

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR UNIVERSITY- ANNABA
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année : 2018

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT en Génie Civil

Thème

Etude de l'influence des incertitudes de
l'interaction sol-structure sur le flambement
des conduites flexibles enterrées dans un
sol élastique

Option : Structure

Par :

Khemis Asma

Directeur de Thèse:

Abdelmadjid Hacene Chaouche - Professeur- Université de Badji Mokhtar, Annaba

Devant Jury:

Président:

DJEGHABA Kamel- Professeur- Université de Badji Mokhtar, Annaba

Examineurs:

MERZOUZ Mouloud - Professeur- Université de Badji Mokhtar, Annaba

MEKSAOUINE Mohamed- Professeur- Université de Badji Mokhtar, Annaba

GUENFOUD Mohamed - Professeur- Université de 8 Mai 1945, Guelma

REMERCIEMENTS

L'aboutissement et l'accomplissement heureux de ce travail de recherche dans le cadre de la finalisation d'une thèse de doctorat LMD, dans le domaine intéressant du flambement des tuyaux flexibles enterrés, sont dus à la contribution de manière diversifiée de beaucoup de personnes.

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à mon directeur de thèse Pr Hacene Chaouche Abdelmadjid pour son aide et ses encouragements constamment fournis pendant toute la période de préparation de ma thèse de doctorat.

Je tiens aussi à remercier le Dr. Kong Fah Tee pour son aide et l'opportunité qu'il m'a offert, en acceptant de m'accueillir pour un stage de formation au sein l'Université de Greenwich à Londres, au Royaume-Uni, et ce, pour parfaire ma recherche ainsi que les précieux conseils qu'il m'a prodigué pendant mon séjour

Aussi, je remercie tous les enseignants du département de Génie Civil qui ont contribué à ma formation en licence et en Master.

Ma plus profonde gratitude va à mes frères, mes sœurs, mon mari Dr. Allaeddine Athmani et à toute ma famille pour leur amour et leur précieux soutien.

SOMMAIRE

Résumé	8
Introduction générale	10
Chapitre I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE	
I.1 Généralités sur les conduites.....	14
I.1.1 Introduction.....	14
I.1.2 Les phénomènes d'instabilité des conduites	14
I.1.3 Flambement d'un anneau circulaire sous l'action d'une pression uniforme.....	14
I.1.3.1 Donnell1956.....	18
I.1.3.2 Fairbairn 1858	19
I.1.3.3 G.H. Bryan1888	19
I.1.3.4 Timochenko et Gere 1961	19
I.1.3.5 Valentine en 1964.....	20
I.1.3.6 Brockenbrough 1964	21
I.1.4 FLAMBEMENT D'UNE CONDUITE DANS UN SOL ELASTIQUE.....	21
I.2 Modèle interaction sol-conduit	22
I.2.1 INTRODUCTION	22
I.2.2.1 Modèle de Winkler.....	23
I.2.2.2 Modèle du continuum élastique	24
I.2.2.3 Modèle de Filonenko-Borodich	25
I.2.2.4 Modèle d'Hetenyi	25
I.2.2.5 Modèle de Pasternak	26
I.2.2.6 Modèle de Reissner	27
I.2.2.7 Modèle de Vlazov et Leontiev	28
I.2.2.8 Model de kerr	29
I.3 La reglementation en vigueur en france et a l'etranger	30
I.3.1 Méthode de calcul de la réglementation française.....	30
I.3.2 La méthode allemande ATV.....	31
I.4 conclusions.....	32

Chapitre II : Les incertitudes en géotechnique

II.1 Introduction.....	35
II.2 l'incertitude dans l'interaction sol-conduite.....	36
II.3 Quantification des incertitudes.....	37
II.3.1 Lois de distribution de probabilité.....	37
II.3.2 Coefficient de variation (COV).....	38
II.4 Méthodes probabiliste	40
II.5 Méthodes FOSM et SOSM.....	40
II.6 Méthode FORM.....	41
II.7 MONTE CARLO SIMULATION	42
II.8 CONCLUSIONS	43

Chapitre III : Estimation de l'incertitude du module de réaction du sol et du paramètre de flexibilité

III.1 Introduction.....	45
III.2 Module de réaction du sol, différentes expressions	45
III.3 Nature et origine des incertitudes.....	46
III.4 Application de la méthode FOSM au coefficient de réaction du sol	48
III.5 Résultats et discussions.....	49
III.5.1 L'ESTIMATION DE L'INFLUENCE DES PARAMETRES DU SOL ET DES STRUCTURES SUR LE COEFFICIENT DE VARIATION DE K_S	49
III.5.2 EFFETS DES PARAMETRES DU SOL	49
III.5.3 EFFET DES PARAMETRES DE LA STRUCTURE	50
III.5.4 L'INCERTITUDE ESTIMATION DE K_S POUR CHAQUE MODELE SEMI-EMPIRIQUE.....	52
III.5.5 EVALUATION DE L'INFLUENCE DES PARAMETRES DE STRUCTURE SUR LE COEFFICIENT DE VARIATION DE S_F	53
III.6 Conclusions.....	54

Chapitre IV : Calcul de la charge critique de flambement des conduites enterrées flexibles dans un sol bi-paramétrique

IV.1 Introduction	57
--------------------------------	-----------

IV.2 Force critique de flambement des conduite enterré dans un sol de "type Winkler" 57

A. CHENEY EN 1963..... 59
B. MEYERHOF ET BAIKIE1963..... 59
C. LUCHER1966..... 61
D. CHELAPATI ET ALLGOOD (1972)..... 61
E. KLÖPPEL ET DE GLOCK (1970)..... 62

IV.3 Force critique de flambement de la conduite enterrée dans un milieu continu élastique ou "continuum élastique" 63

B. FORRESTAL AND HERRMANN (1965) 66
D. MOORE AND BOOKER 1985 68
E. MOORE ET SELIG 1990..... 68
f. Moore 1990..... 70

IV.4 Force critique de flambement de la conduite enterrée dans un "sol bi-paramétrique" 71

IV.4.1 FLAMBEMENT D'UN ANNEAU CIRCULAIRE PLACE DANS UN MILIEU ELASTIQUE SOUS L'EFFET D'UNE PRESSION UNIFORME..... 72
IV.4.2 ETUDE PARAMETRIQUE 75
IV.1.1.1 Comparaison entre les trois méthodes (continuum élastique –winkler –pasternak)
75

IV.5 Conclusions.....78

Chapitre V : Effets des incertitudes des coefficients K_s et S_f sur le flambement des conduites enterrées dans un sol de type Winkler

V.1 Introduction..... 80

V.2 Effet de l'incertitude du module du coefficient de réaction et des paramètres structurels sur le comportement de la conduite enterrée 80

V.2.1 INFLUENCE DE L'INCERTITUDE DE K_s SUR L'INCERTITUDE DE LA FORCE CRITIQUE DE FLAMBEMENT..... 81
V.2.2 INFLUENCE DE L'INCERTITUDE DE S_f SUR L'INCERTITUDE DE LA FORCE CRITIQUE DE FLAMBEMENT..... 83
V.2.3 INFLUENCE DES INCERTITUDES DE K_s ET S_f SUR LA CHARGE CRITIQUE DE FLAMBEMENT PAR RAPPORT A LA PROFONDEUR D'ENFOUISSEMENT H 84

V.3 Application de l'analyse globale de l'incertitude d'une conduite enterrée flexible ..	87
V.4 Estimation de l'incertitude de déplacement critique de flambement des conduits flexibles.....	91
ANNEXE.....	106

LISTE DES FIGURES

Fig. III.1: L'évolution de K_s en fonction du module de Young E_s	46
Fig. III.2: Evolution du coefficient η_{vs} en fonction de vs pour les modèles semi-empiriques étudiés (méthode FOSM).	50
Fig. III.3: Evolution of coefficient η_R en fonction de rayon de la conduite R.....	51
Fig. III. 4: Evolution de CV_{ks} en fonction de CV_{Es}	53
Fig. IV.1: Modèle de Winkler et schéma de flambement d'une canalisation flexible	57
Fig. IV. 2 : Distribution des pressions dans un arc articulé a ces extrémités (daprès Klöppel et de Glock (1970)).....	63
Fig. IV.3: Section transversale dans un continuum élastique ou milieu continu élastique	63
Fig. IV.4: Les facteurs considéré dans le model de continuum.....	70
Fig. IV.5: Conduite raidi avec des raidisseurs	71
Fig. IV.6: Model Pasternak d'une conduite enterrée	74
Fig. IV.7: charge critique de flambement en fonction de K_p	75
Fig. IV.8: Comparaison de la force critique de flambage en fonction du paramètre E_s	76
Fig. IV.9: Comparaison de la force critique de flambage en fonction du paramètre V_s	77
Fig. IV.10: Comparaison de la force critique de flambage en fonction de rapprt d/t	77
Fig. V.1: Influence de l'incertitude de K_s sur l'incertitude de la force critique de flambement	82
Fig. V.2: Influence de l'incertitude de S_f sur l'incertitude de la force critique de flambement	84
Fig.V.3: Influence de l'incertitude de K_S en fonction de h sur l'incertitude de la force critique	85
Fig. V.4: Influence de l'incertitude de S_f en fonction de h sur l'incertitude de la force critique circonférentielle de flambement	86
Fig. V.5: Organigramme d'utilisation des deux approches classique et d'incertitude.....	88
Fig. V.6: les résultats de l'intervalle de confiance relatif à la méthode appliquée.....	89
Fig. V.7: Incertitude globale (a) pour le module de réaction du sol K_S (b) la charge critique de flambement N_{cr} global.....	89
Fig.V 8: Tuyau flexible enterré dans différents modèles de sol	91
Fig. V.9: L'influence de l'incertitude de K_s sur l'incertitude du décalage de flambage critique pour différentes épaisseurs de tube	94
Fig. V.10: Influence de l'incertitude de S_f sur l'incertitude du déplacement critique de flambage pour différents une épaisseur des conduites	95

Fig. V.11: L'influence de l'incertitude de K_S sur l'incertitude de déplacement critique de flambage pour différentes épaisseurs de tube en fonction de h	96
Fig. V.12: L'influence de l'incertitude sur l'incertitude S_f du déplacement critique de flambage pour différentes épaisseurs de tube en fonction de h	97
Fig. V.13: La comparaison des résultats de simulation de Monte Carlo avec ceux de la méthode FOSM Pour coefficient de variation de déplacement critique de flambement par rapport K_S CV_{w/K_S} en fonction de coefficient de réaction K_S pour épaisseur de conduite $t=0.010, 0.015, 0.022, 0.023, 0.025$	100
Fig. V.14: La comparaison des résultats de simulation de Monte Carlo avec ceux de la méthode FOSM Pour coefficient de variation de déplacement critique de flambement par rapport à S_f et CV_{w/K_S} en fonction de coefficient de réaction K_S pour différentes épaisseurs de conduite $t=0.010, 0.015, 0.022, 0.023, 0.025$	101
Fig. V.15: Organigramme d'utilisation des deux approches classique et d'incertitude pour les deux conditions aux limites.....	103

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1 : Expressions de K_s en fonction du sol et paramètres géométriques de conduite	46
Tableau III.2: Origines des incertitudes sur les paramètres du sol et de structure et gamme possible du coefficient de variation pour chacun des paramètres	47
Tableau III.3: Coefficient $\eta\chi_i$ obtenu pour chaque paramètre des modèles semi- empiriques (méthode FOSM).....	51
Tableau III.4: Coefficient $\eta\chi_i$ obtenu pour chaque paramètre de flexibilité du tuyau S_f	54
Tableau IV.1: charge critique pour différent mode de flambement	74
Tableau IV.2: pression critique de flambement en fonction de E_s	76
Tableau IV.3: pression critique de flambement en fonction de ν_s	77
Tableau IV.4: pression critique de flambement en fonction de rapport d/t	78

Résumé

Les dommages des structures de génie civil sont la conséquence des décisions prises concernant l'incertitude sur certaines conditions. En général, les conduites flexibles enterrées sont conçues par rapport à leur comportement transversal pour prévenir et empêcher le mode le plus important de rupture par flambement. De ce fait, le présent travail de recherche traite de l'évaluation des effets de ces incertitudes sur celle de la force critique circonférentielle de flambement des conduites flexibles superficiellement enterrées en utilisant la théorie du module de réaction (modèle Winkler) et la méthode du premier ordre et second Moment (and First-Order Second-Moment (FOSM)). Les résultats montrent que les incertitudes structurelles des conduites étudiées et celles des propriétés du sol ont un effet significatif sur l'incertitude de la force critique de flambement, et donc, il est requis d'en tenir compte dans la conception des tubes flexibles faiblement enterrés par rapport à leur comportement au flambement.

Mots clés: flambement, Pasternak model, Winkler model incertitude, module de réaction du sol, conduite enterrée, interaction sol-structure, FOSM

ملخص

إن الضرر الذي يحدث لمنشآت الهندسية المدنية هو نتيجة لإتخاذ القرار في ظل ظروف غير مؤكدة. عموماً، يتم تصميم السلوك العرضي للأنابيب المرنة المدفونة لمنع من عدم وقوع سلوك الإلتواء الذي هو عبارة عن عدم إستقرار ميكانيكي يمكن أن يؤدي إلى حالة انهيار الأنابيب. في هذه الأطروحة، قمنا بدراسة تأثير اثنين من الثوابت لنموذج ثنائي المعامل (نموذج باسترناك لتحديد قوة الإلتواء الحرجة للأنابيب المدفونة تماماً في التربة المرنة لمختلف وضع إلتواء المحيطي). ومع ذلك، يتم إهمال الآثار المترتبة على التفاعل بين الأرض والأنابيب و عموماً لا تؤخذ إرتيابات خصائصها في الاعتبار عند تصميم هذه العناصر الهيكلية. لذلك، يتناول هذا العمل البحثي مع تقييم آثار هذه الإرتيابات على قوة التواء الحرجة المحيطة للأنابيب المرنة المدفونة سطحياً باستخدام نظرية وحدة رد فعل (نموذج وينكلر)، وطريقة الدرجة الأولى، ثان عزم. أظهرت النتائج أن الإرتيابات الهيكلية للأنابيب المدفونة، وتلك من خصائص التربة لها تأثير كبير على إرتياب قوة الإلتواء الحرجة، وبالتالي الأخذ بعين الإعتبار هذه الأخيرة في تصميم الأنابيب المرنة المدفونة بشكل سطحي في سلوك الإلتواء بها مطلوب.

كلمات البحث: التواء، نموذج باسترناك، نموذج وينكلر، الشك، وحدة رد فعل، الأنابيب المدفونة، تفاعل التربة هيكل

Abstract

The failure of civil engineering systems is a consequence of decision making under uncertain conditions. Generally, buried flexible pipes are designed for their transversal behavior to prevent from the important failure mode of buckling. In this thesis, we studied the influence of the two constants bi parametric model (Pasternak the determination of the critical force of buckling of buried pipe completely stuck in an elastic soil for different circumferential buckling mode. However, the interaction effects between soil and pipe are neglected and the uncertainties in their properties are usually not considered in pipe design. In this regard, the present research paper evaluates the effects of these uncertainties on the uncertainty of the critical buckling hoop force of flexible pipes shallowly buried using the subgrade reaction theory (Winkler model) and First-Order Second-Moment (FOSM) method. The results show that the structural uncertainties of the studied pipes and those of the soil properties have a significant effect on the uncertainty of the critical buckling hoop force, and therefore taking into account these latter in the design of the shallowly flexible pipes for their buckling behavior is required.

Keywords: buckling, Pasternak model, Winkler model, uncertainty, reaction module, buried pipe, soil-structure interaction, FOSM

INTRODUCTION GENERALE

Le dimensionnement des ouvrages géotechniques superficiels repose sur des hypothèses simplificatrices qui ignorent le caractère hétérogène des sols. La variation d'un point à l'autre des propriétés physiques et mécaniques du sol et de la structure crée pourtant des incertitudes sur les valeurs représentatives des paramètres de calcul, ce qui se traduit par des incertitudes sur la prévision du comportement des ouvrages.

En général, les conduites flexibles enterrées sont conçus par rapport à leur comportement transversal pour prévenir et empêcher le mode le plus important de rupture par flambement. Cependant, les effets de l'interaction entre le sol et la conduite sont négligés et pour les calculs usuels de dimensionnement de ces ouvrages géotechniques superficiels, le comportement n'est modélisé que dans une section droite pour représenter le comportement transversal de l'élément de structure où l'hétérogénéité (variabilité spatiale) et les incertitudes sur les paramètres de calcul ne sont pas prises en compte.

Le but de la présente recherche traite l'influence des incertitudes des paramètres de calcul et de la variabilité spatiale des propriétés du sol sur le dimensionnement de ces structures. A cet égard, pour la modélisation du problème de l'interaction sol-structure, le modèle de Winkler a été choisi. Ce dernier, d'un point de vue pratique, est approprié pour le dimensionnement des ouvrages géotechniques superficiels. Il a l'avantage de ne prendre en compte qu'un seul paramètre (coefficient de réaction du sol K_s) pour caractériser les réponses d'un sol élastique et de la structure sous chargement. Grâce à sa simplicité, le modèle de Winkler a été largement utilisé pour résoudre nombreux problèmes d'interaction sol-structure où il a donné des résultats satisfaisants pour de nombreux problèmes pratiques. Le coefficient de réaction du sol (K_s) n'est pas un paramètre intrinsèque du sol, il dépend de plusieurs paramètres (paramètres mécaniques du sol et de la structure ainsi que les paramètres géométriques de la structure) qui possèdent chacun des incertitudes propres et qui sont la source majeure des incertitudes sur le coefficient de réaction du sol.

Pour atteindre les objectifs visés dans cette étude, nous avons divisé notre travail en cinq chapitres, une introduction générale et une conclusion. Ainsi, le chapitre I présente une synthèse bibliographique qui donne quelques éléments et autres notions de ce qu'il est obligatoire de maîtriser si l'on veut aller au bout des projets : les généralités sur les conduites enterrées et Les différentes approches pour étudier le problème de stabilité de l'interaction sol structure sont basées sur des hypothèses très simplificatrices qui sont peu valides dans la

pratique notamment en ce qui concerne le comportement du sol et le problème de l'interaction sol-structure.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des méthodes FOSM, SOSM et la simulation Monte Carlo, qui sont des méthodes probabilistes ayant pour objectifs principaux la caractérisation d'une part la variabilité naturelle des sols afin d'optimiser les reconnaissances géotechniques et d'autre part d'estimer les incertitudes affectant le dimensionnement des ouvrages.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude de l'influence des deux constants du modèle bi-paramétrique modèle de Pasternak sur la détermination de la force critique de flambement de la conduite enterrée, complètement fichée dans un sol élastique, pour différents modes circonférentiels de flambement. Etablissement d'une étude comparative entre les trois modèles Winkler, Pasternak et continuum élastique

Le quatrième chapitre est dédié à l'analyse des effets de l'incertitude sur la géométrie de la conduite en terme de paramètre de flexibilité S_f et l'incertitude sur les conditions du sol en place exprimées par le module de réaction du sol K_s , basé sur quatre modèles semi empiriques, dont le but est de mettre en évidence leurs effets sur l'incertitude de la force critique de flambement N_{cr} des conduites flexibles enterrées superficiellement sur une fondation de type Winkler. En outre, pour plus de représentativité des résultats, la variation de la force critique N_{cr} est exprimée en fonction de de la profondeur d'enterrement h . Pour accomplir cette tâche, on applique la méthode du premier ordre et second Moment (**F**irst-**O**rdre **S**econd-**M**oment (FOSM)), par le biais de laquelle, on détermine l'incertitude sur le paramètre le plus influent contribuant à la définition du module de réaction du sol ou le paramètre de flexibilité de la conduite

Le cinquième chapitre traite de l'évaluation des effets de ces incertitudes sur la force critique circonfrentielle de flambement des conduites flexibles superficiellement enterrés en utilisant la théorie du module de réaction (modèle Winkler) et la méthode du premier ordre et second Moment (and **F**irst-**O**rdre **S**econd-**M**oment (FOSM)). Deux cas de conditions aux limites ont été pris en compte dans cette étude. Dans le premier cas, CV_w est calculé dans un sol infiniment épais en fonction de l'incertitude du module de réaction (K_s). Dans le second cas, le CV_w est calculé dans un cylindre de sol en fonction de l'incertitude du module de réaction effective (K_s'). De plus, l'incertitude de flexibilité des tubes (S_f) est également prise en compte dans les deux cas. Les calculs d'incertitude par la méthode FOSM sont validés avec ceux obtenus à partir des simulations Monte Carlo traditionnelles.

Une comparaison de la méthode FOSM avec des simulations à partir de la méthode de Monte Carlo a été réalisée en vue de valider la méthode FOSM pour ce genre d'analyse.

Chapitre I :

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Généralités sur les conduites

I.1.1 Introduction

Les réseaux d'assainissement enterrés sont des réseaux ayant pour fonction la collecte et le transport des eaux usées ou pluviales vers les stations d'épuration. Ils se composent principalement des conduites (ou collecteurs) et des regards de visite. La partie d'un réseau située entre deux regards de visite ayant des caractéristiques identiques (diamètre, matériau, pente) est appelée tronçon. Pour les gestionnaires des réseaux, le tronçon est considéré comme une unité de base d'un réseau. Selon le type d'effluent, on distingue les réseaux séparatifs d'eaux usées ou d'eau pluviale des réseaux unitaires. Suivant le diamètre des conduites, il est également probable que le comportement d'un collecteur de grand diamètre diffère de celui d'une conduite circulaire de faible diamètre, de même que l'interaction avec le sol d'une conduite souple en PVC ou en acier sera différent que celle d'une conduite en béton. Par ailleurs, la répartition dans le parc existant des différents types de conduite étant fortement inégale, il convient de cibler les phénomènes les plus génériques possible et de mettre de côté, du moins dans un premier temps, les cas marginaux (Jasmin Buco2007).

I.1.2 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 a 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. (Leonards et Stetkar 1978). Les Conduits flexibles sont généralement conçus pour résister aux cinq modes fondamentaux de rupture suivants (comme le montre la figure I-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 circonférentielles 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.

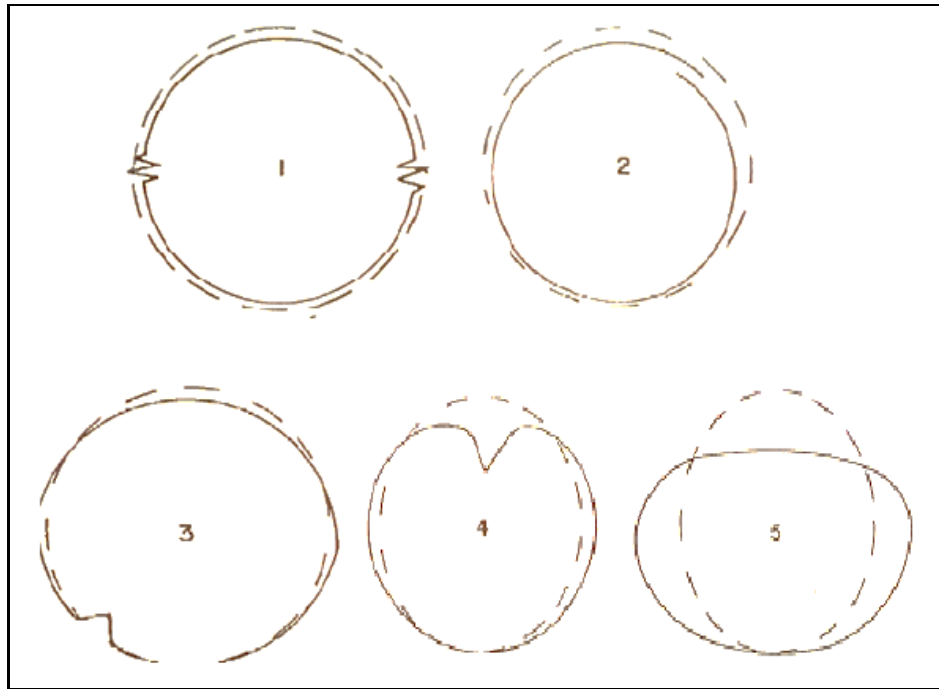


Fig. I.1: Les cinq modes de flambement des conduites flexibles enterrées

Il est relativement facile de se protéger des deux premiers modes de rupture, parce que l'amplitude de la charge circonférentielle est relativement moins sensible aux propriétés du sol ou à la rigidité du tuyau. Cependant, les contraintes de flexion, qui jouent un rôle particulier dans les modes de rupture (3), (4) et (5), sont très sensibles aux paramètres cités plus haut. Plusieurs procédures simplifiées pour prendre en compte leurs effets ont été préconisées, par exemple, en contrôlant la flèche de la couronne, mais ne sont généralement pas applicables. Des progrès satisfaisants ont été réalisés ces dernières années dans le traitement des problèmes des buses d'une manière rationnelle tels que prônés par Léonards et Roy en 1976; Wenzel et Parmellee en 1976, Katona et al en 1976 et Duncan en 1977.

Toutes les théories connues sur le flambement élastique des anneaux et cylindres avec support radial soumis à des pressions extérieurs ont été analysées et comparées l'un par rapport l'autre, et avec les résultats expérimentaux. Les résultats ont montré que le flambement est un mode de rupture important, surtout pour les conduites arquée et que le contrôle de déformation (déflexion) à moins de 5% n'est pas automatiquement protectif contre la rupture par flambement, et que les méthodes actuelles de prédiction (limites de performance ne se limite pas au flambage,

expression incomprie) sont insuffisamment développées (Leonards et Stetkar 1978)

Le comportement de flambement des conduites enterrées est affecté par l'interaction de conduite et le sol environnant. Le rapport de rigidité de conduite et le sol environnant est un facteur important qui détermine le mode de flambement de la conduite. La Figure I-2 schématise deux modes de comportement de flambement des conduites enterrées flexibles, l'un de ces deux modes est identifié par un type de déformation non élastique alors que l'autre modèle est caractérisé par l'ovalisation. Le type de flambement non élastique se produit pour une canalisation enterrée avec un environnement rigide. Le mode de flambement par ovalisation se produit dans le cas où la rigidité de la conduite est plus grande que le module de chargement latéral.

