèle d'interaction bidimensionnel reste pertinent pour décrire la déformation tridimensionnelle de la canalisation

Le modèle de diffusion des charges de circulation utilisé dans la méthode de calcul du fascicule 70 (méthode de calcul des canalisations d'assainissement) est basée sur une variante de la solution de Boussinesq (1885) due à Fröhlich (1934). [8]

- **Le modèle simplifié**

On présente maintenant un modèle simplifié, qui consiste à calculer la contrainte maximum dans les sections les plus sollicitées. On suppose que le matériau est fissuré sur une profondeur $h-y$ que l'ouverture maximale de la fissure est égale à w . En dehors de la zone fissurée, on suppose que le comportement du matériau est élastique et que les hypothèses de Saint-Venant s'appliquent (les sections restent planes après déformation). On suppose encore que la zone plastifiée a la forme d'un cône de 90° d'ouverture dont le sommet est le fond de la fissure. [8]

- **Le modèle d'interaction sol-conduite (modèle de Winkler)**

La pression verticale calculée est ensuite introduite dans un modèle d'interaction sol-conduite bidimensionnel de type Winkler qui est aussi commun dans ses grandes lignes à l'ensemble des méthodes de calcul des conduites.

C'est le modèle le plus proche de la réalité est celui de Winkler où le sol représenté au voisinage immédiat du tuyau par une infinité de ressorts élastiques répartis normalement à la paroi. [4]

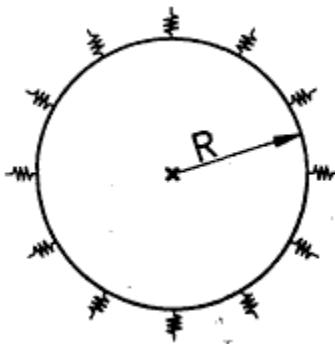


Figure II.2. Modèle de Winkler.

- **Le modèle du fascicule 70**

Dans le modèle du fascicule 70, la pression de réaction est normale à la paroi et la réaction est mobilisable en compression comme en traction sur tout le contour de la conduite. Dans le cas du

modèle de spangler, la pression de réaction est limitée aux reins de la conduite sur un secteur angulaire de l'ordre de 100° .

Les pressions actives et sont orientées selon les directions horizontales et verticales et on néglige le gradient de la pression verticale due à la pesanteur (cette simplification n'est acceptable que si la hauteur de sol au-dessus de la conduite est supérieure à son diamètre). Les pressions sont appliquées sur toute la périphérie de la conduite, à l'exception de la pression verticale inférieure qui est appliquées sur un secteur angulaire inférieur à 180° , qui constitue l'arx d'appui de la canalisation.

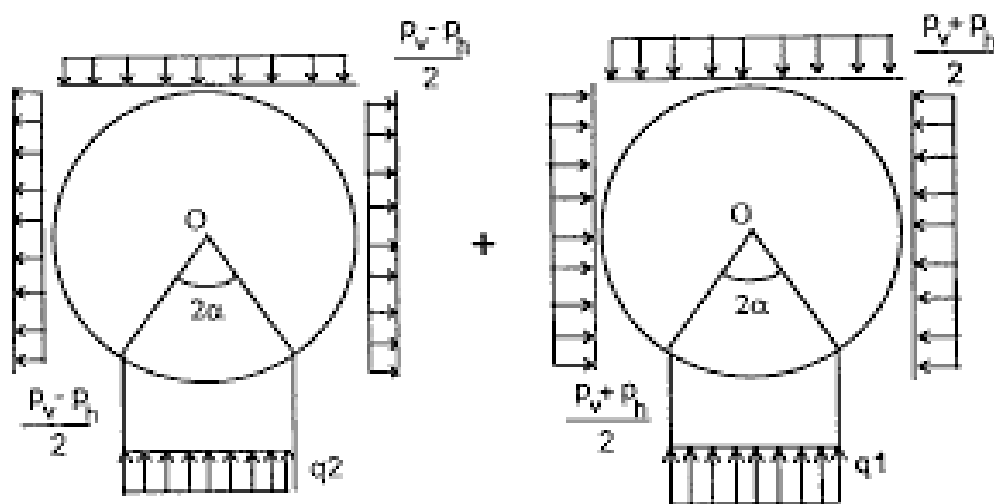


Figure II.3 : résumé les hypothèses du modèle d'interaction.

II.2.5 CLASSIFICATION DES CONDUITES :

Les conduites enterrées peuvent être classifiées selon de plusieurs types :

II.2.5.1 Classification selon l'utilisation :

- 1- Les conduites forcées** : sont destinées au transport des fluides sous pression, généralement de l'eau, soit l'eau potable, soit l'eau courante (installation hydroélectrique).
- 2- Les conduites d'écoulement libre** : elles servent à l'écoulement de l'eau par gravité (tuyaux d'assainissement). Les conduites d'assainissement sont couramment de forme circulaire, quelque fois ovoidé, très rarement elliptique et jamais linéaire.
- 3- Les galeries de service ou abris** : ce sont des ouvrages de défense ou de stockage plus ou moins stratégiques.

II.2.5.2 Classification selon la forme :

Les conduites peuvent avoir diverses formes mais les plus usités sont les suivantes :

- 1- **Conduites circulaires** : c'est la forme la plus courante et la plus utilisée.
- 2- **Conduites ovoïdes** : cette forme est moins, elle offre toutefois des avantages pour les écoulements rationnels des débits variables.
- 3- **Conduites à embase** : on rencontre ce genre de forme en assainissement (meilleure résistance à l'ovalisation).
- 4- **Conduites elliptiques** : elles sont utilisées uniquement pour les pièces de raccord dans le cas où il faut réduire l'encombrement en hauteur d'un tuyau circulaire.
- 5- **Conduites linéaires** : elles peuvent constituer une solution économique pour les conduites forcées à gros débit et faible charge.
- 6- **Conduites spéciales** : elles sont généralement utilisées pour les raccords et les jonctions.
- 7- **Conduites de formes rectangulaires ou carré** : elles sont utilisées parfois pour des raisons d'encombrement du sous-sol, soit parce que leur destination.

II.2.5.3 Classification selon la qualité des matériaux :

On en distingue cinq types de conduites :

- **Conduites comprimées** : les plus anciennes, autrefois de qualité médiocre, mais dont la qualité a été améliorée par les procédés modernes de fabrication.
- **Conduites centrifugées** ; la mise en œuvre du béton utilise la force centrifuge développée dans le béton frais en rotation.
- **Conduites vibrées** : utilisation pour le serrage du béton des forces naissant de la vibration provoquée dans le béton frais.
- **Conduites des à âme en tôle** : l'âme en prévue dans l'épaisseur de la paroi de béton donne à la conduite des qualités spéciales d'étanchéité.
- **Conduites vibrées –comprimées** : utilise les deux modes simples simultanément (vibration-compression) pour la mise en place du béton.

• **Conduites en béton précontraint** : ce sont des tuyaux en béton 'pré comprimé', de façon-en service- à ne pas présenter que des contraintes de compression, domaine dans lequel le béton n'a pas de concurrent, rapport qualité /prix.

II.2.5.4 Classification selon le mode de construction :

A- Les conduites coulées sur place : pour les gros diamètres pour lesquels les frais de transport et manutention sont prohibitifs.

B- Les conduites fabriquées en usine : c'est la règle générale adoptée actuellement même pour les gros diamètres (1.50 m) et de grandes longueurs (5 m) couramment et quelquefois 6 à 8m.

C- Les conduites mi- fabriquées en usine et complétées sur place : c'est le cas certains tuyaux à âme en tôle, celle -ci étant préparé en usine avec son revêtement intérieur, l'enrobement se faisant sur place.

D- Les conduites préfabriquées sur chantier : dans ce cas, la conduite est préfabriquée dans une usine mobile, voisine du chantier.

II.2.5.5 Les différents cas de pose de la conduite :

1/ Cas de la pose en remblai indéfini :

C'est le cas des conduites traversant les remblais des voies de communication.

2/Cas de la pose en tranchée :

La pose en tranchée est conseillée pour les travaux structurants des réseaux et les diamètres importants, pour des raisons économiques mais également pour assurer la protection mécanique des réseaux par le contrôle de l'enrobage des canalisations.

Elle nécessite un dimensionnement des canalisations tenant compte des contraintes mécaniques et chimiques des sols et des charges mécaniques (charge roulantes éventuelles). La réalisation des fouilles pour les tranchées d'assainissement est basée sur certains éléments techniques simplifiés issus des normes européennes mais le recours aux normes californiennes également possible et cité dans ce fascicule.

3/Cas de la pose en dépression naturelle : la pose en dépression correspond typiquement au creusement d'une tranchée dans le terrain naturel afin d'y déposer la canalisation. Le remblaiement est ensuite effectué jusqu'à un niveau supérieur au niveau du terrain naturel initial (cas de la réalisation de décharges par exemple).

4/Cas de la pose en tranchée asymétrique :

Ce type de pose est courant de la réalisation de réseaux séparatifs.

Généralement, le tuyau posé en partie inférieure est plutôt destiné à recueillir les eaux usées, alors que le tuyau posé en partie supérieure est destiné à recueillir les eaux pluviales et est donc de diamètre plus important.

II.2.6 Expérimentation :

Le problème de la connaissance des réactions d'un terrain enveloppant sur une conduite serait résolu si en chaque point P du contour la réaction unitaire p agissant sur un élément dans de ce contour, et sa direction donnée par l'angle α avec un rayon issu de P.

Certaines expériences, dans quelques cas particuliers ont conduit à cette connaissance mais pas la majorité des essais ont été conduit de façon à obtenir une mesure de la réaction totale R causé par le remblai et chargement verticalement la conduite

II.2.6.1 Essais de Curral :

Ces essais ont été effectués par Curral en 1913 sur des tranchées d'égout en exécution. Soit une conduite de diamètre extérieur D , enterrée sous une profondeur de remblai H (mesurer à la génératrice supérieure), de densité γ . Un examen superficiel nous inciterait à admettre que la charge totale du remblai par unité de longueur du tuyau est donnée par

$$Q = \gamma . D . H \quad (\text{II.1})$$

Les essais Curral ont précisément montré que cette valeur théorique devait être corrigées en y introduisant un coefficient K :

$$Q = K . \gamma . D . H \quad (\text{II.2})$$

K : représente le rapport entre la charge réellement supportée par la conduite au poids de la terres la surmontant.

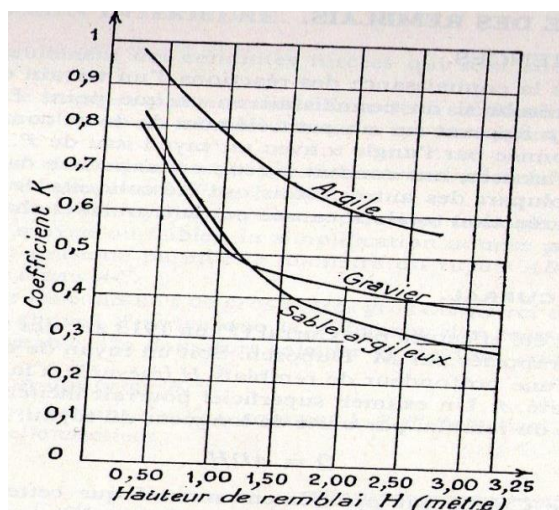


Figure II.4 : Abaque de détermination de K en fonction de H pour différents types de remblai.

II.2.6.2 Essais de Ames (état de Iowa : de 1922 à 1929) :

Ces essais sont américains ils ont porté sur types de conduites à savoir :

- Les conduites posées en remblai indéfini (sous voies de communication)
- Les conduites posées en tranchées (tuyau d'assainissement sous chaussée)

Ces essais ont été réalisés sur des conduites très rigides, rigides, semi rigides et flexibles. Ils ont comporté des mesures directes de la charge supportée par la conduite ainsi que la détermination des pressions locales sur son contour.

- La hauteur des remblais a varié de 0 à 5 m pour des conduites dont le diamètre a varié de 0.61m à 1.07m
- Mesure directe de la charge sur une conduite en remblai indéfini :

Au début de la mise en charge K a toujours avoisiné 1.50 après quelques jours (tassement), K augmente et avoisine 1.75 à 2, après stabilisation. Une fluctuation a eu lieu des saisons sèches ou humides.

II.2.6.2.1 Mesure de la charge sur une conduite en tranchée :

Deux hauteurs de remblai ont été considérées 5m et 8 m, les conduites suivantes ont été faites :

- 1- Pour B/D très peu supérieur à 1 on $K < 1$ (B : largeur de la tranchée)
- 2- Pour une hauteur H donnée, K croît avec la largeur de la tranchée, d'abord rapidement puis lentement pour devenir à peu près constant.
- 3- Dans une tranchée d'une largeur au moins égale à n fois le diamètre de la conduite, tout semble se passer comme si le remblai indéfini.
- 4- La largeur de transition est égale selon les cas suivants ;

-2D pour un remblai de 5 pieds à peu près 1.65 m.

-3D pour un remblai de 5 pies à peu près 3.30m .

II.2.6.2.2 Mesures des pressions locales :

1) Conduites très rigides dans un remblai indéfini :

La première mesure a été celle de la poussée horizontale réalisée au niveau du rein de la conduite, on a alors constaté que cette pression est sensiblement égale à la poussée active du remblai calculé avec le coefficient de poussée

$$K = \tan. 2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{III.3})$$

Le diagramme de poussée (figure II.5) en représentation polaire présente une pression normale maximale sur la génératrice inférieure et sensiblement nulle aux extrémités du berceau de pose.

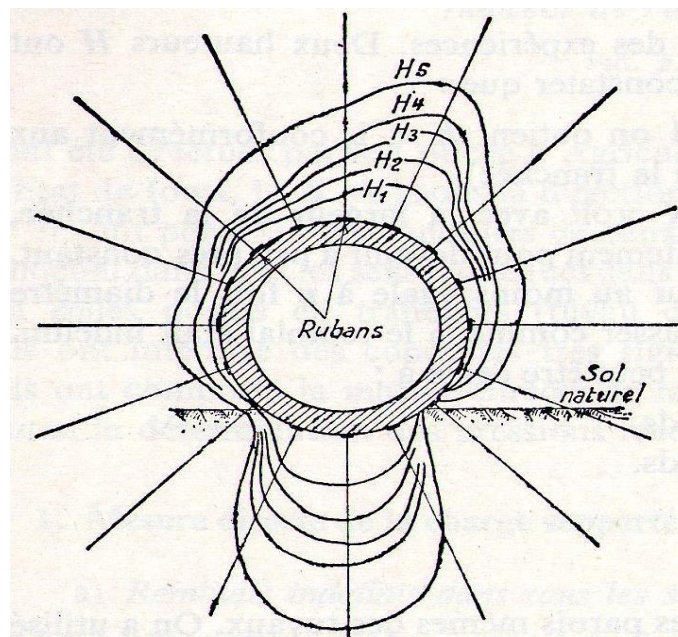


Figure II.5. : Mesure des pressions locales pour conduite très rigide dans en remblai indéfini.

2) Conduites semi rigides dans un remblai indéfini :

La pression est toujours maximale à la génératrice inférieure mais plus petite que pour les tuyaux très rigides.

3) Conduites flexibles dans un remblai indéfini :

La pression radiale est sensiblement surtout la paroi jusqu'au berceau d'appui donc, l'aplatissement relatif de la conduite tend à uniformiser les pressions. Celle-ci en d'écrasant, s'appuie latéralement sur les remblais et calotte supérieure s'en trouve soulagée.

4) Conduite très rigide en tranchées :

Dans les tranchées larges on retrouve au niveau du diamètre horizontal le coefficient de poussée

$$K = \tan 2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{II.4})$$

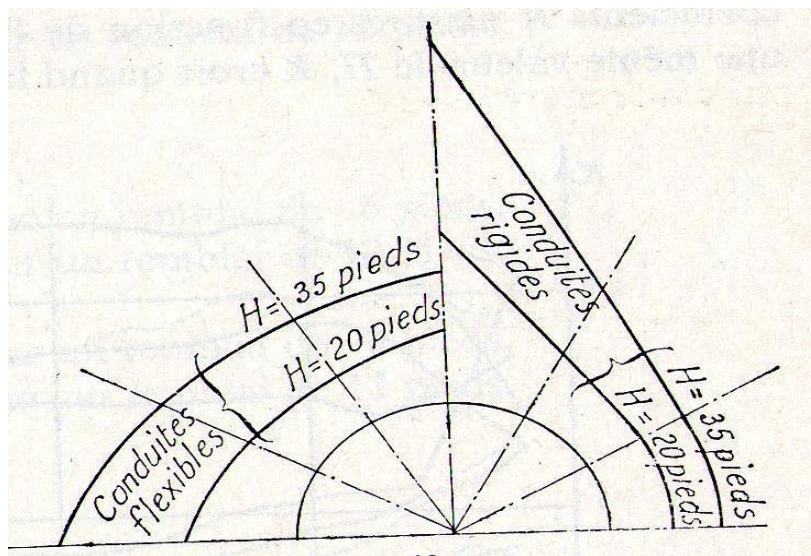


Figure II.6. D'autres essais et expériences ont été réalisés par le professeur Kogler (1936)

II.2.7 Théories et essais :

Les conduites enterrées présentent également de fortes similitudes avec les tranchées couvertes, notamment quant à leur mode de construction avec remblayage et compactage du sol après la mise en place de la conduite. Elles se différencient néanmoins des tranchées couvertes par la variété des matériaux utilisés pour les conduites et surtout par l'échelle de la structure comparée à la couverture de terre sous laquelle elles se trouvent généralement.

A l'instar des ouvrages de soutènement, les conduites sont ainsi catégorisées selon leur rigidité, puis étudiées selon des méthodes différentes qui tiennent compte de l'interaction sol_ structure à un niveau adapté à leurs particularités [9].

L'interaction entre le sol et les structures est étudiée depuis le 18ème siècle [Linger 1972].

Les premières études se concentrèrent sur la détermination de la pression latérale des terres contre les murs [Heyman 1972]. Plus récemment, des recherches ont été effectuées sur l'influence de la rigidité des conduites enterrées sur la pression des terres à considérer lors de leur dimensionnement [Linger 1972] et par la suite, de la même manière, pour les tranchées couvertes [Tisa et Kovari

1993 ; Kovàri et Tisa 1998 ; Plumey et Al. 2006 et Plumey 2007 +. Ces études ont montré la complexité de l'interaction sol_ structure et la nécessité de considérer les propriétés spécifiques du sol ainsi que celle concernant la géométrie et la rigidité de la structure pour déterminer correctement la pression des terres ainsi que le comportement global du système [3].

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 déterminant 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 poids de la colonne de terre. Dans le cas contraire, la charge est supérieure à cette valeur. Le principe de la théorie est représenté à la figure II.7.

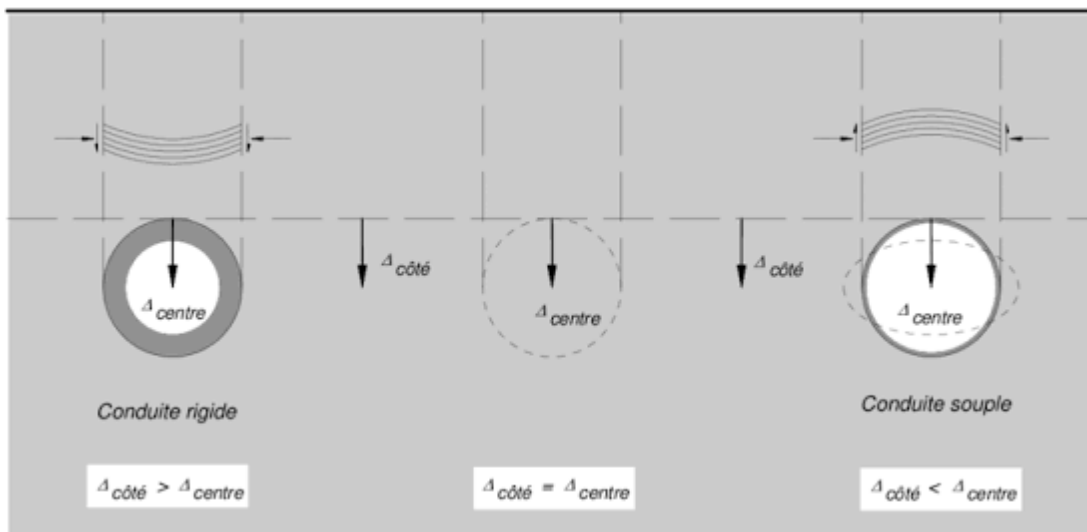


Figure II.7. Principe à la base de la théorie de Marston : effets de voûte positifs et négatifs.

Cependant, la théorie de Marston n'est implicitement applicable qu'aux conduites rigides, car le sol situé latéralement de part et d'autre de la conduite n'est pas pris en compte lors de l'évaluation de la capacité portante de la structure. Spangler élargit la théorie de Marston en 1941 et propose 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 propose une relation proportionnelle entre la

déformation de la conduite et la pression horizontale développée (voir figure II.8). Cette relation linéaire est une très grande simplification du comportement réel qui n'est pas rigoureuse du point de vue physique.

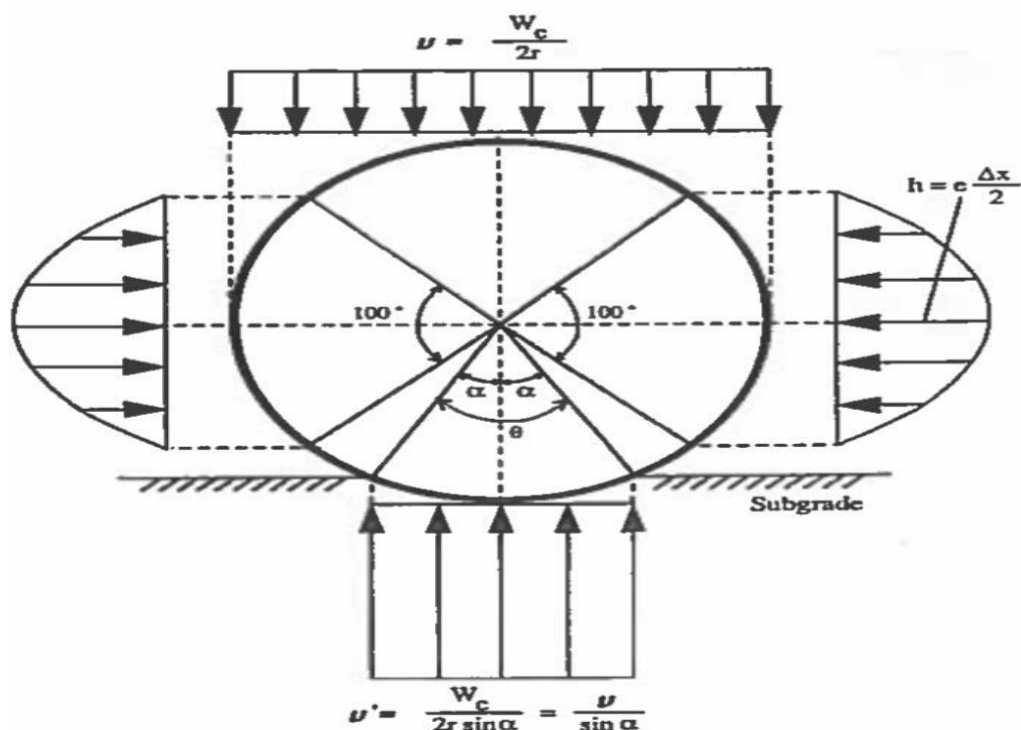


Figure II.8. Théorie de Spangler (tiré de Linger 1972).

Spangler rend attentif au fait que la prise en compte de la contribution latérale du sol à la reprise des charges verticales nécessite certaines précautions lorsque la conduite est posée dans une tranchée creusée préalablement (Spangler, Handy 1973). Le compactage des remblais latéraux doit en effet être suffisant pour leur permettre de jouer un rôle structural. De plus, il propose de négliger cette participation dans le cas d'une conduite rigide, car les remblais latéraux sont généralement relativement compressibles et leur contribution reste faible.

Ces considérations théoriques ont permis de développer une méthode de construction tirant profit de l'interaction sol-structure. Cette méthode, connue sous le nom de «the imperfect ditch conduit», consiste à forcer le développement de voutes de décharge (effets de voute)

Dans le sol en créant une zone de sol plus souple et non compactée au-dessus de la conduite (voir figure II.9).

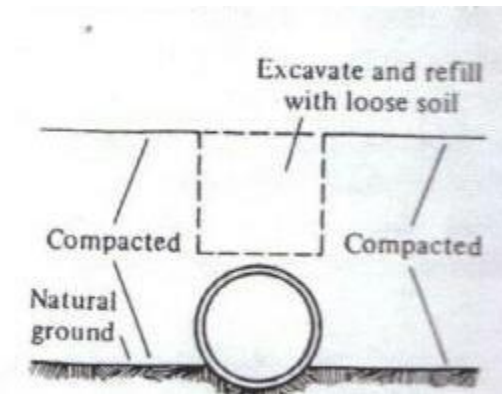


Figure II.9 Principe de "the imperfect ditch conduit".

En 1972, selon Linger, la tendance est à la réalisation de conduites toujours plus grandes (Linger 1972). Selon les méthodes disponibles, la charge verticale calculée est cependant répartie arbitrairement de façon uniforme sur la partie supérieure de la conduite. D'après Linger, une telle simplification n'est plus justifiée pour des structures de grandes dimensions. La déformée de la structure influence le comportement du système et des redistributions de contraintes supplémentaires peuvent prendre place. Dans le cas de la conduite de section rectangulaire illustrée à la figure II.9, la dalle supérieure est soulagée par cet effet alors que les parois latérales de la conduite et les zones de sol adjacentes sont soumises à des pressions plus importantes. Cette problématique se pose de manière similaire pour les tranchées couvertes.