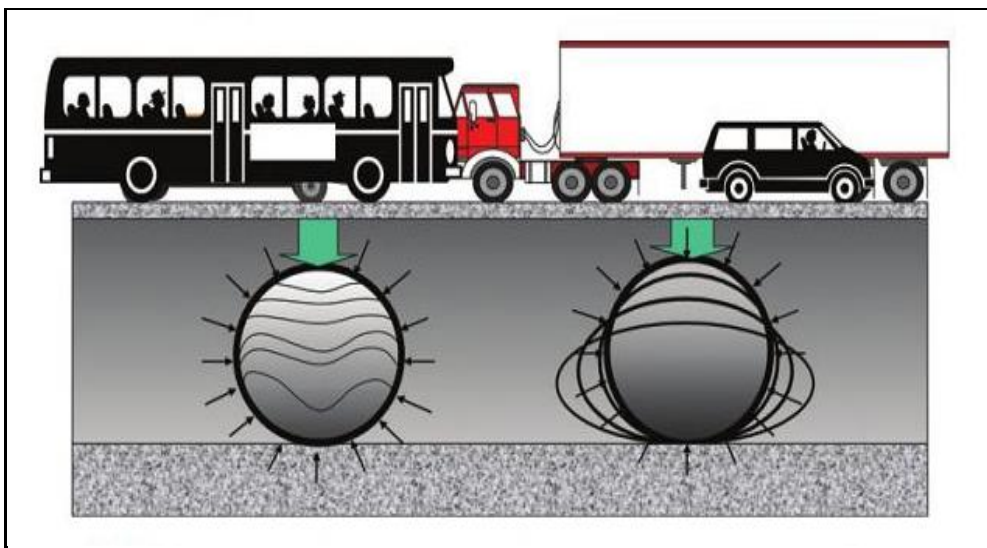


Fig. I.2: Types de flambement sous charges roulantes

I.1.3 Flambement d'un anneau circulaire sous l'action d'une pression uniforme

Considérons Figure I.3 un arc G_0G de la fibre moyenne déformée. Pour calculer le moment fléchissant produit en G par la pression nous pouvons remplacer la pression p agissant sur l'arc G_0G par la même pression p appliquée sur les rayons OG et OG_0 , comme il est indiqué sur la figure I-3.

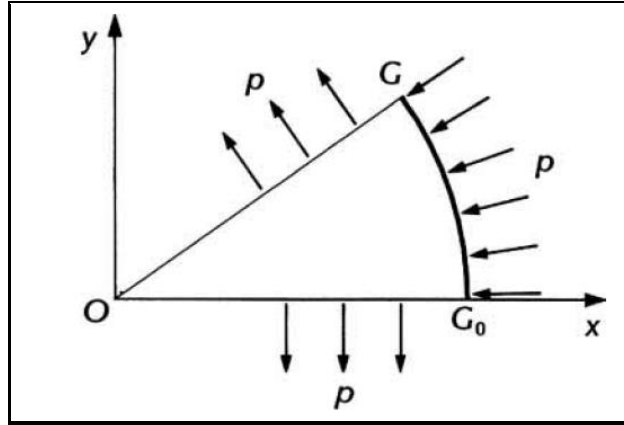


Fig. I.3: Les tubes cylindriques sous pression externes

En effet, l'ensemble des pressions sur le contour fermé OGG₀ constitue un système de forces équivalent à zéro. Parmi les forces qui interviennent dans le calcul du moment fléchissant, seule la résultante des pressions sur OG dépend des coordonnées (x, y) de G ; les autres n'en dépendent pas et leur moment par rapport à G est une fonction linéaire de x et de y. Le moment fléchissant est donc de la forme :

$$M = Ax + Bx + C + \frac{1}{2} p(x^2 + y^2) \quad \text{Eq (I-1)}$$

Soit V (θ) la composante radiale du déplacement de G. L'équation polaire de la fibre moyenne déformée étant (ρ = a - V) à des infiniments petites d'ordre supérieur près, nous avons :

$$M = A(a - V)\cos\theta + B(a - V)\sin\theta + \frac{1}{2} p(a - V)^2 \quad \text{Eq (I-2)}$$

Et, comme le moment fléchissant est identiquement nul lorsque V est identiquement nul donc, en négligeant V² devant V qui est petit, nous trouvons :

$$M = -paV \quad \text{Eq (I-3)}$$

Il en résulte alors de la relation que V est une intégrale de l'équation différentielle :

$$\frac{d^2V}{d\theta^2} + \left(1 + \frac{pa^3}{EI}\right)V = 0 \quad \text{Eq (I-4)}$$

En posant :

$$K^2 = 1 + \frac{pa^3}{EI} \quad \text{Eq (I-5)}$$

L'intégrale générale de l'équation différentielle est :

$$V = A\cos K\theta + B\sin K\theta \quad \text{Eq (I-6)}$$

La condition $\int_r V d\theta$ ne peut être satisfaite que si k , qui est supérieur à 1, est un entier. La pression critique de flambement de l'anneau est obtenue en prenant $k = 2$

$$P_c = \frac{3EI}{a^3} \quad \text{Eq (I-7)}$$

Cette formule s'applique au cas d'un long tube de rayon moyen a et d'épaisseur e . Mais, puisque tout anneau élémentaire constituant le tube ne peut se dilater dans la direction de l'axe du tube, il faut remplacer E par $E/(1-\nu^2)$, ν désignant le coefficient de Poisson. Donc, en tenant compte de ce que $I = e^3/12$ (Jean Courbon 1984)

$$P_c = \frac{Ee^3}{4(1-\nu^2)a^3} \quad \text{Eq (I-8)}$$

I.1.3.1 *Donnell 1956*

Donnell a étudié la différence entre la valeur de pression critique extérieure de flambage des coques cylindriques déterminées expérimentalement et celle donnée par la théorie. En effet, la valeur de pression critique expérimentale de flambement est souvent inférieure à celle prédite théoriquement, bien que cette divergence ait été attribuée aux imperfections géométriques et matérielles. Aucune étude n'a été faite pour montrer les effets des degrés d'imperfections sur la variation de la résistance au flambage. Il a aussi, considéré les effets des imperfections sur le flambement des coques par modification du développement de la théorie de Von-mises qui considère une longueur de coque cylindrique et inclut un facteur d'irrégularité dans l'équation de la charge de déformation. Ce facteur représente l'imperfection géométrique dans une coque cylindrique non chargée, qui dépend de la matière et du processus de fabrication de la coque.

L'imperfection a été représentée par déformation initiale, et la pression critique a été calculée en fonction de

- La géométrie de coque
- Du module élasticité
- Du facteur d'irrégularité

Les résultats montrent que la pression critique de flambement varie en fonction de la géométrie et du niveau d'imperfection comme suit (Leonards et Stetkar 1978):

$$P_{cr} = \frac{R^{\frac{3}{2}}}{Et^{\frac{5}{2}}} L \quad \text{Eq (I-9)}$$

R : le rayon de la coque
 E : module de Young
 t : épaisseur de la coque

I.1.3.2 Fairbairn 1858

Fairbairn avait présenté un travail expérimental et avait conclu que la longueur de la buse et le rapport diamètre/épaisseur de paroi de la conduite sont des paramètres importants de pression de flambement. En outre, Levy en 1884 avait préconisé que les pressions critiques externes doivent être appliquées hydrostatiquement sur un anneau mince pour que le flambement se produise. Enfin, il avait abouti à l'expression suivante de la pression critique (Leslie K *et al*, 1994):

$$P_{cr} = \frac{3EI}{R^3} \quad \text{Eq(I-10)}$$

Où : P_{cr} = pression critique de flambement

E = module d'élasticité de la section d'anneau,

I = moment d'inertie de la section de l'anneau,

r = rayon moyen de l'anneau.

I.1.3.3 G.H. Bryan 1888

Bryan avait analysé un tuyau infiniment long sous une pression extérieure par l'intermédiaire du critère de la stabilité de l'énergie potentielle minimale. Il en résulta dans l'équation classique suivante qui suppose une condition de déformation plane. Si le moment

d'inertie $I = \frac{t^3}{12}$, L'équation peut être écrite comme suit (Leslie K *et al*, 1999)

$$P_{cr} = \frac{2E}{(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{D}\right)^3 \quad \text{Eq(I-11)}$$

D = diamètre moyen du tube,

t = épaisseur moyenne de la paroi,

ν = coefficient de Poisson

I.1.3.4 Timochenko et Gere 1961

Un ancien modèle utilisé pour le flambement approximatif de conduit flexible enterré dans le sol. En fait, il s'agissait d'un anneau circulaire soumis à une pression hydrostatique uniforme externe donnée par l'expression suivante :

$$P_{cr} = \frac{EI}{R^3} (n^2 - 1) \quad \text{Eq (I-12)}$$

n = le mode de flambement

La formule ci-dessus résulte de l'étude de l'équilibre d'un anneau déformé, en considérant uniquement les contraintes circonférentielles (Leslie K. Guice and J.Y. Li, 1994)

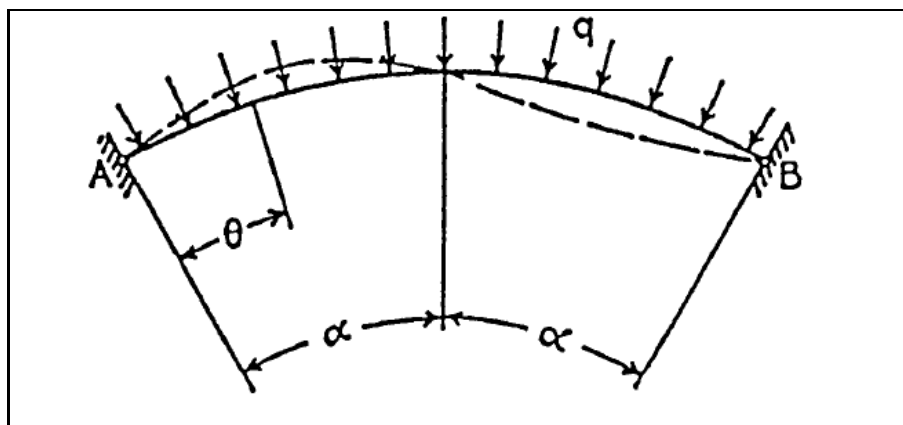


Fig. I.4: Arc uniformément comprimé de Timochenko

I.1.3.5 Valentine en 1964

Valentine avait proposé une analyse pour estimer la charge critique de flambement d'une conduite flexible superficiellement enterrée sous charges roulante centrée où il avait assumé que la partie supérieure de la conduite agi comme une barre courbée à deux articulations courbées. Avec cette approche, la formule de flambement des arcs sous une pression normale uniforme peut être utilisée pour déterminer la pression critique agissant dans une section appropriée de conduite ce qui pourrait être représenté par un arc équivalent

$$P_{cr} = \frac{EI}{R^3} \left[\frac{\pi^2}{\alpha^2} - 1 \right] \quad \text{Eq (I-13)}$$

2α : angle au centre de l'arc en radian

La validité de la distribution de la pression uniforme équivalente utilisée par Valentine est contestable. Néanmoins, cela a marqué une des premières tentatives de différencier entre le comportement superficielle et profond des conduites (Leonards et Stetkar 1978)

I.1.3.6 Brockenbrough 1964

A proposé l'usage de cette équation (Timochenko and Gerre 1961)

$$P_{cr} = \frac{EI(n^2-1)}{R^3} \quad \text{Eq (I-14)}$$

Pour déterminer la charge critique des buses flexibles profondément enterrées, Les profondeurs pour lesquels l'analyse considérée est applicable, afin de mettre en évidence celles qui sous les charges appliquées à la surface du sol avaient un effet considérable sur la buse.

Brockenbrough croyait que pour des conditions supérieures, l'effort de compression dans une buse pourrait être calculé de l'expression pour compression simple annulaire, comme suggéré par white and layer 1960

$$F = \frac{P_v R}{t} \quad \text{Eq (I-15)}$$

F : effort de compression circonférentielle

P_v : la pression de surcharge verticale à anneau (au niveau de la c clé)= γz

γ : poids volumique de l'élément total de sol

z : hauteur de couverture du sol au-dessus de l'anneau

La charge de compression calculée par eq (I-15) pourrait être comparée à la charge critique obtenue par eq (I-14), et ce, pour déterminer le maximum admissible de hauteur de remblai du sol pour une rigidité du conduite et densité du sol données (Leonards et Stetkar 1978)

I.1.4 Flambement d'une conduite dans un sol élastique

Deux théories ont été considérées pour exprimer les modes flambement d'une conduite dans un sol élastique à savoir :

- 1- *La théorie multi- onde linéaires (linear muliwave theory)* : on considère la résistance au flambement linéaire de la structure comme un ensemble de plusieurs boucles autour de la circonférence
- 2- *La théorie onde unique (single wave theory)*: cette théorie stipule que la stabilité de la structure est considérée comme une seule boucle qui se développe et se déplace dans la cavité à l'intérieur de la conduite

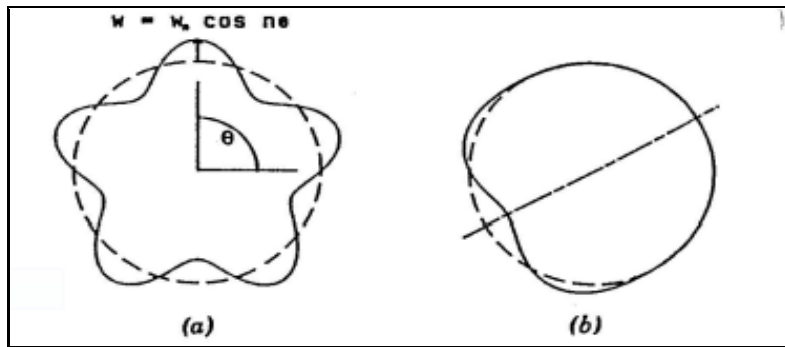


Fig. I.5: Les modes de flambement ; (a) Multiwave et (b) single wave

Différents modèles théoriques pour prédire la résistance au flambement des conduites flexibles enterrées ont été examinés, la solution de flambage linéaire "Multiwave" basée sur la représentation du modèle de continuum élastique du sol a été adoptée comme étant la plus appropriée pour l'analyse des structures et leur conception. Le choix a été fait sur la base de deux arguments théoriques et des comparaisons entre la théorie et les données expérimentales. Il a conclu que le flambement non linéaire de type single-wave se produit probablement quand une condition de contrainte nulle se développe entre le sol et la structure (par exemple le sol et la structure séparés). La théorie dite '*Single wave theory*' est seulement appliquée pour contrôler la résistance au flambage, lorsque les charges sont fournies par des pressions de fluide, de telle sorte que les contraintes effectives (et donc la rigidité du sol granulaire) sont négligeables.

I.2 Modèle interaction sol-conduite

I.2.1 Introduction

Des efforts importants ont été consentis pour mieux comprendre et maîtriser les interactions sol – pipeline et en particulier pour développer des modèles de comportement. Actuellement, la canalisation, est considérée comme l'un des meilleurs moyens de transport souterrain de différents biens et produits de valeurs et d'importance distinctes et parfois vitaux d'où, elle est l'une des composantes stratégiques et vitales de l'infrastructure urbaine dans différents pays. Cependant, l'interruption des services d'alimentation et d'évacuation des eaux ou d'approvisionnement des différentes centrales de production d'énergie, raffineries et usines de production pétrochimiques en produits bruts est due dans la majorité des cas aux dommages structuraux dans les réseaux de conduites souterraines. L'origine de ces bris de conduites et des buses enterrées peut être due à des tassements différentiels gouvernés par un mécanisme lié au couplage de la conduite avec le sol qui le supporte, d'où, l'apparition du problème d'interaction sol-conduite qui reste toujours difficile à être expérimentalement étudié, vu qu'il se présente

avec des géométries et des propriétés géo-mécaniques très complexes. Cette difficulté a mené de nombreuses études basées sur des approches numériques pour donner une prédiction quasi-réaliste du comportement mécanique du système sol-conduite sous l'action de différentes sollicitations statiques, dynamiques, cycliques et même thermiques. Parmi ces recherches, le modèle de Winkler qui introduit la notion de coefficient de réaction du sol, comme facteur assurant le couplage structurel du sol et la conduite dans le but d'obtenir des modèles aboutissant à des résultats très intéressants d'analyse structurelle de l'interaction sol-structure. Parmi les auteurs qui ont proposé des améliorations de ce modèle, Filonenko-Borodich 1940, Pasternak 1954, Hetenyi 1946, Kerr 1964,1965 .des formulations élément finis basées sur la théorie des poutres sur appuis élastiques ont été développées en utilisant des éléments linéaires unidimensionnels où les matrices de rigidité ont été obtenues avec une très bonne précision Eisenberger et Yankelevsky (1985), Plus récemment et dans le but d'illustrer ces modèles pour le cas des caténares sous-marins émanant des plateformes pétrolières offshore avec le fond des océans, Bridge et al (2002,2004) ont proposé un modèle de mécanisme caténaire-sol sous l'action d'un chargement cyclique décrivant la pénétration de la caténaire et son contact avec le fond de l'océan. La prise en compte de la variabilité du sol le long des buses a conduit à un modèle décrivant d'une façon plus réaliste les Analyse non linéaire du comportement des structures enterrées en environnement aléatoire. 3 réponses du système sol-conduite, S. M. Elachachi et al.(2004) ont proposé un modèle tenant compte de la variabilité spatiale de propriétés géo-mécaniques du sol le long de la conduite par le biais d'approches probabilistes..(Nabil Kazi Tani 2012)

I.2.2 Différents modèles

I.2.2.1 *Modèle de Winkler*

La modélisation du sol proposée par Winkler (1867) consiste à discrétiser le sol dans la direction longitudinale par une série de ressorts indépendants. La principale difficulté consiste en l'appréciation de la rigidité des ressorts de façon réaliste. En effet, nous pouvons trouver dans la littérature de nombreuses manières de déterminer leurs valeurs numériques (Schmitt 1998, Balay 1985, Biot 1937, Vlassov et Leontiev 1956, Vesic 1963, Selvadurai 1985, Matsubara et Hoshiya 2000).Les discontinuités dans le sol sont représentées par le biais des variations des raideurs. Le modèle de Winkler suppose que la conduite se déforme élastiquement en épousant la déformation du sol, ce qui mène à la proportionnalité entre contraintes et déformations du type Jasmin Bucu (2007) :

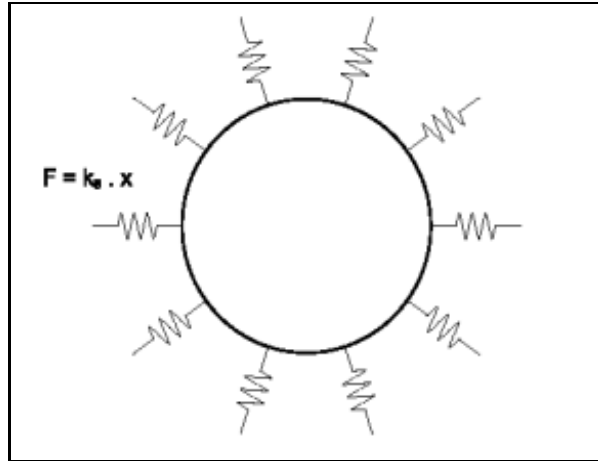


Fig. I.6: Modèle Winkler

$$P = kW$$

Eq (I-14)

P : la pression appliquée en un point,

W : le déplacement vertical en ce point.

I.2.2.2 *Modèle du continuum élastique*

La modélisation du sol comme un milieu semi-infini, élastique, continu, caractérisé par deux paramètres : le module de Young E et le coefficient de Poisson ν , permet de prendre en compte la continuité des tassements. Les premiers travaux dans ce domaine sont les travaux de Boussinesq (1885) qui a étudié le problème d'un milieu semi-infini homogène isotrope linéaire élastique soumis à une charge verticale concentrée P (Fig. I.7). En général l'application de la théorie du continuum élastique pour résoudre le problème de l'interaction sol-fondation aboutit à des problèmes mathématiques complexes. Des solutions à ces problèmes, ont été proposées dans les travaux de Gorbunov-Pasadov (1941,1949), Lur'e (1964), Harr (1966), Popov (1971),

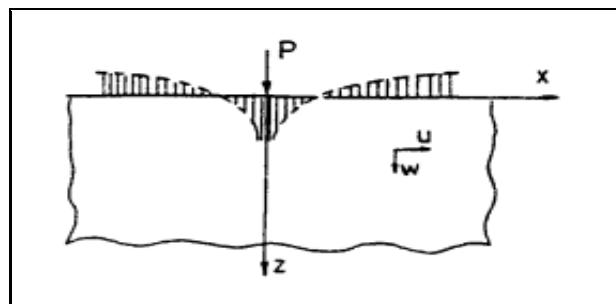


Fig. I.8: Tassement du sol dû à une charge concentrée pour le modèle du continuum élastique (d'après Selvadurai, 1979).

Le défaut inhérent au modèle de Winkler dans la description du comportement continu d'un sol réel et la complexité mathématique du modèle du continuum élastique ont conduit, à introduire des hypothèses simplificatrices, pour le développement d'autres modèles.

I.2.2.3 Modèle de Filonenko-Borodich

Le modèle proposé par Filonenko-Borodich (1940, 1945) assure la continuité entre les ressorts du modèle de Winkler en les reliant à une membrane élastique fine sous une tension constante T . Le tassement w à la surface du sol sous la pression q est donné par :

$$q(x, y) = K_s w(x, y) - T \nabla^2 w(x, y) \quad \text{Eq (I-15)}$$

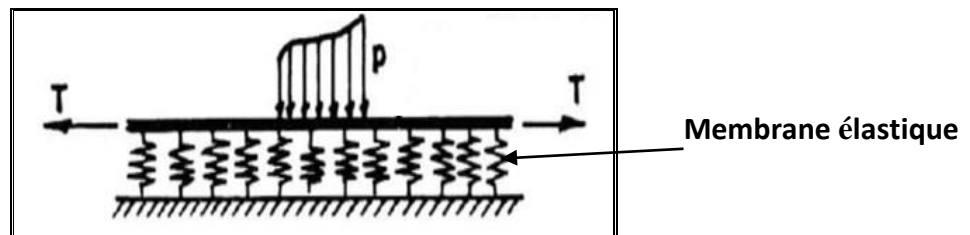


Fig. I.9: Modèle du Filonenko-Borodich

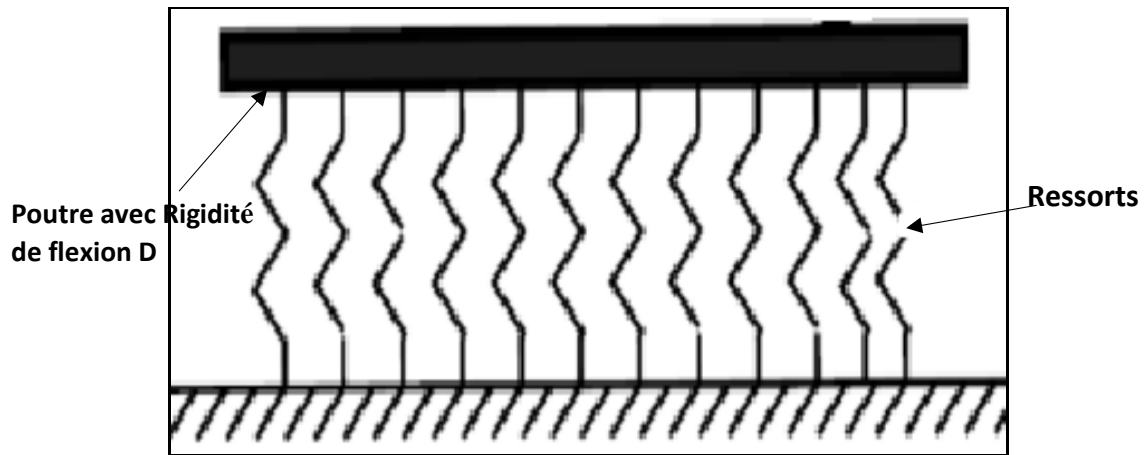
$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \quad \text{Eq (I-16)}$$

Et K_s est le coefficient de réaction du sol.

Les deux constantes élastiques du modèle sont le coefficient de réaction K_s et la tension T

I.2.2.4 Modèle d'Hetenyi

Dans le modèle proposé par Hetenyi (1946), l'interaction entre les ressorts indépendants du modèle de Winkler se fait par l'intermédiaire d'une plaque élastique, dans le cas tridimensionnel, ou une poutre élastique, dans le cas bidimensionnel. Les deux constantes élastiques du modèle sont le coefficient de réaction K_s et la rigidité à la flexion D de la plaque



.Fig. I.10: fondation de Hetenyi (Winkler, 1867)

L'expression reliant le tassement w à la pression q est :

$$q(x, y) = K_s w(x, y) - D \nabla^4 w(x, y) \quad \text{Eq (I-17)}$$

$$D = \frac{E_p h_p^3}{12(1 - \nu_p^2)} \quad \text{Eq (I-18)}$$

$$\nabla^4 = \frac{\delta^4}{\delta^4 x} + \frac{\delta^4}{\delta^4 y} \quad \text{Eq (I-19)}$$

En supposant que la couche de cisaillement est isotrope dans le plan (x, y) avec un module de cisaillement $G_x = G_y = G_p$, on obtient :

$$q(x, y) = K_s w(x, y) - G_p \nabla^2 w(x, y) \quad \text{Eq (I-20)}$$

I.2.2.5 Modèle de Pasternak

Le modèle de comportement du sol proposé par Pasternak (1954), suppose l'existence d'une interaction de cisaillement entre les ressorts. Ceci se fait en reliant les ressorts à une couche d'éléments verticaux incompressibles qui peuvent subir uniquement des déformations tangentiels dues au cisaillement

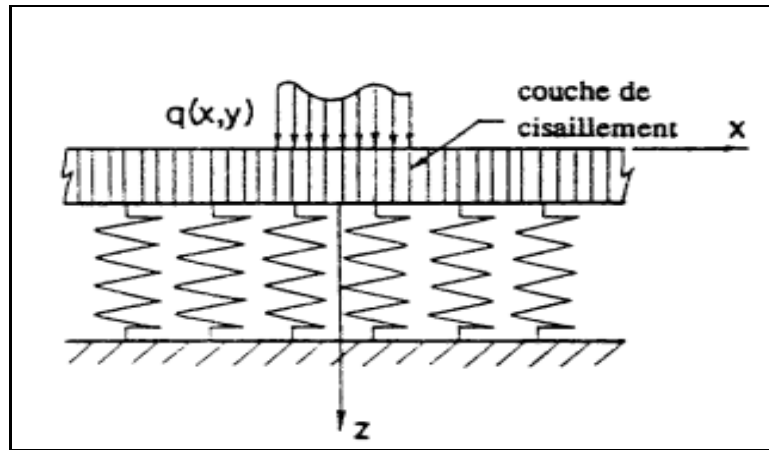


Fig. I.11: Modèle de Pasternak

En supposant que la couche de cisaillement est isotrope dans le plan (x, y) avec un module de cisaillement $G_x = G_y = G_p$, on obtient :

$$q(x, y) = K_s w(x, y) - G_p \nabla^2 w(x, y) \quad \text{Eq (I-21)}$$

Les deux constantes élastiques du modèle de Pasternak sont le coefficient de réaction K_s et le module de cisaillement G_p

I.2.2.6 *Modèle de Reissner*

Reissner (1958) a proposé un modèle bi-paramétrique, en partant du modèle du continuum élastique. Des hypothèses supplémentaires, concernant les déplacements et les contraintes, sont introduites afin de simplifier la résolution des équations de base d'un milieu continu isotrope élastique et linéaire. Les contraintes normales et tangentielles appliquées sur les faces d'un élément du sol sont supposées négligeables ($\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \sigma_{zz}$). La couche du sol, d'épaisseur H , repose sur un substratum rigide. Les déplacements u , v et w , respectivement dans les directions x , y et z , sont définis de la façon suivante (Emile Youssef 1994):

$$u = v = w = 0 \text{ au substratum rigide } (z = H),$$

$$u = v = 0 \text{ à la surface du sol } (z = 0).$$

La relation entre le tassement vertical w de la surface du sol et la charge q devient

$$c_1 w - c_2 \nabla^2 w = q - \frac{c_2}{4c_1} \nabla^2 q \quad \text{Eq (I-22)}$$

$$c_1 = \frac{E}{H} \quad \text{Eq (I-23)}$$

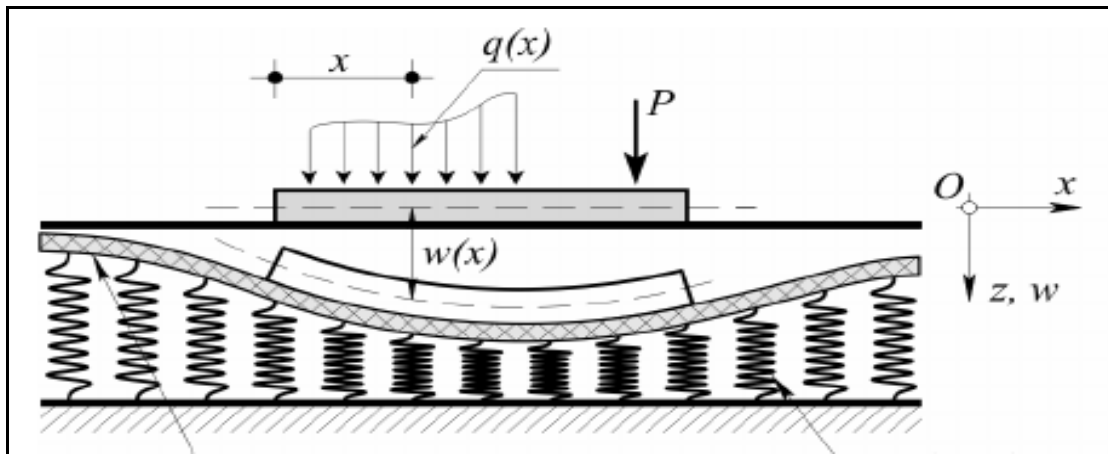
et

$$c_2 = \frac{HG}{3} \quad \text{Eq (I-24)}$$

E : module d'Young du sol,
 G : module de cisaillement du sol,
 H : épaisseur de la couche de sol.

Modèle de Vlazov et Leontiev

En partant du modèle du continuum élastique, Vlazov (1949) a proposé une formulation pour la modélisation du sol, basée sur l'application de la méthode vibrationnelle. La couche de sol, d'épaisseur H, est considérée comme un milieu élastique linéaire isotrope, reposant sur un substratum rigide. Le déplacement horizontal $u(x,z)$ est supposé nul dans tout le massif de sol.



Membrane élastique

Ressorts élastique

Fig. I.12: Modèle de Vlazov et Leontiev

Par contre, le déplacement vertical est supposé donné par :

$$W = (x, z) = w(x) \cdot h(z) \quad \text{Eq (I-25)}$$

où $h(z)$ est une fonction qui décrit la variation du déplacement $w(x,z)$ selon l'axe z , telle que :

$$h(0) = 1 \quad \text{et} \quad h(H) = 0.$$

Plusieurs variations ont été proposées par Vlazov et Leontiev (1966), parmi lesquelles les variations linéaires et exponentielles telles que:

$$h(z) = \left(1 - \frac{z}{H}\right) \quad \text{Eq (I-26)}$$

$$h(z) = \frac{\operatorname{sh} \left[\frac{\gamma}{L} (H - z) \right]}{\operatorname{sh} \left[\frac{\gamma H}{L} \right]} \quad \text{Eq (I-27)}$$

Où γ et L sont des constantes. Les équations d'équilibre dans la direction z , sont obtenues en appliquant le principe du travail virtuel. Ainsi, la réponse du sol, sous une charge q , est donnée par:

$$q(x) = kw(x) - 2t \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad \text{Eq (I-28)}$$

$$K = \frac{E}{(1-\nu^2) [1-\nu^2 (1-\nu)^2]} \int_0^H \left(\frac{dh}{dz} \right)^2 dz \quad \text{Eq (I-29)}$$

$$t = \frac{E}{4(1-\nu^2) [1+\nu(1-\nu)]} \int_0^H h^2 dz \quad \text{Eq (I-30)}$$

E : module de Young du sol,

ν : Coefficient de Poisson,

H : épaisseur de la couche de sol

I.2.2.7 Model de Kerr

Une couche de cisaillement est introduite dans la fondation Winkler et les constantes de ressort au-dessus et au-dessous de cette couche sont supposées être différentes selon cette formulation (Kerr, 1964). La Figure I.13: montre la représentation physique de ce modèle mécanique. L'équation différentielle qui régit ce modèle peut être exprimée comme suit

$$\left(1 + \frac{K_2}{K_1} \right) p(x, y) = \frac{G}{K_1 b} \nabla^2 p(x, y) + K_2 b w(x, y) - G \nabla^2 w(x, y) \quad \text{Eq (I-31)}$$

Où K_1 est la constante de rigidité de ressort de la première couche; K_2 est la constante de rigidité de ressort de la deuxième couche; $w(x)$ est la déflexion de la première couche.

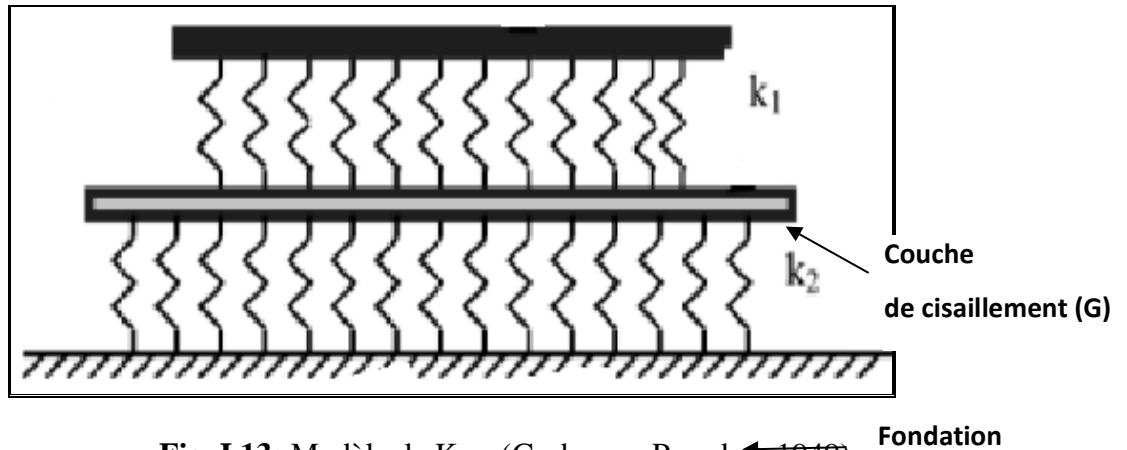


Fig. I.13: Modèle de Kerr (Gorbunov-Posadov, 1949)

I.3 La réglementation en vigueur en France et à l'étranger

I.3.1 Méthode de calcul de la réglementation française

Compte tenu du modèle d'interaction sol-conduite adopté par le Fascicule 70, il est évident qu'une conduite parfaitement circulaire ne serait pas soumise à la flexion transversale. La réglementation introduit alors une ovalisation initiale gouvernée par le paramètre e_0 qui dépend de la nature de matériau. Pour une conduite en béton, il est de l'ordre de 1 mm. Cette ovalisation est alors accentuée par la pression du sol. La contrainte de réaction est liée à la déformation radiale selon le modèle de Winkler moyennant l'expression suivante :

$$p_s = p(V - V_0) \quad \text{Eq (I-32)}$$

Les quantités V et V_0 représentent respectivement la déformation de la conduite soumise à la pression d'étreinte et la déformation initiale de la conduite. Cette déformation initiale est calculée selon le schéma de la Figure I.14

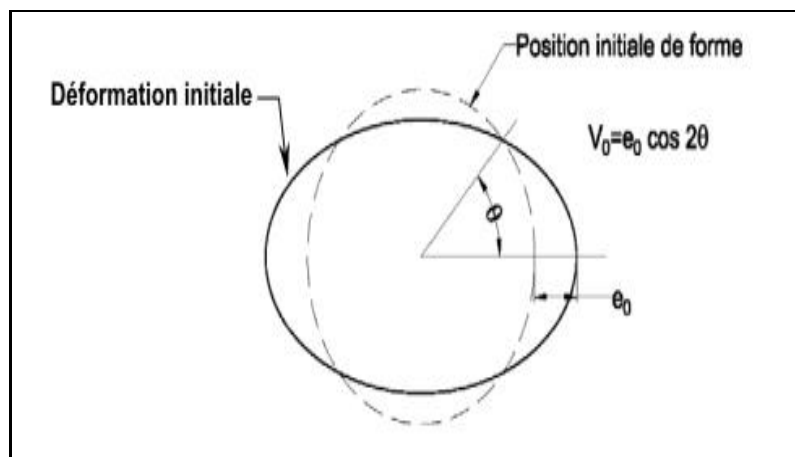


Fig. I.15: Calcul de la déformation initiale de la conduite

La méthode consiste alors à calculer le déplacement radial en tout point de la conduite, à partir de la pression de réaction P_s et le coefficient de réaction K_s . L'équilibre de la section déformée aboutit en une équation différentielle de déplacement de quatrième ordre. Sa résolution permet donc de déterminer le champ de déplacement radial puis de remonter à la distribution des moments de flexion.

A ce niveau, le Fascicule 70 repose sur une autre hypothèse importante concernant la distribution des contraintes du sol autour de la conduite. En effet, à partir de ces actions définies précédemment, la distribution résultante des contraintes autour de la conduite est supposée uniforme. Elle est appelée pression d'étreinte et est calculée comme une moyenne des actions appliquées par l'expression :

$$\bar{p} = (pr + pe) \left(\frac{1+k_2}{2} \right) \quad \text{Eq (I-33)}$$

Le moment de flexion maximale de la conduite est obtenu par la relation suivante :

$$M(pr, pe) = pv \frac{D_m^2}{4} \frac{k_a - \frac{k_2}{4}}{1 + \frac{s}{9} - \frac{p}{24ras}} + 4(n_0^2 - 1) \left[\frac{1}{1 - \frac{p}{p_{cr}}} - 1 \right] e_0 D_m ras \quad \text{Eq (I-34)}$$

k_a : Coefficient faisant intervenir les angles en radians

pv : Pression verticale totale

P_{cr} : Pression critique de flambement

ras : Rigidité de la conduite.

$n_0 = 2$: pour une conduite rigide.

La vérification à l'Etat Ultime de Résistance est effectuée avec un coefficient de sécurité de 1,25 appliqué sur la pression verticale et la pression moyenne d'étreinte tandis que la vérification de flambement est réalisée avec un coefficient de sécurité de 2,5.

I.3.2 La méthode allemande ATV

La réglementation allemande est fondée sur une méthode qui ne découle pas de la théorie de Marston. Le principe de calcul des charges appliquées à la génératrice supérieure de la conduite est également celui de la théorie des silos (qui ne tient pas compte de la présence de la conduite), mais, contrairement au Fascicule 70, la méthode ATV prend en compte de manière plus réaliste l'interaction sol – conduite. Pour appréhender cette interaction de manière

analytique, on procède en deux étapes. D’abord, la conduite est supposée infiniment rigide. La tranchée est idéalisée de la manière suivante :

- Le sol du remblai situé au-dessus de la génératrice supérieure est considéré comme une poutre résistant au cisaillement.
- Le remblai latéral est considéré comme un milieu élastique. Les contraintes verticales déterminées par la théorie des silos sont alors redistribuées dans le cas de la conduite infiniment rigide. Puis, une nouvelle distribution des contraintes est déterminée par le biais des coefficients de rigidité de la conduite, du remblai et du système conduite – remblai.

Lorsque la distribution des contraintes verticales est connue, les contraintes horizontales sont obtenues par les coefficients de pression des terres actives (dus au compactage, $k = 0,5$) ou passives (dus à la déformation de la conduite). La répartition finale des contraintes autour de la conduite donnée par la méthode ATV est éloignée de celle du Fascicule 70 (Fig. I.16)

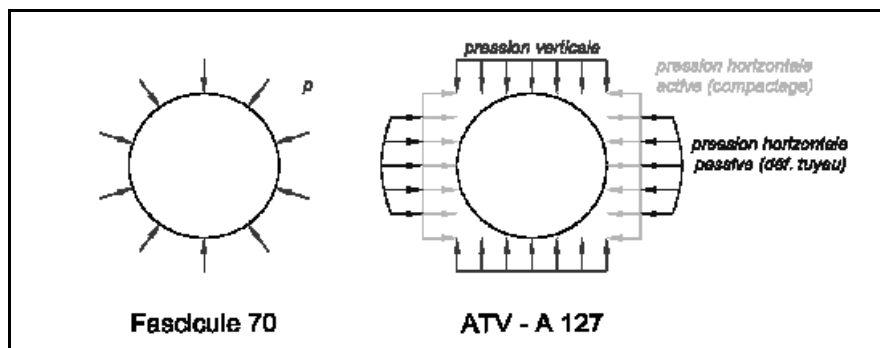


Fig. I.17: Répartition des contraintes autour de la conduite

Pour ce qui est du calcul des efforts, Fascicule 70 et ATV sont assez proches. En supposant des déformations planes, le moment de flexion, l’effort normal et les déformations sont calculés puis comparés aux valeurs à l’ELS ou à l’ELU. Si le moment de flexion dans le Fascicule 70 est calculé à partir d’une pression uniforme et une déformation initiale, dans la méthode ATV le moment de flexion est calculé à partir du champ de contraintes de la figure I.17. En revanche, comme pour les méthodes issues de la théorie de Marston, l’ATV néglige l’aspect longitudinal du comportement des conduites.

I.4 Conclusion

Les différentes approches pour étudier le problème de stabilité de l’interaction sol structure sont basées sur des hypothèses très simplificatrices qui sont peu valides dans la pratique

notamment en ce qui concerne le comportement du sol et le problème de l'interaction sol-structure. En effet, le comportement du sol est supposé élastique linéaire.

La comparaison des résultats obtenus avec les deux méthodes montre que la méthode du continuum élastique fournit une meilleure estimation de la résistance au flambage parce que ce modèle est basé sur des paramètres et des caractéristiques de sol bien définis. Par contre, le modèle de Winkler montre que la résistance au flambage ne dépend que de la taille de la structure.

Le défaut inhérent au modèle de Winkler c'est la discontinuité de la discrétisation du sol et de son comportement car en réalité le sol a un comportement plus complexe et la complexité du modèle mathématique du continuum élastique ont conduit, à introduire des hypothèses simplificatrices, pour le développement d'autres modèles, pour palier dans une certaine mesure à la complexité d'un modèle mathématique idéal, tels que les modèles de Pasternak, Filonenko-Borodich, Reissner, d'Hetenyi, Vlazov, Leontiev et , Kerr.

Ces modèles sont basés sur le principe du modèle de Winkler. On atténue son comportement discontinu par l'introduction d'une interaction mécanique entre les ressorts par l'intermédiaire de membranes élastiques capables d'avoir des déformations tangentielles.

Le comportement du sol étant d'une extrême complexité, son étude conduit à l'utilisation de divers modèles. Pasternak a proposé un modèle du comportement du sol en tenant compte de l'existence d'une interaction de cisaillement entre les ressorts, ceci est obtenu en reliant les ressorts à une couche d'éléments incompressibles qui peuvent subir uniquement des déformations tangentielles dues au cisaillement.

Chapitre II :

Les incertitudes en géotechnique

II.1 Introduction

Les données géotechniques présentent une variabilité et une incertitude qu'il faut prendre en compte dans le cas de projets complexes. Les outils et techniques disponibles pour les prendre en compte dans les calculs sont souvent mal maîtrisés par les géotechniciens, et la majorité des résultats au regard de l'investissement nécessaire à leur mise en œuvre est difficilement quantifiable.

Les hypothèses idéalisées et la simplification des processus naturels sont considérées ignorer l'incertitude et adopter les approches déterministes / quantitatives. Toutefois, ces hypothèses et simplifications ne sont pas suffisantes pour toutes les analyses d'engineering et les problèmes de conception. Ainsi, les méthodes quantitatives, étant basées sur des hypothèses idéalisées, peuvent ne pas être valide en raison de l'existence des incertitudes, quel que soit le degré de perfectionnement adopté. Les incertitudes surviennent principalement en raison de : -

- a) Manque d'informations nécessaires et données disponibles.
- b) L'examen des processus et des phénomènes naturels, qui sont par nature aléatoires.

La décision définitive dans tels cas ne peut être prise. Cependant, les décisions sont nécessaires même avec des informations ou des données incomplètes. De ce fait, dans de telles situations, les décisions doivent être prise en considérant les conditions d'incertitude. A cet égard, une bonne évaluation de l'incertitude associée est essentielle, et ses effets de dans les problèmes d'ingénierie sont très importants.

La plupart des paramètres utilisés dans les analyses géotechniques et les propriétés mécaniques et physiques du sol, sont incertains. Par conséquent, un aspect essentiel, mais relativement nouveau en Génie Géotechnique est de traiter la problématique en tenant compte des incertitudes.

Les incertitudes en géotechnique peuvent être classées en : incertitudes aléatoires et incertitudes épistémiques (Lacasse et Nadim 1996, Uzielli et al. 2008). Les incertitudes épistémiques résultent d'un manque d'information. Elles peuvent être réduites en se procurant des informations supplémentaires sur la propriété incertaine. Ce type d'incertitudes est basées sur l'information. Les incertitudes aléatoires englobent la variabilité naturelle d'une propriété (variabilité spatiale et temporelle) et les erreurs des essais. Pour ces incertitudes, aucune information supplémentaire ne peut les réduire, mais elle peut permettre leur meilleure identification. L'identification de ces incertitudes consiste à modéliser trois types d'incertitude Fig.II.1, Kulhawy 1992) : la variabilité naturelle du sol, les erreurs de mesure et les incertitudes

des modèles. (Denis et al. 2011, Fang et al. 2013). Ce type d'incertitudes est basé sur les données disponibles.

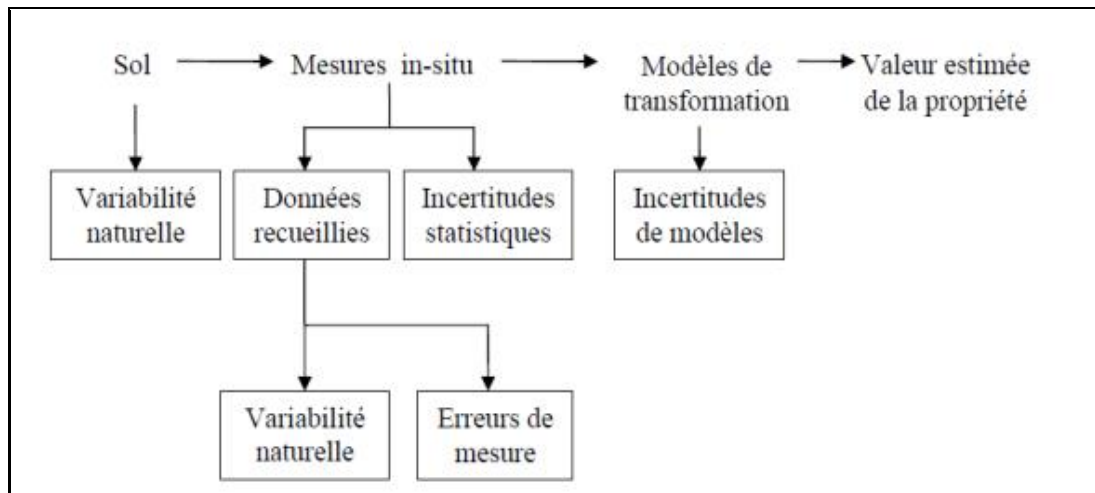


Fig. II.1: Types des incertitudes des propriétés du sol (Kulhawy 1992)

II.2 l'incertitude dans l'interaction sol-conduite

Les propriétés physiques et mécaniques d'un sol présentent toutes une certaine variabilité naturelle dont l'origine vient de la complexité des processus géologiques naturels mis en jeu (érosion, transport, dépôt, compaction, transformation physico-chimique, etc...) qui mènent à la constitution de la structure d'un sol. A cette variabilité se rattache une incertitude sur chacun des paramètres usuellement utilisés pour quantifier la variabilité naturelle : moyenne, variance et fonction de covariance, dans le cas d'une approche spatialisée de la variabilité naturelle. (Imanzadeh et al. 2011).

La théorie des probabilités fournit une base formelle pour quantifier le risque ou l'incertitude dans les problèmes d'ingénierie qui sont par ailleurs traités par une approche qualitative en utilisant des jugements d'ingénierie. Le rôle des méthodes de probabiliste en ingénierie peuvent être largement résumé comme stipulé par (Ang et Tang, 1975) de la façon suivante :

- a) La modélisation des problèmes et l'évaluation par l'ingénierie de la performance des systèmes dans des conditions d'incertitude.
- b) le développement systémique des critères de conception, en prenant explicitement en compte l'importance de l'incertitude
- c) Le cadre logique pour le risque, l'évaluation et les avantages des risques pour assoir une large analyse par rapport à la prise de décision.

Les incertitudes du modèle analytique appliqué pour la modélisation des systèmes de conduites flexibles enterrés-sol et les autres sources d'incertitudes peuvent être présentées principalement dans les propriétés inhérentes du sol, ainsi que la variabilité mécanique et géométrique de la structure de la conduite. Diverses incertitudes peuvent se produire lorsque la variabilité naturelle du sol est incluse dans l'analyse (Elachachi et al. 2012). Elle dépend de la façon dont il s'est formé et les changements environnementaux auxquels il est soumis. L'incertitude sur les propriétés mécaniques des sols résulte de la variabilité spatiale du sol lui-même (Breyse et al. 2007, Cho et Parc 2010, Denis et al. 2011, Elachachi et al. 2011, Elachachi et al. 2012, Imanzadeh 2013, Tani et al. 2013) et des mesures erronées effectuées dans les laboratoires (Imanzadeh et al. 2013). En ce qui concerne la structure de tuyau enterré flexible, les incertitudes sur le diamètre extérieur et le module de Young peuvent se produire au cours leur construction.

II.3 Quantification des incertitudes

La modélisation des incertitudes dues aux erreurs de mesure sur le modèle peut se faire en considérant la propriété comme une variable aléatoire. Cette variable sera représentée par sa loi de distribution de probabilité. Par contre, la variabilité naturelle d'une propriété du sol peut être modélisée par un champ aléatoire. Les caractéristiques statistiques de cette incertitude reposent non seulement sur la loi de probabilité de la propriété du sol mais aussi sur la fonction d'autocorrélation décrite succinctement par l'échelle de fluctuation (i.e. distance d'autocorrélation). Cette fonction représente le degré de dépendance de deux valeurs de la propriété en deux points distincts du sol. Afin d'identifier le caractère aléatoire d'une série d'observations successives d'une propriété, les caractéristiques statistiques suivantes seront déterminées.

II.3.1 Lois de distribution de probabilité

Plusieurs lois de distributions de probabilité empiriques ont été reportées dans la littérature. Les fonctions de distribution les plus communément utilisées pour modéliser les propriétés du sol sont présentées dans ce paragraphe. Ces distributions ont souvent la forme exponentielle générale suivante (Baecher et Christian 2003).

$$f_x(x) = \exp(a + bx + bc^2)x^d \quad \text{Eq (II-1)}$$

Où a, b, c et d sont des constantes. Les distributions les plus connues ayant cette forme sont les lois : Normale, Lognormale, Exponentielle et Gamma.

1. *Distribution Normale*: C'est la distribution la plus connue et la plus communément utilisée parmi toutes les lois de distribution de probabilité.
2. *Distribution Lognormale*: La loi Lognormale décrit la distribution d'une variable dont le logarithme suit une loi normale. Elle est surtout utilisée pour modéliser des variables qui n'admettent pas des valeurs négatives.
3. *Distribution Exponentielle*: C'est une fonction à un seul paramètre. Elle est souvent utilisée pour la modélisation des données géométriques comme par exemple la distance séparant les joints des roches. Elle est aussi adaptée à la modélisation des charges sismiques (Haldar et Mahadevan 2000).
4. *Distribution Gamma*: Cette distribution ressemble à la distribution Lognormale.

II.3.2 Coefficient de variation (COV)

L'écart-type de la propriété du sol ξ est évalué par (Phoon et Kulhawy 1999):

$$SD_w = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [w(z_i)]^2} \quad \text{Eq (II-2)}$$

Où n est le nombre des points de mesures et $w(z_i)$ la valeur de la fonction de fluctuation à la profondeur z_i . Une représentation plus rigoureuse peut être obtenue en normalisant SD_w par la fonction de tendance t . On obtient le coefficient de variation défini comme suit :

$$COV_w = \frac{SD_w}{t} \quad \text{Eq (II-3)}$$

Valeurs du coefficient de variation proposées dans la littérature pour les propriétés du sol [Etude probabiliste de la stabilité du talus (Roni Hmaymess 2012)]

II.4 Méthodes probabiliste

L'objectif du dimensionnement de tout ouvrage est que ce dernier satisfasse à des objectifs de performance préalablement définis (stabilité des conduite enterré, tassements différentiels limités pour des fondations par exemple). Mathématiquement, cela revient à définir une fonction de performance $G(X)$, telle que $G(X) > 0$ signifie que l'objectif de performance est respecté, et $G(X) < 0$ qu'il ne l'est pas. X est ici une fonction de variables aléatoires incluant les paramètres de résistance, les charges, la géométrie du problème ou encore les incertitudes de modélisation.

La fonction de performance peut s'écrire sous la forme d'une marge de sécurité :

$$G(X) = R(X) - S(X) \quad \text{Eq (II-4)}$$

Si on retient une expression sous forme d'un facteur de sécurité ($F_s = \frac{R}{S}$), elle peut

S'exprimer par :

$$G(X) = \text{Log}(R(X)) - \text{Log}(S(X)). \text{Log}(F_s) \quad \text{Eq (II-5)}$$

Si un modèle déterministe du système existe, il est toujours possible de le formuler sous une forme probabiliste pour tenir compte du caractère aléatoire des variables. On recherche alors la probabilité que la fonction de performance soit négative (ou que l'objectif ne soit pas atteint). Cette probabilité est appelée probabilité de ruine

$$p_f = \text{prob}\{S > R\} = \text{prob}\{S \leq R\} = \{R - S < 0\} = \text{prob}\{G(x) \leq 0\} \quad \text{Eq (II-6)}$$

Si les deux grandeurs R et S sont assimilables à deux variables aléatoires et gaussiennes de moyenne et d'écart-type respectivement $\mu_R, \sigma_R, \mu_S, \sigma_S$; la variable aléatoire G de paramètre μ_G, σ_G suit une loi normale de paramètres :

$$\mu_G = \mu_R - \mu_S \quad \text{Eq (II-7)}$$

Et

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2\rho_{RS}\sigma_R\sigma_S} \quad \text{Eq (II-8)}$$

Avec ρ_{RS} le coefficient de corrélation entre R et S. L'hypothèse de normalité de R et S est généralement faite. Baecher et Christian (2003) soulignent le fait que cette hypothèse est rarement vraie, mais qu'elle constitue une bonne approximation dès que le nombre de paramètres desquels dépendent R et S est supérieur à quatre.