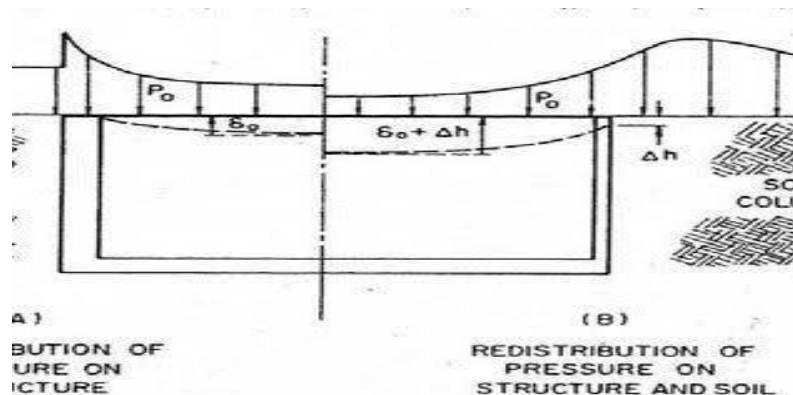


Figure II.10 Répartition de la charge verticale sur la dalle supérieure d'une conduite rectangulaire (d'après Linger 1972) : A) paroi très rigide et B) paroi souple.

Bien que la théorie de Terzaghi et les phénomènes qu'elle tente de reproduire (effets de voute) soient similaires à ce qui a été présenté pour les conduites enterrées, la contribution de la structure est très différente. En effet, il est admis que la structure n'influence pas la formation des voutes dans le massif puisque ces dernières sont la conséquence de l'excavation et se développent donc avant la pose de la structure. Selon cette hypothèse, il n'y a donc pas d'interaction entre ces phénomènes et le comportement de la structure. L'interaction sol-structure introduite par les appuis élastique peut être qualifiée de secondaire et ne modifie généralement que peu les sollicitations dans la structure (cet effet dépend bien entendu de la rigidité relative sol-soutènement) [9].

Katona a présenté une application pratique de son modèle. Elle consiste à un calcul d'une conduite souterraine, enterrée dans un massif de sol homogène, soumise à une surcharge uniforme. L'évolution des efforts normaux et de cisaillement à l'interface sol-conduite, a été étudiée en fonction des conditions de frottement sur la surface de contact. Les résultats présentés par l'auteur illustrent bien le rôle que joue le frottement à l'interface sol-conduite souterraine sur le comportement global de l'ouvrage.

Dans le cas d'une canalisation, le problème de l'interaction avec une charge linéique présente un intérêt pratique certain (c'est par exemple le cas d'une fondation superficielle parallèle à une canalisation sur une longueur de plus de 5 diamètres). Ce cas a été traité largement dans la littérature aussi bien par des méthodes analytiques (Moore 19851) que par la méthode des éléments finis (Abel, et Al 1973). Il est vrai qu'un modèle 2D est souvent une première étape utile pour analyser les résultats d'un modèle tridimensionnel [8]

Junsuk Kang et al ont étudié Les avantages potentiels de la méthode d'installation de tranchée imparfaite ont été étudié pour les tuyaux en acier ondulé. La méthode d'installation de tranchée imparfaite a surtout été utilisée pour réduire la pression de la terre sur des conduites rigides enterrées en induisant l'effet de voute inverse dû à la réaction du sol de fondation sur le tuyau. En fait, les tuyaux en tôle ondulée sont relativement souples, ils induisent un petit effet de voute inverse. Par conséquent, il y a eu peu de recherches sur les effets de l'installation de la tranchée imparfaite sur les tuyaux flexibles, tels que ceux fabriqués avec de l'acier ondulé. L'objectif de cette étude était de démontrer l'efficacité de la méthode de la tranchée imparfaite pour les tuyaux en acier ondulé enterrées. Une géométrie de la zone souple optimale pour l'installation de la

tranchée imparfaite est proposée afin de maximiser la réduction de la pression de la terre sur des conduites enterrées en acier ondulé. Des équations prédictives pour les facteurs d'effet de voute, contraintes maximales et des déflexions des tuyaux en acier ondulé ont été formulées qui intègrent une zone géométrique optimale de matériau souple. Des études paramétriques ont révélé que l'installation de la tranchée imparfaite proposé peut réduire les poussées maximales sur la paroi de la conduite de près de 69%.

Spangler a appliqué la méthode qu'il a développé pour les conduits en saillie négatifs à un type d'installation développé plus tôt par Marston et Anderson afin de réduire les charges de terre sur la structure dans les installations de remblai. Dans les installations traditionnelles de tranchée imparfaits, le remblai mis en place et bien compacté sur les deux côtés du Conduit et sur une certaine distance au-dessus. Ensuite, une tranchée est creusée dans ce remblai compacté.

Pour la méthode d'installation de tranchée imparfaite est conçu profiter des avantages la méthode d'installation de la tranchée dans un état remblai. Le mot « tranchée » dans ITI est fait un terme mal approprié car il n'y a pas tranchée dans le sol en place. IL est un vestige d'une terminologie utilisée par Marston .Les procédures d'installation de tranchée imparfaite pour canalisation enterrées n'ont pas été améliorées depuis les travaux de Marston et Spangler .Il y a eu de peu de recherches concernant l'aspect quantitatifs de réduction de la charge de la terre dans les installations de tranchées imparfaites .Vaslestad équations proposées pour déterminer les charges de terre dans les installations de tranchées imparfaits.

Vaslestad et al. Ont rapporté que les équations Vaslestad montré une bonne concordance entre les pressions des terres mesurées sur une échelle pleine imparfaite Installation de tranchée et les résultats de l'analyse par éléments finis (AEF dénommé ci-après) avec le programme Candé 89.[5]

Les premiers essais de vérinage interne ont été réalisés en 1994 sur la conduite en béton armé DN 1400, qui avait été posée sous un remblai constitué par le matériau du site. Des essais ont été réalisés avant et après mise en place du remblai ,ce qui a permis de mettre en évidence par différence la raideur du remblai .Les essais ont été modélises avec la méthode des éléments finis et le module finis ,et le module du remblai obtenu par calcul inverse(après calage des résultats expérimentaux sur ceux du modèle)s'est avéré nettement plus élevé que celui qui avait été mesuré avec l'essai pressiométrique .Le monde calculé était de l'ordre de 70 MPA alors que le module pressiométrique était de l'ordre de 5 MPA .Toutefois , la raideur importante de la conduite par

rapport au remblai combinée aux incertitudes de mesure ne permettait pas calculer le module du remblai avec précision avec un remblai avec une précision satisfaisante.

Toutefois, Pippard et Ashby (1936) ont exécuté dans des essais sur des arcs en voussoirs et ont observé que lors du décintrement, l'arc théoriquement di-encastré devient une structure isostatique à 3 rotules. Cela s'explique aisément par le calcul des appuis lors de leur mise en charge, qui provoque un abaissement de la voute. Pippard et Ashby avaient conclu de leurs expériences que de telles rotules toujours présentes, c'est à dire que l'état normal d'une maçonnerie incompressible est l'état statiquement déterminé. Il est toutefois vraisemblable que l'élasticité des pierres et le fluage des joints ont effet de fermer les fissures et rendre la structure plus hyperstatique.

On établit une nouvelle solution analytique explicite en déformation plane du même type que celle d'Einstein et Schwarts (1979) qui permet de calculer l'effet d'une pression uniforme appliquée à la surface d'un massif sur une conduite enterrée

Cette solution est utile pour calculer l'impact d'un remblai ou d'une fondation superficielle étendue sur une canalisation enterrée. On remarquera que contrairement aux solutions établies pour estimer les sollicitations dans les tunnels, le chargement est mis en place après la canalisation. Cette solution est comparée plus loin à des calculs par la méthode des éléments finis. On ne donne pas le détail des calculs de la solution.

Le remblaiement des tranchées se distingue du remblaiement en grande masse par les difficultés de compactage liées à la configuration des lieux et à la présence de la conduite (Arquié, 1988). Les différentes couches de remblai dans la tranchée remplissent des fonctions différents qui se traduisent dans les objectifs de densification et les qualités de matériaux.

Hacene Chaouche a étudié l'interaction sol-structure dans le cas des conduites métalliques enterrées dans un remblai dont le comportement est supposé tantôt linéaire élastique et tantôt non linéaire élasto-plastique en utilisant trois approches distinctes, en l'occurrence, empirique, analytique et une approche basée sur la MEF. Les résultats auxquels aboutit cette recherche est la puissance de la méthode des éléments finis par rapport aux autres méthodes empiriques et analytiques qui se rapproche plus du comportement réel de ce type de structure, et ce vis-à-vis de la distribution des pressions de contact pour les divers types de conduits, la construction séquentielle et la prise en compte du comportement linéaire et non linéaire du remblai [1]

Chapitre II : HISTORIQUE ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

En 1968 Brown, avec la collaboration de Green et Pawsey ont étudié le comportement d'une conduite circulaire flexible. En effet, ils ont mis en évidence, l'importance de la construction séquentielle, ainsi que les états des champs de contraintes et de déplacements dus au chargement du remblai, qui dépend de l'ordre et de la manière avec laquelle le corps sol-structure a atteint son état final.

CHAPITRE III
METHODE DE RESOLUTION

III.1 Introduction :

On se propose d'étudier l'influence de la variation de l'angle de pose du berceau sur les pressions des remblais et les moments d'ovalisation maximum ainsi que l'effet de l'introduction d'une épaisseur variable d'un matériau souple de décompression sur le moment d'ovalisation dans les trois cas de pose proposés (cas sur génératrice inférieure, pose sur berceau à 120° et 180°).

Pour réaliser les objectifs de ce travail on a eu recours à deux méthodes différentes à savoir :

- Méthode analytique prônée par le fascicule 70 qui est basée sur la méthode de Marston.
- Méthode numérique MEF (PLAXIS).

III.2 APPROCHE THEORIQUE SUR LE COMPORTEMENT STATIQUE DES STRUCTURES D'APPROCHES SECTION ANNULAIRES ENTERREES :

Fouille relativement étroite et profonde creusée dans le sol en place puis remblayée (égouts, drains). Le prisme de terre au-dessus de la conduite tendant à tasser plus que les terres latérales transmettent par frottement, sur les parois de la tranchée, une partie de son poids aux terres latérales. Il y'a allègement. Ce phénomène est communément connu sous la dénomination de « effet de voute ».

L'allègement est plus important dans le cas d'une conduite flexible que dans celui d'une conduite rigide du fait de la déflexion au niveau supérieur du diamètre vertical.

L'allègement est également plus grand avec une fondation compressible qu'avec une fondation rigide.

III.2.1 Théories :

Plusieurs théories ont été édifiées pour la détermination des charges du aux remblais sur les conduites enterrées telles que :

- La théorie d'Otto Stolzenburg.
- La théorie de Marston-Spangler.
- La théorie de M Wollmy.
- La théorie basée sur le calcul des silos.

- La méthode tchèque.
- La méthode russe.

Parmi toutes ces méthodes on ne va s'intéresser qu'à la théorie de Marston-Spangler qui est la plus utilisée jusqu'à nos jours.

III.2.1.1 La théorie de Marston Spangler :

III.2.1.1.1 Introduction :

La charge appliquée à une conduite par les remblais qui la recouvrent est estimée en fonction :

- Du type de conduite et de sa flexibilité.
- De la compressibilité du sol de fondation et de la nature des terrains latéraux.
- Des conditions d'installation de la conduite (en tranchée ou en remblai indéfini)
- De la hauteur de couverture et des caractéristiques du remblai et notamment de sa résistance au cisaillement, de sa densité et de sa compressibilité.

Ces multiples facteurs font de l'évaluation de la charge due aux terres, un problème complexe. L'importance de cette estimation pour la vie de l'ouvrage, nécessite une attention particulière. Quoique des études intéressantes aient été faites, ce problème n'est pas résolu globalement jusqu'à nos jours. Le cas des ouvrages sous remblai tels que les ouvrages sous autoroutes, est plus mal connu que celui des ouvrages en tranchées, qui intéresse principalement les conduites d'égouts. La théorie du professeur Marston paraît être celle qui donne les meilleurs renseignements qualitatifs et quantitatifs respectivement sur le comportement du système sol-structure et sur l'estimation des charges appliquées.

Etablie et vérifiée à partir d'un certain nombre d'essais, cette théorie est assez largement utilisée aux U.S.A et dans beaucoup de pays. Les développements qui suivent sont basés sur cette théorie.

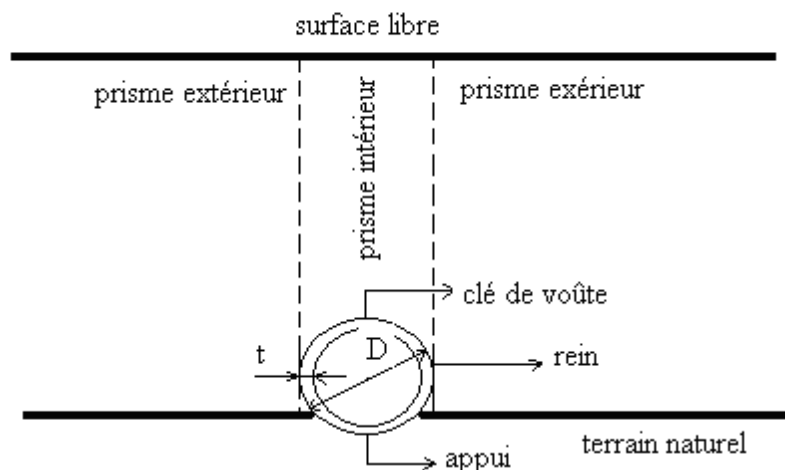


Figure III. 1. Nomenclature du solide sol-conduite d'après la théorie de Marston-Spangler

III.2.1.2 Théorie du professeur Marston :

III.2.1.2.1 Introduction :

En 1930, Marston a élaboré une théorie qui permet d'estimer les charges s'exerçant sur les conduites enterrées. Cette théorie est basée sur les principes de calcul des silos, avec l'hypothèse d'un remblai pulvérulent doté de deux plans de glissement verticaux encadrant la conduite. De l'existence d'un plan d'égal tassement à une hauteur H_t , il en résulte que pour des hauteurs de remblai supérieures à H_t , les forces de frottement n'agissent que sur la hauteur H_t . Les terres au-dessus de H_t ne jouent que le rôle d'une surcharge uniformément répartie. Nous donnons ci-dessous les formules théoriques auxquelles nous conduit la théorie pour les deux types d'installation, en l'occurrence en tranchée et en remblai.

III.2.1.3 Notations :

Les Figures III (1 ,2 et 3) montrent bien la nomenclature concernant les conduites enterrées :

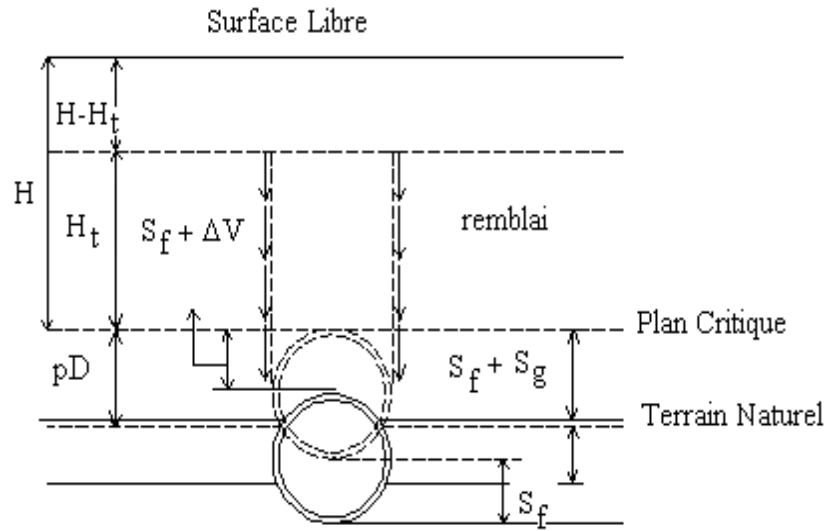


Figure III .2 Conduite rigide.

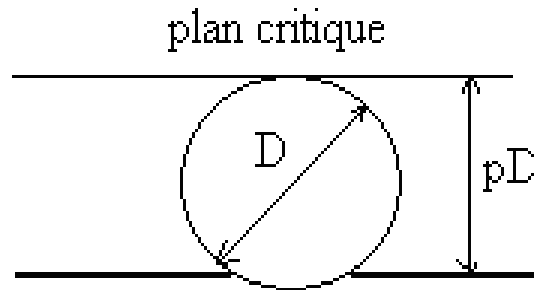


Figure III. 3 Plan critique et hauteur Pd

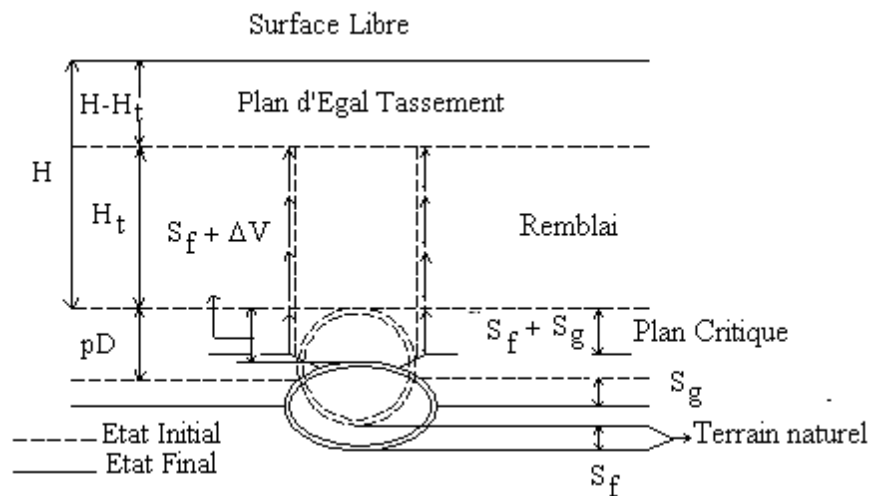


Figure III.4 Conduite flexible.

III.2.2 Formulation du problème :

III.2.2.1 Installation en remblai indéfini :

La théorie permet de déterminer la charge Q par la formule :

$$Q = K \cdot \gamma \cdot D \cdot H \quad (\text{III.1})$$

Dans laquelle **K** est le rapport entre la charge supportée par la conduite et le poids du prisme de terre à parois verticales qui la surmonte. Il convient de distinguer deux cas, suivant que la hauteur du remblai inférieure ou supérieure à la hauteur H_t du plan d'égal tassement.

- **a1 Cas ou $H < H_t$:**

$$K = \pm \frac{-1 + e \frac{\pm 2KU'H}{D}}{\frac{2KU'H}{D}} \quad (\text{III.2})$$

Le signe négatif correspond au cas peu fréquent ou il y a allègement.

Le signe positif correspond au cas courant ou il y a concentration de charges sur la structure.

- **a2 Cas ou $H > H_t$:**

Dans ce cas le calcul fait intervenir le coefficient r' dénommé « rapport tassement-flèche) qui est le rapport de la différence entre l'abaissement de la clé de voûte de l'ouvrage et l'abaissement des terres latérales et du plan horizontal passant par la clé (plan critique) et du tassement de la tranche de terre située entre le terrain sur lequel s'appuie l'ouvrage et le plan critique (tranche de terre de hauteur pD).

$$r' = 1 + \frac{S_g}{S_m} - \frac{S_f}{S_m} - \frac{d_c}{S_m} \quad (\text{III.3})$$

Où :

S_m : Tassement latérale du sol sur la hauteur pD .

S_g : Tassement latérale du sol au niveau du terrain naturel.

S_f : Tassement de la fondation sous l'ouvrage.

d_c : Déflexion de la conduite proprement dite dans l'axe vertical.

Si r' est positif, la clé de voûte de la conduite s'abaisse moins que les terres latérales situées au même niveau.

La hauteur du plan d'égal tassement H_t est donnée par l'équation :

$$e^{\frac{2K1He}{De}} + 2K1\frac{He}{D} = 1 + 2K1pr' \quad (III.4)$$

Et **K** par :

$$K_{remb} = e^{\frac{2K1He}{De}} \frac{1}{\frac{H}{He}} \left[\frac{-1+e^{\frac{2K1He2}{D}}}{2K1} - \frac{Ht}{De} e^{\frac{2K1He}{De}} \right] \quad (III.5)$$

Si r' est négatif, la clé de la conduite s'abaisse plus que les terres latérales situées au même niveau.

La hauteur du plan d'égal tassement H_t est alors donnée par l'équation :

$$e^{\frac{2KU'Ht}{D}} + 2KU'\frac{Ht}{D} = 1 - 2KU'Pr' \quad (III.6)$$

Puis **K** par :

$$e^{\frac{2K1Ht}{De}} \frac{1}{\frac{H}{D}} \left[\frac{1-e^{\frac{2K1Ht}{D}}}{2KU'} - \frac{Ht}{D} e^{\frac{2KU'Ht}{De}} \right] \quad (III.7)$$

Pour H augmentant indéfiniment K tend vers la valeur :

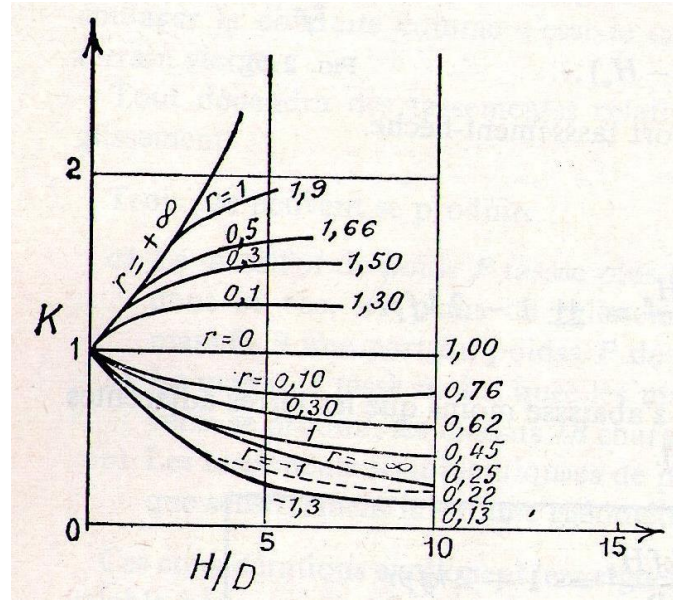
$$K = e^{\frac{\pm 2KU'Ht}{D}} \quad (III.8)$$

H_t est généralement inférieure à $2D$ si $K < 1$ et H_t est inférieure à $3D$ si $K > 1$.

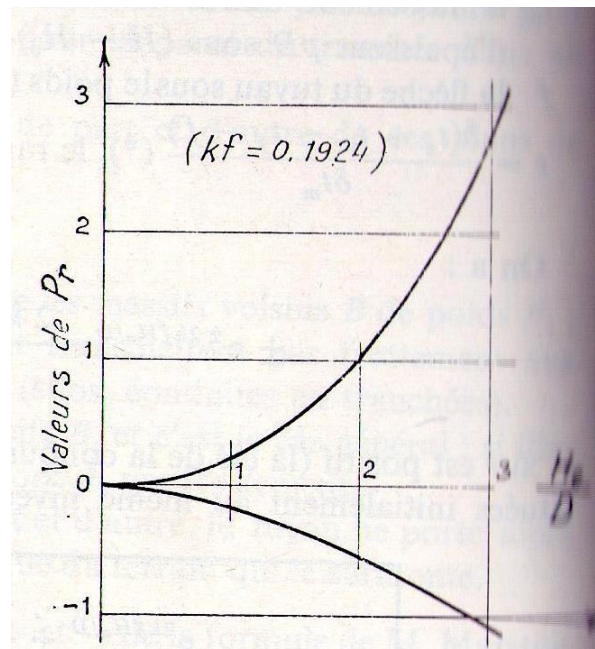
Dans tous les cas de figure ($r' > 0$ et $r' < 0$) le groupe des deux équations permet {partir des données ($k, u', p,$ et r') de calculer H_t et K , c'est-à-dire la charge répartie sur la conduite. Les formules précédentes ont été déterminées pour diverses valeurs de pr' , dans le cas où $ku' = 0.1924$. Cette valeur correspond au maximum de la fonction :

$$\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{4}\right) \quad (III.9)$$

Lorsque φ varie de 0 à $\frac{\pi}{2}$, la faible influence des variations de φ sur la valeur de Q permet d'utiliser pratiquement cet abaque dans les cas courants.



Courbe III.1



Courbe III.2

Evaluation de r' :

L'évaluation de r' est délicate. A défaut de calculs de tassement et de déflexion, difficile et non indispensable en général, elle est faite empiriquement compte tenu des conditions locales rencontrées.

Selon Spangler les valeurs suivantes basées sur des observations et sur des essais pourraient être adoptées dans les cas suivants :

- Aqueduc flexible avec remblais latéraux insuffisamment compactés : $r' = -0.4$ à 0
- Aqueduc flexible avec remblais latéraux bien compactés : $r' = -0.2$ à 0.8
- Aqueduc rigide sur rocher ou fondation incompressible : $r' = +1$.
- Aqueduc rigide sur fondation moyenne : $r' = 0.5$ à 0.8
- Aqueduc rigide sur fondation compressible : $r' = 0$ à 0.5

Les valeurs les plus courantes pour r' seraient :

- Aqueducs rigides $r' = +0.7$
- Aqueducs flexibles $r' = 0$

III.2.2.1.1 Théorie de Marston-Spangler :

Marston a évalué H_t , en égalisant les tassements dans le prisme intérieur et le prisme extérieur au niveau du plan d'égal tassement dus au poids des terres au-dessus de ce plan.

Plus tard Spangler a modifié cette approche quasi-élastique en égalisant les tassements au niveau du P.E.T, dus au poids du sol sur toute la hauteur de couverture H au-dessus de la conduite. Cependant, les charges calculées par les deux méthodes sont satisfaisantes. En outre, Spangler] a aussi donné les pressions horizontales dépendantes du module de la résistance passive du sol constituant le remblai donné par l'expression :

$$E' = \frac{D \cdot \sigma_h}{\Delta H} \quad (\text{III.10})$$

σ_h : Pression au niveau du rein de la structure.