La probabilité de ruine P_f est facilement déduite lorsque l'équation limite est linéaire, ce qui est rarement le cas. A la place de la probabilité de ruine, on peut employer l'indice de fiabilité défini par Cornell (Benjamin et Cornell, 1970) comme suit :

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2\rho_{RS}\sigma_R\sigma_S}} \quad \text{Eq (II-9)}$$

Où μ_G désigne l'espérance mathématique de $G(X)$ et $\sigma_{G(x)}$ son écart-type. Si R et S sont non corrélés, l'indice de fiabilité s'écrit :

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad \text{Eq (II-10)}$$

Cette expression est plus simple, mais la corrélation entre R et S est courante en géotechnique (du fait, par exemple, que le poids du sol peut avoir à la fois un rôle de résistance (stabilité) et (une action déstabilisatrice). Sous hypothèse de normalité, l'indice de fiabilité et la probabilité de ruine sont liés selon la relation (Figure 2. I I) :

$$p_f = \phi(-\beta) = 1 - \phi(\beta) \quad \text{Eq (II-11)}$$

où ϕ est la loi normale standard (Julien Dubost 2009)"

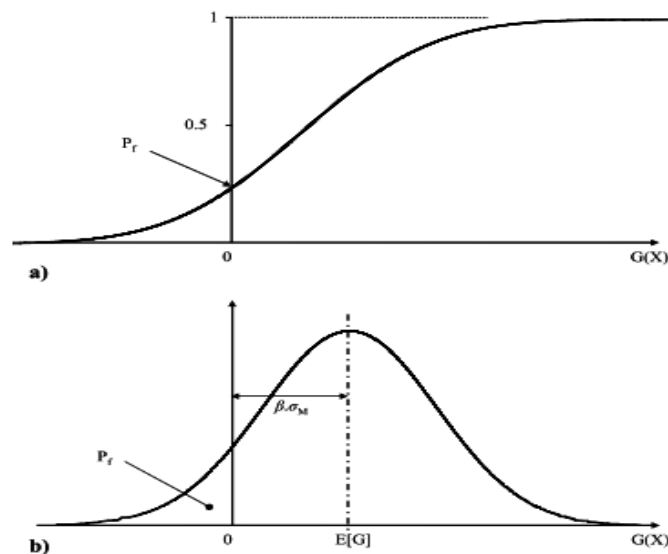


Fig. II. 2: Représentation graphique d'indice de fiabilité β et de la probabilité de ruine p_f

II.5 Méthodes FOSM et SOSM

Les méthodes de calcul de variance dans l'étude dans interaction sol-structure s'appuient sur le premier ordre (FOSM) et le second ordre (SOSM) des séries de Taylor. Pour l'application des Méthode FOSM et SOSM, les hypothèses suivantes ont été considérées : les paramètres ne sont pas corrélés entre eux et la distribution de probabilité attachée à chacun des paramètres est symétrique (hypothèse pour la méthode SOSM). L'approximation de premier ordre pour la variance, méthode FOSM, est donnée par l'équation [Harr 1987] :

$$v[(f(x))] = [f'(\bar{x})]^2 v[x] \quad \text{Eq (II-12)}$$

où $f(x)$ est la fonction étudiée, \bar{x} est la moyenne des variables d'entrée, $f'(\bar{x})$ est la dérivée première de $f(x)$, $v[x]$ est la variance des variables d'entrée, $v[f(x)]$ est la variance de la fonction étudiée. Les variances obtenues pour chaque variable peuvent être additionnées pour calculer la variance de la fonction dépendant de toutes les variables d'entrée. Les variances des variables d'entrée sont obtenues à partir de données expérimentales ou à partir d'un jugement d'expert lorsque la fonction $f(x)$ est non-linéaire, les termes d'ordres supérieurs des séries de Taylor sont nécessaires pour en estimer plus précisément la variance. Dans ce cas, l'approximation de second ordre pour la variance, méthode SOSM, se présente sous la forme de l'équation (2) [Harr 1987]:

$$v[f(x)] = [f'(\bar{x})]^2 v[x] + \frac{1}{4} [f''(\bar{x})]^2 v^2[x] [\beta(2) - 1] + \beta(1) v^{1.5}[x] f'(\bar{x}) [f''(\bar{x})] \quad \text{Eq(II-13)}$$

où $f''(\bar{x})$ est la dérivée seconde de la fonction $f(x)$, $\beta(1)$ et $\beta(2)$ sont respectivement les coefficients d'asymétrie de kurtosis.

II.6 Méthode FORM

La méthode FORM (First Order Reliability Method) (Hsofer et Lind, 1974) est une amélioration de la méthode FOSM, basée sur une interprétation géométrique de l'indice de fiabilité. Dans cette approche, la fonction de performance est transformée dans un espace gaussien standard. L'indice de fiabilité représente alors la distance entre l'origine et le point dimensionnant, représentant visuellement l'intersection entre le domaine du risque et le domaine de la sécurité (Figure II-3) (Julien Dubost 2009)"

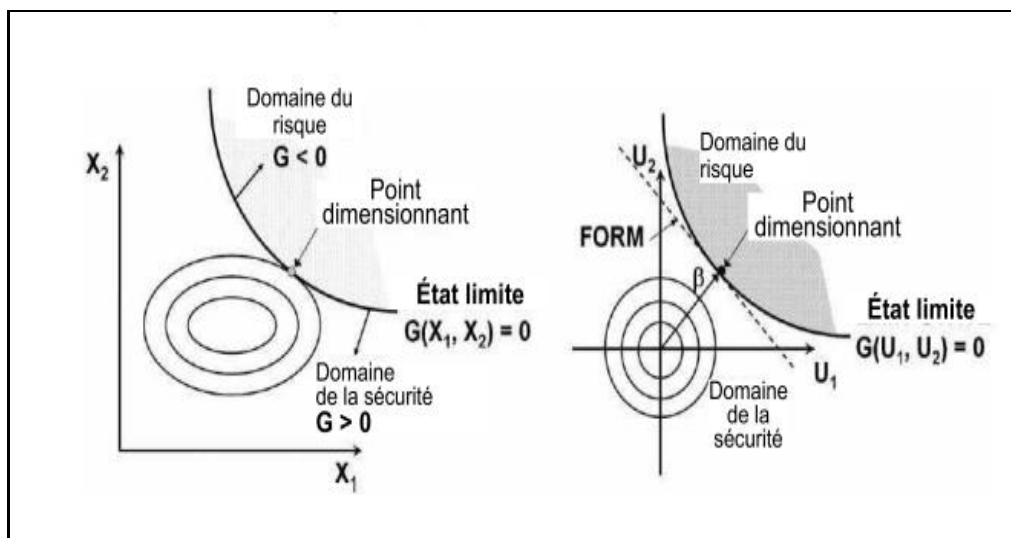


Fig. II.3: Méthode FORM (Laccasse and Nadim, 2007)

Ces méthodes rencontrent un succès surtout dans interaction sol - conduite. Cependant, les ingénieurs du génie civil y ont souvent recours dès lors qu'ils travaillent sur des sites sensibles tels les barrages, les réseaux enterrés, Un avantage, largement mis en avant, de ces méthodes est qu'elles peuvent rapidement permettre une estimation de la moyenne et de la variance du facteur de sécurité. Par contre, elles se complexifient rapidement lorsque le nombre de variables augmente, et leur précision est d'autant plus discutable que la relation étudiée est non linéaire. Elles sont en pratique limitées par les hypothèses faites sur les données (distributions, corrélations...) ; les spécialistes de la fiabilité leur attachent principalement un intérêt quantitatif, en particulier pour comparer différentes situations. Un autre inconvénient est que cette analyse ne permet pas de déterminer la forme de la distribution du résultat, qui dépend de celle des variables, ce qui peut être problématique, si les distributions sont asymétriques. Quelques applications particulières se rencontrent également comme l'étude de réseaux enterrés (Elachachi et al, 2004). Les exemples cités présentent des études où les méthodes FOSM ou FORM ont été employées, et souvent enrichies d'une comparaison avec les résultats de calculs utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo. (Julien Dubost 2009)"

II.7 Simulation Monte Carlo

Les méthodes probabilistes précédentes consistaient à estimer l'espérance et la variance d'une fonction de performance à partir de la technique de linéarisation d'une fonction aléatoire. La méthode de simulation dite de Monte-Carlo permet de s'affranchir de ce calcul analytique, qui devient très complexe quand le nombre de variables augmente. La méthode consiste à recalculer la fonction de performance par des simulations aléatoires des variables qui la composent. On génère une série tic réalisations de $G(X)$ afin d'obtenir une série de réponses que l'on peut ensuite analyser statistiquement.

Concrètement, on simule aléatoirement la valeur d'un paramètre à partir d'une loi statistique ajustée sur les données que l'on utilise ensuite comme paramètre d'entrée d'un calcul (analytique ou modèle numérique). En reproduisant un grand nombre de fois l'opération, on peut analyser la tendance statistique de la réponse et donc la dispersion des résultats, voire estimer la probabilité de ruine. La simulation des variables de calcul nécessite la génération de nombres aléatoires pour effectuer les tirages. De nombreux auteurs soulignent l'importance de la qualité des générateurs aléatoires, et donnent des procédures mathématiques pour les réaliser (Fishman, 1995). Les différents programmes (types feuilles de calcul ou autres) accessibles sur le marché proposent déjà de tels sous programmes intégrés, auxquels on peut se fier, sans pour autant être dispensé d'un regard critique sur les valeurs proposées.

L'inconvénient très souvent relevé de cette méthode est sa convergence très lente avant d'obtenir une estimation fiable des premiers moments de la fonction de performance. Le nombre de simulations nécessaires était jusqu'à présent rédhibitoire à l'emploi de cette méthode, mais l'augmentation très forte de la puissance de calcul des ordinateurs ces dernières années semble avoir levé cette difficulté. Il demeure que la question du nombre de simulations nécessaires est peu abordée, (Julien Dubost 2009).

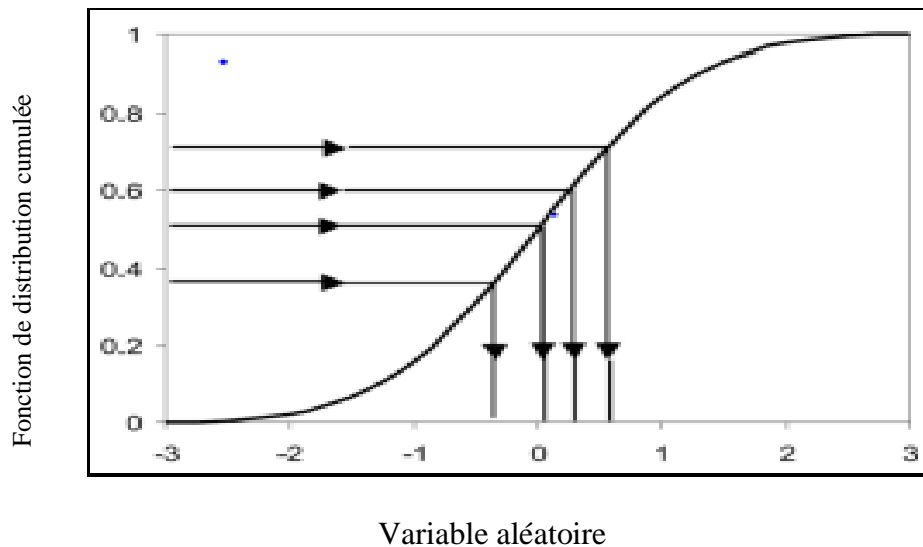


Fig. II.4: Regroupement des résultats de Simulations Monte Carlo issus d'un nombre insuffisant de réalisations

II.8 Conclusions

- Dans ce chapitre, nous avons présenté quelques méthodes probabilistes bien connues ; FOSM, SOSM et simulation Monte Carlo pour quantifier les incertitudes et pour mettre en œuvre des concepts probabilistes dans les analyses géotechniques de manière plus rationnelle.
- Les différents avantages et limitations de ces méthodes sont aussi discutés dans cette partie. Ces méthodes probabilistes offrent une approche plus rationnelle de l'analyse géotechnique, dans lequel les probabilités de rupture de conception peuvent être évaluées. Cela est plus important que l'approche traditionnelle «Facteur de sécurité»
- On conclue que l'approche FOSM est une méthode adéquate et efficace pour analyser les incertitudes des différents modes de rupture, dans le cas de référence du flambement des conduites enterrées.

Chapitre III

Estimation de l'incertitude du module de réaction du sol et du paramètre de flexibilité

III.1 Introduction

L'objectif de cette étude est d'estimer la variabilité du module de réaction du sol pour l'analyse du comportement transversale des conduites. On s'intéresse particulièrement à l'incertitude qui peut être due à la variabilité naturelle, à l'incertitude des mesures concernant les propriétés du sol, et aux incertitudes dues à la réalisation de la conduite pour les paramètres de structures. Les méthodes FOSM (First Order Second Moment) et SOSM (Second Order Second Moment) ont été successivement utilisées pour déterminer le coefficient de variation du module de réaction du sol et évaluer l'influence de chacun des paramètres du sol et de la structure sur le flambement des conduites enterrées.

III.2 Module de réaction du sol, différentes expressions

Différents modèles pour l'étude de l'interaction sol-structure sur sol élastique sont disponibles tels que le modèle de Winkler à un paramètre (Winkler 1965) et le modèle de Kerr à trois paramètres (1965). Le paramètre commun à ces modèles d'interaction sol-structure est le module de réaction du sol (k_s). Ce module est calculé à partir de différents modèles semi-empiriques ; de nombreuses expressions, environ une douzaine, existent dans la littérature en fonction des applications traitées (Elachachi et al. 2004, Sadrekarimi 2009).

Ce module dépend principalement des paramètres mécaniques du sol telles que le module du sol (E_s) et le coefficient de Poisson (ν_s), ainsi que le diamètre extérieur du tuyau (d). L'expression de Luscher est considérée comme la meilleure introduction de correction empirique pour une estimation efficace du module de réaction du sol. En effet, l'enterrement superficiel des conduites est assimilé à un cylindre de sol équivalent d'une épaisseur égale à la hauteur moyenne de couverture h . Afin d'estimer l'incertitude du module de réaction et définir les paramètres les plus influents, la méthode FOSM est appliquée sur les modèles semi-empiriques examinés (tableau III.1). Afin de comparer les performances de ces expressions semi-empiriques, on considère une conduite dont les dimensions et les caractéristiques sont : le rayon ($R = 1$ m); le coefficient de Poisson ($\nu_s = 0.3$) et la hauteur de couverture ($h = 0.5$ m) et un module Young du sol variant entre 2 MPa et 40 MPa. On peut conclure, à partir de la Figure III-1 que les plus grandes valeurs comprises entre 0 et 40 MN / m³ du module calculé K_s sont trouvées en utilisant le modèle Kloppel et Glock (Khemis et al 2016) tous les calculs sont effectués en utilisant Logiciel MALAB

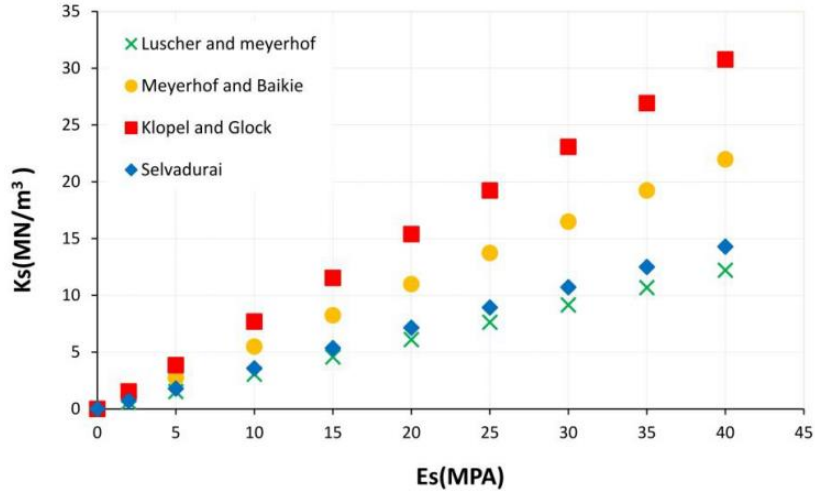


Fig. III.1: L'évolution de K_s en fonction du module de Young E_s

Tableau III.1 : Expressions de K_s en fonction du sol et paramètres géométriques de conduite

N°	Auteur(s)	expression proposée
1	Luscher et Meyerhof (effective soil reaction modulus)	$K_s = \frac{E_s}{R(1+\nu_s)} \cdot \left[\frac{1 - \left(\frac{R}{R+h}\right)^2}{1 + \left(\frac{R}{R+h}\right)^2 (1-2\nu_s)} \right]$
2	Meyerhof et Baikie	$K_s = \frac{E_s}{d(1-\nu_s^2)}$
3	Kloppel et Glock	$K_s = \frac{2E_s}{d(1+\nu_s)}$
4	Selvadurai	$K_s = \frac{0.65E_s}{d(1-\nu_s^2)}$

III.3 Nature et origine des incertitudes

Pour les systèmes d'ingénierie, les modes de rupture se produisent généralement à des valeurs extrêmes plutôt que près des valeurs moyennes (Imanzadeh et al. 2013a). Un des moyens possibles pour calculer les incertitudes en l'absence de données suffisantes sont basées sur les coefficients de variation (CV). Les valeurs de ces coefficients de variation pour certains paramètres d'ingénierie géotechnique et essais in-situ (tels que les propriétés de résistance du sol, les paramètres de l'indice du sol, les mesures faites in situ sur le terrain et des tests de laboratoire) ont été compilées par Harr (1977, 1987), Kulhawy et al. (1991, 1992), Lacasse et

Nadim (1996, 1997, 2007), Phoon et Kulhawy (1999a, 1999b) et Duncan (2000). Cependant, peu de données existent dans la littérature concernant la valeur du coefficient de variation de module du sol.

Phoon et Kulhawy (2005) ont déterminé le CV du module du sol dans le sable à partir des méthodes directes (test de pressiomètre et essai de dilatomètre) qui était de l'ordre de 15-70%. Le coefficient de variation CV dans la vase est déterminé par l'essai de pénétration standards du sol a été évalué dans la gamme de 40-60%, alors que le coefficient CV dans l'argile a été estimé plus élevé (jusqu'à 85%). IL provient d'une corrélation entre les valeurs du module du sol et des tests de pénétration standard (Phoon et Kulhawy 2005). Dans l'étude actuelle, les valeurs de CV pour le module du sol sont considérées comprises entre 5% et 50% .En l'absence de données suffisantes concernant les paramètres associés au sol (E_s , v_s) et le rayon de la conduite (R), les gammes de CV à prendre en compte sont basées sur des jugements d'expert en la matière. L'origine des incertitudes sur les paramètres du sol et structurels ainsi que la gamme éventuelle et possible du coefficient CV sont présentés dans le Tableau III.2. Les méthodes de calcul permettant la détermination du coefficient de variation CV (rapport de l'écart type à la moyenne) utilisée dans cette étude sont basés la série Taylor (Harr, 1987). Le coefficient de variation de la fonction étudiée $f(x)$ est obtenu à partir de l'équation.III-1 (Imanzadeh et al., 2013a)

Tableau III.2: Origines des incertitudes sur les paramètres du sol et de structure et gamme possible du coefficient de variation pour chacun des paramètres

Paramètre	Incertitude aléatoire	Incertitude épistémique		Gamme possible du coefficient de variation %
	Variabilité naturelle	Incertitude de Mesure	Incertitude de réalisation	
E_s	*	*	-	[5-50]
v_s	*	*	-	[2-10]
D	-	-	*	[2-10]
E_p	-	-	*	[2-10]
T	-	-	*	[2-10]

III.4 Application de la méthode FOSM au coefficient de réaction du sol

Le plus grand avantage de la méthode FOSM est sa simplicité et sans moment d'ordre supérieur ou une répartition d'information sur les variables fondamentales du système est nécessaire. Lorsque la méthode est appliquée pour résoudre les problèmes de conception en ingénierie, deux problèmes théorique et/ou questions conceptuelles peuvent être signalés (Imanzadeh et al. 2015).

- la non-précision relative du premier ordre de la série approximative de Taylor pour des problèmes non-linéaires complexes.
- Pour les systèmes d'ingénierie, les événements d'échec se produisent généralement pour des valeurs extrêmes plutôt que pour des valeurs moyennes (Imanzadeh et al. 2013a).

D'après (Imanzadeh et al., 2013a).. Le coefficient de variation de la fonction étudiée $f(x)$ est obtenu à partir de l'équation. (III-1)

$$CV_{f(x)}^2(x_i) = \sum_i^n \left(\frac{\partial f(x)}{\partial x_i} \frac{\bar{x}_i}{f(x)} \right)^2 CV_{x_i}^2 \quad \text{Eq (III-1)}$$

Où :

$CV_{f(x)}(x_i)$: Est le coefficient de variation de $f(x)$ pour la $i^{\text{ème}}$ variable d'entrée (x_i).

CV_{x_i} : est le coefficient de variation pour la $i^{\text{ème}}$ variable d'entrée

\bar{x}_i : est la moyenne des variables d'entrée i ,

$\overline{f(x)}$: est la moyenne de la fonction $f(x)$

n : est le nombre de variables.

Dans cette étude, les valeurs de CV considérés pour le module du sol sont comprises entre 5% et 50%. En l'absence de données suffisantes concernant les paramètres associés au sol (E_s , ν_s) et le rayon de la conduite (R), on peut compter sur les avis et les jugements des experts pour définir les gammes de CV. L'origine des incertitudes des sols et des paramètres structurels et les gammes possibles de CV sont présentées dans le Tableau III.2 (Imanzadeh et al. 2013a, b).

Le coefficient de réaction du sol (k_s) est fonction des paramètres de sol (E_s , ν_s) et de structure (b , h , E_c). L'origine des incertitudes diffère en fonction de ces paramètres. Une synthèse des origines de ces incertitudes est présentée dans le tableau (III.2). Les incertitudes, dont nous ne ferons pas de distinction sur l'origine par la suite, seront quantifiées au travers du coefficient de variation CV (rapport de l'écart-type à la moyenne). L'équation II-12, exprimée

en terme de variance, sont réécrites en terme de coefficient de variation (équation III-2) par la méthode FOSM

$$CV_{K_s}^2(x_i) = \sum_i^n \left(\frac{\partial K_s}{\partial x_i} \frac{\bar{x}_i}{\bar{K}_s} \right)^2 CV_{x_i}^2 \quad \text{Eq (III-2)}$$

III.5 Résultats et discussion

III.5.1 L'estimation de l'influence des paramètres du sol et des structures sur le coefficient de variation de K_s

Le coefficient de réaction de sol (K_s) est en fonction des propriétés du sol (E_s , ν_s) et le rayon de la conduite (R). En utilisant la méthode de FOSM (Imanzadeh et al., 2013a, b), le coefficient de variation de K_s peut être obtenu une expression unique pour les quatre modèles semi-empiriques, , y compris les coefficients de variation des paramètres du sol et structurels avec différents poids comme indiqué dans l'équation (III-2) ,

$$CV_{K_s} = \left((\eta_{E_s} \cdot CV_{E_s})^2 + (\eta_R \cdot CV_R)^2 + (\eta_{\nu_s} \cdot CV_{\nu_s})^2 \right)^{0.5} \quad \text{Eq (III-2)}$$

Les valeurs de η_{x_i} par rapport à E_s , R et ν_s sont fonction de chaque modèle semi-empirique. Les coefficients CV_{K_s} , CV_{E_s} , CV_R et CV_{ν_s} sont respectivement les coefficients de variation relatif aux paramètres K_s , E_s , R et ν_s . Par le biais de l'équation (III-2), l'influence de la variabilité des paramètres du sol, des propriétés géométriques et mécaniques de la conduite sur le coefficient de réaction (K_s) sont étudiés pour chaque modèle semi-empirique en utilisant la méthode FOSM et les résultats sont présentés comme suit:

III.5.2 Effets des paramètres du sol

En règle générale, l'incertitude du coefficient de Poisson ν du sol est souvent prédite à partir des jugements d'experts, plutôt qu'une valeur déterministe. Cependant, l'incertitude sur ce paramètre est étudié dans le présent document .En ce qui concerne le coefficient de Poisson de sol, les cas de Meyerhof, Luscher et le modèle Selvadurai (Eq. (III-3) obtiennent la même expression pour le coefficient η_{ν_s} . Tel que montré sur la Figure III.2, en considérant des coefficients de Poisson compris dans l'intervalle 0,15 à 0,35, le coefficient η_{ν_s} correspondant varie quant à lui de 0,05 à 0,28.

$$\eta_{v_s} = \frac{2v_s^2}{1 - v_s^2} \quad \text{Eq (III-3)}$$

Pour le modèle de Kloppel (1970), l'expression du coefficient η_{v_s} est obtenue comme indiqué dans l'équation. (III-4). Pour le même intervalle des coefficients de Poisson de 0,15 à 0,35, les coefficients correspondant varient de 0,13 à 0,26, comme illustré sur la Figure III-2

$$\eta_{v_s} = \frac{v_s}{1 + v_s} \quad \text{Eq (III-4)}$$

De même, en appliquant la même méthode (FOSM) mais en se concentrant sur le module du sol (E_s) qui est en relation linéaire avec la réaction de fondation module (K_s) (Kloppel et Glock 1970, Meyerhof et Baikie 1963, Phoon et Kulhawy 1999b, Selvadurai 1985), pour tous les modèles semi-empiriques énumérés dans le tableau III.1, les valeurs obtenues du η_{E_s} de coefficient correspondant sont tous égaux à 1 ($\eta_{E_s} = 1$). Par conséquent, sur la base des observations ci-dessus, en ce qui concerne l'effet des paramètres du sol (Coefficient de Poisson et le module du sol E_s), on peut conclure que l'incertitude de ce dernier est plus importante en influant sur l'incertitude du module de la réaction de fondation K_s .

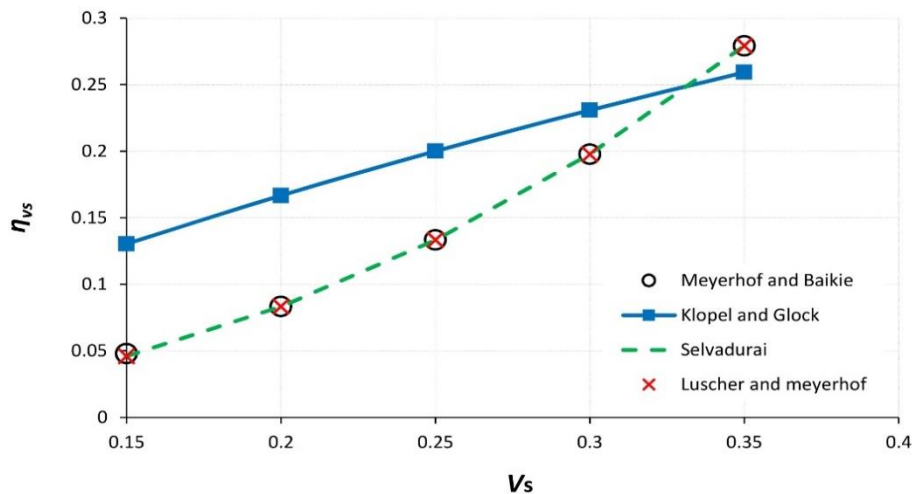


Fig. III.2: Evolution du coefficient η_{v_s} en fonction de ν_s pour les modèles semi-empiriques étudiés (méthode FOSM).