ΔH : La variation du déplacement au niveau du diamètre horizontal.

D : Diamètre de la conduite.

▪ **Hypothèses de la théorie de Marston-Spangler :**

La théorie de Marston-Spangler considère les hypothèses suivantes :

1. La mobilisation totale de la résistance du sol au cisaillement.
2. La mobilisation du cisaillement est proportionnelle à ku' , qui est supposé constant.
3. La largeur fictive du prisme égale au diamètre de la conduite.

4. La charge totale sur le plan critique de largeur 3D est égale aux poids des trois prismes
5. Le module d'élasticité du remblai dans la détermination de H_t , reste constant le long de la largeur et la hauteur du prisme.
6. La charge totale verticale agissant sur le sommet de la conduite est distribuée uniformément sur toute la largeur D de la conduite.
7. La pression latérale horizontale sur la conduite est distribuée paraboliquement. La pression maximum se produit au niveau du diamètre horizontal. Elle est égale au produit du module de résistance passive du remblai par 0.5 fois sa déflexion horizontale.
8. La réaction verticale uniformément distribuée sur la largeur d'appui dont la résultante est égale à la charge Q .

III.2.3 Synthèse pratique :

Or, d'après le traité de béton armé N°8 de A.Guerrin et G.Daniel une méthode synthétique et pratique a été proposée qui tient compte des expériences et des avantages des théories citées plus haut, permettant de déterminer la charge verticale à laquelle est soumise une conduite enterrée par la relation suivante :

$$Q = K \cdot \delta' \cdot K_f \cdot K_D \cdot \delta \cdot D \cdot H \quad (\text{III.11})$$

On considère trois types de tuyaux :

- ❖ Les tuyaux flexibles où :

$$e/D_i \leq 1/12$$

- ❖ Les tuyaux normaux où :

$$1/12 \leq e/D_i \leq 1/10$$

- ❖ Les tuyaux rigides où :

$$\frac{e}{D_i} > 1/10$$

III.2.3.1 Pour les conduites en fouille remblayée :

$K:K = f\left(\frac{H}{B}\right)$ tel que :

Pour les sables :

$$K = 1 - 0.49 \left(\frac{H}{B}\right) + 0.12 \left(\frac{H}{B}\right)^2 - 0.01 \left(\frac{H}{B}\right)^3 \quad (\text{III.12})$$

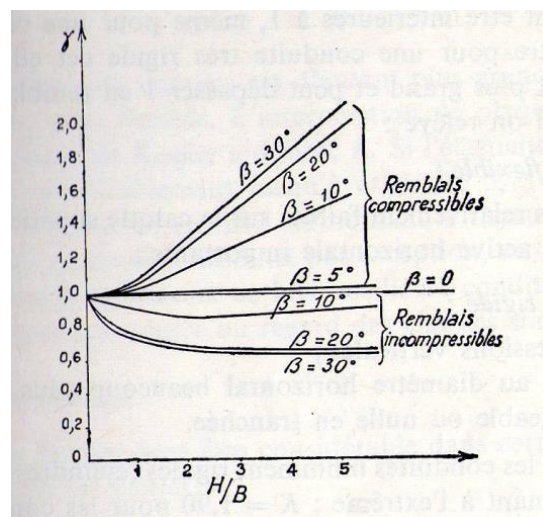
- Pour $H/B = 0$; $K=1$
- Pour $H/B = 1$; $K=0.6$
- Pour $H/B = 4$; $K=0.325$

Pour les argiles :

$$K = 1 - 0.153 \left(\frac{H}{B}\right) + 0.0011 \left(\frac{H}{B}\right)^2 - 0.0019 \left(\frac{H}{B}\right)^3 \quad (\text{III.13})$$

- Pour $H/B = 1$; $K = 0.850$
- Pour $H/B = 3$; $K = 0.715$
- Pour $H/B = 5$; $K = 0.500$

δ' : est donnée par la courbe 8 en fonction de la nature du remblai, du rapport H/B et de β l'inclinaison des s de la fouille.



Courbe 3

K_f : coefficient de flexibilité il prend les valeurs suivantes :

- Tuyaux flexibles 0.90
- Tuyaux normaux 1.00
- Tuyaux rigides 1.10

K_D : coefficient de damage du remblai

- Tuyaux flexibles 1.30
- Tuyaux normaux 1.15
- Tuyaux rigides 1.00

Pour les conduites en remblai indéfini

$K = 1.50$ uniformément

γ' : n'est pas à considérer ici

Pour K_f : nous proposons

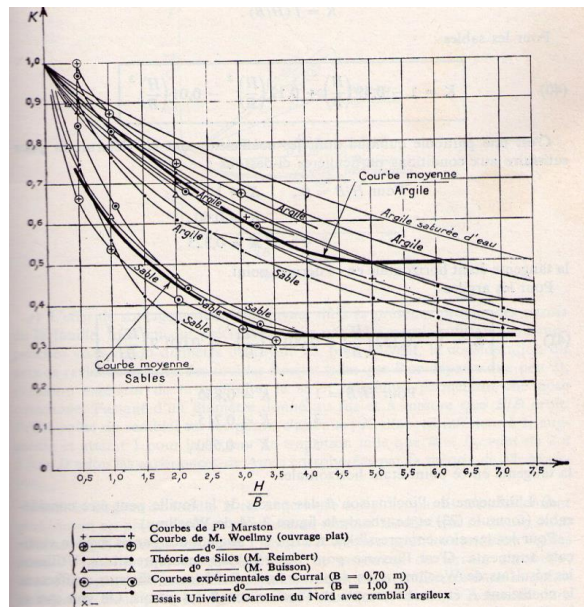
- Tuyaux flexibles 0.85
- Tuyaux normaux 1.00
- Tuyaux rigides 1.20

Pour K_D même valeurs que pour les conduites en tranchée

III.2.3.2 Conduites en remblai indéfini :

La répartition est uniforme sur tous les diamètres (verticaux et horizontaux)

La courbe 9 regroupe toutes les valeurs de K déterminés théoriquement et expérimentalement.



Courbe 4

Résultats pratiques

Il est facile de déterminer une fois pour toutes les charges subies par une conduite de diamètre variable à différentes profondeurs. On envisage :

D_i : variant de 0.20 m à 1.20 m

H : de 0.20 à 3 m

γ : 1850 kg/ m³ terres sableuses

2000 kg/ m³ terres argileuses

$K_f = 1.00$ pour les tuyaux normaux tel que $e = DI / 10$

$K_d = 1.10$

$K=1.50$ pour les tuyaux en remblai indéfini

Une majoration de 5% pour tenir de la concentration en tranchée ou en appliquant les relations (17) et (18) selon la nature du remblai.

La largeur de la tranchée B dépend du diamètre intérieur D_i avec un minimum de 0.50 m pour permettre la pose du tuyau et surtout l'exécution des joints dans des conditions de commodité suffisantes.

Mais il existe différentes formules permettant d'évaluer la largeur B optimale :

Telle que :

$$\text{(Formule de M. Dubosch)} \quad B = 1.40D_i + 0.16 \text{ m} \quad \text{(III.14)}$$

C'est la largeur au niveau du rein ou du diamètre horizontal mais on peut admettre que c'est celle au niveau de la génératrice supérieure. Pour les tuyaux de petit diamètre. On adopte généralement un minimum : $B= 50$ à 60 cm.

III.2.4 Modélisation du comportement du tuyau selon le Fascicule 70

III.2.4.1 Modèle de calcul :

Tout comme dans la version de 1992 du Fascicule 70, le modèle de calcul adopté dans le Fascicule 70 - 2003 est celui proposé par Marcel GERBAULT

Ce modèle considère le comportement du tuyau comme étant celui d'une coque cylindrique de longueur infinie placée dans un sol constituant un milieu élastique.

Le comportement de cette coque est étudié à court et à long terme, ce qui nécessite la connaissance des paramètres mécaniques correspondants.

La coque présente un comportement élastique linéaire. Son calcul se ramène {celui d'un anneau équivalent de longueur 1 m et dont la rigidité, pour un matériau homogène, s'exprime :

$$Et.I = \frac{Et.e^3}{12(1-\nu t^2)} \quad \text{(III.15)}$$

- ET : module d'élasticité du matériau constituant le tuyau. Ce module est pris en compte à court ou à long terme (cas des matériaux susceptibles de fluer sous les charges de longue durée) (kN/m^2)
- e : épaisseur minimale de la conduite (m)
- νt : coefficient de Poisson du matériau constituant la canalisation. Ce coefficient permet de prendre en compte l'effet « coque » dans le tuyau

III.2.4.2 Paramètres de calcul liés au tuyau :

Ces paramètres concernent les caractéristiques géométriques de la conduite, ainsi que les caractéristiques mécaniques de son matériau constitutif.

Pour le tuyau :

- son diamètre nominal DN ;
- son diamètre intérieur D_i ou extérieur D_e (m) ;
- son épaisseur minimale e (m).

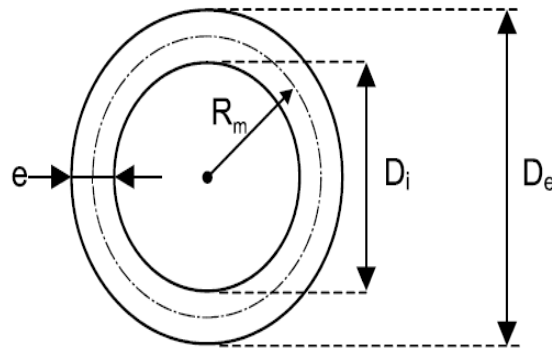


Figure III. 5 Définition des caractéristiques géométriques du tuyau

Dépendant du matériau constitutif du tuyau :

- ❖ Son module d'élasticité instantané E_{Ti} et différé E_{Tv} (kN/m^2) ;
- ❖ Son coefficient de Poisson ν_T ;
- ❖ La déformation e_0 avant application des charges (mm), généralement fonction du diamètre nominal.

On définit alors la rigidité annulaire spécifique :

$$ras_i = \frac{I.E_t}{D_m^3} \quad (\text{III.16})$$

- E_T : module d'Young du matériau constitutif de la canalisation (kN/m^2)
- D_m : diamètre moyen de la canalisation (m)

$$Dm = \frac{De+Di}{2} \quad (\text{III.17})$$

- I : inertie de la section de canalisation (m^4/m)

$$I = \frac{e^3}{12(1-\nu_t^2)} \quad (\text{III.18})$$

III.2.4.3 Les paramètres de calcul concernant l'enrobage du tuyau :

- Le coefficient de Poisson ν_s du sol d'enrobage est généralement pris égal à 0,3 quel que soit le type de sol.
- Le coefficient de pression horizontale k_2 est, en un point donné, égal au rapport des contraintes normales agissant respectivement sur un plan vertical et sur un plan horizontal au point considéré.

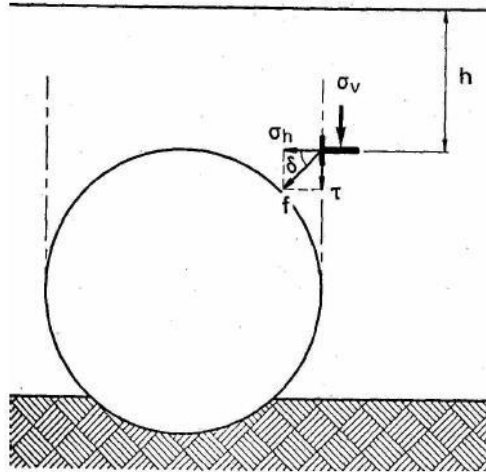


Figure III.6 : Définition du coefficient k_2 de pression horizontale

- L'angle d'appui conventionnel 2α : correspond à l'arc d'application des réactions d'appui supposées verticales et uniformément réparties

Niveau de mise en oeuvre	Non contrôlé		Compacté contrôlé non validé		Objectifs de densification recommandés			
					Compacté contrôlé et validé q_5		Compacté contrôlé et validé q_4	
Groupe de sol	k_2	2α (°)	k_2	2α (°)	k_2	2α (°)	k_2	2α (°)
G1	0,15	60	0,35	90	0,50	110	0,60	120
G2	0,15	60	0,35	90	0,50	110	0,60	120
G3	0	60	0,15	90	0,35	110	0,50	120
G4	0	60	0	60	0,15	110	0,25	120
G5	Matériaux inutilisables en enrobage							

Tableau III .1 : Valeurs de k_2 et 2α suivant le groupe de sol et le mode de mise en place

Remarque :

Ces paramètres k_2 et 2α sont définis en fonction de la nature du sol constitutif de la zone d'enrobage et de sa mise en place.

- Le module de sol conventionnel E_c de la zone d'enrobage caractérise la résistance du sol à la déformation sous l'influence de la déformation de la canalisation. Il est obtenu en considérant que la pression radiale (p) est proportionnelle au déplacement radial (v) de la paroi, par le module de réaction k_s du sol.

On a donc :

$$K_s = \frac{E_s}{Rm(1-\nu^2)} \quad \text{D'où} \quad E_s = \frac{P.R}{\nu} (1 - \nu^2) \quad \text{(III.19)}$$

Or, la déformation étant essentiellement dévia torique, ce module ne peut être déduit d'un essai à l'œdomètre ou d'un essai à la plaque, mais éventuellement d'un essai effectué au pressiomètre.

Le Fascicule 70 propose des valeurs de module en fonction du sol constitutif de cette zone et de ses modalités de mise en œuvre.

Niveau de mise en oeuvre	Non Contrôlé	Compacté contrôlé non validé	Objectifs de densification recommandés	
			Compacté contrôlé et validé q_5	Compacté contrôlé et validé q_4
Groupe de sol	Module (MPa)	Module (MPa)	Module (MPa)	Module (MPa)
G1	0,7	2	5	10
G2	0,6	1,2	3	7
G3	0,5	1	2,5	4,5
G4	< 0,3	0,6	1,5	3
G5	-	-	-	2

Tableau III .2 : Valeurs conventionnelles des modules de sol (cf. Fascicule 70)

III.2.4.4 Calcul du critère de rigidité RIG :

En l'enfoncement de la canalisation dans le terrain naturel

$$U_{adj} = \frac{q \cdot D_e \cdot \gamma_s \cdot H}{E_s / (1 - \nu_s^2)} \quad (III.20)$$

$$Ov = \frac{K_\alpha \cdot D_e \cdot \gamma_s \cdot H}{8 \cdot ras_i} \quad (III.21)$$

La séparatrice rigide-flexible s'écrit alors :

$$\frac{U_{adj}}{Ov} = 1 \text{ soit: } 8 \cdot ras_i \frac{(1 - \nu_s^2)}{E_s} - \frac{K_\alpha}{q} = 0 \quad (III.22)$$

Donc :

$$RIG = 8 \cdot ras_i \frac{(1 - \nu_s^2)}{E_s} - \frac{K_\alpha}{q} \quad (III.23)$$

Or, le rapport $\frac{K_\alpha}{q}$ varie peu lorsque l'angle d'appui 2α varie.

Par simplification, on le prendra égal à 0,1.

Soit :

$$RIG = 8 \cdot ras_i \frac{(1 - \nu_s^2)}{E_s} - 0.1 \quad (III.24)$$

III.2.5 Calcul des actions et sollicitations dans les différents cas de pose :

III.2.5.1 Cas de la pose sur berceau (notre cas) :

Ces types de pose sont mis en œuvre dans les projets pour lesquels une canalisation en béton de série courante posée classiquement ne convient pas.

Une solution consiste à s'orienter vers des techniques de pose particulières telles que la pose sous voûte ou sur berceau

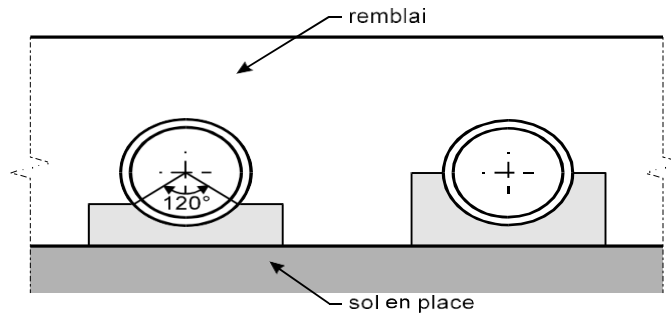


Figure III.7 : Pose sur berceau.

Principales hypothèses :

- ❖ Le poids propre de la canalisation et de l'effluent est négligé ;
- ❖ Le contact béton du berceau
- ❖ Tuyau se fait sans frottement : les réactions d'appui sont donc radiales ;
- ❖ Les dimensions des berceaux est prédéfinie comme suit :

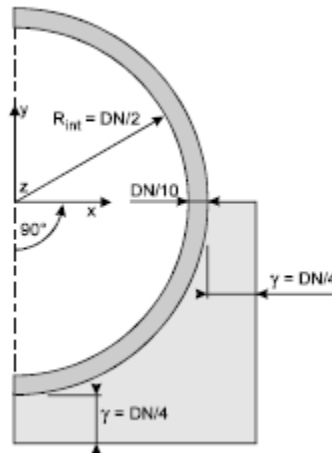


Figure III.8 : Dimensions du berceau à 180°

Le chargement appliqué est du type suivant :

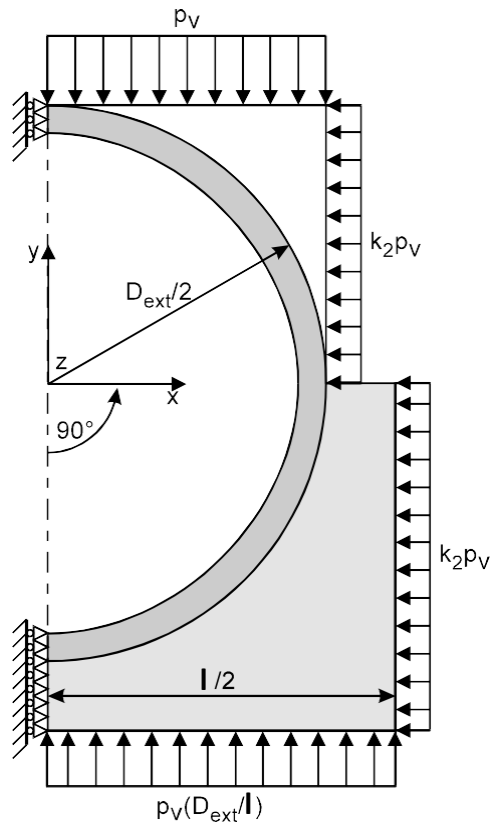


Figure III.9 : Chargement sur une canalisation posée dans un berceau à 180°

Une étude par éléments finis permet de déterminer un chargement équivalent sur le tuyau seul, dans les différents cas de pose concernés (berceau à 120°, berceau à 180°).

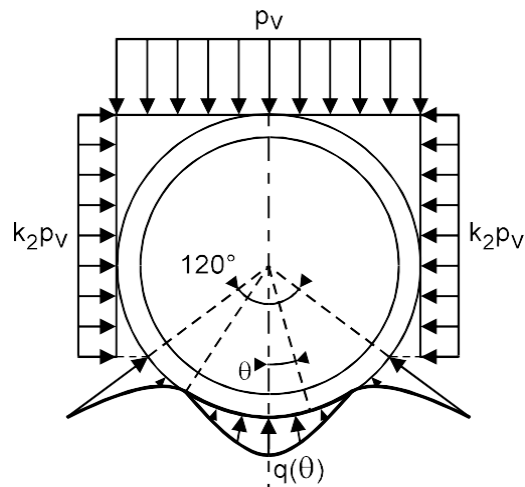


Figure III.10.a : Cas de la pose sur berceau à 120°

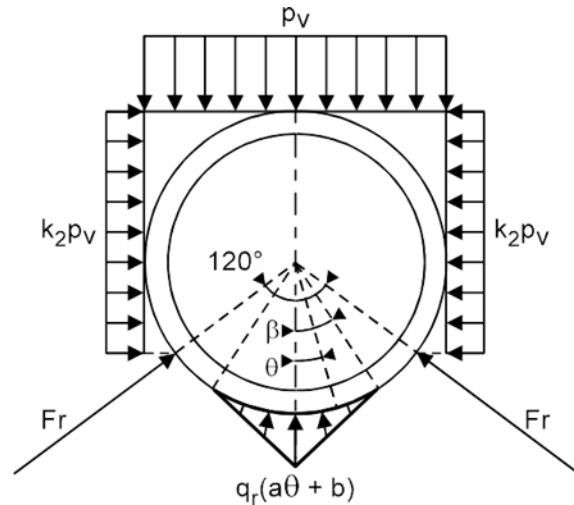


Figure III.10.b : Cas de la pose sur berceau à 180°

Le calcul du moment d'ovalisation généré par ces cas de chargement est basé sur les équations de BRESSE, après avoir décomposé le chargement en cas de charges élémentaires (voir annexe 10).

Les expressions finales des moments dans les berceaux ou voûtes sont les suivantes :

- Pour le berceau à 120° : $M_{sb120} = p_v \cdot R_e^2 \cdot (0.544 - 0.645 \cdot K_2)$ (III.25)

- Pour le berceau à 180° : $M_{sb180} = p_v \cdot R_e^2 \cdot (0.462 - 0.593 \cdot K_2)$ (III.26)

Avec :

- R_e : rayon extérieur de la canalisation (m).
- p_v : pression verticale s'exerçant sur la génératrice supérieure de la canalisation (kN/m²).
- K_2 : coefficient de pression horizontale.

III.2.5.1.1 Calcul du coefficient de concentration C_{remb} (cas de la pose des canalisations rigides) :

✓ Cas où le plan d'égal tassement est réel ($H > H_e$) :

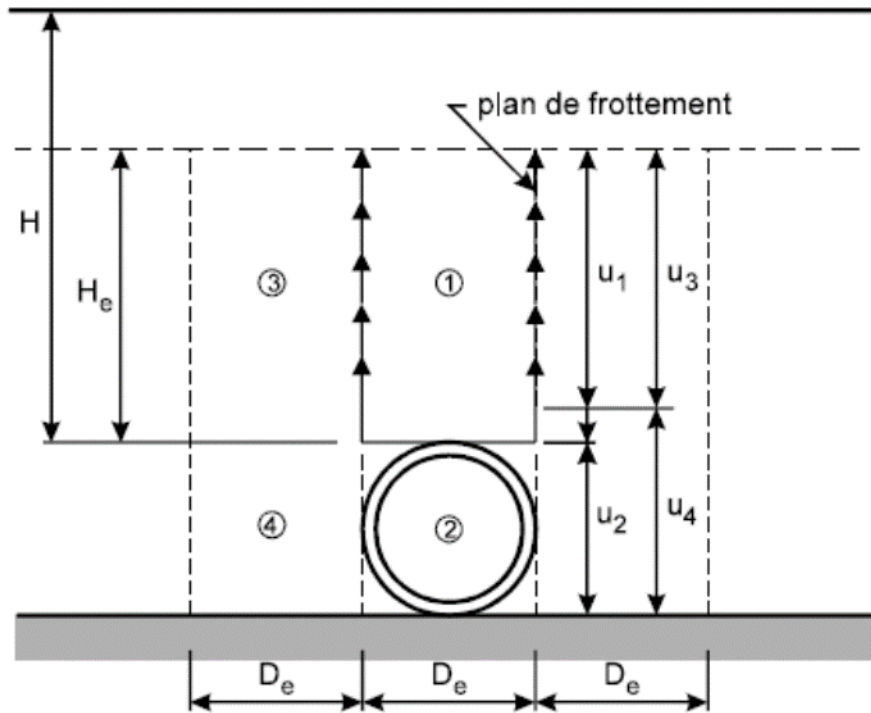


Figure III.11 : Cas où le plan d'égal tassement est réel ($H > H_e$)

- ✚ σ_x : pression au niveau x.
- ✚ $\sigma_x + d\sigma_x$: pression au niveau $x + dx$.
- ✚ $\gamma_s D_e dx$: poids de la tranche de sol concernée.
- ✚ $K_1 \sigma_x dx$: effort de frottement de l'élément sur le plan de cisaillement.

On considère que la charge due au remblai situé au-dessus du plan d'égal tassement n'intervient que par son poids propre.

Soit :

$$\sigma_x(x) = -\frac{\gamma_s D_e}{2K_1} + \gamma_s \left(H - H_e + \frac{D_e}{2K_1} \right) \cdot e^{\frac{2K_1 x}{D_e}} \quad (\text{III.27})$$

La pression s'exerçant sur la génératrice supérieure du tuyau s'exprime :

$$p_r = \sigma_x(H_e)$$

$$p_r = -\frac{\gamma_s D_e}{2K_1} + \gamma_s \left(H - H_e + \frac{D_e}{2K_1} \right) \cdot e^{\frac{2K_1 H_e}{D_e}}$$

$$= \gamma_s \cdot H \left[-\frac{D_e}{2K_1 \cdot H} + \left(1 - \frac{H_e}{H} + \frac{D_e}{2K_1 \cdot H} \right) \cdot e^{\frac{2K_1 H_e}{D_e}} \right] \quad (\text{III.28})$$

$$= C_{rembreel} \cdot \gamma_s \cdot H \quad (\text{III.29})$$

Lorsque le plan d'égal tassement est réel, le coefficient de concentration pour une pose en remblai ou en tranchée large s'exprime :

$$C_{rembreel} = \frac{D_e}{2K_1 \cdot H} \left[e^{\frac{2K_1 H_e}{D_e}} - 1 \right] + \left[1 + \frac{H_e}{H} \right] \cdot e^{\frac{2K_1 H_e}{D_e}} \quad (\text{III.30})$$

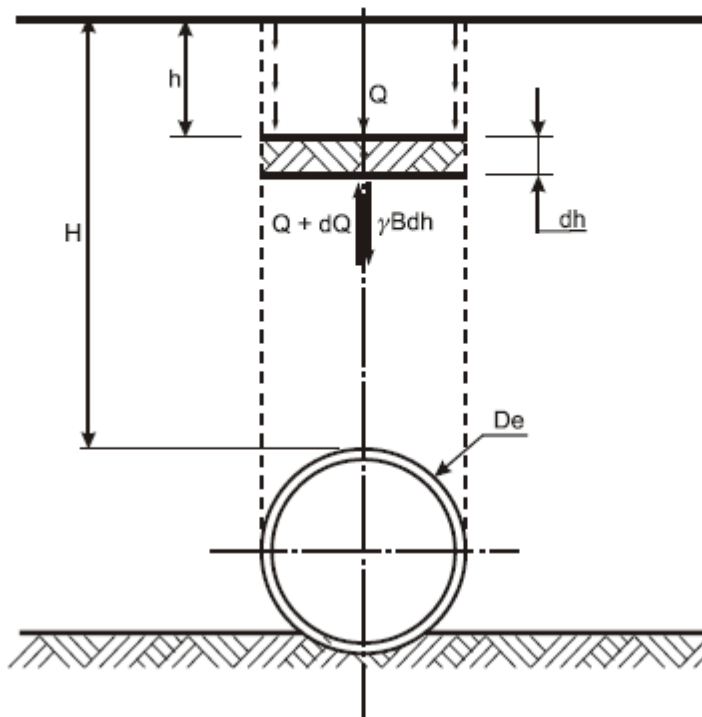


Figure III.12 : Cas où le plan d'égal tassement est virtuel ($H \leq H_e$)

La pression s'exerçant sur la génératrice supérieure du tuyau s'exprime :

$$p_r = \sigma_x(H_e)$$

$$p_r = -\frac{\gamma_s D_e}{2K_1} + \gamma_s \left(\frac{D_e}{2K_1} \right) \cdot e^{\frac{2K_1 H_e}{D_e}} \quad (\text{III.31})$$

$$\begin{aligned}
 &= \gamma_s \cdot H \left[-\frac{D_e}{2 \cdot K_1 \cdot H} + \frac{D_e}{2 \cdot K_1 \cdot H} \cdot e^{\frac{2K_1 H}{D_e}} \right] \\
 &= C_{remb\ virtuel} \cdot \gamma_s \cdot H \quad (III.32)
 \end{aligned}$$

$$C_{remb\ virtuel} = \frac{D_e}{2 \cdot K_1 \cdot H} \left[e^{\frac{2K_1 H}{D_e}} - 1 \right] \quad (III.33)$$

▪ Calcul de la hauteur du plan d'égal tassement :

En considérant que l'enfoncement du tuyau dans le terrain naturel est égal au tassement du terrain naturel, le calcul de la hauteur du plan d'égal tassement revient à résoudre l'équation :

$$u_1 + u_2 = u_3 + u_4 \quad (III.34)$$

On a :

$$\frac{du_1}{dh} = \frac{\sigma_1}{E} \quad (III.35)$$

Or

$$\sigma_1(x) = -\frac{\gamma_s D_e}{2K_1} + \gamma_s \left(H - H_e + \frac{D_e}{2K_1} \right) \cdot e^{\frac{2K_1 x}{D_e}} \quad (III.36)$$

$$u_1 = \int_0^{H_e} -\frac{\gamma_s D_e}{2K_1} + \gamma_s \left(H - H_e + \frac{D_e}{2K_1} \right) \cdot e^{\frac{2K_1 x}{D_e}}$$

Calcul du tassement u1 dans le prisme intérieur situé au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation :

Après intégration :

$$u_1 = \frac{\gamma_s D_e^2}{2K_1 E_s} \left[\left(\frac{H}{D_e} - \frac{H_e}{D_e} + \frac{1}{2K_1} \right) \cdot e^{\frac{2K_1 H_e}{D_e}} - \frac{H}{D_e} - \frac{1}{2K_1} \right] \quad (III.37)$$

Calcul de l'ovalisation verticale u2 de la canalisation. D'après le Fascicule 70, l'expression de l'ovalisation est la suivante :

$$u_2 = p_r \cdot \frac{k_{\alpha}}{8 \cdot r_{asi}} \cdot D_e \quad (III.38)$$

Or :

$$\begin{aligned}
 p_r \cdot D_e &= \gamma_s \cdot H \cdot D_e \cdot \left[-\frac{D_e}{2k_1 \cdot H} + \frac{D_e}{2k_1 \cdot H} \cdot e^{\frac{2k_1 H}{D_e}} \right] \\
 &= \gamma_s \cdot D_e^2 \left(\frac{1}{2k_1} \cdot \left(e^{\frac{2k_1 H_e}{D_e}} - 1 \right) + \left(\frac{H}{D_e} - \frac{H_e}{D_e} \right) \cdot e^{\frac{2k_1 H_e}{D_e}} \right) \quad (III.39)
 \end{aligned}$$

Soit :

$$u_2 = \gamma_s \cdot D_e^2 \left(\frac{1}{2k_1} \cdot \left(e^{\frac{2k_1 H_e}{D_e}} - 1 \right) + \left(\frac{H}{D_e} - \frac{H_e}{D_e} \right) \cdot e^{\frac{2k_1 H_e}{D_e}} \right) \cdot \frac{k_\alpha}{8 \cdot r_{as_i}} \quad (III.38)$$

k_α : coef. d'ovalisation.

$$k_\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\frac{\alpha}{2} \cdot \sin \alpha + \frac{3}{4} \cdot \cos \alpha + \frac{\alpha}{4 \cdot \sin \alpha} + \frac{3\pi}{8} - \frac{\cos^2 \alpha}{3} - \frac{\pi}{2} \cdot \sin \alpha \right] \quad (III.39)$$

Calcul du tassement u_3 dans le prisme extérieur adjacent à celui situé au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation :

On a :

$$u_3 = \frac{1}{D_e \cdot E_s} \int_0^{H_e} \left[\frac{3}{2} \cdot \gamma_s \cdot D_e \cdot (H + x - H_e) - \frac{1}{2} \gamma_s \cdot D_e^2 \left(\frac{e^{\frac{2k_1 x}{D_e}} - 1}{2k_1} \right) - \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot D_e^2 \left(\frac{H}{D_e} - \frac{H_e}{D_e} \right) e^{\frac{2k_1 x}{D_e}} \right] dx$$

Après intégration :

$$u_3 = \frac{3\gamma_s}{2E_s} \left(H \cdot H_e - \frac{H_e^2}{2} \right) + \frac{\gamma_s \cdot D_e \cdot H_e}{4 \cdot k_1 \cdot E_s} - \frac{\gamma_s \cdot D_e^2}{2E_s} \cdot \left[\left(\frac{H}{D_e} - \frac{H_e}{D_e} \right) + \frac{1}{2k_1} \right] \left[\frac{e^{\frac{2k_1 H_e}{D_e}} - 1}{2k_1} \right] \quad (III.40)$$

Calcul du tassement u_4 dans le prisme extérieur adjacent à la canalisation :

$$u_4 = \frac{\gamma_s \cdot H \cdot D_e - \frac{F \cdot q \cdot D_e}{2}}{D_e \cdot E_s} \quad (III.41)$$

$\frac{F}{2}$ Étant l'effort de frottement tel que :

$$F = \gamma_s \cdot D_e^2 \cdot \left(\frac{-1 + e^{\frac{2k_1 H_e}{D_e}}}{2k_1} \right) + \gamma_s \cdot D_e^2 \left(\frac{H}{D_e} - \frac{H_e}{D_e} \right) e^{\frac{2k_1 H_e}{D_e}} - \gamma_s \cdot H \cdot D_e \quad (III.42)$$

Soit :

$$u_4 = \frac{3 \cdot q \cdot \gamma_s \cdot H \cdot D_e}{2 \cdot E_s} - \frac{q \cdot \gamma_s \cdot H \cdot D_e^2}{2 \cdot E_s} \left(\frac{-1 + e^{\frac{2k_1 H_e}{D_e}}}{2K_1} \right) - \frac{q \cdot \gamma_s \cdot H \cdot D_e^2}{2 \cdot E_s} \cdot \left(\frac{H}{D_e} - \frac{H_e}{D_e} \right) e^{\frac{2k_1 H_e}{D_e}} \quad (\text{III.43})$$

III.2.5.2 Cas de la pose en dépression avec interposition de matériau souple :

Ce type de pose permet de réduire la charge due au remblai sur les canalisations posées sous une hauteur de couverture importante, en interposant un matériau « souple » (polystyrène expansé par exemple) entre la canalisation et le remblai.

Dans la plupart des cas, les canalisations posées sous de grandes hauteurs de remblai sont posées en remblai indéfini. Pour ce type de pose, la théorie de MARSTON admet que les plans de cisaillement sont situés conformément à la figure suivante.

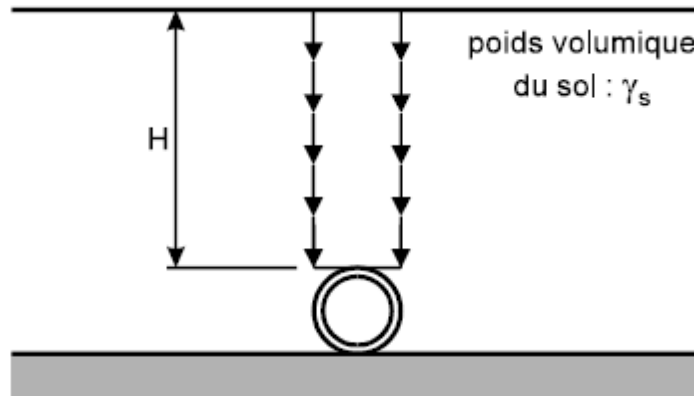


Figure III.13 : pose en remblai indéfini

Le principe de la pose avec interposition d'un matériau « souple » est de réduire la pression pr due au remblai sur la canalisation, en inversant le sens des forces de frottement le long des plans de cisaillement.

À cette fin, la méthode proposée consiste à augmenter artificiellement les tassements dans le prisme de sol situé au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation.

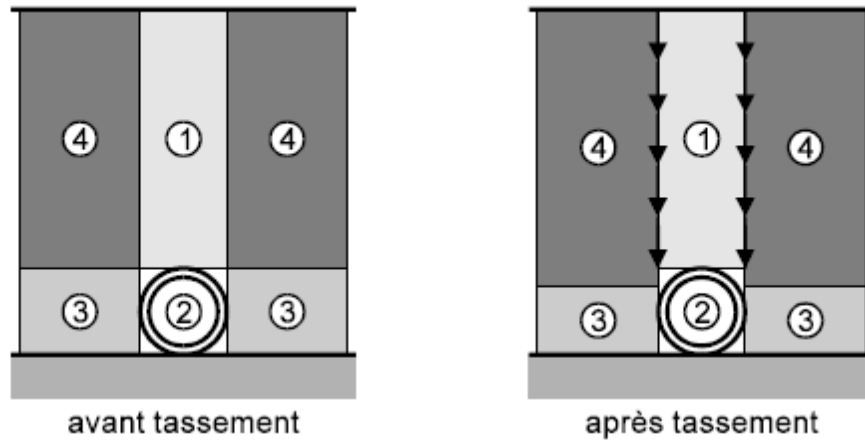


Figure III.14 : Pose en remblai indéfini

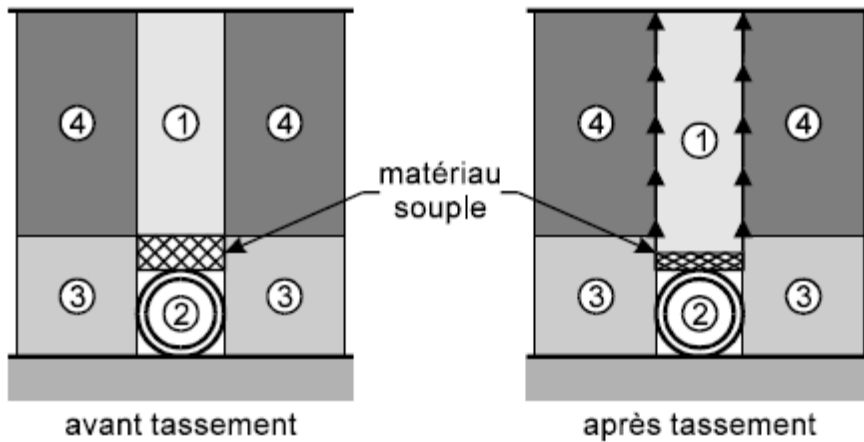


Figure III.15 : Pose avec interposition de matériau souple

En effet, pour la pose en remblai indéfini, la canalisation (zone 2) est plus rigide que les prismes de terre adjacents (zone 3). Les tassements dans la zone 3 sont alors plus importants que l'ovalisation de la canalisation.

Les prismes de sol 4 sont ainsi entraînés vers le bas, créant sur le prisme 1 des forces de frottement dirigées vers le bas, qui augmentent la pression due au remblai sur la canalisation.

Son expression prend alors la forme suivante :

$$p_r = C_i \cdot \gamma_s \cdot H \quad (\text{III.44})$$

Avec :

C_i : le coefficient de MARSTON pour la pose avec interposition d'un matériau souple et : $C_i < C$,
 C étant le coefficient de concentration dans le cas d'une pose classique.

III.2.5.3 Détermination du coefficient de concentration :
– cas d'une pose en dépression avec interposition de matériau :

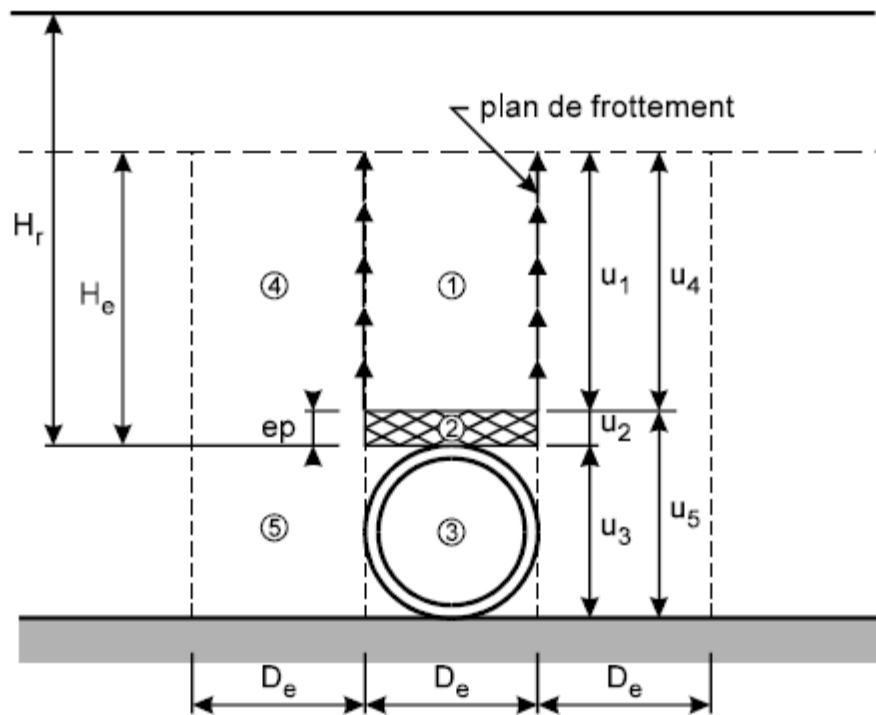


Figure III.16. Cas d'une pose en dépression avec interposition de matériau

H_e est déterminée en écrivant que la somme des tassements dans le prisme intérieur ($u_1 + u_2 + u_3$) est égale à la somme des tassements dans les prismes extérieurs ($u_4 + u_5$), c'est-à-dire en résolvant l'équation : $u_1 + u_2 + u_3 - u_4 - u_5 = 0$

Le calcul de l'épaisseur minimale de matelas souple à mettre en œuvre et le calcul de la hauteur H_e correspondante étant effectués, la pression due au remblai sur la canalisation s'exprime sous la forme :

$$P_r = \max (C_i \gamma_s H_r; \gamma_s \cdot (H_r e_p) + \gamma_m \cdot e_p) \quad (\text{III.45})$$

En effet, il est possible que C_i soit inférieur à 1, ce qui conduit à dimensionner la canalisation pour une charge inférieure au poids du prisme situé au-dessus de la canalisation $(\gamma_s \cdot (H_r e_p) + \gamma_m \cdot e_p)$. Or, l'influence favorable des frottements a tendance à décroître au cours du temps, la charge minimale à terme devenant proche du poids du prisme situé au-dessus de la canalisation $(\gamma_s \cdot (H_r e_p) + \gamma_m \cdot e_p)$.

Calcul de C_i

Soit :

$$P_r = \gamma_s \left[\left(H_r - H_e - \frac{D_e}{2K_1} \right) \cdot e^{\frac{-2k_1(H_e - e_p)}{D_e}} + \frac{D_e}{2K_1} \right] + \gamma_m \cdot e_p \quad (\text{III.46})$$

Ou

$$P_r = \left\{ \frac{1}{H_r} \left[\frac{\gamma_m \cdot e_p}{\gamma_s} + \left(H_r - H_e - \frac{D_e}{2K_1} \right) \cdot e^{\frac{-2k_1(H_e - e_p)}{D_e}} + \frac{D_e}{2K_1} \right] \right\} \gamma_s \cdot H_r \quad (\text{III.47})$$

Soit :

$$P_r = C_i \cdot H_r \cdot \gamma_s$$

Dans le cas d'un plan d'égal tassement réel, l'expression de C_i devient :

$$C_i = \left\{ \frac{1}{H_r} \cdot \left[\frac{\gamma_m \cdot e_p}{\gamma_s} + \left(H_r - H_e - \frac{D_e}{2K_1} \right) \cdot e^{\frac{-2k_1(H_e - e_p)}{D_e}} + \frac{D_e}{2K_1} \right] \right\} \quad (\text{III.48})$$

Dans le cas d'un plan d'égal tassement virtuel, l'expression de C_i devient :

$$C_i = \left\{ \frac{1}{H_r} \cdot \left[\frac{\gamma_m \cdot e_p}{\gamma_s} + \left(1 - e^{\frac{-2k_1(H_r - e_p)}{D_e}} \right) \cdot \frac{D_e}{2K_1} \right] \right\} \quad (\text{III.49})$$

III.3 Approche numérique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) :

III.3.1 Introduction :

La méthode d'élément fini (MEF) est une méthode de variation très efficace pour la solution des problèmes de la mécanique de continuum. Sa substance est déjà contenue dans son nom essentiellement, c'est un processus qui remplace un continuum avec un nombre infini d'étapes de liberté par un ensemble d'élément avec un nombre fini de liens. [7]

Avec le développement des outils de calcul, l'utilisation de ces méthodes est devenue indispensable, elles ramènent aux ingénieurs et chercheur en géotechnique des informations sur le développement du phénomène de rupture. [La méthode des éléments finis a été utilisée la première fois pour l'analyse de stabilité en 1996]. [2]

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc... [4]

La MEF est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ...etc.
- L'analyse numérique : méthodes approximations, résolution du système linéaire, des

problèmes aux valeurs propre etc....

- L'informatique appliquée : technique de développement et de maintenance de grands logiciels.

III.3.2 Historique :

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de Compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castiglione en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20^{ème} siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelle. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

III.3.3 Connaissances requises et à acquérir :

La méthode des éléments finis de par son aspect multidisciplinaire fait appel aux Connaissances dans les trois domaines suivants :

- ❖ Les Sciences de l'ingénieur pour établir les équations aux dérivées partielles (dans notre cas ce sont les équations d'équilibre de l'élasticité). Il s'agit ensuite de les transformer sous formes variationnelles ou intégrales.
- ❖ Les méthodes numériques pour transformer ces équations du domaine continu au domaine discret (MEF) et les résoudre sous formes d'équations algébriques.
- ❖ Programmation et informatique pour exécuter efficacement les calculs sur l'ordinateur.

III.3.4 Les avantages de la M.E.F :

La puissance de la méthode des éléments finis réside essentiellement dans sa souplesse. Elle peut être applicable à une variété de problèmes mécaniques ou bien physique. La géométrie du domaine peut être quelconque, les forces et les conditions aux limites peuvent être aussi de natures quelconques.

Le maillage peut combiner autant de types d'élément que l'on souhaite. Et toute cette généralité est contenue dans un programme unique qu'on peut faire tourner sur un ordinateur (sélection du de problème, et la géométrie, du type d'élément, des chargements et des conditions aux limites). La méthode des éléments finis dans le fait que le modèle qu'elle utilise est très proche de la structure réelle.

III.3.5 Les grandes lignes de la méthode :

Dans ce paragraphe, nous essayerons de présenter d'une manière simplifiée, les étapes d'application de la méthode des éléments finis et les outils nécessaires à sa mise en oeuvre. La résolution d'un problème physique par éléments finis suit grosso modo les étapes suivantes :

➤ Etape 1 :

Formulation des équations gouvernantes et des conditions aux limites. La majorité des problèmes d'ingénierie sont décrits par des équations différentielles aux dérivées partielles associées à des conditions aux limites définies sur un domaine et son contour. L'application de la MEF exige une réécriture de ces équations sous forme intégrale. La formulation faible est souvent utilisée pour inclure les conditions aux limites.

➤ Etape 2 :

Division du domaine en sous domaines. Cette étape consiste à discrétiser le domaine en éléments et calculer les connectivités de chacun ainsi que les coordonnées de ses nœuds. Elle constitue ainsi la phase de préparation des données géométriques.

➤ Etape 3 :

Approximation sur un élément. Dans chaque élément la variable tel que le déplacement, la pression, la température, est approximée par une simple fonction linéaire, polynomiale ou autres. Le degré du polynôme d'interpolation est relié au nombre de nœuds de l'élément. L'approximation nodale est appropriée. C'est dans cette étape que se fait la construction des matrices élémentaires.

➤ Etape 4 :

Assemblage et application des conditions aux limites. Toutes les propriétés de l'élément (masse, rigidité...) doivent être assemblées afin de former le système algébrique pour les valeurs nodales des variables physiques. C'est à ce niveau qu'on utilise les connectivités calculées à l'étape 2 pour construire les matrices globales à partir des matrices élémentaires.

➤ Etape 5 :

Résolution du système global : Le système global peut être linéaire ou non linéaire. Il définit soit un problème d'équilibre qui concerne un cas stationnaire ou statique ou un problème de valeurs critiques où il faut déterminer les valeurs et vecteurs propres du système qui correspondent généralement aux fréquences et modes propres d'un système physique.

Un problème de propagation qui concerne le cas transitoire (non stationnaire) dans lequel il faut déterminer les variations dans le temps des variables physiques et la propagation d'une valeur initiale. Les méthodes d'intégration pas à pas sont les plus fréquentes telles que, méthode des différences finies centrales, méthode de Newmark, méthode de Wilson. A ces méthodes doivent être associées des techniques d'itération pour traiter le cas non linéaire. La plus célèbre est la méthode de Newton Raphson.

III.3.6 Concept général de la méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis permet l'analyse de structures continues qui sont décomposées en parties virtuelles de forme géométrique simple appelée « éléments ». Ces éléments sont raccordés les uns aux autres, pour former la structure complète, par l'intermédiaire d'un certain nombre de points appelés « nœuds » ou points nodaux situés adéquatement sur l'élément (aux coins de l'élément, au milieu de ses cotés, ou au milieu de l'élément lui-même). Dans la pratique le comportement structurel de l'élément se traduit par une relation dite « relation de rigidité » ou relation de raideur. Cette relation de rigidité lie les déplacements des nœuds (ou degré de liberté des nœuds : ddl) de l'élément aux forces agissant en ces mêmes nœuds. Comme chaque élément peut avoir plusieurs nœuds, chacun pouvant avoir plusieurs composantes de déplacements (ddl) ou de forces conjuguées ces déplacements, la relation de rigidité sera en fait un ensemble de relations qui formeront un système d'équation algébrique.

Comportement est la loi de Hooke, le système d'équation obtenu est un système d'équation linéaire s'écrivant sous forme matricielle (pour un élément): Si nous prenons le cas en élasticité des petites déformations et un matériau dont la loi de

$$[K_e].\{q_e\} = \{F_e\} \quad (\text{III.50})$$

$[K_e]$: Matrice de rigidité dont les composantes sont constantes et ne dépendent

que du matériau (constantes élastiques) et de la géométrie de l'élément (forme, type, orientation)

$\{q_e\}$: Vecteur dont les composantes sont les déplacements (ddl) généralisés (translations ou rotations) au niveau des noeuds de l'élément.

$\{F_e\}$: Vecteur dont les composantes sont les forces généralisées (forces ou moment) agissant au niveau des noeuds de l'élément.

III.3.7 Application au calcul des ouvrages souterrains :

La détermination des sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages enterrés telles que les conduites, les buses ou les aqueducs, est un problème hyperstatique, dont les paramètres suivants peuvent être pris en compte par la M.E.F à savoir :

- La bi-dimensionnalité du problème (état plan de contrainte ou de déformation)
- Etat d'équilibre naturel du milieu, ou état initial de contraintes, ou de déformations.
- Géométrie du système sol-structure.
- Propriétés de déformation du terrain, son hétérogénéité éventuelle et son comportement non linéaire.
- Caractéristiques géométriques, mécaniques et physiques de la structure ainsi que la nature du contact sol-structure.
- Les techniques de réalisation du solide sol-structure.
- L'historique des phases de construction et d'exécution des travaux.
- Enfin, l'évolution dans le temps des pressions exercées par le terrain sur la structure

III.3.8 Présentation du logiciel PLAXIS :

C'est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis PLAXIS est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais

géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 noeuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récents comme la méthode de longueur d'arc.

III.3.9 Lois de comportement utilisées dans PLAXIS :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées, permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-plastique des sols, aussi bien sous des sollicitations monotones que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes, la seconde difficulté est l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Les modèles de comportement disponible dans PLAXIS sont :

- Modèle élastique linéaire.
- Modèle de Mohr-Coulomb.
- Modèle de sol avec écrouissage (Harding Soil Model).
- Modèle "SSM", pour les sols mous.
- Modèle "SSCM", pour les sols mous avec effet du temps.