III.5.3 Effet des paramètres de la structure

Le rayon de la conduite (R) apparaît dans les quatre modèles semi-empiriques. Pour le paramètre R , un coefficient $\eta_R = 1$ est obtenu pour les modèles Meyerhof, Kloppel et Selvadurai pour tuyaux flexibles enfouis dans la fondation de type Winkler, sans prendre en compte l'effet

de la profondeur d'enfouissement. D'autre part, compte tenu de cet effet dans le modèle Luscher, le coefficient η_R est trouvé en fonction de R , h et v_s comme indiqué dans l'équation. III-5.

$$\eta_R = \frac{(8v_s - 8)R^3 + (6hv_s - 10)R^2 - 4h^2R - h^3}{(2R + h)((2v_s - 2)R^2 - 2hR - h^2)} \quad \text{Eq (III-5)}$$

Tableau III.3: Coefficient η_{χ_i} obtenu pour chaque paramètre des modèles semi-empiriques (méthode FOSM).

η_{χ_i}	Semi-empirical models			
	Koppel	Meyerhof	Selvadurai	Luscher
η_{E_s}	1	1	1	1
η_{v_s}	$\eta_{v_s} = \frac{v_s}{1+v_s}$	$\eta_{v_s} = \frac{2.v_s^2}{1-v_s^2}$	$\eta_{v_s} = \frac{2.v_s^2}{1-v_s^2}$	$\eta_{v_s} = \frac{2.v_s^2}{1-v_s^2}$
η_R	1	1	1	$f(R, h, v_s)$

La Figure III.3 montre l'évolution de la η_R de coefficient en fonction du rayon de la conduite (R) pour les modèles semi-empiriques étudiés en utilisant la méthode de FOSM. Comme on le voit sur la Figure III.3, l'influence de la variabilité des paramètres de R sur le module K_s est plus importante dans le modèle de Luscher en raison de la prise en compte de la profondeur d'enfouissement. Par exemple, lorsque $R = 0,6$ m, le η_R coefficient est égal à 2,25 pour le modèle Luscher que cette valeur est sous-estimée pour d'autres expressions semi-empiriques ($\eta_R = 1$).

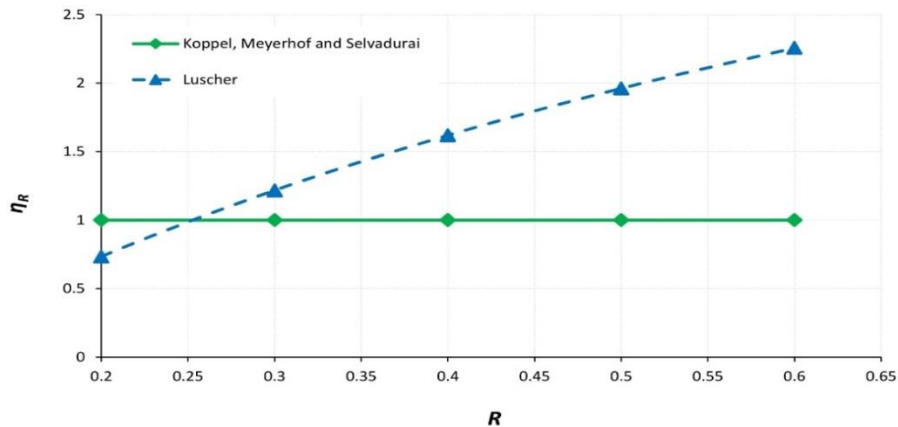


Fig. III.3: Evolution of coefficient η_R en fonction de rayon de la conduite R

III.5.4 L'incertitude estimation de K_s pour chaque modèle semi-empirique

En appliquant la méthode de FOSM, une même valeur de CV_{xi} est considérée pour estimer la variabilité de K_s (module de réaction). Les coefficients η des paramètres qui sont énumérés dans le tableau III.3 sont substitués dans l'équation (III-6) pour obtenir la valeur de CV_{K_s} . Pour le modèle de Kloppel et Glock, l'expression est représentée comme suit.

$$CV_{K_s} = \left[(CV_{E_s})^2 + (CV_R)^2 + \left(\frac{v_s}{1+v_s} \cdot CV_{v_s} \right)^2 \right]^{0.5} \quad \text{Eq (III-6)}$$

Pour les deux modèles de Meyerhof et Selvadurai, la valeur de CV_{K_s} peut être calculée comme suit.

$$CV_{K_s} = \left[(CV_{E_s})^2 + (CV_R)^2 + \left(\frac{2 \cdot v_s^2}{1-v_s^2} \cdot CV_{v_s} \right)^2 \right]^{0.5} \quad \text{Eq (III-7)}$$

Pour le modèle Luscher, l'expression de CV_{K_s} est donnée comme suit.

$$CV_{K_s} = \left[(CV_{E_s})^2 + (f(R, h, v_s) \cdot CV_R)^2 + \left(\frac{v_s}{1+v_s} \cdot CV_{v_s} \right)^2 \right]^{0.5} \quad \text{Eq (III-8)}$$

L'évolution du coefficient de variation de K_s a été étudiée en fonction du coefficient de variation de E_s en utilisant les expressions semi-empiriques simplifiées, comme indiqué dans les équations (III-6), (III-7), (III-8). La figure III. 3 est tracée sur la base des valeurs de $R = 0.5\text{m}$, $v_s = 0.25$ et les coefficients de variation de R et v_s sont égaux à 10%. Comme le montre la figure III.4, quelle que soit la valeur des CV_E , les valeurs les plus élevées des CV_K sont trouvées dans le modèle de Luscher,. Comme déjà indiqué, cela est principalement dû l'examen supplémentaire de l'incertitude de la profondeur d'enfouissement h , contrairement aux autres modèles semi-empiriques qui ne prennent en compte que les incertitudes des paramètres de v_s , E_s et R .

Pour les valeurs de CV_{E_s} inférieure ou égale à 10% (ce qui est la valeur maximale qui peut être obtenue par le CV des autres paramètres, comme indiqué dans le tableau III.3:), l'augmentation des CV_E conduit à une augmentation progressive des CV_{K_s} comme représenté sur la Figure III.5 (a). Cette observation peut être expliquée par la participation de l'effet de l'incertitude du rayon de tuyau R (CV_R) et de l'épaisseur de paroi t (CV_t) sur la l'incertitude du module réaction du sol de fondation K_s (CV_{K_s}). D'autre part, pour les valeurs de CV_{E_s} supérieur à 10% comme représenté sur la Figure III. 5 (b), en dépit des expressions non linéaires du

coefficient de variation de K_s (les équations III-6- III-8.), le comportement observé est presque linéaire entre CV_{K_s} et CV_{E_s} pour tous les modèles.

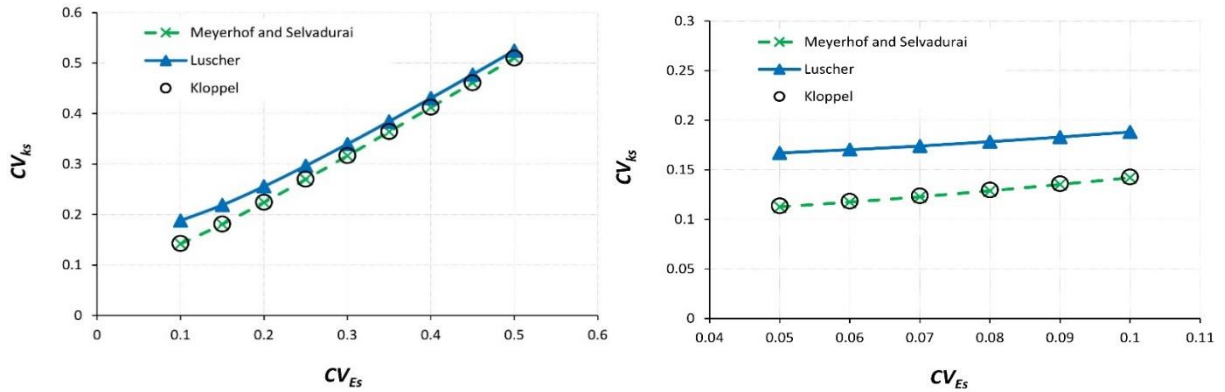


Fig. III. 4: Evolution de CV_{K_s} en fonction de CV_{E_s}

Les résultats montrent que l'influence de l'effet de l'incertitude du rayon de la conduite et le coefficient de Poisson du sol (qui apparaissent dans les équations III-6- III-8), par rapport au coefficient de variation de K_s peut être négligeable par rapport à l'effet de l'incertitude de E_s . Par ailleurs, l'augmentation de CV_{E_s} correspond bien au même taux d'augmentation de CV_{K_s} , par conséquent, on peut conclure que le coefficient de variation de K_s est presque égale au coefficient de variation de E_s ($CV_{K_s} \approx CV_{E_s}$).

III.5.5 Evaluation de l'influence des paramètres de structure sur le coefficient de variation de S_f

L'influence de l'incertitude des deux propriétés géométriques et mécaniques de la conduite sur son paramètre de flexibilité S_f est effectuée à l'aide du FOSM [6, 34], où le coefficient de variation correspondant peut être exprimée par l'expression suivante.

$$CV_{S_f} = \left(\left(\eta_{E_p} \cdot CV_{E_p} \right)^2 + \left(\eta_t \cdot CV_t \right)^2 + \left(\eta_R \cdot CV_R \right)^2 \right)^{0.5} \quad \text{Eq (III-9)}$$

Où S_f est la flexibilité de la conduite, η étant son poids.

En ce qui concerne, les coefficients relatifs aux paramètres E_p , t et R , ils sont illustrés par les coefficients de variations respectifs CV_{S_f} , CV_{E_p} , CV_t et CV_R . Le tableau III.4 présente les valeurs de chaque coefficient η_{χ_i} pour les paramètres inhérents à la flexibilité du tuyau S_f .

Tableau III.4: Coefficient η_{χ_i} obtenu pour chaque paramètre de flexibilité du tuyau S_f

<i>S_f (pipe flexibility)</i>			
η_{χ_i}	η_{E_p}	η_t	η_R
	1	3	3

D'après le tableau III.4, l'expression simplifiée du coefficient de variation de la flexibilité S_f peut être écrit de la manière suivante.

$$CV_{S_f} = \left((CV_{E_p})^2 + (3.CV_t)^2 + (3.CV_R)^2 \right)^{0.5} \quad \text{Eq (III-10)}$$

Selon le tableau III. 2, les gammes possibles de coefficient de variation du module de Young E_p , le rayon de la conduite et de l'épaisseur du tube sont tous égaux. Cependant, sur la base de la valeur de chaque coefficient η_{χ_i} dans le tableau III.4, on peut conclure que l'influence de l'incertitude du rayon de la conduite et l'épaisseur de sa paroi sur le paramètre de flexibilité S_f reste plus importante que celle d' E_p . La variabilité (incertitude) du module de réaction K_s et le paramètre de flexibilité S_f est évaluée par respectivement par leurs coefficients de variation. Par la suite, il est intéressant d'étudier leurs effets sur le comportement au flambage des tuyaux enterrés, tel que discuté dans la section suivante.

III.6 Conclusions

- Dans le cadre de l'étude du comportement des conduites flexibles sur un sol élastique de model type Winkler, l'estimation des incertitudes sur le flambement transversal, passe auparavant par une estimation de l'incertitude sur le coefficient de réaction du sol (K_s).
- D'une part, quatre modèles semi-empiriques de détermination du module K_s ont été étudiés et associés aux propriétés du sol et des incertitudes de mesures, et d'autre part, l'analyse des incertitudes liées à la réalisation des conduites enterrées.
- La méthode FOSM a été utilisée pour déterminer le coefficient de variation du module de réaction du sol ce qui a permis d'évaluer l'influence de chacun des paramètres. Il apparaît ainsi, que le module d'Young du sol (E_s), le rayon de conduite (R), le coefficient de Poisson (ν_s) puis l'épaisseur de conduite (t) sont, par ordre décroissant, les paramètres les plus influents.

- Ceci conduit à proposer, pour chacun des modèles, des expressions simplifiées, prenant en compte le minimum de paramètres pour une détermination du coefficient de variation du module de réaction du sol.
- Ces différentes expressions pourront maintenant être introduites dans différents modèles de comportement afin de déterminer l'incertitude sur le flambement transversal des conduites flexibles reposant sur un sol élastique.

Chapitre IV

Calcul de la charge critique de flambement des conduites enterrées flexibles dans un sol bi- paramétrique

IV.1 Introduction

Dans la résolution des équations classiques de la résistance des matériaux, on suppose que les déformations et les déplacements sont petits. Ceci conduit au découplage entre les diverses sollicitations : flexion, compression et torsion. Une telle schématisation ne permet pas de calculer la force critique de flambement ni les réponses pré et post - flambement. Les approches de Mandel (1936) et Hetenyi (1946) permettent d'étudier la stabilité vis - à - vis du flambement et de déterminer la force critique de flambement. Deux approches sont préconisées pour étudier le problème de la stabilité des conduites enterrées, la méthode du module de réaction du sol (modèle de Winkler) et la méthode du milieu continu élastique (modèle du continuum élastique).

IV.2 Force critique de flambement des conduite enterré dans un sol de "type Winkler"

Le modèle de calcul des sollicitations prend en compte les effets de second ordre (phénomène de flambement). Dans cette approche, le sol est supposé élastique et modélisé par une infinité de ressorts appliqués normalement à la paroi du tuyau (hypothèse de Winkler). Sous certaines conditions de chargement (profondeur importante, nappe phréatique, etc...) et en fonction de la rigidité de la canalisation concernée, il existe une pression extérieure critique au-delà de laquelle apparaît une instabilité de forme appelée **“flambement”**.

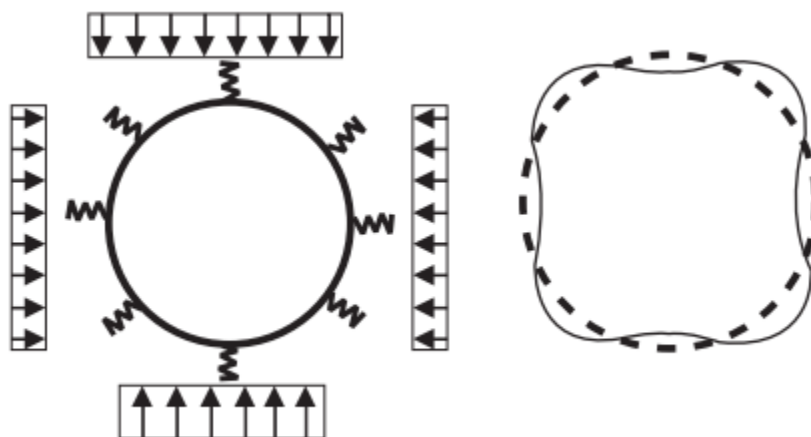


Fig. IV.1: Modèle de Winkler et schéma de flambement d'une canalisation flexible

Le phénomène apparaît en particulier dans le cas des canalisations à comportement flexible. Il se traduit par un fort accroissement des contraintes dans la paroi de la canalisation au droit des ondes.

La vérification de la sécurité d'emploi fait appel aux notions d'états limites (états limites de service et états limites ultimes). La méthode appliquée tient compte notamment :

- du comportement rigide ou flexible de la canalisation ;
- de la nature et des caractéristiques des matériaux de remblai et du sol environnant
- de la qualité du compactage dans la zone d'enrobage ;
- de la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- des conditions d'exécution de la tranchée,

Où k_s est le module de réaction de sol de fondation, (Meyerhof et Baikie 1963, Lusher 1966, Kloppel et Glok 1970, Chelapati et Allgood 1972). Les différentes versions de la théorie sont utilisées dans l'évaluation de la résistance au flambage. Glascock and Cagle 1984 ont introduit des facteurs correctifs empiriques pour tenir compte de l'influence à la fois de l'enterrement superficielles et de la pression d'eau interstitielle dans le sol. Par contre, le modèle « Winkler » néglige la contribution de la rigidité au cisaillement du sol par rapport à la résistance au flambement. Aussi, la détermination des rigidités des ressorts est très compliquée puisque k_s est une fonction de la longueur d'onde de déformation et de la profondeur du sol de fondation non uniforme. Le modèle du sol sur appuis élastiques qui caractérise le sol, est représenté comme une série de ressorts élastiques et la conduite comme un anneau élastique. Les analyses du flambement utilisant modèle «winkler conduit à la charge critique uniforme de flambement ; le sol est modélisé comme un ensemble de ressorts indépendants résistant à la déformation radiale de la structure pour un module de réaction du sol K_s .

- la force de annulaire uniforme N conduisant à instabilité est donné part :

$$N = \frac{(n^2 - 1)EI}{R^2} + \frac{KR}{(n^2 - 1)} \quad (\text{Eq IV-1})$$

Lorsque le sol résiste à deux déformations intérieures et extérieures et le tube circulaire a un rayon R et une rigidité à la flexion EI , pour un grand nombre d'onde n (ex : $EI/R^3 < 10^{-2}$), le nombre d'onde harmonique qui donne la valeur critique de N est :

$$n_{cr} = \left(\frac{kR^3}{EI} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{Eq IV-2})$$

Donc

$$N_{CR} = 2 \left(\frac{EI K}{R} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Eq IV-3})$$

A. Cheney en 1963

Cheney en 1963 a analysé la stabilité d'un anneau circulaire sous des conditions de contraintes planes, soumis à l'action circonférentielle du sol de fondation, représenté par des ressorts élastiques qui agissent sur la paroi de l'anneau par une pression extérieure de magnitude et de direction constante. La déformation initiale avant le flambement étant négligée. En fait, Cheney a essayé de mettre en évidence une solution plus générale en considérant les termes non linéaire d'énergie pendant l'analyse. Ses résultats ont montré que l'action circonférentiel des appuis élastiques de l'anneau pour flamber dans les modes supérieurs pour de grandes pressions

Bien que La représentation de Cheney des appuis élastiques par des ressorts est une simplification excessive. Elle a ouvert de nouveaux créneaux d'analyse qui pourrait modéliser plus attentivement l'effet de contrainte du sol sur la pression critique de flambement.

Une distribution de pression extérieure constante négligeable a été supposée se développer autour du cylindre après déformation de l'anneau. Ce qui a permis d'obtenir une solution de la forme suivante :

$$p_c r = \frac{EI(n^2 - 1)}{R^3} + \frac{(K_s R)}{(n^2 - 1)} \quad (\text{Eq IV-4})$$

K_s : Module de réaction de sol

B. Meyerhof et Baikie 1963

Meyerhof et Baikie en 1963 ont enrichi la Théorie de flambement des plaques développée par Timoshenko et Gere (1961) pour approcher le comportement au flambement des coques cylindriques sur appuis élastiques.

Lors du développement théorique, les solutions de flambage des plaques planes de grandes dimensions appuyées élastiquement sur des ressorts de type modèle de Winkler (ressorts indépendants) avec un module de réaction de sol constant, ont été combinées avec l'hypothèse de flambement critique d'une coque cylindriques associé à une un flambage d'une plaque plane

aux modes supérieurs. Ainsi, L'équation de la charge critique développée par Timoshenko et Gere est exprimée par :

$$p_{cr} = \frac{EI(n^2 - 1)}{R^3} \quad (\text{Eq IV-5})$$

Ensuite, elle a été combinée avec l'équation de la force critique de flambement F_c , d'une Plaque de grande dimension plate supporté élastiquement pour donner l'expression suivante :

$$F_c = \frac{EI}{(1-\nu^2)R^2} \left[(n^2 + 1)^2 - 1 \frac{(1-\nu^2)K_s R^4}{\{(n+1)^2 - 1\} EI} \right] \quad (\text{Eq IV-6})$$

K_s : module de réaction du sol

Le module de réaction de sol K_s est alors relié au module du sol E_s , et le coefficient de Poisson du sol ν_s , par la relation approximative suivante :

$$K_s = \frac{E_s}{2(1-\nu_s^2)R} \quad (\text{Eq IV-7})$$

L'équation (Eq IV-8) minimise la force critique F_c par rapport à n, ensuite elle est divisée par la surface transversale de la paroi pour obtenir une expression de la force critique de flambement valable pour $\frac{EI}{R^3 E_s} \leq \frac{1}{15}$ illustrée par la relation suivante :

$$F_c = \frac{EI}{(1-\nu^2)} \left[\frac{(n+1)^2 - 1}{R^2} \right] + \frac{E_s}{(1-\nu_s^2)} \frac{R}{2\{(n+1)^2 - 1\}} \quad (\text{Eq IV-8})$$

$$p_c = \frac{2}{A} \sqrt{\frac{EIK_s}{(1-\nu^2)}} \quad (\text{Eq IV-9})$$

A : la surface transversale de la paroi (Leonards GA, Stetkar RE 1978)

C. Lucher 1966

Dans son étude du flambement des conduites enterrées Lucher en 1966 avait formulé une solution semi-empirique pour la pression radiale critique uniforme appliquée et agissant sur la paroi d'une conduite enterrée. L'analyse théorique de Lucher considère le flambement d'un anneau pour modéliser le comportement d'un long tube de manière radiale élastique. L'appui élastique dans le modèle Lucher est identique à la représentation de Cheney (1963) par conséquent l'équation développée par Lucher est identique à l'équation (IV-1)

L'équation (Eq IV-10) exprime une pression critique minimisée en considérant n , d'où une expression de la pression critique de flambement limitée inférieurement exprimée par :

$$p_{cr} = 2\sqrt{K_s \frac{EI}{R^3}} \quad (\text{Eq IV-10})$$

D. Chelapati et Allgood (1972)

Pour représenter plus précisément les conditions aux limites d'une interface buse-sol, Chelapati et Allgood (1972) ont essayé d'obtenir une solution plus théorique rigoureuse pour le flambement de buses profondément enterrées, sous une pression extérieure uniforme et de vérifier la solution par les essais expérimentaux.

La solution théorique, en utilisant une interface de liaison et l'expression de l'énergie potentielle minimale totale de la théorie des grands déplacements, considère et traite deux types de sol

- 1- Le premier type de sol suppose un appui élastique radial continu autour de l'ensemble de la circonférence.
- 2- le deuxième type de sol considère des appuis sur les lobes de déflexion vers l'extérieur des ondes de flambage circonferentielles, donc permet de diminuer la pression critique de flambage.

L'expression de K prônée par Lucher (1966) a été utilisée directement par Chelapati et Allgood pour décrire les propriétés du sol de fondation. Cependant, Chelapati et Allgood ont appliqué l'analyse d'une coque plutôt que d'un anneau. La solution résultante générale de la pression critique externe uniforme agissant sur une buse avec le sol considéré circonferentiellement continu a été donnée par :

$$P_{cr} = \frac{EI(n^2 - 1)}{R^3(1 - \nu^2)} + \frac{K_s}{(n^2 - 1)} \quad (\text{Eq IV-11})$$

En minimisant cette équation par rapport à n et en supposant que $\nu = 0,3$ on obtient l'expression de la pression critique suivante

$$P_{cr} = 2,1 \sqrt{\frac{EIK_s}{R^3}} \quad (\text{Eq IV-12})$$

E. Klöppel et de Glock (1970)

Klöppel et de Glock (1970) ont entrepris de développer une méthode rationnelle pour prédire l'instabilité de déformation initiale. Alors, ils ont distingué deux zones d'interaction: l'une située dans la partie supérieure où la paroi du tuyau dévie loin du sol environnant et est soumise à la pression active des terres, et l'autre sur la partie inférieure où les appuis sur la paroi de la conduite dans le sol environnant sont soumis à la pression passive des terres d'après Leonards, G et Stetkar, R (1978).

En raison diminution des effets de la zone d'appui du sol dans la partie supérieure, il a été estimé que l'instabilité se produit très probablement près de la couronne de la conduite. Kloeppele et Glock ont appliqué un modèle à ressort radial dans lequel les articulations sont supposées se développer. Cette approche permet de réduire la stabilité de l'analyse d'une conduite à celle d'un arc sur des supports élastiques.

Abdel-Sayed, G. et Girges, Y. (1992) ont choisi de modéliser la section supérieure de conduite par un arc articulé avec support élastique radiale le long de la circonférence dont le

module de réaction du sol K_s est exprimé par : $\frac{E_s}{(1 + \nu_s)R}$

Et dont les modules de réaction circonférentiel tangentielle et de rotation du sol sont alors respectivement : K_T et K_R . en effet ils représentent les supports élastiques le long de sa circonférence et tangentielle au niveau des deux articulations.

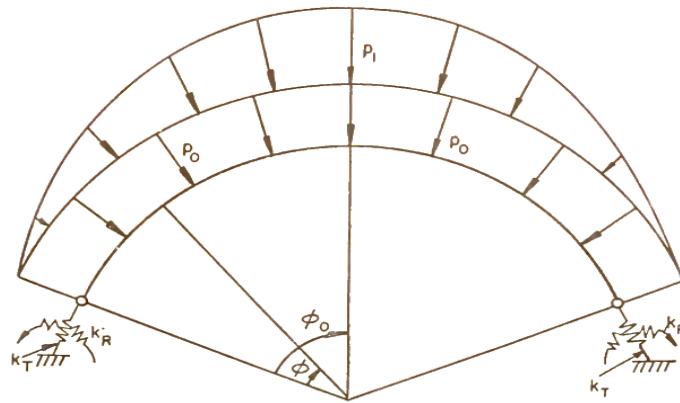


Fig. IV. 2 : Distribution des pressions dans un arc articulé a ces extrémités (daprès Klöppel et de Glock (1970))

IV.3 Force critique de flambement de la conduite enterrée dans un milieu continu élastique ou continuum élastique

La théorie du model continuum élastique de flambement considère le sol comme un solide élastique et la conduite comme un anneau élastique. Cette théorie démontre également que l'enfouissement superficiel ou le remblai de mauvaise qualité peut réduire radicalement la stabilité. Donc, le modèle continu (continuum) est basé sur des sols avec des paramètres bien définis et peuvent prendre en considération l'effet de la couverture superficielle.

Les cylindres flexibles sont enterrés pour former des pipelines et des buses sous chaussées ou voies ferrées. La conception de ces structures enterrées doit comporter une évaluation de la résistance au flambage de ces structures. Plusieurs études théoriques et expérimentales ont été menées pour déterminer la stabilité élastique pour un état de déformation plane d'après Forrestal -Herrmann (1965) et Moore- Booker (1985).

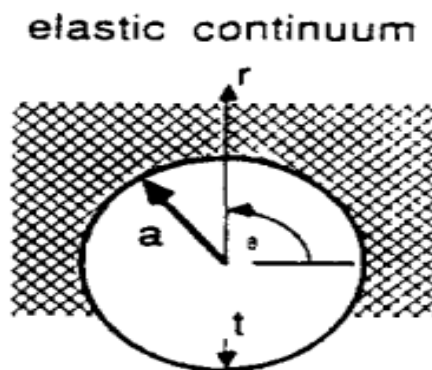


Fig. IV.3: Section transversale dans un continuum élastique ou milieu continu élastique

La théorie du milieu continu élastique (continuum élastique) est utilisée pour modéliser le sol entourant le tube circulaire et la force de frettage uniforme N qui conduit à l'instabilité de la buse est donnée part :

$$N = (n^2 - 1) \frac{EI}{R^2} + 2G_s R \frac{2n(1 - \nu_s) - (1 - 2\nu_s)}{n^2(3 - 4\nu_s)} \quad (\text{Eq IV-13})$$

Lorsque l'interface sol-structure est rugueuse (il n'y a pas des contraintes de cisaillement transmises à travers l'interface) cette force de frettage s'exprime par .:

$$N = (n^2 - 1) \frac{EI}{R^2} + 2G_s R \frac{1}{2n(1 - \nu_s) - (1 - 2\nu_s)} \quad (\text{Eq IV-14})$$

Lorsque l'interface est "lisse" (c'est-à-dire qu'il y a des contraintes de cisaillement transmises à travers l'interface). Le module de cisaillement du sol $G_s = \frac{E_s}{2(1 - \nu_s)}$ est utilisé dans cette équation ou E_s est le module young du sol et ν_s est le coefficient de poisson du sol qui sont supposés induire une résistance du sol aux déformations, soit dans de la cavité et dehors de celle-ci pour un grand nombre d'onde n et une interface lisse (Moore 1989), tel que :

$$n_{cr} = \left(\frac{EI 2(1 - \nu_s)}{R^3 G_s} \right)^{-1/3} \quad (\text{Eq IV-16})$$

Donc la force critique de flambement (Moore 1989) est donnée par :

$$N_{cr} = 1.2EI^{1/3} \left(\frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} \right)^{2/3} \quad (\text{Eq IV-17})$$

$$N_{cr} = 1.2(EI)^{1/3} \left(\frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \right)^{3/2} \quad (\text{Eq IV-18})$$

a. Armenakas et Herrmann (1963)

Le développement de l'analyse du flambement conduite a été continué avec le travail d'Armenakas et Herrmann (1963), qui ont abouti à une solution plus générale, en considérant le flambement des cylindres de longueurs finies sous pression constante normale et uniforme. L'effet du mode de flambement sur la pression critique a aussi été pris en compte. Ils ont aussi constaté que pour les cylindres de longueurs finies avec des modes critiques de flambement, la pression critique de flambement de direction constante est essentiellement égale à la pression normale critique de flambement. Dans les cylindres de grandes longueurs avec des rapports ($\frac{L}{R} > 50$), la pression critique de flambement de direction constante a été supérieure à la pression normale critique de flambement telle que donnée par :

$$P_{cr} = k^* \frac{EI}{(1-\nu^2)R^3} \quad (\text{Eq IV-19})$$

$$k^* = \frac{n^2}{\left(1 + \frac{t}{R}\right)} : \text{Pression de direction constante}$$

$$k^* = (n^2 - 1) : \text{Pression normale critique}$$

L'équation générale de flambement pour ($\frac{L}{R} < 50$) a montré que la pression critique de flambement pour un cylindre de longueur finie est plus grande que celle d'un cylindre de longueur infini.

L'expérience montre que lorsque les tubes cylindriques à parois minces sont enterrés dans des sols bien tassés avec une hauteur de couverture de la clé à la surface est supérieure égale à un rayon de la conduite. Les probabilités de déformation excessive durant le processus de chargement sont faibles. La section transversale des tubes reste sensiblement circulaire jusqu'à ce qu'une rupture catastrophique se produise par flambage de la paroi courbe. Lorsque D/t a une valeur élevée, il est nécessaire de calculer la pression radiale critique élastique qui pourrait causer le flambage de la paroi. En général, pour les longs tubes à paroi mince la formule de pression critique s'exprime par :

$$p_{cr} = \frac{(n^2 - 1)EI}{(1 - \nu^2)R^3} \quad (\text{Eq IV-20})$$

La formule peut être écrite comme suit : avec $I = t^3 / 12$

$$p_{cr} = \frac{(n^2 - 1)E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{R} \right)^3 \quad (\text{Eq IV-21})$$

Un tube à paroi mince sous une pression radiale uniforme dans un milieu qui n'est pas élastique, se déformera en une forme ovale avec $n = 2$ pour :

$$p_{cr} = \frac{3EI}{(1 - \nu^2)R^3} \quad (\text{Eq IV-22})$$

Si le tube se trouve dans un milieu élastique associé à un autre effet externe pour flamber avec un grand nombre d'ondes pleines, alors n est grand par rapport à l'unité et suffisamment précise pour pouvoir écrire l'équation suivante :

$$p_{cr} = \frac{n^2 EI}{(1 - \nu^2)R^3} \quad (\text{Eq IV-23})$$

b. Forrestal and Herrmann (1965)

Forrestal et Herrmann (1965) ont prolongé l'analyse de Cheney pour examiner les coques cylindriques soumises à une pression uniforme de direction constante. La paroi de la coque est supportée par un milieu continu au lieu des ressorts discrets (supports élastiques). La théorie du flambement élastique en présence de la contrainte initiale et le déplacement a été utilisée dans la solution générale du problème de valeur limite complexe.

À la pression critique, une position d'équilibre déformé a été obtenu avec conditions d'interface sur la coque, ce qui a entraîné des changements dans la distribution de pression uniforme initiale. Ces conditions d'interface étaient liées aux déplacements de la coque, et les équations développées par Armenakas et Herrmann (1963) ont été utilisées pour déterminer l'expression de la pression critique de flambage qui, est donnée par :

$$\frac{P_c}{P_0} = \frac{\frac{n^2 (n^2 - 1)(3 - 4\nu_s)}{3} + \frac{E_s / (1 + \nu_s)}{3EI / R^3 (1 - \nu^2)} \left[2n(1 - \nu_s) + (1 - 2\nu_s) \left[\frac{n^2 t}{R} - 1 \right] \right]}{(n^2 - 1)(3 - 4\nu_s) + 2n(1 - 2\nu_s) + 1} \quad (\text{Eq IV-24})$$

P_0 : La pression critique hydrostatique uniforme pour le flambement des cylindres non appuyé.
 .Une solution a également été obtenue dans le cas d'absence de frottements d'interface, comme indiqué par la relation suivante:

$$\frac{P_C}{P_0} = \frac{n^2}{3} + \frac{E_s / (1 + \nu_s)}{3EI / R^3 (1 - \nu^2)} \left[\frac{1}{(1 - 2\nu_s)(n+1) + n} \right] \quad (\text{Eq IV-25})$$

Théorie Forrestal et Herrmann indique que le glissement à l'interface conduit-sol diminue la pression critique de flambage de manière significative. Théorie Forrestal et Herrmann indique que le glissement à l'interface conduit-sol diminue la pression critique de flambage de manière significative.

c. **Cheny 1976**

Cheny (1976) a révisé sa dérivation des expressions d'Armenakas et Herrmann en 1963 et a obtenu une expression pour le flambement des tubes flexibles sous une pression extérieur uniforme et supportée par un milieu élastique (continuum élastique). Il a calculé une expression de K qui, auparavant, avait été obtenu approximativement (Duns et Butterfield) ou déterminée semi-empiriquement par (Luscher). La forme résultante de cette expression est donnée par :

$$K_s = \frac{E_s (n^2 - 1)}{R(1 - \nu_s^2)(2n + 1 - \nu_s)} \quad (\text{Eq IV-26})$$

E_s : Module élastique sécant de sol

L'expression de Cheny pour la pression critique uniforme de flambement qui est donnée par :

$$P_{cr} = \frac{EI (n^2 - 1)}{R^3 (1 - \nu^2)} + \frac{E_s}{(2n + 1 - \nu_s)(1 - \nu_s^2)} \quad (\text{Eq IV-24})$$

Avec minimisation de n nous obtenons :

$$P_c = 1.2 \left[\frac{EI}{R^3 (1 - \nu^2)} \right]^{1/3} \left[\frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} \right]^{2/3} \quad (\text{Eq IV-25})$$

Cheney a estimé que la représentation du sol par le module élastique sécant cause cette surestimation de la pression critique, et il a proposé l'utilisation d'un module d'élasticité du sol tangent liée à l'état de contrainte dans le sol autour du tube pour fournir un modèle prédictif plus valable.

Cheney a suggéré aussi l'utilisation de «État critiques de Mécanique des Sols» pour estimer une valeur de module tangent, mais ces notions n'ont pas été suffisamment développées pour une utilisation pratique.

En réduisant le module E dans l'équation (IV-9) à 1/8 de la valeur sécante. L'équation (IV-10) entraîne un très bon réajustement des résultats expérimentaux d'Allgood et Ciani. Cheney a conclu que le module tangent efficace doit être un huitième de la valeur du module sécant et propose l'équation (IV-21) selon la formule de conception suivante :

$$P_c = 0.30 \left[\frac{EI}{R^3(1-\nu^2)} \right]^{1/3} \left[\frac{E_s}{(1-\nu_s^2)} \right]^{2/3} \quad (\text{Eq IV-26})$$

La validité de réglage empirique de E par Cheney reste à prouver par des essais dans lesquels l'état de contrainte du sol au début de flambage est connu et un module tangent correspondant peut être déterminé indépendamment.

d. Moore and Booker 1985

Moore et Booker (1985) ont examiné la stabilité des tuyaux circulaires sous force annulaire non uniforme, ils ont établi que la charge maximale contrôle généralement la stabilité des tuyaux et que les conceptions conservatrices peuvent résulter des comparaisons des théories des charges uniformes de flambement avec les charges maximales. Les résultats des solutions théorique de flambement sont influencés par l'enterrement superficielle. (Somogy et al 1985). Moore (1987) ont examiné l'effet de la profondeur d'enterrement sur la charge critique de flambement.

e. Moore et Selig 1990

Moore et Selig (1990) ont utilisé la théorie du continuum pour développer des équations de conception pour les conduites enterrées ; ils ont introduit un «facteur correctif» " R_H " pour tenir compte de la profondeur d'enterrement ainsi que du sol environnant. Ils ont aussi inclus un «facteur de calibration» " ϕ " pour la réponse des sols non linéaires et la non linéarité

géométrique des structure, basé sur la comparaison entre la mesure et la prédiction de flambement. Le modèle de continuum élastique a été jugée supérieur et capable de fournir une évaluation rationnelle de la géométrie du remblai. Moore Selig et Haggag ont donnée l'équation suivante pour la poussé critique d'anneau pour des cylindres enfouis qui peuvent être appliquées aux buses enterrées.

$$N_{cr} = 1.2 \varphi R_H (EI)^{\frac{1}{3}} (E_S^*)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Eq IV-28})$$

N_{cr} = la charge critique de l'anneau N/cm

φ = facteur calibration

Les divergences entre la théorie du milieu continu élastique et les données expérimentales peuvent se produire, probablement par suite de la réponse non élastique et non linéaire du sol et la non linéarité géométrique de structure et le comportement d'interface. Un calibrage arithmétique simple est utilisé pour tenir compte de ces effets. Un examen des données expérimentales disponibles indiquent que le facteur d'étalonnage prend la valeur 0,55 pour les matériaux granulaires, R_H = facteur de géométrie dépend de la profondeur d'enfouissement et la rigidité relative entre le sol et l'enfouissement du sol in situ. Moore a montré que pour l'enterrement profond, R_H est égal à 1,0.

E = module de relaxation N/cm²

I = moment d'inertie de paroi de conduite cm³

$$E_S^* = \frac{E_S}{(1-\nu)}$$

E_S = module de Young de sol N/cm²

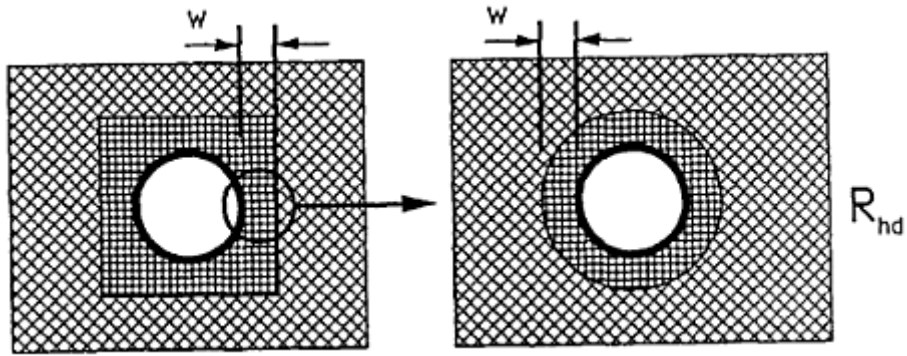
ν = coefficient de poisson de sol

Le facteur de géométrie dépend de la profondeur d'enfouissement et la rigidité relative entre le sol d'encastrement et le sol in situ

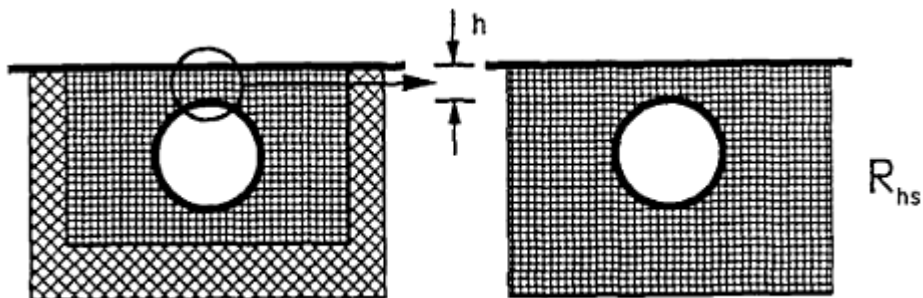
$$\text{La rigidité relative} = \frac{EI}{G_S R^3}$$

G_S = module de cisellement

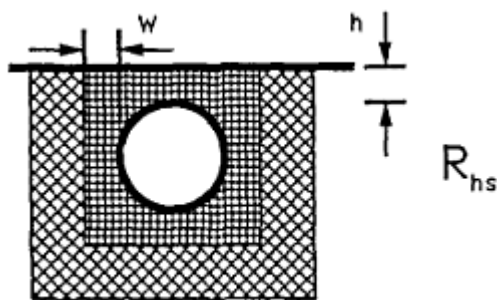
R = le rayon de cylindre



R_{hd} Pour l'enterrement dans un anneau de sol raide à l'intérieur d'un mauvais sol



R_{hs} Pour enterrement superficielle dans un sol uniforme (homogène)



R_{hs} Pour enterrement superficielle dans un sol non uniforme (hétérogène)

Fig. IV.4: Les facteurs considérés dans le modèle de continuum

f. Moore 1990

La possibilité d'utiliser raidisseurs circonférentielles pour améliorer la résistance au flambage a été étudiée pour les cas où il y a sol de support réduit associé à une réduction de la quantité de remblai rigide, il semble que les raidisseurs peuvent être correctement conçus pour fournir la force nécessaire pour ces situations. En pratique, les conduites flexibles peuvent réagir pour un état tridimensionnel, par exemple un tuyau peut raidi avec des raidisseurs circonférentiels.

Le problème de flambement linéaire est résolu en déterminant l'influence de la force critique, des paramètres de milieu continu (continuum), l'état de l'interface et l'espacement entre le raidisseur. La résistance au flambage de tubes circulaire supporté par un continuum élastique et renforcée par des raidisseurs circonférentielles rigide a été considérée.

L'équation de la raideur harmoniques pour la structure et le milieu continu élastique (continuum élastique) qui le supporte, a été utilisé pour résoudre le problème flambement linéaire .une étude paramétrique du problème a montré que pour les structures profondément enterrées dans un sol de faible rigidité ($D/Gs a^3 \geq 10^{-3}$) il y a une amélioration de la résistance au flambage, si l'espacement des raidisseurs est inférieur au rayon du tube. Pour les structures enterrées dans un sol rigide $\frac{D}{Gs} a^3 \leq 10^{-4}$ les raidisseurs doivent être très rapprochées de l'ordre de ($L < a/8$). Il a été démontré que la condition d'interface n'est pas particulièrement importante,. D'autres travaux sont nécessaires pour étudier l'hypothèse contrefort rigide, et d'évaluer la stabilité là où les raidisseurs ont une certaine raideur à la torsion et où la structure est un tube ondulé avec des propriétés anisotropes (Moore1990)

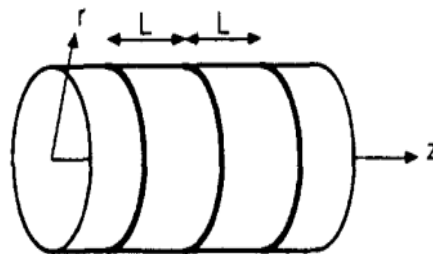


Fig. IV.5: Conduite raidi avec des raidisseurs

IV.4 Force critique de flambement d'une conduite enterrée dans un "sol bi-paramétrique"

Le défaut inhérent au modèle de Winkler c'est la discontinuité de la discrétisation du sol et de son comportement, car en réalité, le sol a un comportement plus complexe et la complexité du modèle mathématique du continuum élastique ont conduit, à introduire des hypothèses simplificatrices, pour le développement d'autres modèles.

Pour palier dans une certaine mesure à la complexité d'un modèle mathématique idéal,. Pasternak (1954) a proposé un modèle bi-paramétrique pour modéliser cette interaction et calculer la charge critique de flambement de la conduite. Le terme "bi-paramétrique" signifie que le modèle est défini par deux constantes élastiques indépendantes K_s et K_p (le module de réaction des ressorts relatif au milieu et le coefficient de la rigidité de la plaque de Pasternak).

Ce modèle est basé sur celui de Winkler. On atténue son comportement discontinu par l'introduction d'une interaction mécanique entre les ressorts par l'intermédiaire de membranes élastiques capables d'avoir des déformations tangentielles. Le comportement du sol étant extrêmement complexe, son étude a conduit à l'utilisation de divers modèles Pasternak. Il a proposé un modèle du comportement du sol en tenant compte de l'existence d'une interaction de cisaillement entre les ressorts, ceci est obtenu en reliant les ressorts à une couche d'éléments incompressibles qui peuvent subir uniquement des déformations tangentielles dues au cisaillement.

La question relative au flambement des conduites sous charges roulantes par l'application de modèle bi-paramétrique est celle-ci: Est-ce que le modèle bi-paramétrique donne une estimation la plus proche possible du modèle continu élastique et une meilleure approche que celle du modèle de Winkler

Nous avons étudié l'influence des deux constantes du modèle bi paramétrique (modèle de Pasternak) sur la détermination de la force critique de flambement des conduites enterrées complètement fichées dans un sol élastique pour différentes modes circonférentiel de flambement. Le module de réaction du sol est supposé constant en fonction de la profondeur. . On présente dans ce qui suit les expressions de la force critique de flambement, déterminées par la méthode classique, pour déterminer la force critique de flambement d'un anneau dans un sol bi paramétrique. Nous avons utilisé le modèle de Pasternak (1954) pour la modélisation de l'interaction sol-conduite et étudié le cas d'un anneau soumis à une pression extérieure uniforme.

IV.4.1 Flambement d'un anneau circulaire placé dans un milieu élastique sous l'effet d'une pression uniforme

Soit V la composante radiale du déplacement d'un point de l'anneau au moment du flambement. Le moment fléchissant M est la somme du moment M_1 dû à la pression p et du moment M_2 dû à la densité de réaction $-K_s V$ et $-K_p V$ respectivement le module de réaction des ressorts relatives au milieu et le coefficient de la rigidité de la plaque de Pasternak. Nous avons :

$$M_1 = -pRV \quad (M_2) = -K_s R^2 V - K_p R^2 \dot{V} + C \quad (\text{Eq IV-29})$$

$$(M) = (M_1) + \varphi(M_2) = C - K_s R^2 V - pR \varphi(V) - \frac{K_p}{R^2} R^2 [\varphi(V) - V] \quad (\text{Eq IV-30})$$

En éliminant M entre l'équation précédente et l'équation (30), nous obtenons l'équation différentielle qui est contrôlée par le déplacement radial :

$$\varphi\varphi(V) + \left(\frac{PR^3}{EI} - \frac{Kp R^2}{EI}\right) \varphi(v) + \left[\frac{Ks R^4}{EI} + \frac{Kp R^2}{EI}\right] V = 0 \quad (\text{Eq IV-31})$$

En définissant la quantité sans dimension

$$\alpha = \frac{pR^3}{EI} \quad (\text{Eq IV-32})$$

$$\beta = \frac{k_s R^4}{EI} \quad (\text{Eq IV-33})$$

$$\delta = \frac{Kp R^2}{EI} \quad (\text{Eq IV-34})$$

Donc :

$$\frac{d^4 V}{d\theta^4} + (2 + \alpha - \delta) \frac{d^2 V}{d\theta^2} + (1 + \alpha + \beta) V = 0 \quad (\text{Eq IV-35})$$

L'intégrale générale de cette équation différentielle du quatrième ordre à coefficients constants d'équation caractéristique :

$$\varnothing(Z) = Z^4 + (2 + \alpha + \delta)Z^2 + (1 + \alpha + \beta) = 0 \quad (\text{Eq IV-36})$$

$$\Delta = (2 + \alpha - \delta)^2 - 4(1)(1 + \alpha + \beta) \quad (\text{Eq IV-37})$$

$$\Delta = \alpha^2 + \delta^2 - 4\beta - 2\alpha\beta \quad (\text{Eq IV-38})$$

Lorsque $\alpha^2 + \delta^2 < 4\beta + 2\alpha\beta$ les racines de l'équation caractéristique sont de la forme $\pm \lambda \pm i \mu$, et l'intégrale générale est de la forme :

$$V = e^{-\lambda\theta}(A \cos \mu\theta + B \sin \mu\theta) + e^{-\lambda'\theta}(A' \cos \mu'\theta + B' \sin \mu'\theta) \quad (\text{Eq IV-38})$$

Le flambement ne peut pas se produire dans ce cas, puisque V n'est jamais une fonction périodique de θ de période 2π . Lorsque $\alpha^2 + \delta^2 > 4\beta + 2\alpha\beta$ les racines de l'équation caractéristique sont imaginaires pures $\pm ik$ et $\pm ik'$ et l'intégrale générale est de la forme :

$$V = A \cos(k\theta) + B \sin(k\theta) + A' \cos(k'\theta) + B' \sin(k'\theta) \quad (\text{Eq IV-39})$$

V est une fonction périodique de période 2π dans les deux cas suivants :

- a) k est un entier supérieur à 1, et $A' = B' = 0$;
- b) k' est un entier supérieur à 1, et $A = B = 0$.

Il convient en effet d'exclure la valeur 1 pour k ou k' , car elle conduit à un simple déplacement d'ensemble de l'anneau. Il en résulte que l'équation caractéristique doit avoir une racine égale à in , avec $n > 1$. La condition $\phi(in) = 0$ donne immédiatement :

$$\alpha = (n^2 - 1) + \frac{\beta}{(n^2-1)} + \frac{\delta n^2}{(n^2-1)} \quad (\text{Eq IV-40})$$

Compte tenu de la valeur de α , nous trouvons que la pression critique de flambement a pour valeur :

$$P_{cr} = \min \left\{ \frac{EI}{R^3} \left[(n^2 - 1) + \frac{\beta}{(n^2-1)} + \frac{\delta n^2}{(n^2-1)} \right] \right\} \quad (\text{Eq IV-41})$$

En remplace β et δ par ces valeur

$$P_{cr} = \frac{(n^2-1)EI}{R^3} + \frac{K_s R}{(n^2-1)} + \frac{\delta n^2}{(n^2-1)} \quad (\text{Eq IV-42})$$

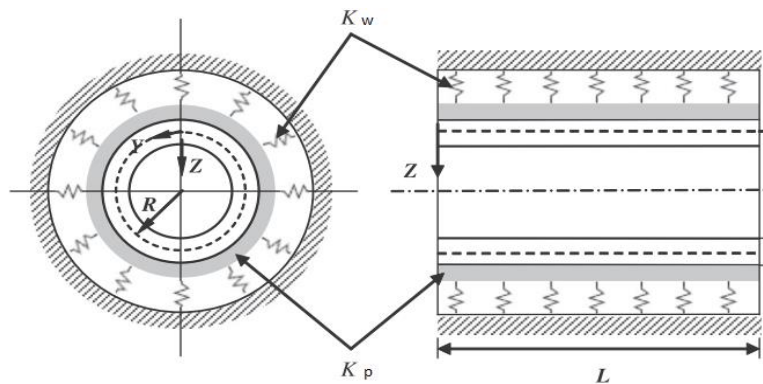


Fig. IV.6: Model Pasternak d'une conduite enterrée

Tableau IV.1: charge critique pour différent mode de flambement

n	$n^2 - 1$	$\frac{\beta}{n^2 - 1}$	$\frac{\delta n^2}{n^2 - 1}$	$P_{cr(winkler)}$	$P_{cr(pasternak)avec}$
$n=3$	8	85.838	24.14	93.83	117.9805
$n=4$	15	45.780	22.89	60.78	83.670
$n=5$	24	28.612	22.354	52.612	74.966
$n=6$	35	19.620	22.07	54.62	76.694
$n=7$	48	14.306	21.907	62.306	84.213
$n=8$	63	10.90	21.80	74.9	95.70
$n=9$	80	8.583	21.720	88.583	110.311

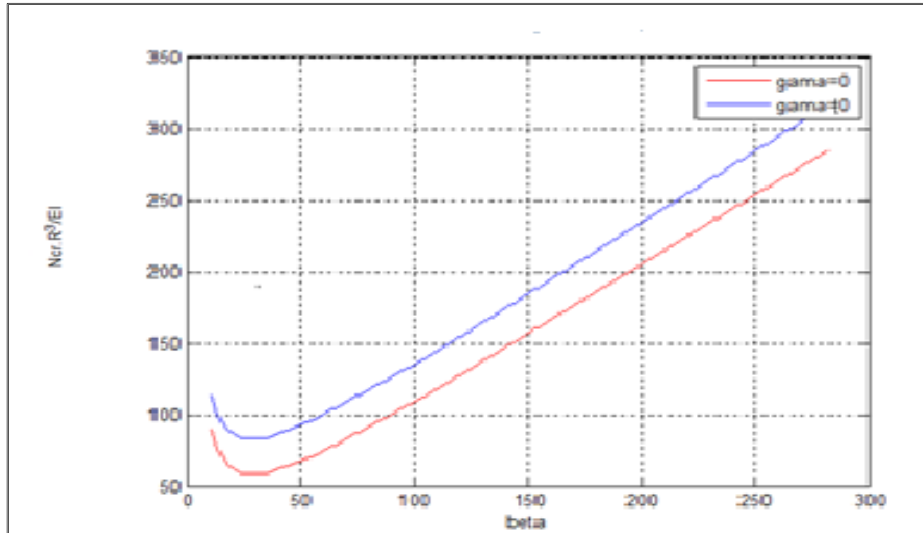


Fig. IV.7: charge critique de flambement en fonction de K_p

Quand le module de réaction K_s augmente, le mode de flambement augmente, ce qui est conforme aux résultats de Lucher Par contre, la constante de cisaillement de Pasternak K_p n'a aucune influence sur la transition d'un mode de flambement à un autre. La condition de transition est la même que celle donnée par Lucher dans l'expression.