Le logiciel PLAXIS, dispose d'une option permettant à l'utilisateur d'implémenter ses propres lois de comportement des matériaux. D'implémenter ses propres lois de comportement des matériaux.

III.3.9.1 Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$),

ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part $\nu = 0.5$ et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation :

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (\text{III.56})$$

Le modèle élastique de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de Mécanique des Roches.

III.3.9.2 Le modèle de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire

III.3.9.2.1 Module de Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture. L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple :

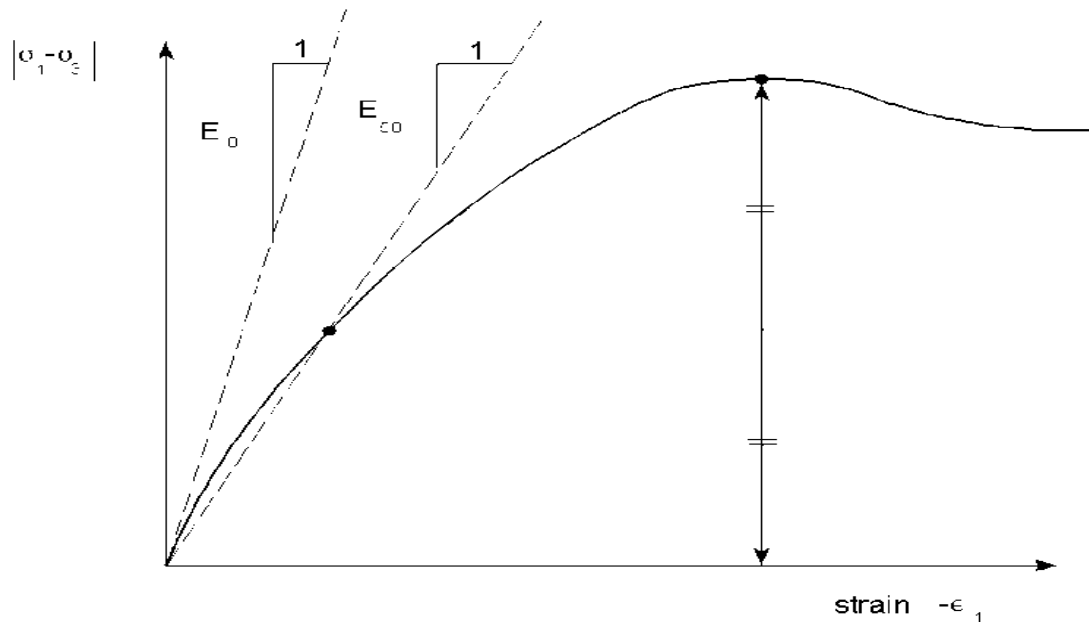


Figure III.17 : Définition du module à 50% de la rupture.

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer le gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

III.3.9.2.2 Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

III.3.9.2.3 Angle de frottement :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement "de pic" soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement CV (à volume constant, au palier).

III.3.9.2.4 La cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m). Cette option permet aussi de faire varier le module de déformation E avec la profondeur

III.3.9.2.5 L'angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de "dilatance" noté ψ c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ$$

$$\text{ou } \psi = 0^\circ$$

Le cas $\psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

III.3.9.2.6 Paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés

III.4 Les matériaux souples :

III.4.1 Le matériau flexible caoutchouc :



Figure III.19 : Le caoutchouc broyé.

III.4.1.1 Définition :

L'histoire du caoutchouc débute bien avant la fin du XV^{ème} siècle lorsqu' { la suite des grandes découvertes , les Européens commencent à observer , en Amérique centrale et en Amérique du Sud , l'usage séculaire que font les population autochtones d'une matière alors inconnue en Europe .Provenant du latex issu de différentes plantes dont l'hévéa et le guayule , les Amérindiens confectionnent des objets courants , fabriqués par moulage sur argile : balles , toiles enduites , torches , qu'ils rendent étanches en les passant à la fumée.

Le caoutchouc est un matériau qui peut être obtenu soit par la transformation du latex sécrété par certains végétaux (par exemple, l'hévéa), soit de façon synthétique {partir de monomères issus de combustibles fossiles. Il fait partie de la famille des élastomères.[11]



Figure III.20 : Le caoutchouc broyé

III.4.1.2 Le caoutchouc, un matériau fascinant :

Le caoutchouc est doté de propriétés exceptionnelles, notamment de la capacité à résister avec souplesse {de fortes sollicitations. C'est la raison pour laquelle il est employé dans des produits devant répondre à des exigences de qualité maximales comme les pneus automobiles, les tétines de bébé ou des matériaux d'étanchéité spéciaux dans l'industrie. Le caoutchouc améliore ses caractéristiques élastiques au cours de sa transformation ; en effet, c'est grâce {la vulcanisation qu'il devient durablement élastique et reprend sa forme d'origine après avoir subi une déformation.[10]

CHAPITRE IV
ETUDE PARAMETRIQUE

Méthode analytique :

Cette méthode est basée sur la méthode Marston et adoptée par le fascicule 70.

IV.1 Calcul de Pr pression du remblai sans matériau souple :

La pression verticale s'exerçant sur la génératrice supérieure P_r

$$P_v = C_{remb\ réel\ ou\ virtuel} \gamma_s H$$

Le calcul de C_{remb} dépend de 2 paramètres le niveau du Plan d'Egal tassement (P.E.T) H_e et l'angle de pose 2α .

- Si le PET est réel $H > H_e$

$$P_v = C_{remb\ réel} \gamma_s H = P_r$$

(Pas de charges mobiles $P_e = 0$ car $P_v = P_r + P_e$)

$$C_{remb\ réel} = \frac{D_e}{2k_1 H} \left[e^{\frac{2k_1 H_e}{D_e}} - 1 \right] + \left[1 - \frac{H_e}{H} \right] e^{\frac{2k_1 H_e}{D_e}}$$

- Si le PET est virtuel $H < H_e$

$$P_v = C_{remb\ virt} \gamma_s H = P_r \text{ (pas de charges mobiles)}$$

$$C_{remb\ virt} = \frac{D_e}{2k_1 H} \left[e^{\frac{2k_1 H}{D_e}} - 1 \right]$$

▪ **Calcul du PET**

Le calcul du PET peu se faire d'une manière empirique et approximative par la relation proposée par (D.Guerrin Tome 8)

$$H_e = D_e \sqrt{\frac{pr}{k_1}}$$

Le rapport tassement flèche r pour une conduite rigide sur fondation incompressible (berceau en béton) $\Rightarrow r = 1$

$k_1 = 0.15$: Rapport entre la contrainte de cisaillement sur le plan vertical et la pression vertical qui l'induit.

D_e : Diamètre extérieur de la conduite

Calcul de p qui dépend de l'angle de pose

$$p = \frac{D'}{D_e}$$

Avec D' la hauteur du plan critique

Si 2α est l'angle de pose $c D' = R + R \cos \alpha = R(1 + \cos \alpha)$

Donc :

$$p = \frac{D'}{D_e} = \frac{R(1 + \cos \alpha)}{2R} = \frac{(1 + \cos \alpha)}{2}$$

Par exemple si $\alpha = 0 \Rightarrow p = 1$ (sur génératrice inférieure)

si $\alpha = 60 \Rightarrow 2\alpha = 120^\circ \Rightarrow p = 0,75$

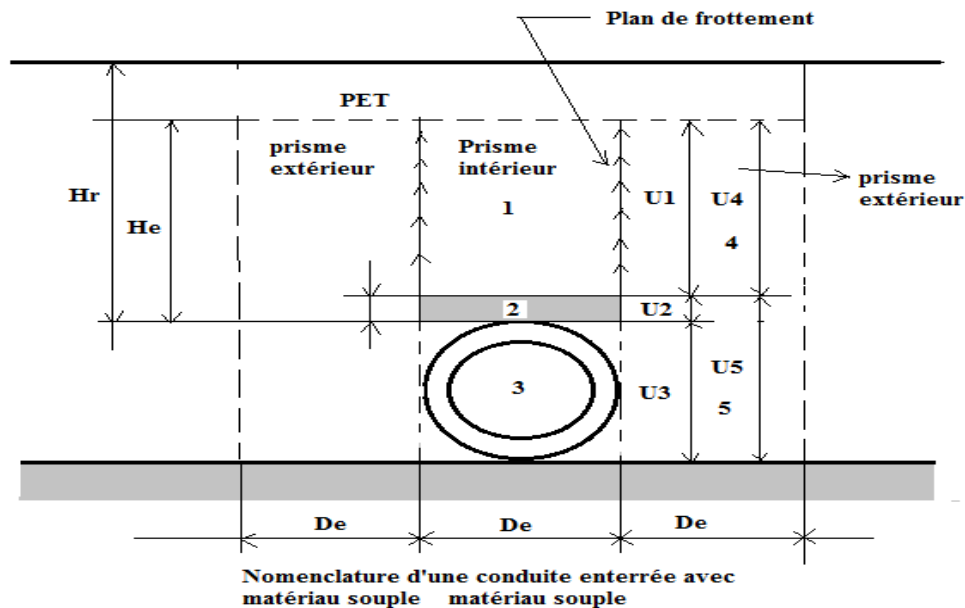
$$\Rightarrow H_e = D_e \sqrt{\frac{pr}{k_1}} = D_e \sqrt{\frac{0,75(1)}{0,15}} = 2,236 \text{ m}$$

D_e diamètre extérieur par sa valeur pour chaque cas de l'angle de pose

$$si \alpha = 90 \Rightarrow 2\alpha = 180^\circ \Rightarrow p = 0,5 \Rightarrow H_e = D_e \sqrt{\frac{pr}{k_1}} = D_e \sqrt{\frac{0,5(1)}{0,15}} = 1,826 \text{ m}$$

Si $\alpha = 0 \Rightarrow p = 1 \Rightarrow H_e = 2,582 \text{ m}$

❖ Calcul du plan d'égal tassement PET selon l'annexe 11 du fascicule 70



Le calcul du PET dans le cas de la présence d'un matériau souple (le caoutchouc broyé) d'après le fascicule 70, considérant que l'enfoncement du tuyau dans le terrain naturel est égal au tassement du terrain naturel revient à résoudre l'équation suivante :

$$U_1 + U_2 + U_3 - U_4 - U_5 = 0$$

- Calcul du tassement U1 dans le prisme intérieur situé au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation

$$U_1 = \frac{\gamma_s}{E_s} \left\{ \left[-\frac{D_e}{2k_1} \left(H_r - H_e - \frac{D_e}{2k_1} \right) e^{-\frac{2k_1(H_e - e_p)}{D_e}} - (H_r - e_p) + \frac{D_e}{2k_1} \right] \right\}$$

- Calcul du tassement U2 du matériau souple caoutchouc broyé au-dessus de la conduite

$$U_2 = \frac{\gamma_m e_p}{E_m} \left\{ \frac{e_p}{2} + \frac{\gamma_s}{\gamma_m} \left[\left(H_r - H_e - \frac{D_e}{2k_1} \right) e^{-\frac{2k_1(H_e - e_p)}{D_e}} + \frac{D_e}{2k_1} \right] \right\}$$

- L'ovalisation de la conduite U3 est calculée selon le fascicule 70 par la relation

$$U_3 = D_e \frac{k_\alpha}{8ras_i} \left\{ \gamma_m e_p + \gamma_s \left[\left(H_r - H_e - \frac{D_e}{2k_1} \right) e^{-\frac{2k_1(H_e - e_p)}{D_e}} + \frac{D_e}{2k_1} \right] \right\}$$

- Calcul du tassement U4 dans le prisme extérieur adjacent à celui situé juste au-dessus de la canalisation

$$U_4 = \frac{\gamma_s}{E_s} \left[\frac{D_e}{4k_1} \left(H_r - H_e - \frac{D_e}{2k_1} \right) \left(e^{-\frac{2k_1(H_e - e_p)}{D_e}} - 1 \right) + (H_e - e_p) \left(\frac{3}{2} H_r - \frac{3}{4} H_e - \frac{3}{4} e_p - \frac{D_e}{4k_1} \right) \right]$$

- Calcul du tassement U5 du prisme adjacent à la canalisation

$$U_5 = \frac{\gamma_s}{E_s} \left\{ \frac{\left(\frac{1 + \cos \alpha}{2} \right) D_e + e_p}{2} \left[3H_r + \left(\frac{1 + \cos \alpha}{2} \right) D_e - 2e_p - \frac{D_e}{2k_1} - \left(H_r - H_e - \frac{D_e}{2k_1} \right) e^{-\frac{2k_1(H_e - e_p)}{D_e}} \right] \right\}$$

IV.2 Calcul des moments d'ovalisation :

Le moment max dans le cas de pose sur berceau à 120° ou 180° se trouve au niveau de la clé de la

Les expressions finales des moments d'ovalisation d'après fascicule 70 dans les berceaux sont les suivantes :

✚ Pour le berceau à 120 : $M_{sb120} = P_r R_e^2 (0,544 - 0,645k_2)$

✚ Pour le berceau à 180° : $M_{sb180} = P_r R_e^2 (0,462 - 0,593k_2)$

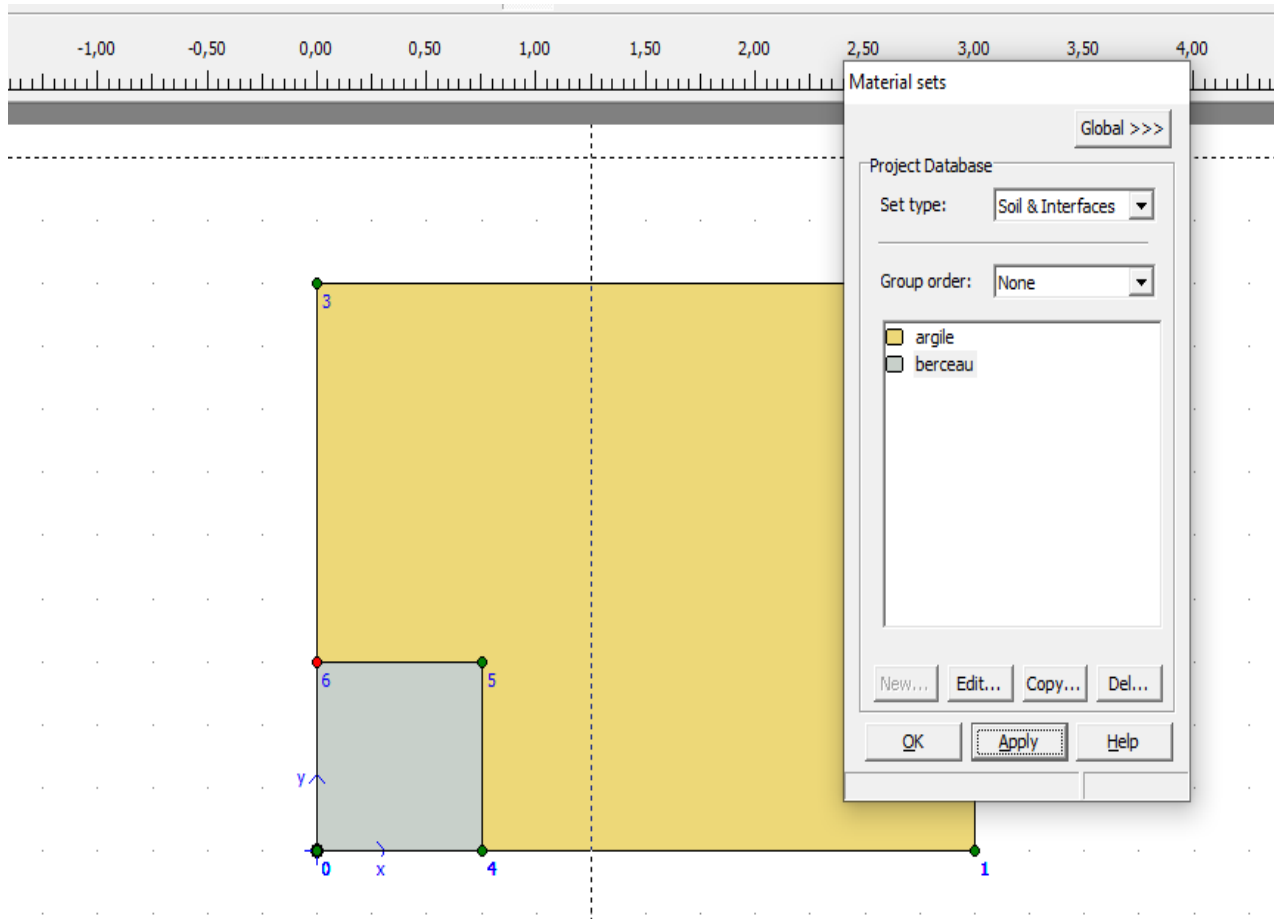
- ✚ $P_r = P_v$ car dans notre cas on ne considère pas les charges mobiles des véhicules
- ✚ Le moment d'ovalisation sur génératrice inférieure du au remblai est donné par la relation suivante

$$M_{ov-gen-inf} = 0,1496 Q R_m$$

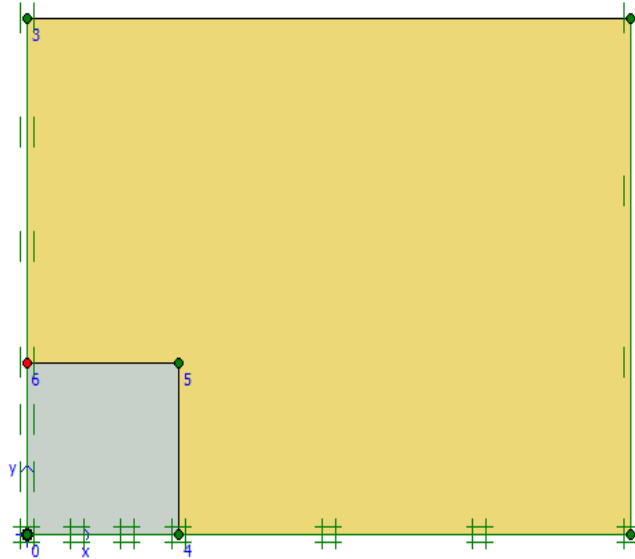
IV.3 La Modélisation :

Dans ce chapitre, nous avons modélisées la conduite enterrée à du logiciel PLAXIS suivant les étapes ci-dessous :

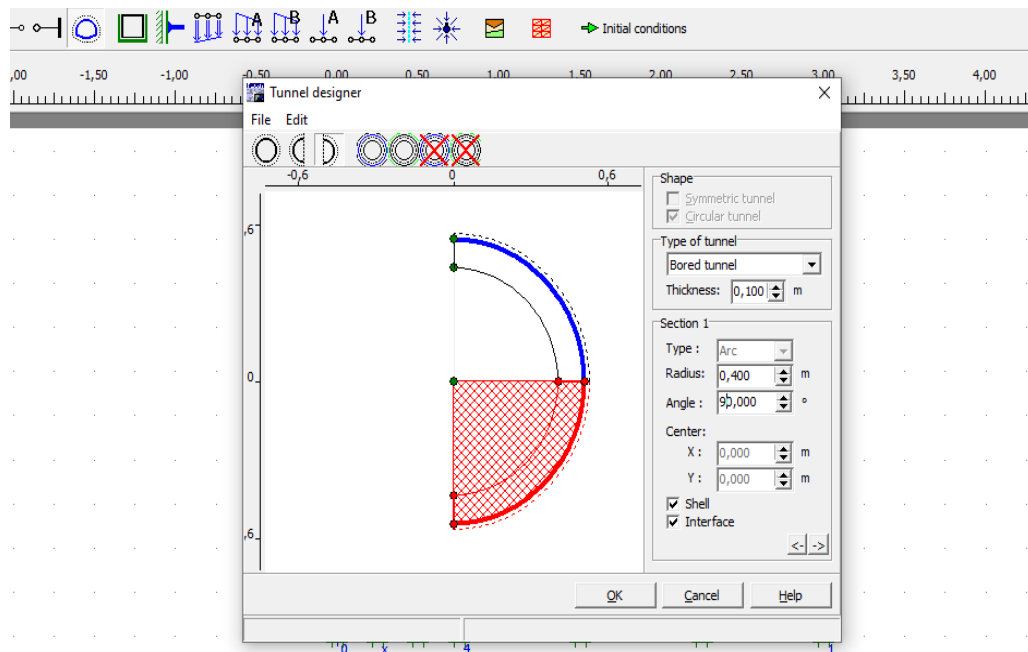
- ✚ Définir les épaisseurs de la couche de remblais et le berceau.
- ✚ Définir les caractéristiques du remblai et berceau :



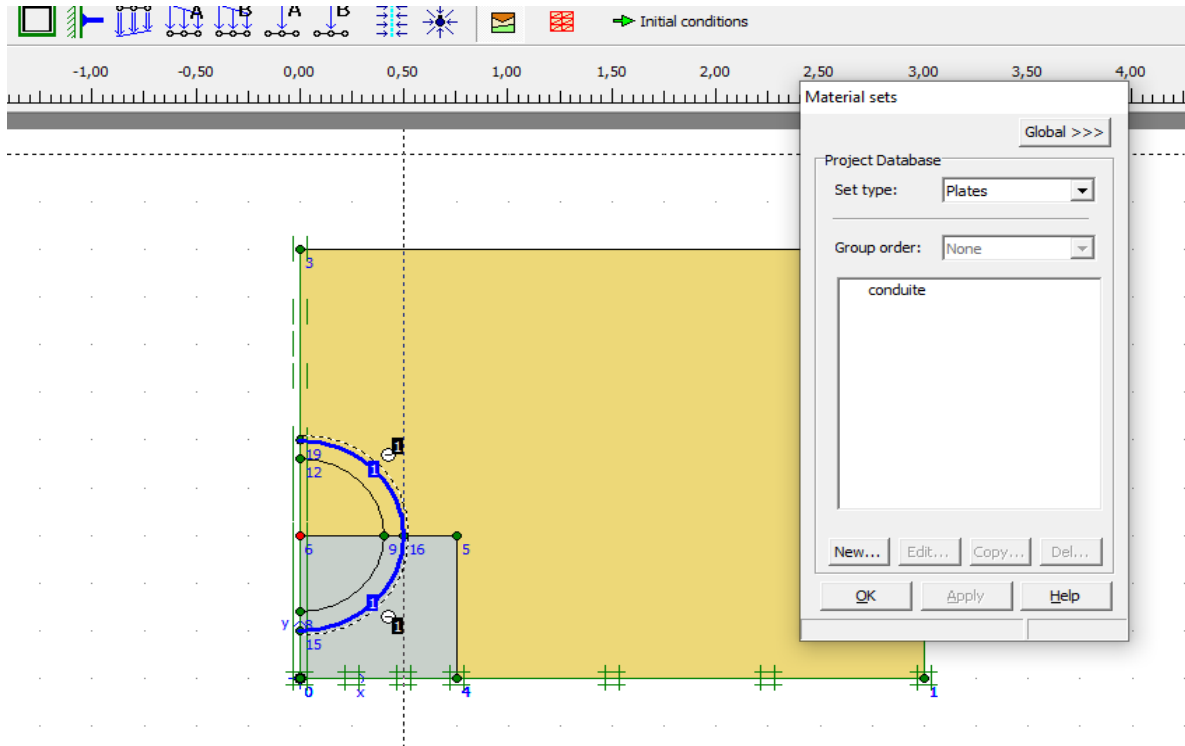
- Fixer la frontière de façon à éviter le glissement de sol.



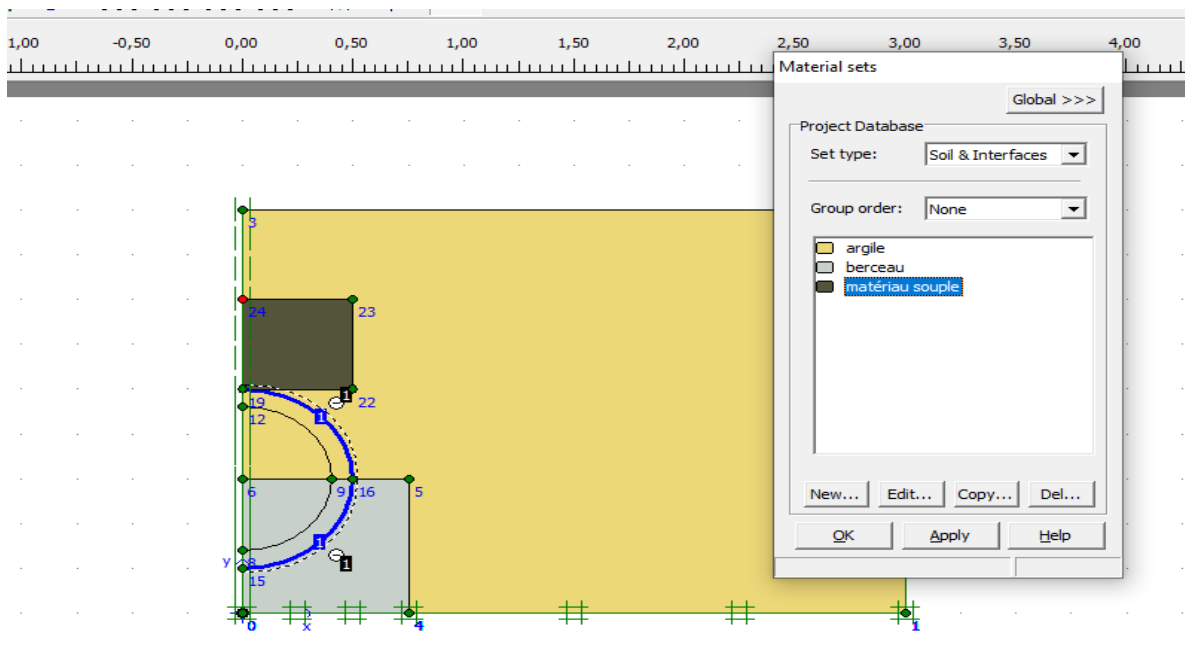
- Définir la taille de la structure souterraine.