Une augmentation de la constante de cisaillement K_p , d'une quantité $\Delta K_p = \frac{K_p n^2}{n^2 - 1}$, entraîne une augmentation de la force critique de flambement d'une quantité presque constante égale à ΔK_p . Cette augmentation ne dépend pas beaucoup du mode de flambement. Dans le cas où $K_p = 0$, on retrouve pour la force critique de flambement l'expression donnée dans (Eq IV-1)

IV.4.2 Etude paramétrique

Pour montrer l'effet de la constante de cisaillement, nous avons fait une comparaison entre le cas où on néglige le terme K_p (Lucher, 1966) et le cas où on tient compte de ce paramètre, pour une conduite enterré dans un sol élastique

IV.4.3 Comparaison entre les trois méthodes (continuum élastique –Winkler – Pasternak)

Les résultats obtenus sont comparés à celui obtenu à partir des modèles analytiques (Winkler ,Model continuum élastique) en utilisant un logiciel de MATLAB.

1-Variation Es

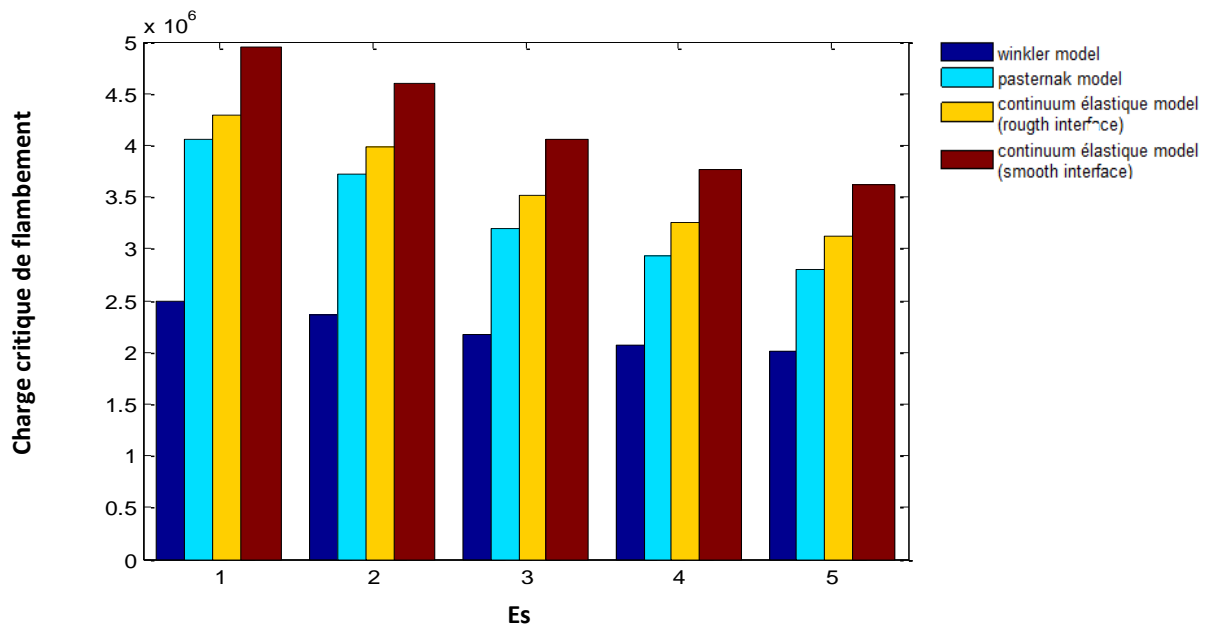


Fig. IV.8: Force critique de flambage en fonction du paramètre Es

Tableau IV.2: Pression critique de flambement en fonction de Es

Es	P _{cr} (winkler)	P _{cr} (continuum élastique)	P _{cr} (la méthode Pasternak kp)
1.33*10 ⁷	2.4673e+006	5.1158e+006	5.1202e+006
1.2*10 ⁷	2.3438e+006	4.7731e+006	4.6136e+006
10 ⁷	2.1401e+006	4.2204e+006	3.8352e+006
9*10 ⁶	2.0305e+006	3.9303e+006	3.4471e+006
8.5*10 ⁶	1.9735e+006	3.7812e+006	3.2537e+006

d'après la comparaison des résultats des trois méthodes il y a une concordance entre la méthode du continuum élastique et la méthode de Pasternak par contre la méthode de Winkler donne des résultats inférieurs par rapport à ces deux méthodes qui sont plus précises

2-Effets de la variation du coefficient de Poisson ν_s et la flexibilité d/t

(Es =7 .10 E7,R=2,EI =2.11.10 .)

Tableau IV.3: pression critique de flambement en fonction de ν_s

ν_s	$P_{cr}(\text{Winkler})$	$P_{cr}(\text{continuum élastique})$	$P_{cr}(\text{la méthode Pasternak kp})$
0.3	2.1401e+006	4.2204e+006	3.8352e+006
0.33	2.1626e+006	4.2867e+006	3.7484e+006
0.34	2.1707e+006	4.3108e+006	3.7204e+006
0.35	2.1792e+006	4.3359e+006	3.6929e+006
0.37	2.1973e+006	4.3893e+006	3.6393e+006

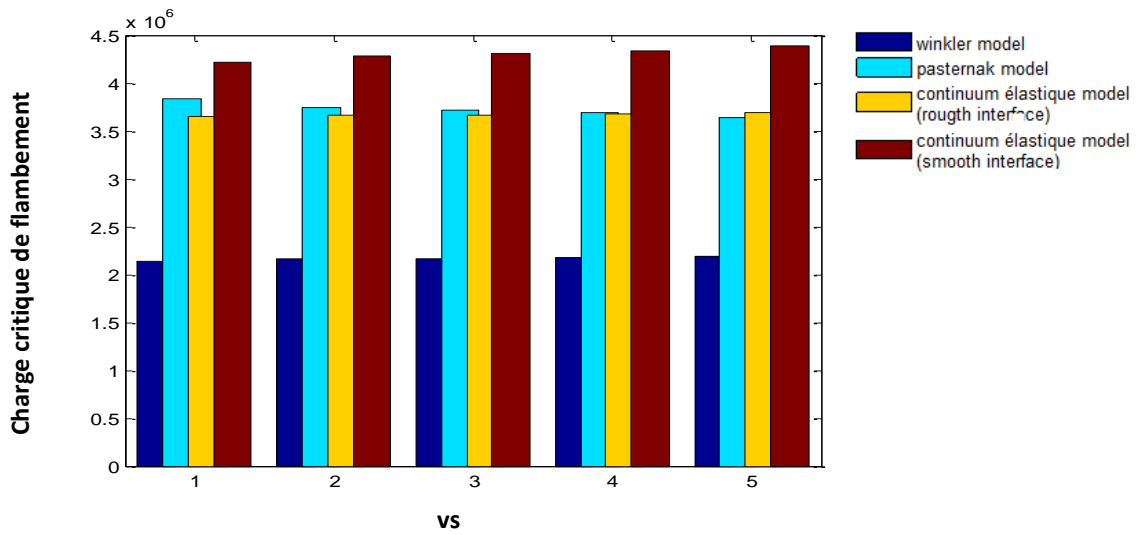


Fig. IV.9: force critique de flambage en fonction du paramètre ν_s

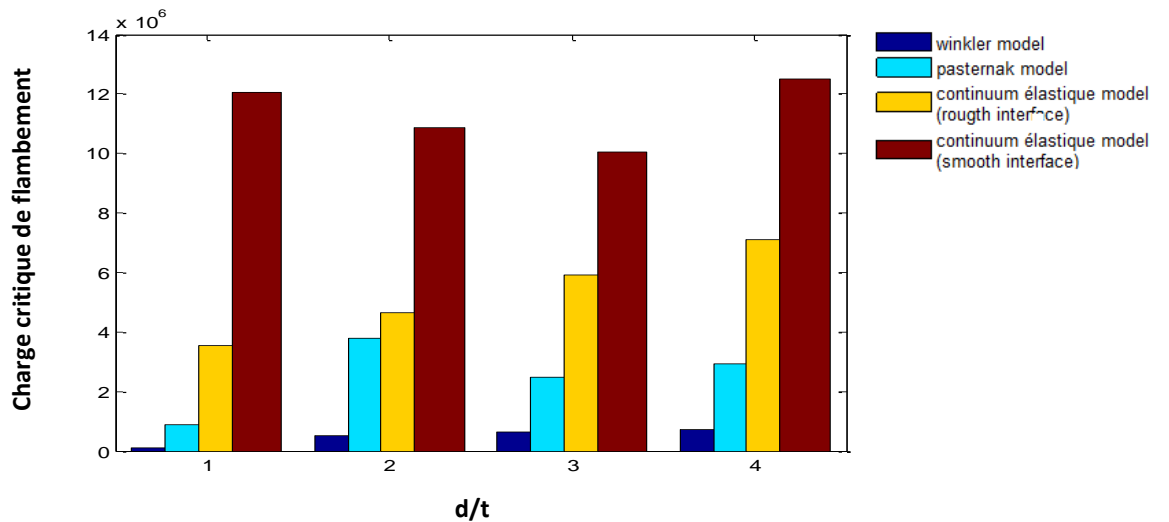


Fig. IV. force critique de flambage en fonction de rapport d/t

Tableau IV.4: pression critique de flambement en fonction de rapport d/t

Le rapport d/t	$P_{cr}(\text{winkler})$	$P_{cr}(\text{continuum élastique})$	$P_{cr}(\text{la méthode Pasternak } k_p)$
0.005	0.0156 e+007	0.0622 e+007	0.3434 e+007
0.02	0.1249 e+007	0.2469 e+007	0.3407 e+007
0.05	0.4974 e+007	0.5922 e+007	0.9251 e+007
0.1	1.5178 e+007	1.0063 e+007	1.5483 e+007

Des comparaisons entre trois méthode (Winkler , continuum élastique , Pasternak) sont illustrées dans les figures Fig. IV-8, IV-9 ,IV-10. Ces figures montrent que le la méthode du Pasternak donne des forces critiques supérieures à celles obtenues par la méthode du module de réaction est inférieure à celles obtenues par continuum élastique

IV.5 Conclusion.

La comparaison entre les résultats obtenus par les trois méthodes (Winkler, Pasternak, continuum élastique) modélisant un même sol, montre des résultats significativement différents qui justifient la nécessité de tenir les déformations tangentielles dues au cisaillement K_p

Chapitre V :

**Effets des incertitudes des coefficients K_s et S_f sur le
flambement des conduites enterrées dans un sol de
type Winkler**

V.1 Introduction

Dans ce chapitre nous introduisons l'incertitude du module de réaction de sol K_s et les incertitudes des paramètres de la structure pour chaque modèle semi-empirique dans la solution analytique selon l'hypothèse de Winkler associée aux différentes conditions aux limites. La méthode FOSM a été utilisée sur cette solution d'analyse afin de déterminer l'incertitude sur le flambement des conduites enterrées avec différentes hauteurs d'enterrement (h).

La méthode de calcul, pour obtenir les intervalles limites de confiance de flambement des conduites enterrées, pour chaque modèle semi-empirique est présentée pour vérifier si les valeurs maximales dépassent les valeurs d'état limite de stabilité de la conduite, une approche globale de l'incertitude est proposée. Cette approche comprend les incertitudes de chaque modèle semi-empirique.

V.2 Effet de l'incertitude du coefficient du module de réaction du sol et des paramètres structurels sur le comportement de la conduite enterrée

Quatre variables ont une influence sur l'incertitude de la force critique annulaire de flambement des conduites enterrées dans un sol de fondation de type Winkler à savoir :

- a) Les valeurs du module de réaction du sol de fondation K_s ,
- b) la flexibilité du tuyau (conduite) S_f ,
- c) Le coefficient de variation correspondant à K_s et CV_{K_s}
- d) coefficient de variation correspondant à S_f , et CV_{S_f} .

La méthode FOSM est appliquée à l'expression de la force annulaire critique (Eq IV-1) pour étudier l'influence des incertitudes du module de réaction du sol de fondation K_s et le paramètre de flexibilité de conduite S_f . La force annulaire critique peut être décomposée en deux parties, comme indiqué dans l'équation

$$CV_N^2 = CV_{N/K_s}^2 + CV_{N/S_f}^2 \quad (\text{Eq V-1})$$

La première partie est une fonction de l'incertitude de K_s tandis que la deuxième partie est une fonction de l'incertitude de la flexibilité du tuyau EI/R^3 . Par conséquent, ces incertitudes peuvent être écrites en termes de coefficients de variation comme indiqué dans les équations

Ou

$$CV_{N/K_s}^2 = \left(\frac{\partial N}{\partial K_s} \cdot \frac{\bar{K}_s}{N_{cr}} \right)^2 CV_{K_s}^2 \quad (\text{Eq V-2})$$

$$CV_{N/S_f}^2 = \left(\frac{\partial N}{\partial S_f} \cdot \frac{\bar{S}_f}{N_{cr}} \right)^2 CV_{S_f}^2 \quad (\text{Eq V-3})$$

Dans l'équation (Eq V-2), CV_{N/K_s} est le coefficient de variation de la force critique de flambement via à vis de ; CV_{K_s} est le coefficient de variation de K_s ; N est la force circonférentielle qui est une fonction K_s et de θ

$$CV_N^2 = CV_{N/K_s}^2 + CV_{N/S_f}^2 \quad (\text{Eq V-4})$$

\bar{K}_s est la valeur moyenne de K_s ; et N_{cr} est la force critique circonférentielle pour une valeur donnée de K_s correspondant une abscisse θ . Pour cette abscisse, la dérivée partielle de N par rapport à K_s est ensuite calculée. L'équation (Eq V-3) est définie de la même manière que l'équation (Eq V-2) à l'exception que les paramètres et la dérivée partielle sont par rapport S_f . Les effets de l'incertitude des propriétés des sols et de la structure sur le comportement au flambement des tuyaux enterrés est présenté ici au moyen des incertitudes à la fois du module de réaction du sol K_s et le paramètre de flexibilité S_f sur la force critique circonférentielle en considérant différentes rigidités du sol.

L'intervalle de variation du paramètre du sol E_s est considéré entre 2 MPa et 80 MPa, et ce, pour tenir compte des différentes morphologies du sol (faible et forte rigidité). Les résultats sont présentés dans les sections suivantes pour des canalisations enterrées de différentes épaisseurs t variant de (de 1 à 10 mm) avec un rayon de 0,50 m et un module de Young équivalent à $E_P = 2,1 \times 10^5$ MPa.

V.2.1 Influence de l'incertitude de K_s sur l'incertitude de la force critique de flambement

Il est tout à fait possible de calculer le rapport de la variation de la force critique de flambement relativement au module de réaction du sol K_s (CV_{N/K_s}), et le coefficient de variation du module de réaction du sol CV_{K_s} en utilisant l'équation (Eq V-2). La figure V-1 met en évidence

l'évolution de ce rapport $CV_{N/Ks}/CV_{Ks}$ comme une fonction du module de réaction du sol pour différentes épaisseurs de la conduite ($t = 1, 2, 4, 6, 8$ et 10 mm).

Comme illustré dans la figure V-1 la grande influence du module de réaction du sol Ks sur le rapport $CV_{N/Ks}/CV_{Ks}$ est bien montrée particulièrement pour les cas de faible rigidité ($Ks \leq 40$ MN/m³) du sol environnant et les conduites d'épaisseurs $t \geq 6$ mm. En effet, le module de réaction du sol est d'autant plus grand que le rapport $CV_{N/Ks}/CV_{Ks}$ l'est aussi. Ce qui peut être expliqué par l'effet significatif du sol de fondation sur l'incertitude de la force critique de flambement.

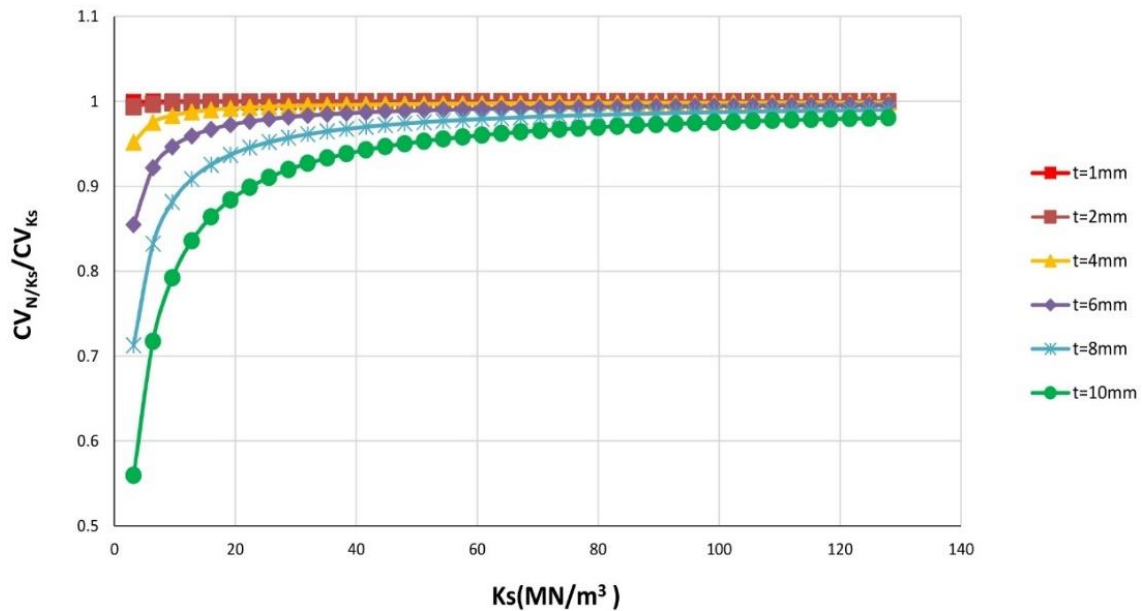


Fig. V.1: Influence de l'incertitude de Ks sur l'incertitude de la force critique de flambement

Cependant, il est nettement observé que l'influence du module de réaction du sol Ks est négligeable dans le cas des faibles épaisseurs de tuyau ($t \leq 4$ mm). En fait, le coefficient de variation de la force critique de flambement par rapport à Ks atteint sa valeur maximale quand il est proche du coefficient de variation de Ks ($CV_{N/Ks} \approx CV_{Ks}$).

D'autre part, lorsque la valeur du module de réaction du sol de fondation est supérieur à 40 MN/m³ ($Ks > 40$ MN/m³) la flexibilité S_f de la conduite n'a plus d'influence significative. En effet, la valeur du rapport ($CV_{N/Ks} \approx CV_{Ks}$) demeure presque inchangée ce qui montre que l'influence de la rigidité du sol de fondation est négligeable.

V.2.2 Influence de l'incertitude de S_f sur l'incertitude de la force critique de flambement

Le rapport entre le coefficient de la variation de la charge critique de flambement et la flexibilité S_f de la conduite enterrée dans un sol de fondation de type Winkler, exprimé par le coefficient de variation ($CV_{N/Sf}$) et la flexibilité de la conduite S_f exprimée par coefficient de variation de (CV_{Sf}) peut être calculé par l'équation (Eq V-3).

La figure V-2 illustre bien l'évolution de ce rapport $CV_{N/Sf}/CV_{Sf}$ comme une fonction du module de réaction du sol K_s . Cette figure montre aussi, qu'en considérant le cas d'une très faible rigidité du sol environnant la conduite pour une épaisseur $t \geq 4$ mm, les plus grandes valeurs du rapport $V_{N/Sf}/CV_{Sf}$ peuvent être déterminées.

Dans ce cas, l'incertitude sur la géométrie de la conduite a un effet significatif sur l'incertitude la charge critique de flambement. Cependant, quand le module de réaction du sol augmente jusqu'à 50 MN/mm^3 , le rapport $CV_{N/Sf}/CV_{Sf}$ diminue en particulier pour le cas où l'épaisseur du tuyau $t \geq 6 \text{ mm}$. Ce qui montre que ce rapport est plus sensible au module de réaction du sol plutôt qu'à la flexibilité de la conduite, et ce, pour les conduites de faibles épaisseurs $t \leq 4 \text{ mm}$. L'influence du module de réaction du sol K_s sur le rapport $CV_{N/Sf}/CV_{Sf}$ peut être négligeable ou l'influence de l'incertitude du paramètre de flexibilité S_f sur l'incertitude de la charge critique de flambement par rapport à S_f est insignifiante ($CV_{N/Sf} \approx 0$). De plus, pour les valeur supérieures de K_s (sol rigide) et indépendante de l'épaisseur de la conduite, l'influence du sol de fondation sur le rapport $CV_{N/Sf}/CV_{Sf}$ est négligeable et le coefficient de variation flambement critique par rapport à K_s atteint ses valeurs minimales ($CV_{N/Sf} \approx 0$).

Par conséquent, en ce qui concerne le cas étudié du sol rigide, l'incertitude du paramètre de flexibilité S_f sur l'incertitude de la charge critique de flambement par rapport à S_f est encore insignifiante. En se basant sur la figure V-1, figure V-2, il convient de noter que les incertitudes des module de réaction d'appui (sol) et le paramètre de flexibilité S_f ont un effet contradictoire mais complémentaire sur l'incertitude de la charge critique de flambement.

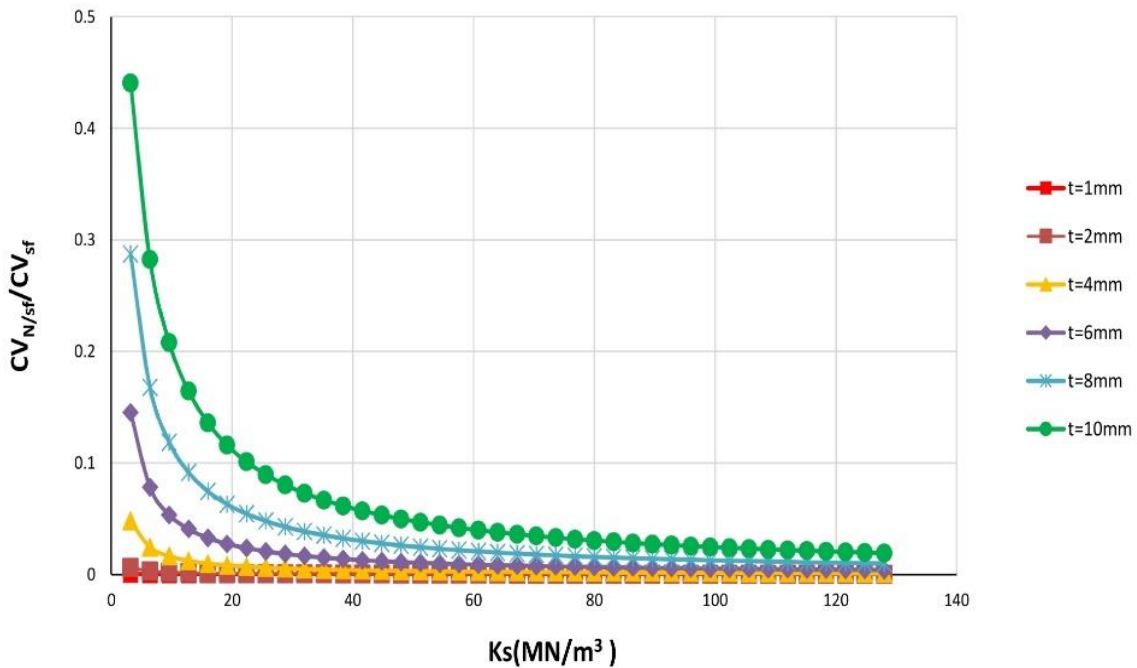


Fig. V.2: Influence de l'incertitude de S_f sur l'incertitude de la force critique de flambement

Par exemple, lorsque l'épaisseur de la conduite $t=10$ mm, on observe qu'à partir du premier point des deux courbes figures (V-1 et V-2) que l'incertitude de la charge critique de flambement est affecté par 55% du module de réaction du sol de fondation K_S (figure V-1) et de 45% figure (V-2) de l'incertitude du paramètre de flexibilité S_f . Lorsque la rigidité du sol augmente, l'effet de l'incertitude des paramètres K_S augmente pour atteindre ses valeurs maximales ($CV_{N/K_S} \approx 100\%$), ce qui représente l'effet total de l'incertitude de la charge critique de flambement alors que l'effet de l'incertitude du paramètre S_f sera négligeable ($CV_{N/S_f} \approx 0\%$).

V.2.3 Influence des incertitudes de K_S et S_f sur la charge critique de flambement par rapport à la profondeur d'enfouissement h

L'effet de la profondeur superficielle d'enterrement sur la contrainte de flambement de la paroi du tube a été examiné par Luscher (1966), grâce à une approche approximative dans laquelle le module de réaction du sol de fondation K_S est modifié pour tenir compte de la faible profondeur d'enfouissement de la conduite. A l'aide des équations (Eq V-2 et Eq V-3), il est alors possible de calculer le rapport entre le coefficient de variation de la charge critique de flambement par rapport à K_S ou S_f respectivement (CV_{N/K_S} et CV_{N/S_f}) et leurs coefficients de variation correspondants respectifs (CV_{K_S} and CV_{S_f}).

Dans cette étude, en plus des mêmes paramètres géométriques précédemment considérée, une valeur de rigidité du sol $E_s = 10\text{MPa}$ est prise ici pour mettre en évidence l'influence implicite de la profondeur d'enfouissement h sur la force critique circonférentielle N_{cr} .

Comme on le voit sur la figure V-3, lorsque la profondeur d'enfouissement h augmente à 0,5 m, le rapport $CV_{N/K_s} / CV_{K_s}$ augmente progressivement pour une épaisseur du tuyau $t \geq 6\text{ mm}$. Cependant, pour des valeurs de profondeur d'enfouissement $h > 0,5\text{ m}$, l'incertitude du module de réaction du sol de fondation par rapport à la profondeur d'enfouissement h n'influence pas l'incertitude de la charge critique de flambement, puisque son effet maximal a été atteint. Par conséquent, on peut conclure que l'effet de l'incertitude du sol de fondation sur l'incertitude de la charge critique de flambement augmente avec la profondeur d'enterrement, surtout quand la valeur de h est inférieure au rayon R du tuyau.

Au-delà de $h > R$, cette incertitude atteint son effet maximum qui se situe entre 0,9 et 1. Dans le cas d'une faible épaisseur de tuyau ($t \leq 4\text{mm}$), l'incertitude du module de réaction du sol de fondation K_s sur l'incertitude de la charge critique de flambement atteint son effet maximal ($CV_{N/K_s} / CV_{K_s} \approx 1$) quelles que soient les valeurs de la profondeur d'enfouissement h .

Dans l'ensemble, l'appui que constitue le sol affecte fortement l'incertitude de la charge critique de flambement des tuyaux de faible rigidité superficiellement enterrés dans un sol de fondation de type Winkler.