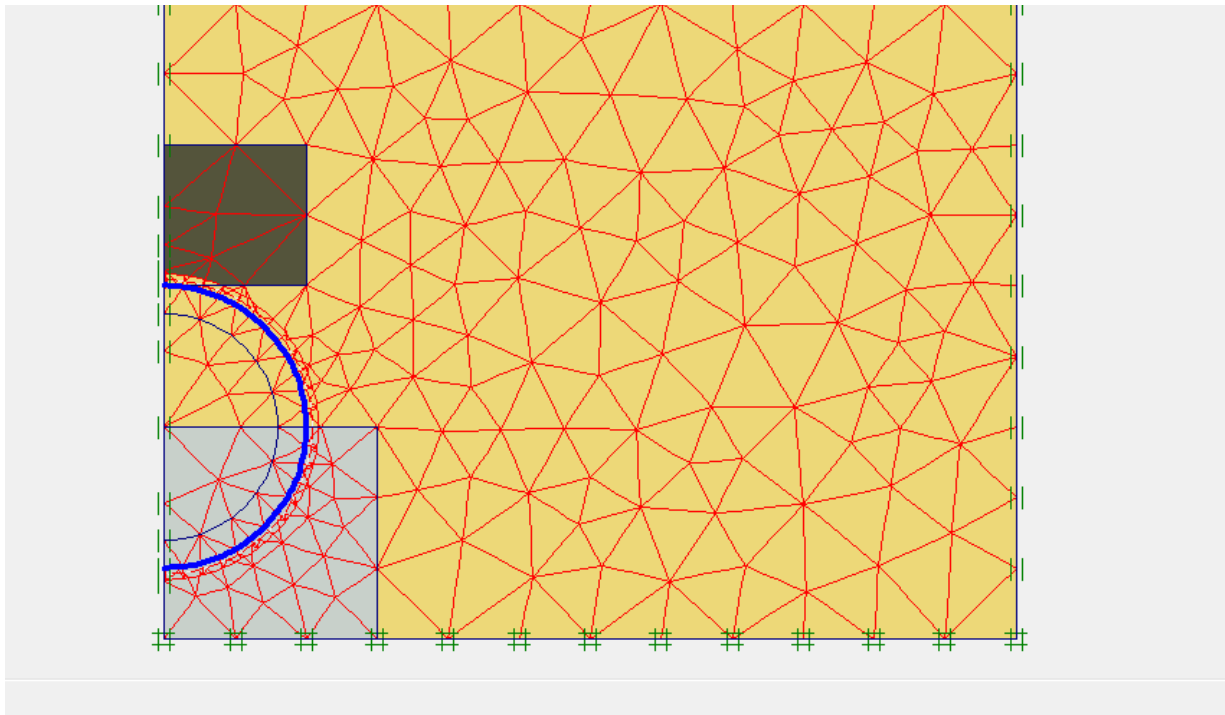
- ✚ Définir les dimensions de la conduite et ses caractéristique, et les mettre en place.



- ✚ Définir la hauteur de matériau souple et ses caractéristiques sur la génératrice supérieure de la conduite.

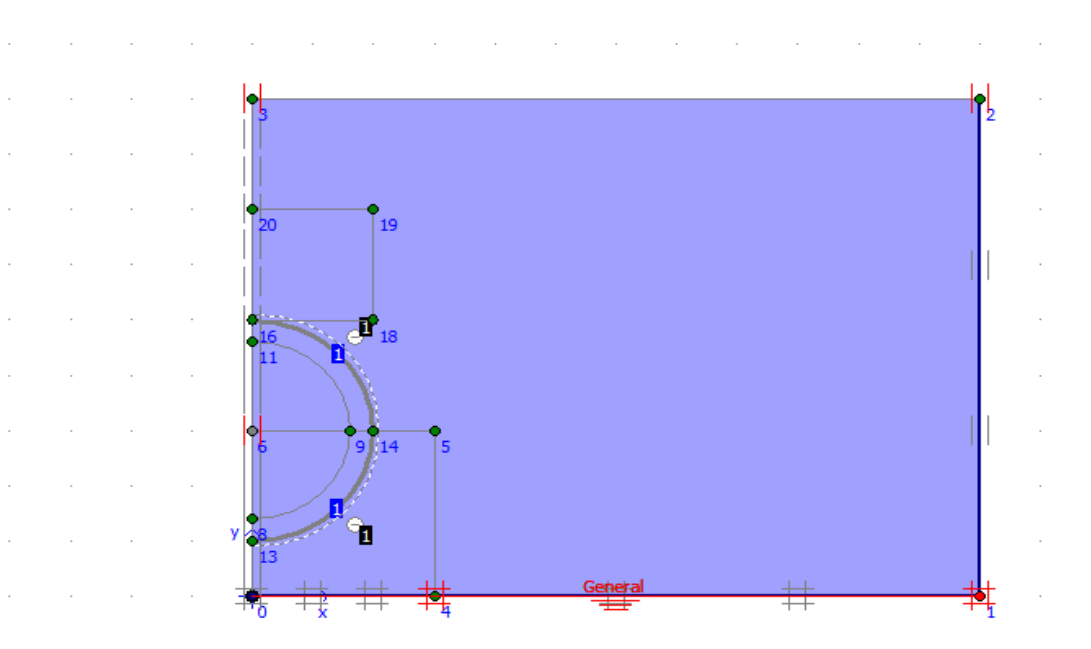


✚ Lancer le maillage.

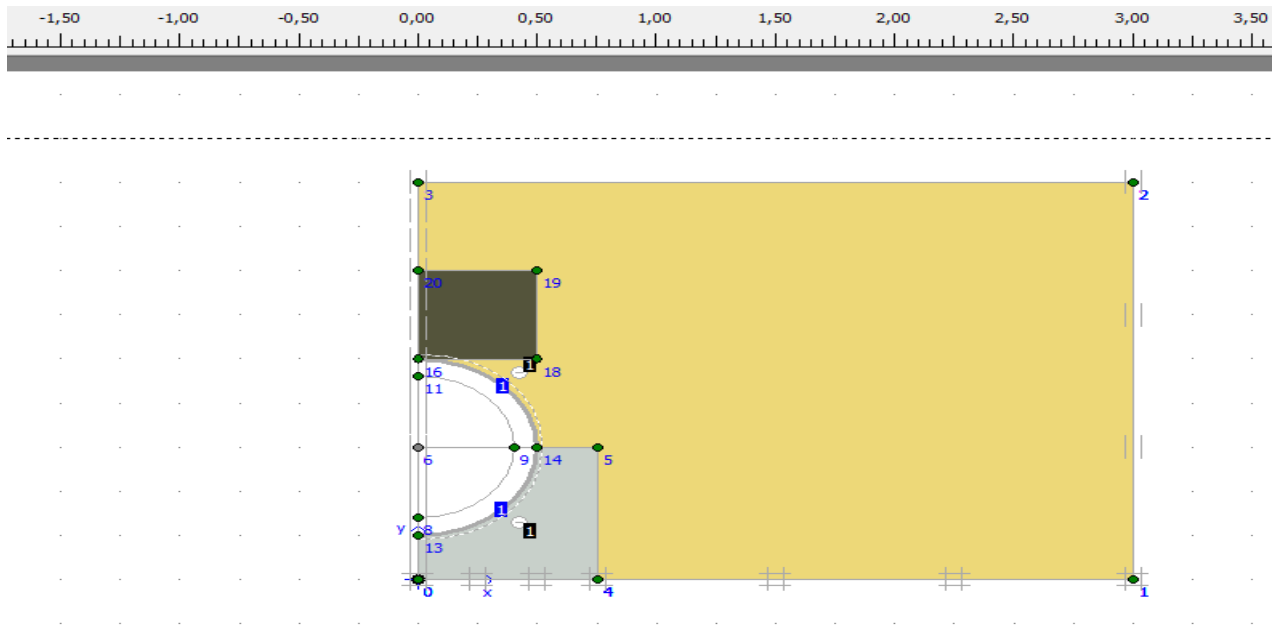


✚ Définir les conditions initiales :

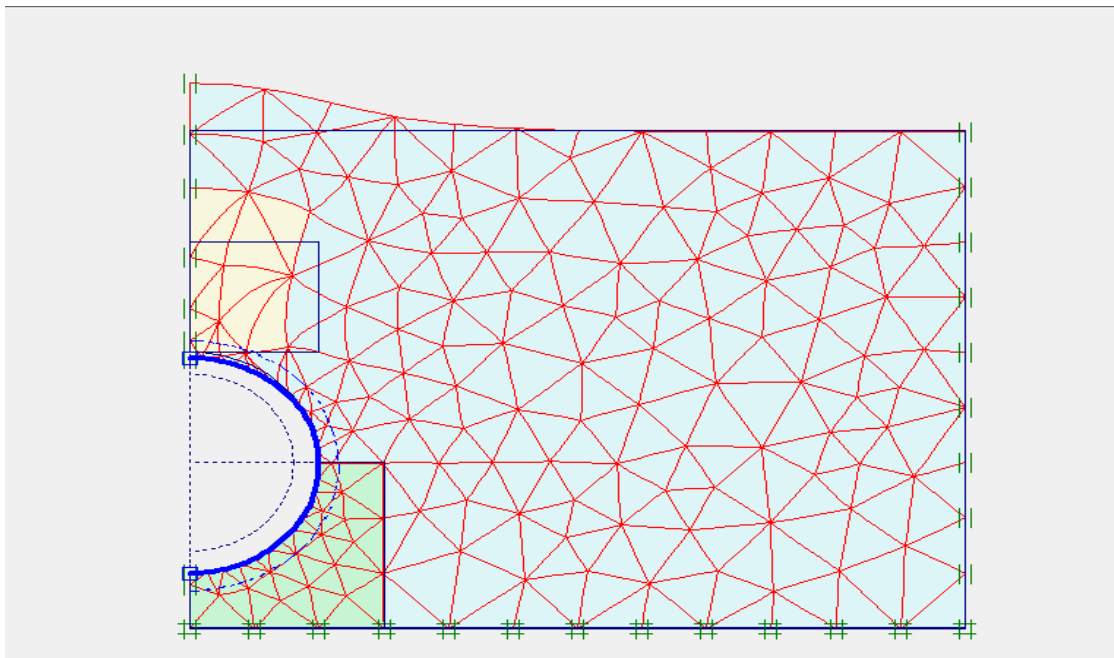
Etablir le niveau de la nappe phréatique, pour prendre en compte la pression interstitielle (dans notre cas, il est toujours au-dessous du substratum, c'est-à-dire que la pression interstitielle est nulle et dans ce cas, la contrainte effective est égale à la contrainte totale).



- ✚ Lancer le calcul qui se fait pour une phase nous aide à activer la buse et faire l'excavation du sol qui se trouve à l'intérieur et au niveau de l'épaisseur.



- ✚ Interprétation des résultats.



IV.4 Caractéristiques du système sol-structure :

IV.4.1 Les caractéristiques du remblai :

Le sol	Argile
Les caractéristiques	
Le modèle	M-C
La masse volumique insaturée γ_{unsat} (KN/m ³)	15
La masse volumique saturée γ_{sat} (KN/m ³)	18
Le module d'élasticité E (KN/m ²)	10000
L'angle de frottement ϕ (°)	24
Le coefficient de poisson ν	0.33
La cohésion C (KN/m ²)	5,5
La perméabilité $K_x=K_y$ (m/jour)	10^{-3}
La dilatance Ψ	0
La rigidité	1

Tableau. IV.1. Les caractéristiques du remblai.

IV.4.2 Les caractéristiques du berceau:

Le sol	Berceau
Les caractéristiques	
La masse volumique insaturée γ_{unsat} (KN/m ³)	25
La masse volumique saturée γ_{sat} (KN/m ³)	25
Le module d'élasticité E (KN/m ²)	30000000
L'angle de frottement ϕ (°)	62.87
Le coefficient de poisson ν	0.15
La cohésion C (KN/m ²)	3000
La perméabilité $K_x=K_y$ (m/jour)	10^{-4}
La dilatance Ψ	32.87
La rigidité	1

Tableau. IV.2. Les caractéristiques du berceau.

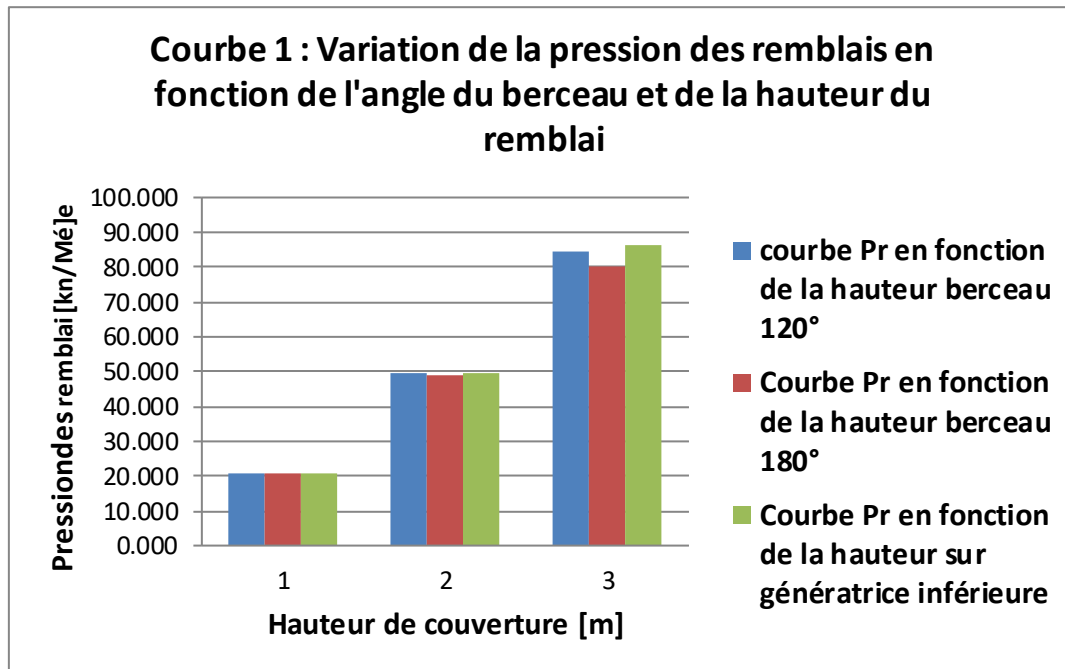
IV.4.3 Les caractéristiques du matériau souple :

Le sol	Caoutchouc
Les caractéristiques	
La masse volumique insaturée γ_{unsat} (KN/m ³)	9,5
La masse volumique saturée γ_{sat} (KN/m ³)	10
Le module d'élasticité E (KN/m ²)	10000
L'angle de frottement ϕ (°)	30
Le coefficient de poisson ν	0.5
La cohésion C (KN/m ²)	1
La perméabilité $K_x=K_y$ (m/jour)	1
La dilatance Ψ	1
La rigidité	0.8

Tableau. IV.3. Les caractéristiques du matériau souple.

IV.5 Comparaison « des charges », « des PET et de « Moment d'ovalisation » par les différentes méthodes de calcul MEF (PLAXIS) et F 70 :

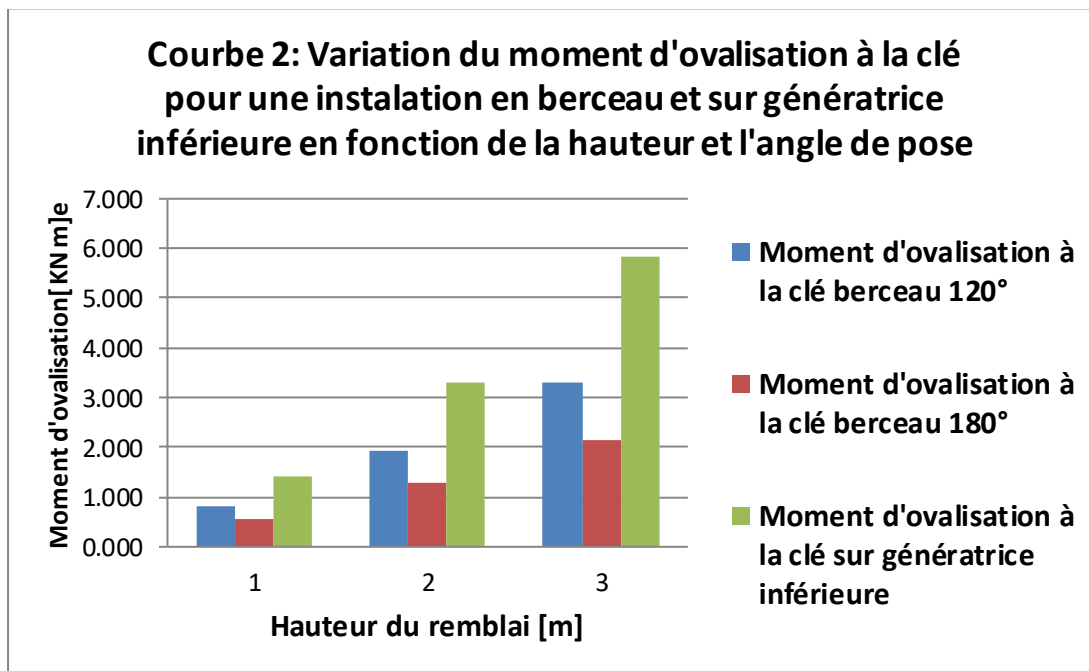
IV.5.1 Comparaison par la méthode Marston (Fascicule 70) : (cas sans et avec matériau de décompression) :



- ✚ La courbe 1 montre assez logiquement que la pression des terres augmente en fonction de l'augmentation de la hauteur de couverture.
- ✚ On constate aussi que l'angle de pose pour une hauteur donnée n'a pas d'influence significative sur la pression des remblais
- ✚ Sauf pour la hauteur H= 3m on remarque une légère différence de l'ordre de L'ordre de 2,54% à 7,16%, mais la tendance elle est plutôt pour une diminution de la pression en fonction de l'augmentation de l'angle de pose

Angle de pose	0°	120°	180°	Taux de variation %	Taux de variation %
	1	2	3	$\frac{1-2}{1} 100$	$\frac{1-3}{1} 100$
	86,508	84,245	80,310	$\frac{86,508 - 84,245}{86,508} 100$ = 2,54	7,16

Tableau IV.4. Taux de variation de la pression des remblais en fonction l'angle de pose



- ✚ La courbe 2 montre que les moments d'ovalisation à la clé pour une conduite sur génératrice inférieure et sur berceaux augmentent et en fonction de l'augmentation de la hauteur H de couverture.
- ✚ Aussi, pour une hauteur H donnée l'augmentation de l'angle de pose du berceau entraîne une diminution significative de ces moments d'ovalisation de l'ordre de 41,7% à 63,39 % (Tableau 2)

Tableau IV.5. :Taux de variation des moments d'ovalisation

H	0°	120°	180°	taux 1 [%]	Taux 2[%]
1	2	3		$\frac{((1-2)/1)100}{}$	$\frac{((1-3)/1)100}{}$
1	1,413	0,824	0,557	41,70	60,56
2	3,321	1,936	1,306	41,70	60,68
3	5,824	3,307	2,132	43,22	63,39

Le moment d'ovalisation sur génératrice inférieure du au remblai est donné par la relation suivante

$$M_{ov-gen-inf} = 0,1496 Q R_m$$

(En négligeant le poids propre de la conduite)

k_2 : coefficient de pression horizontale c'est le rapport de la contrainte normale agissant respectivement sur un plan vertical et un plan horizontal

Pour k_2 (Fascicule 70 tableau 2 page 17 prendre les valeurs suivantes :

- Pour un berceau à 120° et 180° avec un sol G2 (Groupe 2 (sable ou grave peu argileux) **fascicule 70 page 13** $k_2=0,60$ compacté contrôlé et validé q_4

• Introduction d'un matériau souple (caoutchouc broyé)

on prend un seul cas avec une épaisseur $e_p=0,5$ m de caoutchouc broyé

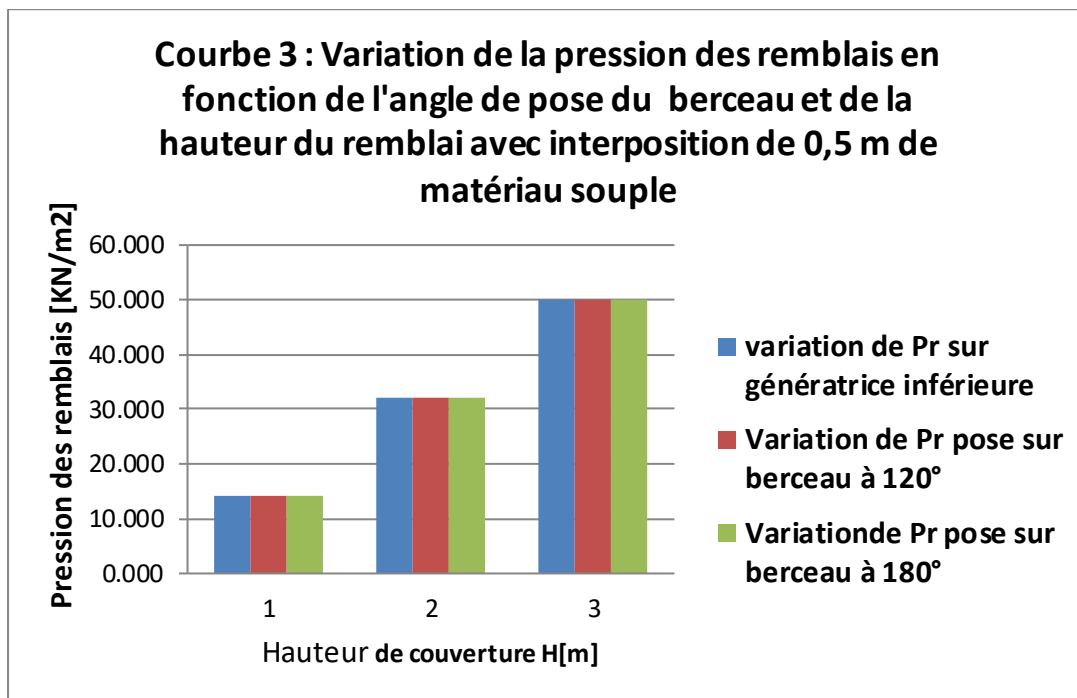
$$P_r = C_i \gamma_s H$$

C_i : coefficient de Martson pour la pose avec interposition de matériau souple

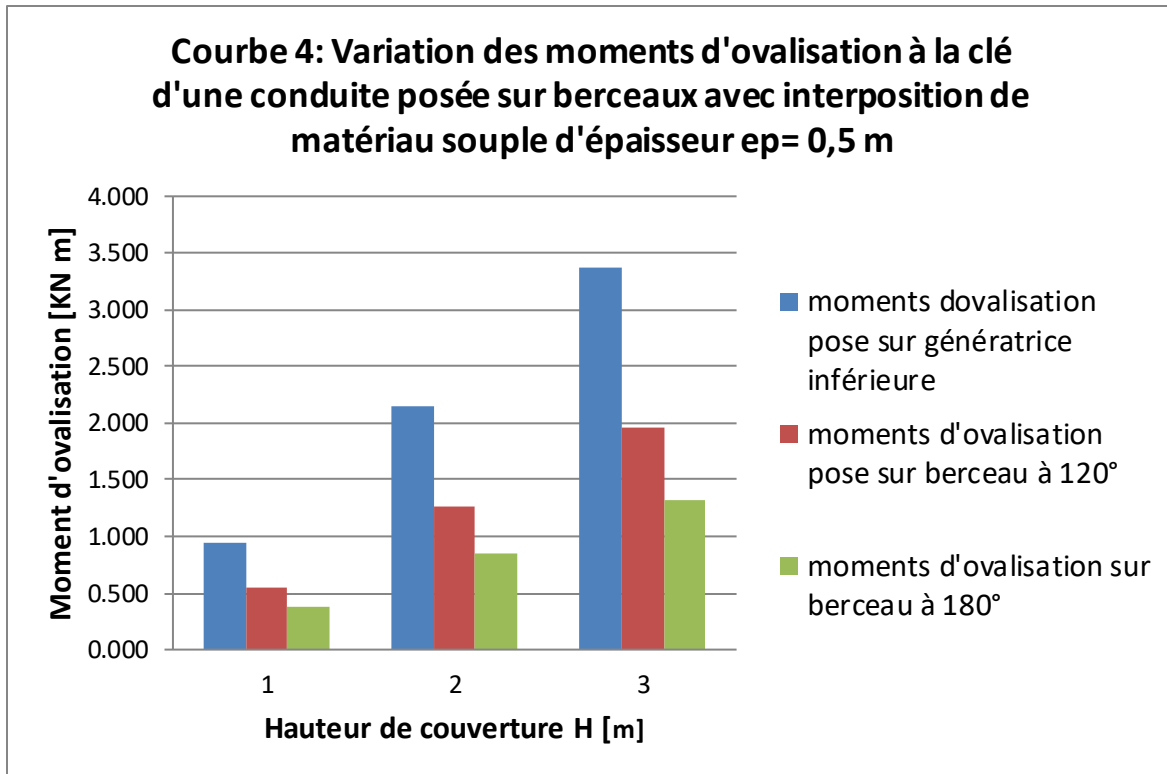
γ_s : poids volumique du remblai

H : Hauteur du remblai

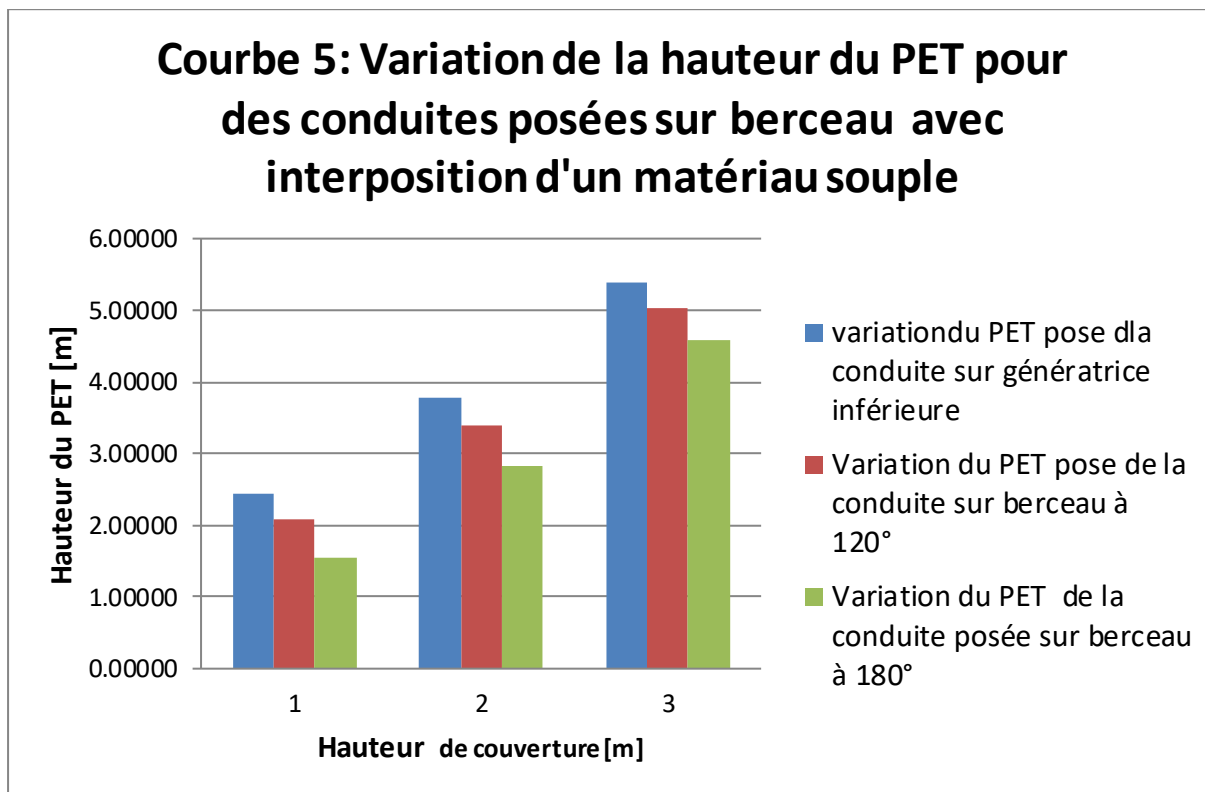
$$P_r = C_i \gamma_s H$$



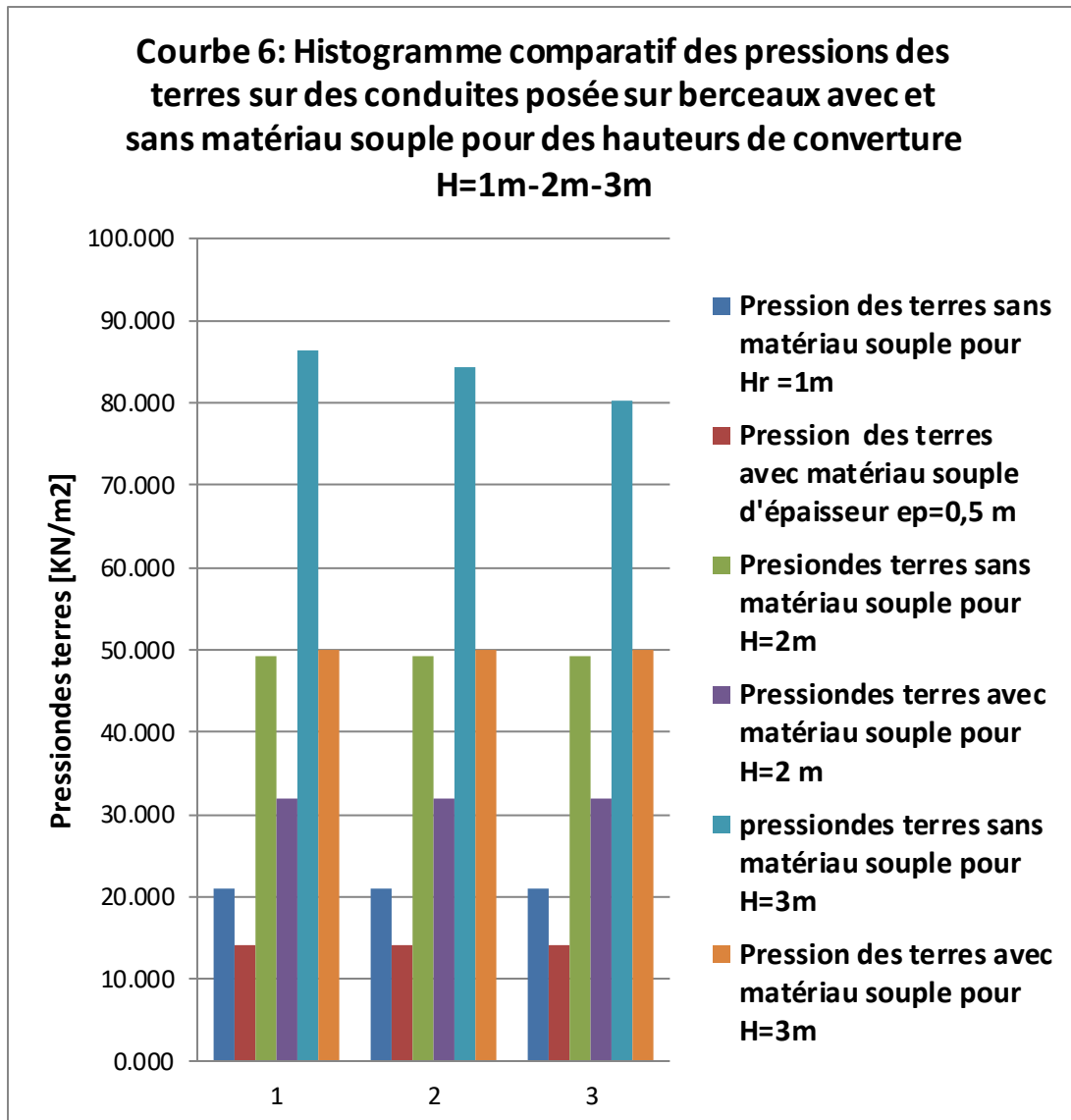
- ✚ La courbe 3 montre assez logiquement que la pression des terres augmente en fonction de l'augmentation de la hauteur de couverture lors de l'introduction d'un matériau souple tel que le caoutchouc broyé.
- ✚ On constate aussi que pour une hauteur donnée que l'angle de pose n'a aucune influence sur la pression des remblais dans le cas d'une interposition d'un matériau de décompression



- ✚ La courbe 4 illustre bien l'augmentation des moments d'ovalisation en fonction de la hauteur H du remblai
- ✚ La courbe 4 ci-dessus met en évidence l'effet bénéfique de la pose en berceau des conduites, étant donné la diminution très significative des moments d'ovalisation à la clé par rapport à une pose sur génératrice inférieure.



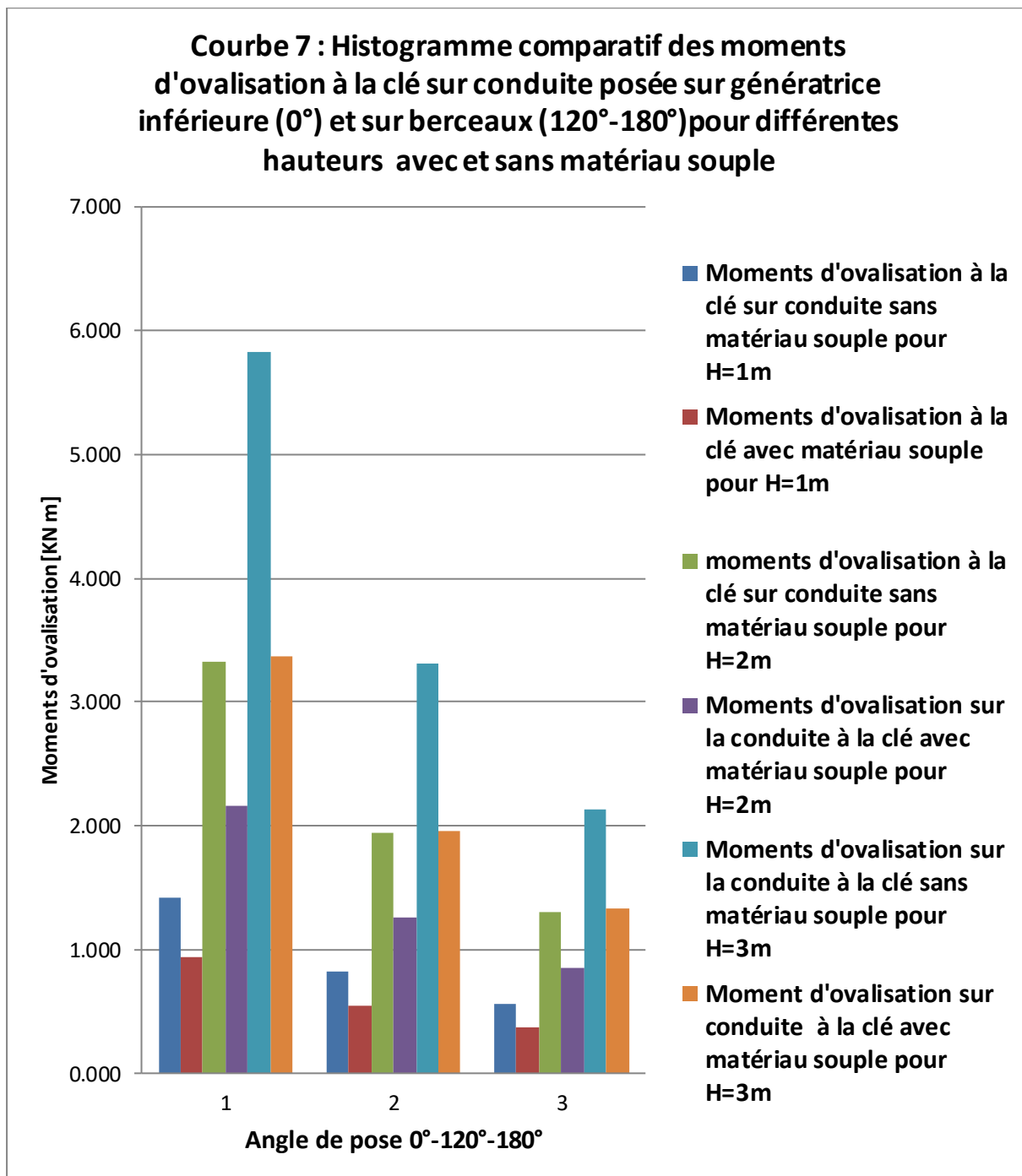
- ✚ La hauteur du PET augmente avec la hauteur H , mais la pose sur berceau diminue la hauteur de PET quel que soit la hauteur mais demeure toujours virtuelle ce qui est en général très bénéfique du point de vue charges sur les conduites.



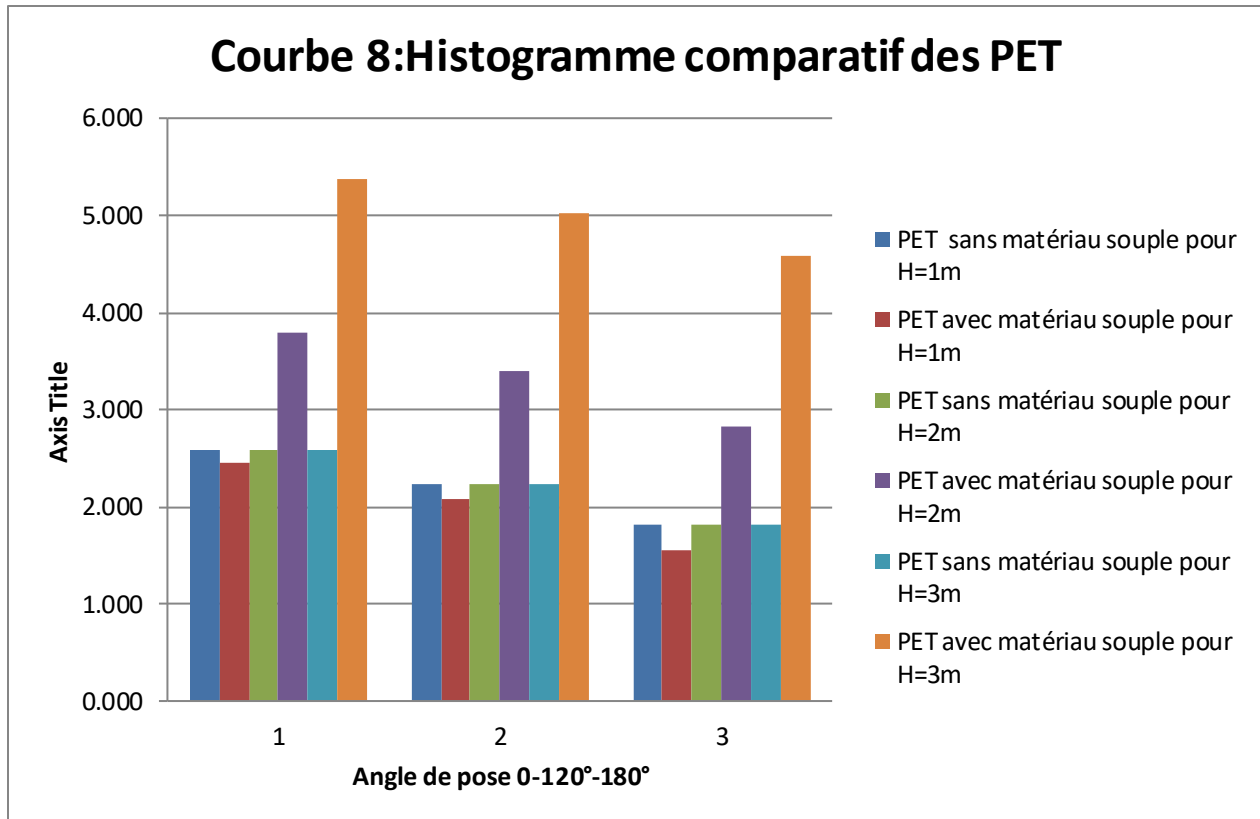
- ✚ La principale constatation à tirer de la courbe 6 est que la pression des terres diminue significativement après introduction d'une épaisseur de 0,5 m de caoutchouc broyé
- ✚ En effet, d'après le tableau 3 le taux de variation des pressions des terres avec matériau souple sont moindres par rapport aux pressions sans matériau souple est de l'ordre de 33,31% à 42,20%

Tableau IV.6. taux de variation des pressions des terres avec ou sans matériau souple

	0°-120°-180°	0°-120°-180°	Taux %
Hr	avec mat souple	sans mat souple	
1,00000	14,000	20,992	33,31
2,00000	32,000	49,327	35,13
3,00000	50,000	86,508	42,20

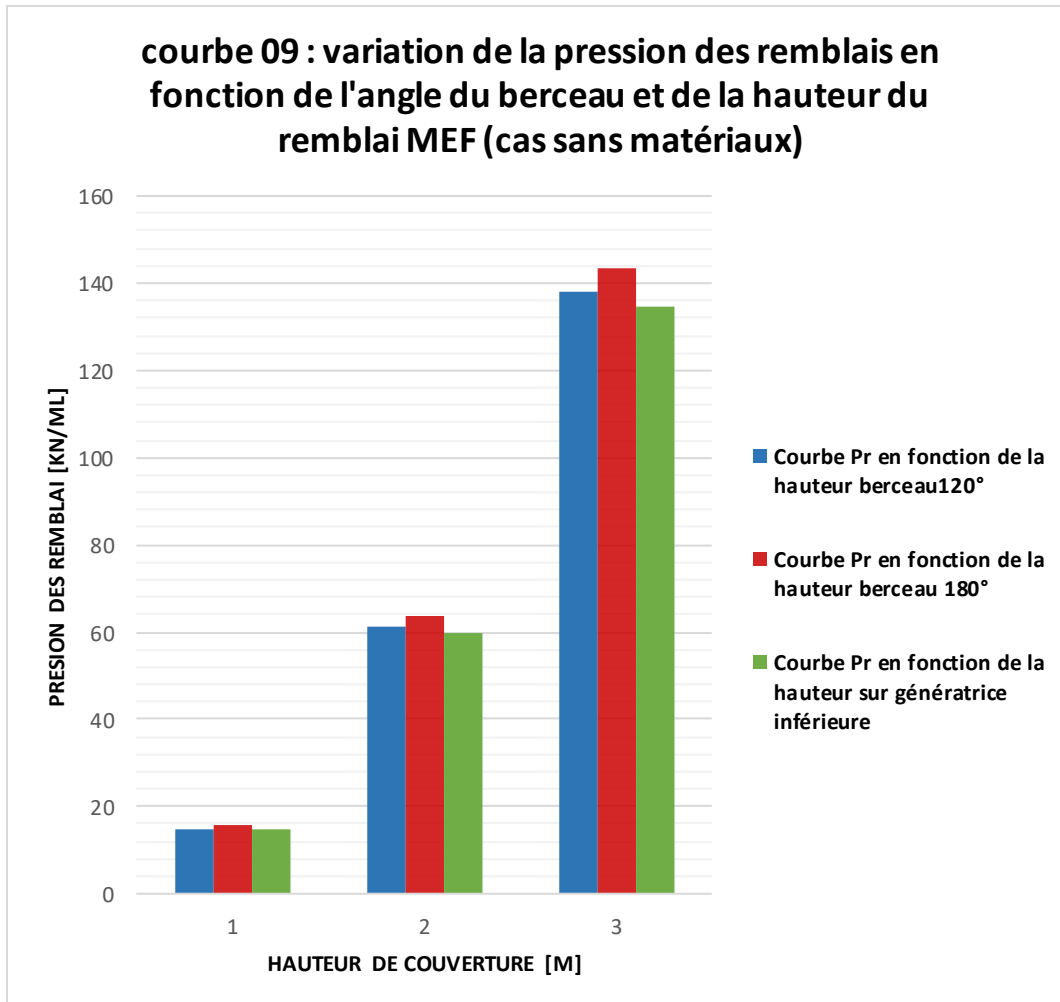


- ✚ La constatation principale est la suivante pour une même hauteur H l'augmentation de l'angle de pose du berceau entraîne une diminution du moment d'ovalisation, qui constitue un effet bénéfique pour la conduite
- ✚ Donc pour les grandes de charges sur les conduites il est préférable d'adopter ce genre d'installation (pose en berceau)



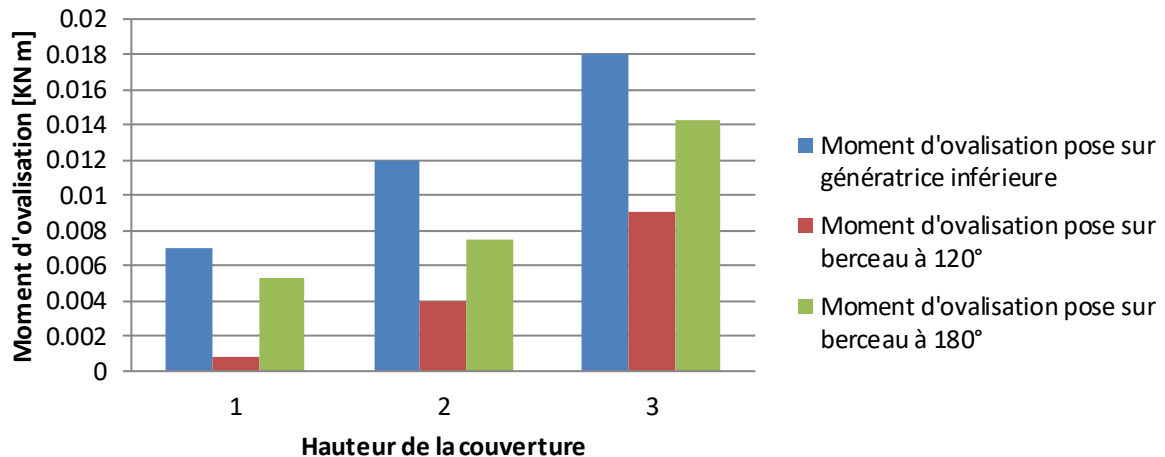
- ✚ On remarque que le PET dans le cas sans matériau souple pour un angle de pose nul (sur génératrice inférieure) et 120° est constant virtuel puisque sa hauteur est supérieure à H ou Hr
- ✚ Par contre, pour un angle de pose de 180° sa hauteur est constante virtuelle pour H=1m et 2m mais pour H= 3m réel car sa hauteur est inférieure à H ou Hr
- ✚ Dans le cas d'interposition de matériau souple le PET est variable dans tous les cas de pose mais demeure virtuel pour H=1 m, 2m et 3m
- ✚ le PET virtuel est bénéfique pour la pression appliquée sur la conduite qui est moindre que dans le cas où le PET est réel, car la couche au dessus du PET devient une surcharge sur la conduite

IV.5.2 Comparaison par la méthode MEF (PLAXIS) : (cas sans et avec matériau de décompression) :



- ✚ On remarque que l'angle de pose pour une hauteur donnée n'a pas d'influence significative sur la pression des remblais.
- ✚ La pression des remblais augmente logiquement en fonction de l'augmentation de la hauteur du remblai quelque soit la mise en œuvre (angle de pose).

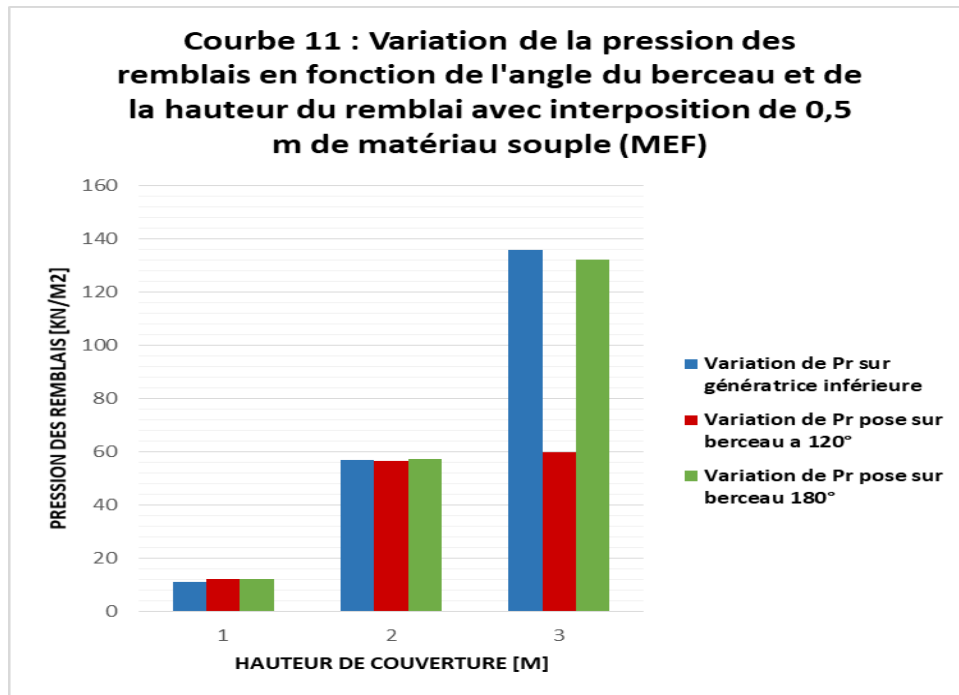
Courbe 10: Variation du moment d'ovalisation à la clé selon la MEF pour une installation en berceau et sur une génératrice inférieure en fonction de la hauteur et l'angle de pose



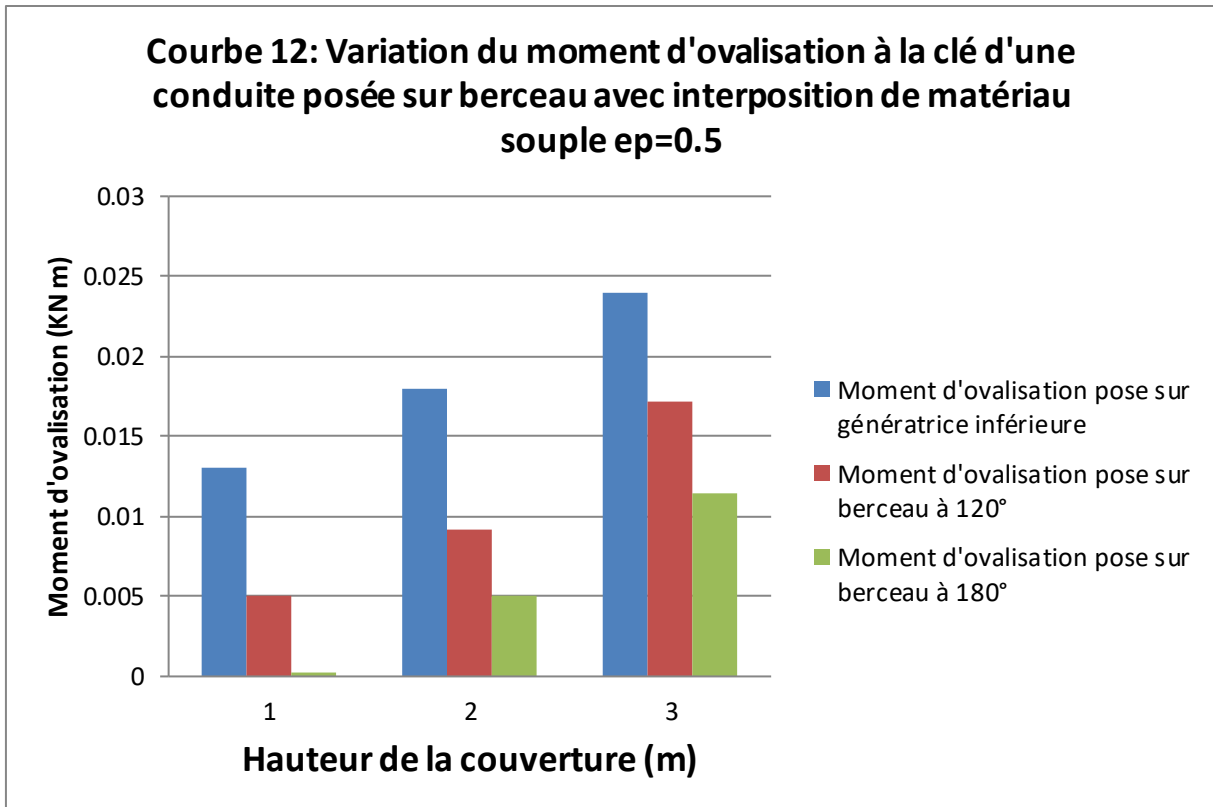
- ✚ Ce graphique issu de La MEF, montre que les moments d'ovalisation à la clé pour une installation en berceau et sur génératrice inférieure augmentent en fonction de l'augmentation de la hauteur H.
- ✚ La mise en œuvre de l'installation sur berceau implique une diminution du moment d'ovalisation par rapport au cas d'installation sur génératrice inférieure. IL faut favoriser ce genre d'installation sur tout pur des projets importants et stratégiques.

Tableau IV.7.Taux de variation des moments d'ovalisation					
H	0°	120°	180°	Taux%	Taux%
	1	2	3	$\frac{(1-2)}{1}100$	$\frac{(1-3)}{1}100$
1	0,007	0,00082	0,005349	88,28%	23,58%
2	0,012	0,003906	0,0075	67,45%	37,5%
3	0,018	0,009109	0,014233	49,39%	20,92%

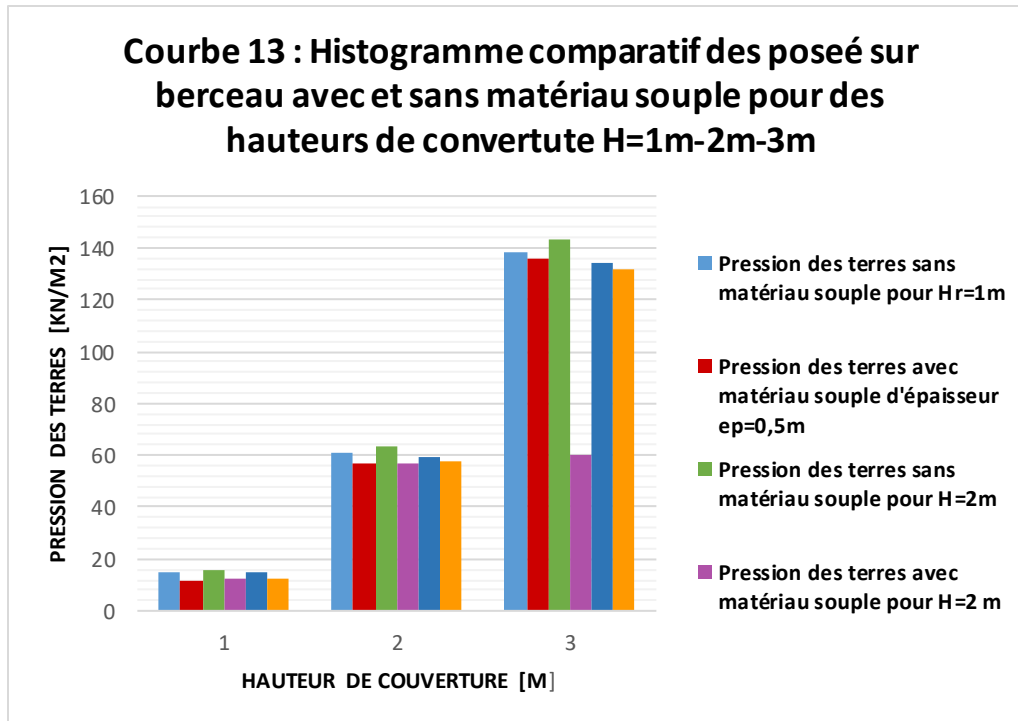
- ✚ Pour H donné l'augmentation de l'angle de pose de berceau entraine une diminution significative de ces moments d'ovalisation de l'ordre de :
 - 23,58% à 88,20% . Pour H=1m
 - 37,5% à 67,45%. Pour H=2m
 - 20,92% à 49,39% . Pour H=3m



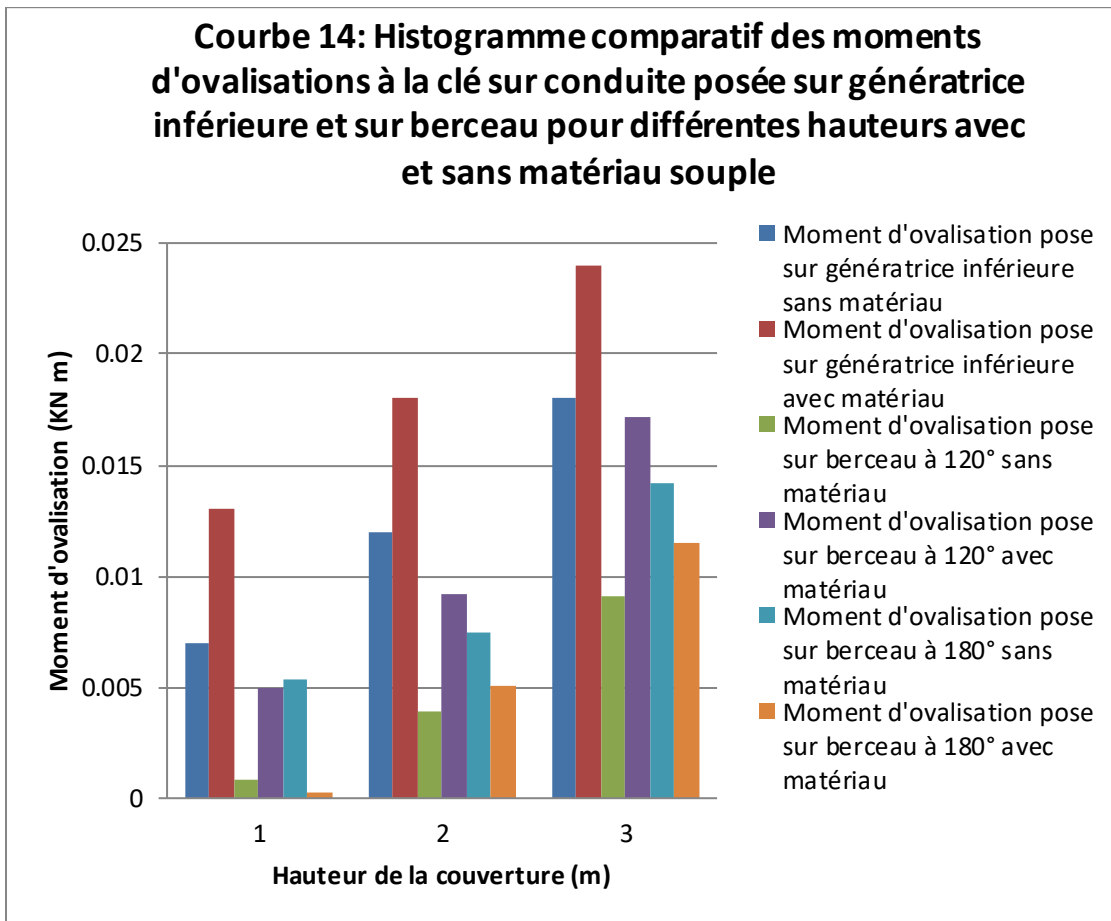
- ✚ On remarque que l'angle de pose pour une hauteur donnée n'a pas d'influence significative sur la pression des remblais dans le cas d'une interposition d'un matériau de décompression.
- ✚ Dans tous les cas la pression augmente logiquement avec l'augmentation de la hauteur H du remblai.



- ✚ Cette illustration a bien présenté l'augmentation des moments d'ovalisation en fonction de la hauteur du couvercle et les différents angles de pose des berceaux .
- ✚ Aussi on peut remarquer l'effet bénéfique de la pose sur berceau des conduites, il donne une diminution visible des moments d'ovalisation à la clé par rapport à une génératrice inférieure.

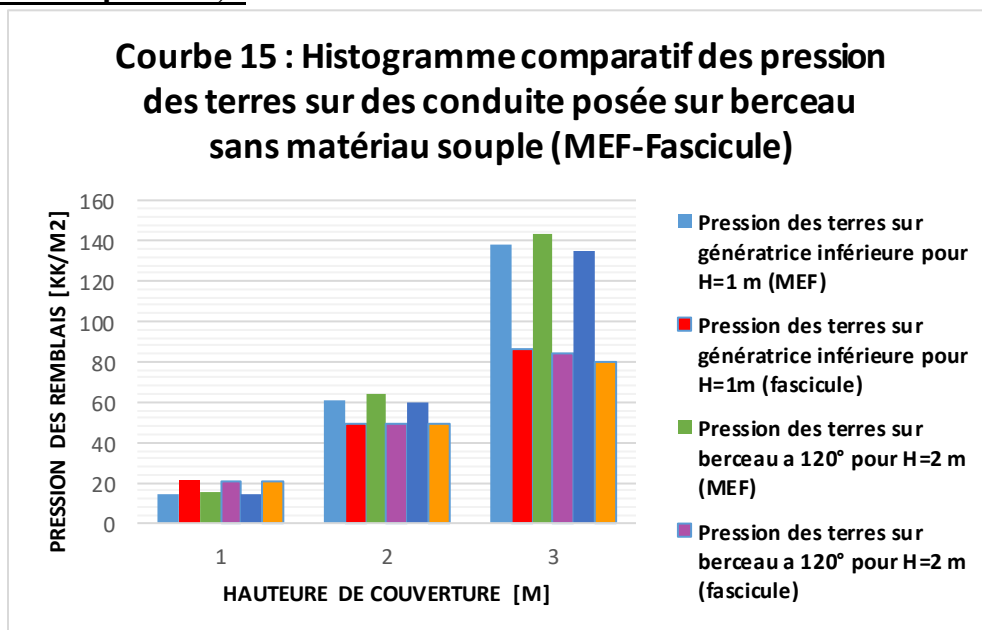


- ✚ On remarque en générale une diminution de la pression des terres dans les cas de la présence du matériau souple par rapport au cas sans matériau souple.

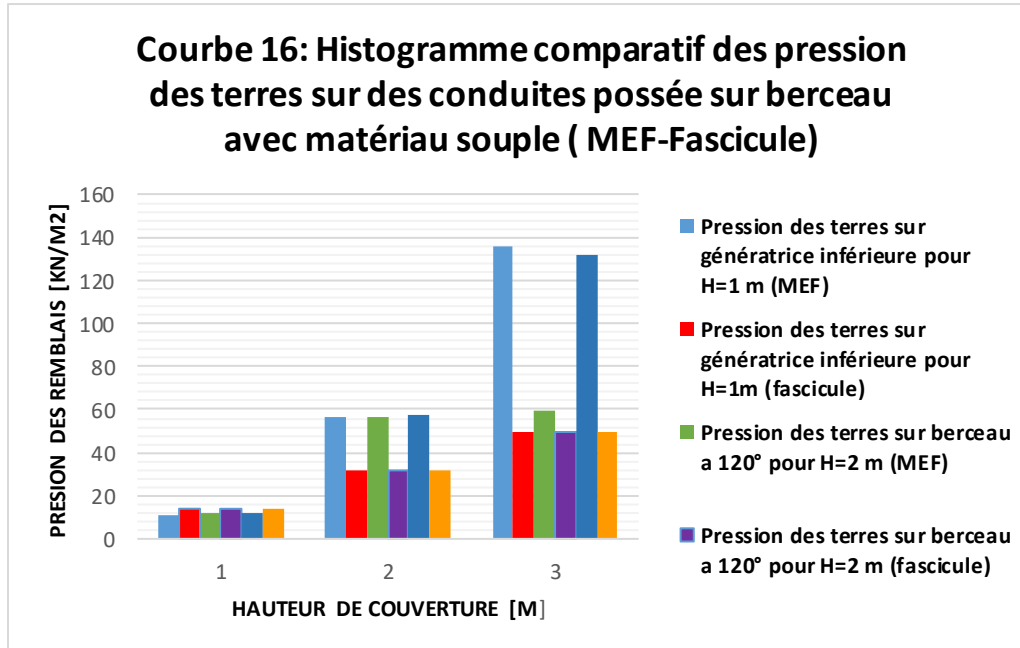


✚ La remarque principale c'est que pour la même hauteur du couverture l'augmentation de l'angle de pose produit une diminution du moment d'ovalisation, c'est l'effet bénéfique.

IV.5.3 Comparaison entre MEF (PLAXIS) et FASCICULE70 : (cas sans et avec matériau de décompression) :



- ✚ Pour les petites hauteurs la différence entre les pressions calculées par la Méthode Analytique du Fascicule 70(MAF 70) et la MEF (Plaxis) est insignifiante, d'où la puissance de la méthode analytique dans ces cas (coût des calculs moindre) par rapport à la MEF qui demande des moyens plus importants, et ce malgré sa grande fiabilité.
- ✚ Par contre, pour les hauteurs de couverture relativement plus importantes la MEF démarque par rapport à la MAF 70 PAR, des valeurs de pression plus grandes.
- ✚ Toutefois, l'emploi de la MAF 70 demeure applicable pour des études d'avant projet et de pré-dimensionnement quel que soit la hauteur de couverture des remblais.

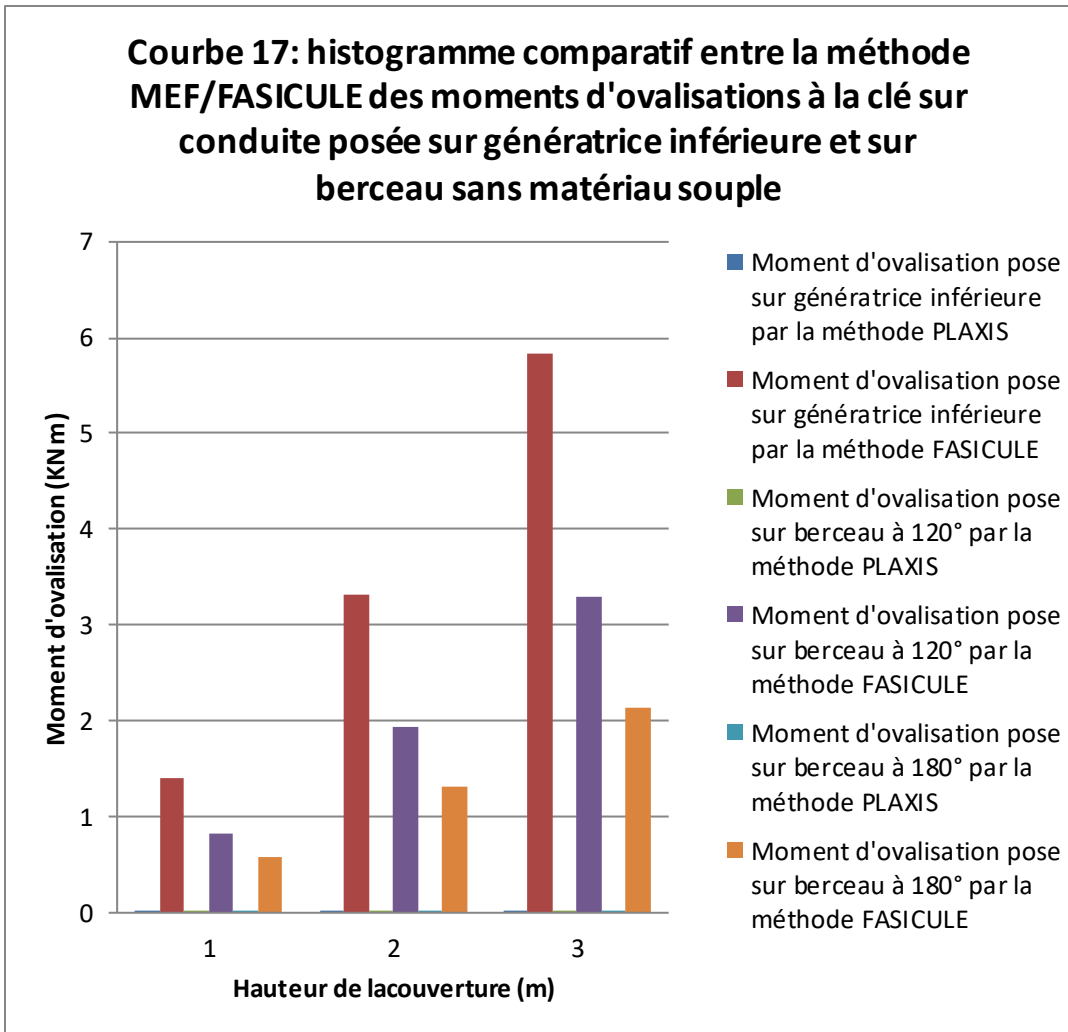


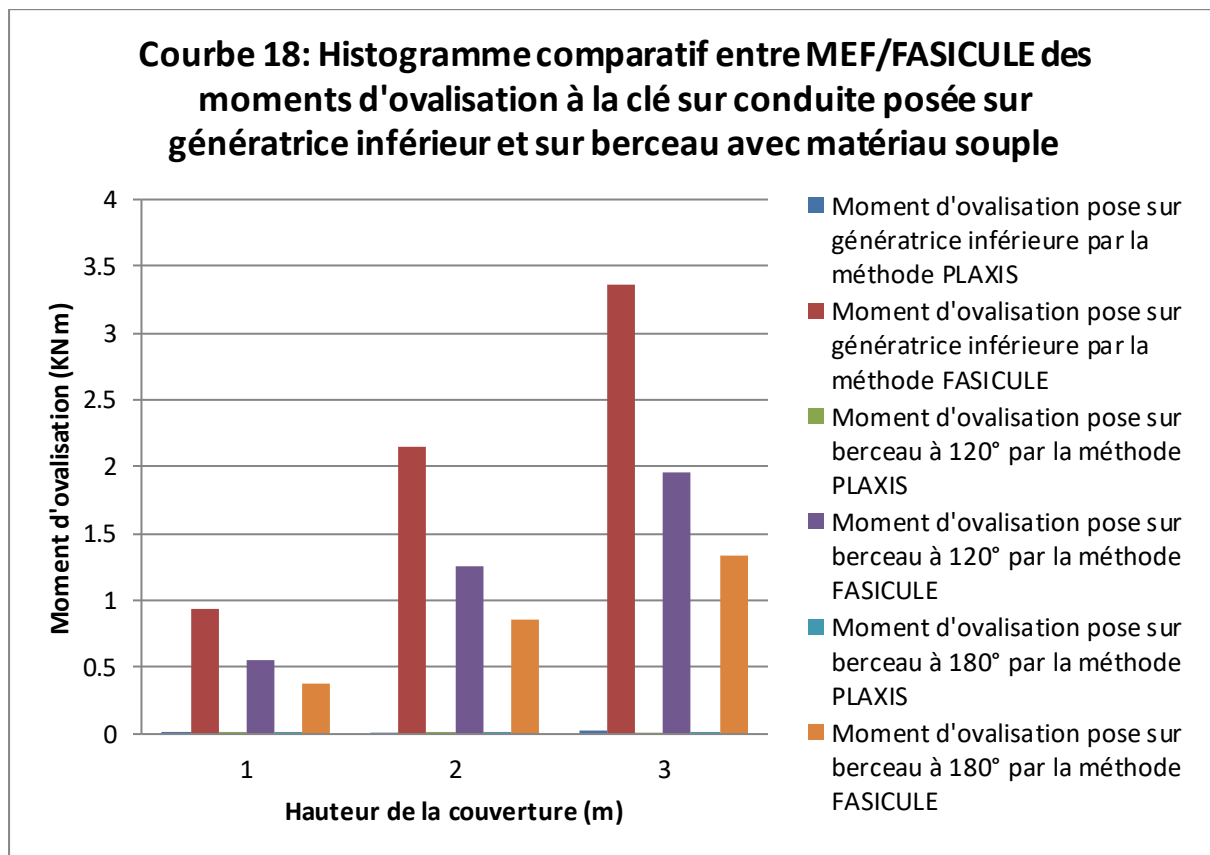
-La MEF donne des résultats de charge plus grande que la Méthode de Marston (Fascicule 70). Sauf dans le cas d'hauteur h=1 a tous les cas des poses la méthode de Marston donne des résultats petits que la MEF.

-Toute fois, la Méthode de Marston reste applicable pour un pré dimensionnement à ou un avant-projet.

- les charges calculée par fascicule 70 sont significativement inférieure aux charges calculées par MEF cela est dû au fait que les paramètres considérés ; tels que le comportement de non linéarité du sol ; angle de frottement ; la dilataance ; interaction sol-structure. Par contre, fascicule (Marston) ne tient compte que de l'interaction sol-sol (par le cisaillement des prismes intérieurs-extérieurs).

Courbe 17: histogramme comparatif entre la méthode MEF/FASICULE des moments d'ovalisations à la clé sur conduite posée sur génératrice inférieure et sur berceau sans matériau souple





- ✚ La constatation principale c'est que les valeurs du FASCICULE 70 sont plus grandes que les valeurs de la MEF (PLAXIS). En effet, cela est dû vraisemblablement à plusieurs facteurs déterminants est différentes relatives aux deux méthodes la MAF 70 et la MEF.
- ✚ En fait, la MEF est plus fiable car elle tiens compte de la non linéarité du remblai par la loi de comportement de Mohr Coulomb dont les principaux paramètres sont l'angle de frottement la cohésion. Aussi, La discrétisation raffinée en éléments finis triangulaires membranaires à 15 nœuds ainsi que de l'interaction sol structure caractérisée par un élément fins de contact entre le sol et la conduite.
- ✚ Tandis que, la MAF 70 elle ne tient compte que du cisaillement entre les prismes intérieurs et extérieurs. Le remblai et la conduite sont considérés à comportements respectivement élastiques.

D'autre part, on présume aussi que la modélisation du berceau en béton doit être revue, car pour notre cas on a considéré le berceau comme un rocher. On aurait aimé le considérer comme une structure mais le logiciel plaxis ne le permet pas.

CONCLUSIONS GENERALES :

1-La méthode MEF est plus fiable que la méthode analytique de Marston (paramètre avancés MEF).

2-L'augmentation de l'angle de pose implique une diminution de la charge MEF.

3- L'augmentation de l'épaisseur du matériau de décompression introduit aussi une diminution de la charge (MEF, Fascicule).

4- Les charges calculée par fascicule 70 sont significativement inférieurs aux charges calculées par MEF cela est du au fait que les paramètres considérés par (Marston) ; tels que le comportement de non linéarité du sol ; angle de frottement ; la dilatance ; interaction sol-structure par contre fascicule ne tient compte que de l'interaction sol-sol (par le cisaillement des prismes intérieurs-extérieurs).

5-La méthode analytique reste valable pour un pré dimensionnement ou avant-projet.

6-On remarque que la hauteur du PET à hauteur égale diminue avec l'augmentation de l'angle de pose, mais demeure virtuel quel que soit le cas étudié car $H_e > H$

De ce fait, le calcul des pressions des terres n'inclut pas le calcul de la hauteur du PET mais uniquement la hauteur H du remblai.

Recommandations :

-L'utilisation dans le domaine de géotechnique de matériau naturelle ou industrielle de récupération pour la sauvegarde l'environnement.

-L'introduction d'un matériau souple tel que (le caoutchouc broyé) sur la conduite s'est révélée très bénéfique du fait de la diminution des charges dues aux remblais.

-Etude des effets à long terme sur les conduites utilisé (le caoutchouc broyé).

-Pour une analyse plus complète, il serait souhaitable de considérer les paramètres suivants :

* Revoir la modélisation du berceau par un autre logiciel plus approprié à ce genre de structures

*Consolidation à long terme.

*Effets de la présence de nappes phréatiques.

*Effets des charges sismiques et vibratoires.

Référence bibliographiques :

1. **A** Hacene Chaouche ,Hamani M .SOIL_BURIED CIRCULAIR STEEL PIPE INTERACTION International review of mechanical engineering (IREME) VOL 2N 6 2008 .
2. Cour internet du lycée lachenal/Argonay, Département de Génie civil, Académie de Grenoble.
3. **D**amien dreier, interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux. Ecole POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE.suisse.N°4880(2010).
4. **I**mbert J.F. « Analyse des structure par éléments finis ». Edition SEPADUES 1979.
5. **J.** kang,F.Parker,chai.H.Yoo.soil-structure interaction for deeply buried corrugated steel pipies.Département of civil engineering,Auburn,AL 36849-5337 USA.pp.1-7 (article in press) ELSEVIER.(2007).
6. **K**hmis Asma ; thèse de doctorat. Etude de l'influence des incertitudes de interaction sol-structure sur le flambement des conduites flexible enterrées dans un sol élastique ; 2018 université Badji Mokhtar-Annaba.
7. Kolar V, Kratochvil J, Leitner F, Zenisek A : Vypocet ploych a prostorovych konstrukci metodou konecných prvku (MEF analysis of two-and three-dimensional structures) Praha 1972.
8. **O**.Thépot.prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrées.Engineering Science. Th. doct.Ecole des ponts paris-Thec.English(2004). <Pastel-00000645>
9. **S.** plumey ; A. Muttoni, L Vulliet, V.labiouse.Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes. École poly technique fédérale de Lausanne (Suisse) projet de recherche. Mandat de recherche AGB2000/204 (2006).

Webographie :

10. [https://fr.wikipedia.org/wiki/caoutchouc_\(mat%C3%A9riau\)](https://fr.wikipedia.org/wiki/caoutchouc_(mat%C3%A9riau)) vu 20/06/2020
11. <http://www.nora.com/fr/produits-systemes/revetements-de-sol/lecaoutchouc/vu>
20/06/2020