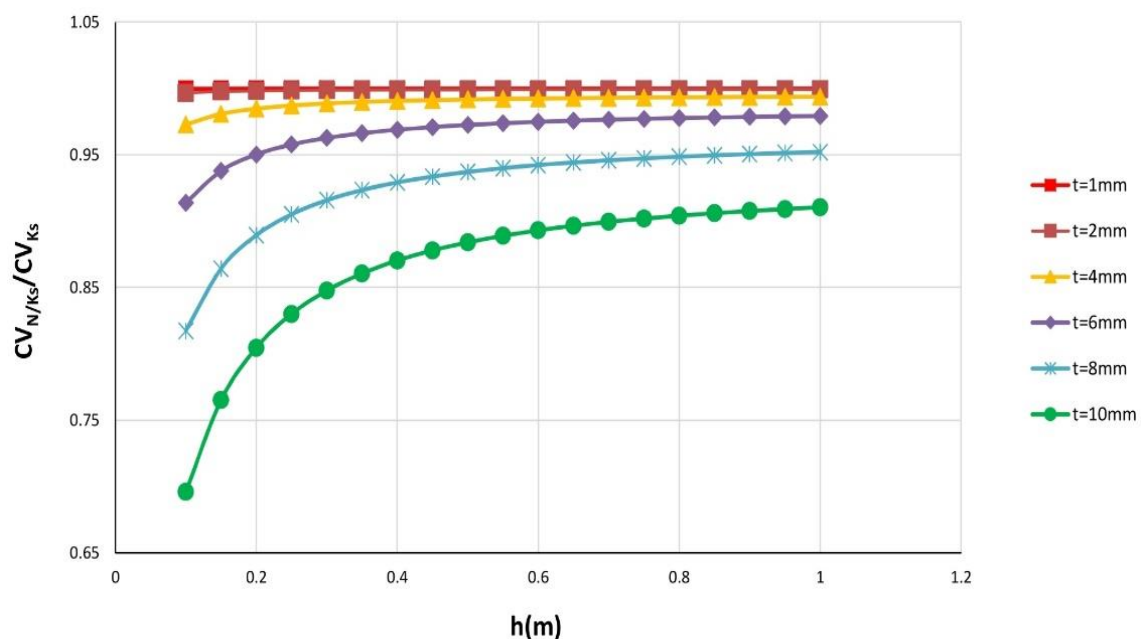


Fig.V.3: Influence de l'incertitude de K_s en fonction de h sur l'incertitude de la force critique De flambement

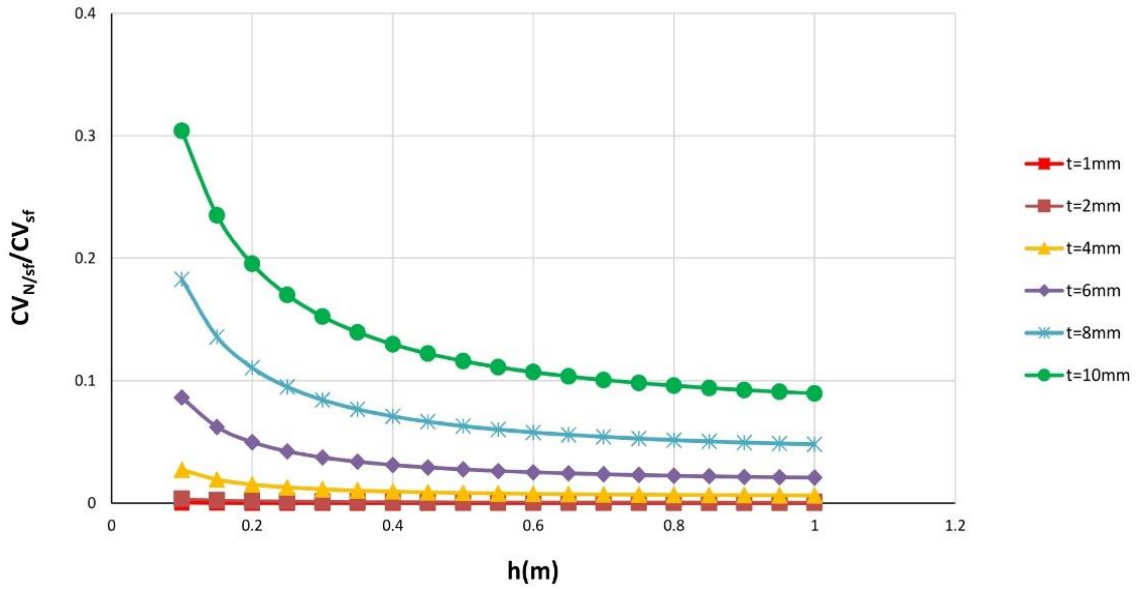


Fig. V.4: Influence de l'incertitude de S_f en fonction de h sur l'incertitude de la force critique de flambement

Il est clairement montré sur la figure V-4 que pour les faibles valeurs profondeur d'enterrement h , l'incertitude de la flexibilité du tuyau S_f sur l'incertitude de la charge critique de flambement représente l'effet maximal pour tous les tuyaux étudiés. Toutefois, lorsque la profondeur d'enfouissement augmente jusqu'à 0,5 m, le rapport $CV_{N/S_f} / CV_{S_f}$ diminue notamment dans le cas des tubes d'épaisseur $t \geq 6$ mm. En outre, pour les valeurs de h supérieures à 0,5 m, le rapport $CV_{N/S_f} / CV_{S_f}$ reste inchangé et l'effet de l'incertitude du paramètre de flexibilité S_f atteint les valeurs minimales (0 à 0,1).

Par conséquent, l'incertitude de la géométrie de la conduite sur l'incertitude de la charge critique de flambement est importante lorsque le tuyau est enfoui dans une profondeur inférieure au rayon R du tuyau. Au-delà de $h > R$, cet incertitude serait négligeable. Pour le cas d'une faible épaisseur de tuyau ($t \leq 4$ mm), l'effet de l'incertitude de la flexibilité du tuyau S_f sur l'incertitude de la charge critique de flambement est négligeable ($CV_{N/S_f} / CV_{S_f} \approx 0$) quelles que soient les valeurs de profondeur d'enfouissement h .

En général, l'incertitude de la géométrie de la conduite a un effet négligeable sur l'incertitude de la charge critique de flambement dans le cas de tuyaux de faibles rigidité, faiblement enfouis dans un sol de fondation de type Winkler.

V.3 Application de l'analyse globale de l'incertitude d'une conduite enterrée flexible

Pour mettre en évidence l'approche proposée, il convient de présenter une étude paramétrique afin de montrer d'un coup, la façon dont les paramètres de données et d'incertitudes peuvent être utilisés dans le cas de l'analyse du comportement transversal de l'interaction sol – conduite enterrée; d'autre part, pour illustrer l'effet significatif des incertitudes dans les résultats obtenus. Ces recherches permettraient généralement la détermination d'une conception plus réaliste et les limites des intervalles de confiance de prédiction de défaillance des phénomènes étudiés.

Dans ce contexte, la figure V-5 et la figure V-6 présentent une méthodologie d'analyse basée à la fois sur l'approche classique et les approches d'incertitudes pour étudier le comportement du flambement transversal d'une conduite flexible faiblement enterrée. Pour accomplir la tâche ci-dessus, un tuyau en acier enfoui dans le sol est considéré comme un exemple avec un module (E_s) de 16,9 MPa et $\nu_s = 0,25$ avec un coefficient de variation respectif de 20% et 10%, qui sont prises à partir des valeurs publiées dans la littérature et l'avis d'experts en la matière (tableau 1). La propriété mécanique et les dimensions géométriques de cette canalisation enterrée sont $E_p = 2.105\text{MPa}$, $d = 1.5\text{m}$ et $(t=0,002\text{ m})$. Ce tuyau est considéré comme enfoui dans une profondeur de 0,5m ($h = 0.5\text{m}$).

Tout d'abord, à partir des valeurs des paramètres de caractérisation (E_s , ν_s , d , E_p , h), les différentes valeurs du module de réaction du sol (K_s) peuvent être obtenus à partir de chaque modèle semi-empirique. Par la suite, grâce à l'application de l'approche classique du modèle Winkler, les valeurs déterministes de la force critique de flambement sont effectuées.(voir la figure V-5)

Deuxièmement, en ce qui concerne l'approche basée sur l'incertitude, sachant que les coefficients de variation de chaque paramètre caractéristique, en l'occurrence, CV_{E_s} , CV_{ν_s} , CV_D , CV_{E_p} , et CV_H . , le coefficient de variation de K_s de chaque modèle considéré peut être déterminé par l'application de la méthode de FOSM. Cette dernière est appliquée à nouveau sur l'équation analytique de la force circonférentielle critique de flambement pour déterminer son intervalle de Confiance.(La figure V-6) à partir de la méthodologie appliquée.

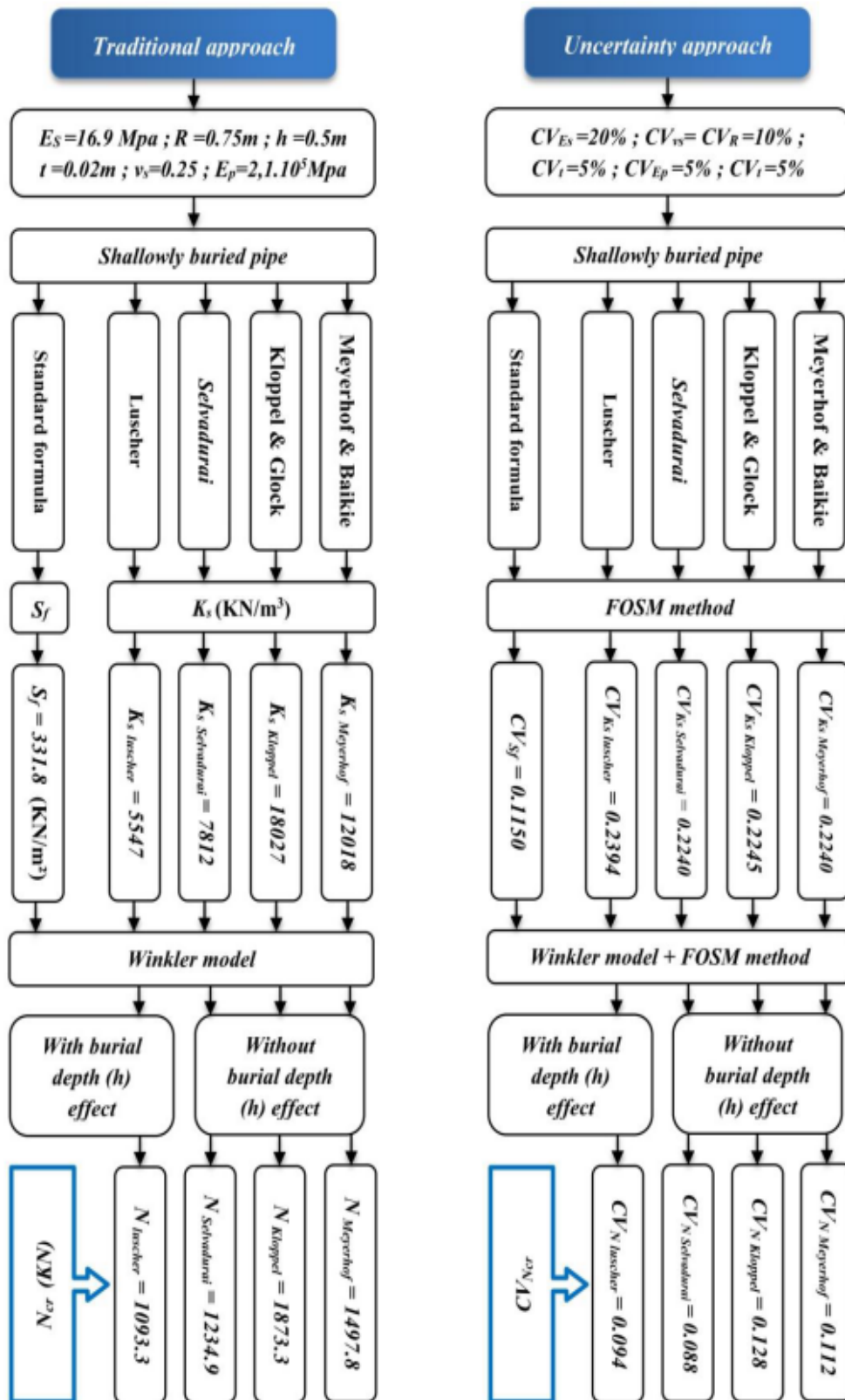


Fig. V.5: Organigramme d'utilisation des deux approches classique et d'incertitude

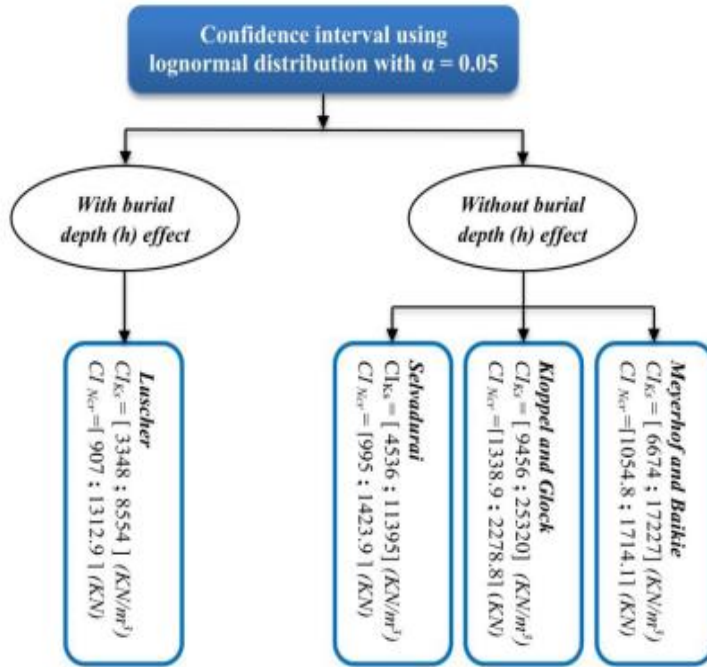


Fig. V.6: Les résultats de l'intervalle de confiance relatif à la méthode appliquée

Enfin, en supposant une distribution log normale (qui est une hypothèse assez courante) pour le module de réaction du sol K_s et la force critique flambement N_{cr} , les deux approches (l'approche classique et l'approche d'incertitude) sont combinés pour calculer les intervalles de confiance pour chaque modèle semi-empirique. Dans ce contexte, les résultats obtenus sur 95% des intervalles limites de confiance pour les quatre modèles considérés sont présentés sur la la figure V-6

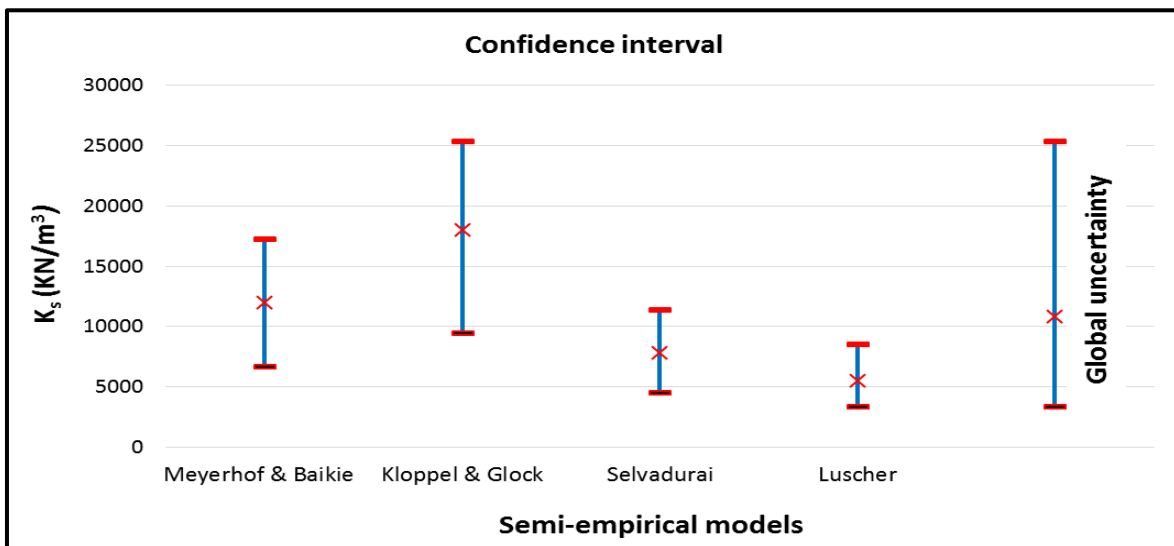


Fig. V.7 a: le module de réaction du sol K_s

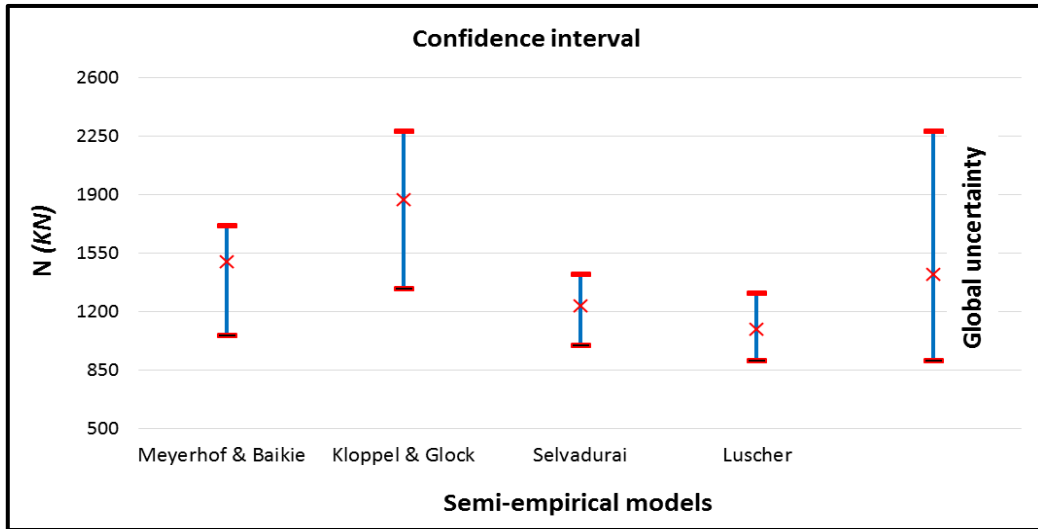


Fig. V.8 b Incertitude globale pour la charge critique de flambement N_{cr} global

Plus de résultats représentatifs sont présentés dans les figure V.7 a et V.7 b dans lesquelles une incertitude globale est proposée. Cela inclut les incertitudes de chaque modèle semi-empirique en faisant correspondre dans l'intervalle la valeur maximale des quatre bornes supérieure et le minimum des quatre bornes inférieures. Par conséquent, les incertitudes globales pour K_s et N_{cr} pour l'exemple étudié, sont respectivement comprise dans les intervalles [3348-25320] (KN / m³) et [907-2278,8] (KN). (la figure V-7)

D'après les résultats exposés sur **les figures V.5 - V.9**, deux cas ont été mis en évidence : le premier cas ne considère pas l'effet de la profondeur d'enfouissement pour l'analyse de l'incertitude (les modèles de Mayerhof, Kloppel et Selvadurai), tandis que le second cas le prend en compte (modèle de Luscher).

Il est attendu de l'analyse effectuée que les résultats obtenus sont différents pour chaque modèle semi-empirique. En outre, les valeurs déterministes du module de réaction du sol K_s et de la force critique de flambement N_{cr} et leurs intervalles de confiance associés sont les plus élevés pour le premier cas (sans effet de profondeur d'enfouissement "h") cependant, le plus petit et le plus important se trouvent dans le second cas (avec effet d'enfouissement de profondeur "h").

V.4 Estimation de l'incertitude de déplacement critique de flambement des conduits flexibles.

Deux cas de conditions aux limites sont considérés, un cylindre de sol épais et un sol infiniment épais comme le montre respectivement la figure. V-8 a et la Figure. V-8 b,.

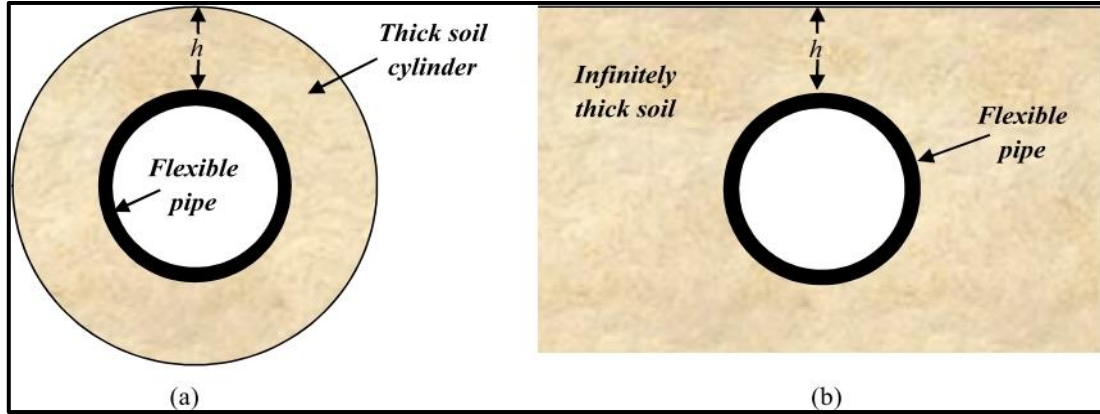


Fig.V 10: Tuyau flexible enterré dans différents modèles de sol

La méthode FOSM est appliquée sur l'équation du déplacement critique de flambage de l'anneau circulaire dans un milieu élastique différentiel régi par (Eq IV-30), pour étudier l'influence des incertitudes du module du coefficient de réaction du sol K_s et la flexibilité du tuyau S_f . Les deux cas de conduite flexible enterrée et fondée selon le type Winkler sont étudiés, avec d'une part un sol infiniment épais et d'autre part un cylindre de sol épais. Le déplacement critique de flambage peut être décomposé en deux parties, dont l'une partie est une fonction de l'incertitude de K_s et l'autre partie est une fonction de l'incertitude de flexibilité de la conduite, de paramètre S_f . Ces incertitudes sont exprimées en termes de coefficients de variation par les équations (Eq V.4 a et V-10) pour les deux cas.

- **Cas 1: sol infiniment épais**

$$CV_w^2 = CV_{W/K_s}^2 + CV_{W/S_f}^2 \quad (\text{Eq V-5})$$

D'où

$$CV_{W/K_s}^2 = \left(\frac{\partial w}{\partial k_s} \cdot \frac{\bar{k}_s}{w_{\max}} \right)^2 CV_{k_s}^2 \quad (\text{Eq V-6})$$

Et

$$CV_{W/sf}^2 = \left(\frac{\partial w}{\partial sf} \cdot \frac{\overline{sf}}{w_{\max}} \right)^2 CV_{sf}^2 \quad (\text{Eq V-7})$$

Dans Eq V-6

CV_{w/K_s} : Le coefficient de variation du déplacement critique de flambement par rapport à K_s ;

CV_{K_s} : Le coefficient de variation de K_s ;

w : Le déplacement qui est fonction de K_s et des coordonnées ;

$\overline{K_s}$: La valeur moyenne de K_s

w_{\max} : La valeur maximale du déplacement pour une valeur donnée de K_s qui est ensuite calculé pour cette abscisse.

L'équation V.7 est définie de la même manière que (Eq V-6), à l'exception que les paramètres et la dérivée partielle sont par rapport à S_f .

- **Cas 2: quand l'effet de profondeur est pris en compte** (sol cylindrique épais)

$$CV_w^2 = CV_{W/K'_s}^2 + CV_{W/sf}^2 \quad (\text{Eq V-8})$$

D'où

$$CV_{W/k'_s}^2 = \left(\frac{\partial w}{\partial k'_s} \cdot \frac{\overline{K'_s}}{w_{\max}} \right)^2 CV_{k'_s}^2 \quad (\text{Eq V-9})$$

et

$$CV_{W/sf}^2 = \left(\frac{\partial w}{\partial sf} \cdot \frac{\overline{sf}}{w_{\max}} \right)^2 CV_{sf}^2 \quad (\text{Eq V-10})$$

Dans Eq V-9

CV_{w/K'_s} : Le coefficient de variation du déplacement critique de flambement par rapport à K'_s

$CV_{K'_s}$: Le coefficient de variation de module de réaction effectif K'_s ;

w : Le déplacement qui est fonction de K'_s et des coordonnées ;

$\overline{K'_s}$: La valeur moyenne K'_s

w_{max} : La valeur maximale de déplacement pour une valeur donnée de K'_s correspondant à une abscisse θ . La dérivée partielle de w par rapport à K_s est ensuite calculé pour cette abscisse (.Eq V-10) est défini de la même manière que l'équation précédente mais par rapport à S_f

V.4.1. Influence des incertitudes de K_s et S_f sur le déplacement critique de flambement – cas 1 : sol infiniment épais

Quatre variables influencent l'incertitude sur le déplacement critique des conduites enterrés dans le cas de la fondation Winkler avec un sol infiniment épais ;

- a) Coefficient de variation du module de réaction du sol CV_{K_s} ,
- b) Coefficient de variation du paramètre de flexibilité de conduite CV_{S_f} ,
- c) La valeur du module de réaction du sol K_s
- d) Le paramètre de flexibilité de conduite S_f .

En réarrangeant l'équation Eq V.5, il est possible de calculer le rapport entre le coefficient de variation du déplacement critique de flambement par rapport à w/K , et le coefficient de variation du module de réaction du sol CV_{K_s}

Fig. V.11 présente l'évaluation du rapport $CV_{w/K_s} / CV_{K_s}$ en fonction du module réaction de du sol de fondation pour différentes épaisseurs de paroi du tuyau enterrés en acier ($t = 0,010$; $0,015$; $0,020$; $0,022$; $0,023$ et $0,025$). Ces tuyaux sont considérés dans le cas d'un sol infiniment épais soumis à une charge uniforme de 550 KN par mètre linéaire avec un rayon de 0,75 m et un module d'élasticité $E_p = 2.10^8$ KN/m².

Tout d'abord, il peut être montré sur la figure V.9 , que l'incertitude du déplacement critique de flambage par rapport à K_s est presque toujours inférieure ou égale à l'incertitude du module du coefficient de réaction K_s , ($CV_{w/K_s} \leq CV_{K_s}$). En outre, à partir de la même figure, il est montré que l'influence élevée du module de réaction du sol de fondation K_s sur le rapport de $CV_{w/K_s} / CV_{K_s}$. Cela est montré en particulier pour le cas de la faible rigidité du sol entourant les tuyaux avec une épaisseur de paroi $t > 0,015$. En effet, plus K_s augmente plus le rapport de $CV_{w/K_s} / CV_{K_s}$ augmente, ce qui peut être expliqué par l'effet significatif du sol d'appui sur l'incertitude du déplacement critique de flambement. Cependant, il est clairement observé que l'influence du module de la réaction du sol de fondation K_s peut être négligeable dans le cas d'une faible épaisseur de tuyau ($t \leq 0,015$). En fait, que pour toutes les valeurs de K_s , le coefficient de variation de la déformation critique ou le déplacement critique par rapport à K_s est presque similaire au coefficient de la variation de (la $CV_{w/K_s} / CV_{K_s}$). D'autre part, pour les grandes valeurs du module de réaction du sol de fondation et indépendant de l'épaisseur du tube, la

valeur du rapport $CV_{N/Ks} / CV_{Ks}$ reste pratiquement inchangé ($CV_{N/Ks} / CV_{Ks} \approx 1$) et tend à se rapprocher du comportement de conduite avec une épaisseur de paroi de 0.010m, ce qui indique que l'influence du sol d'appui rigide est négligeable.

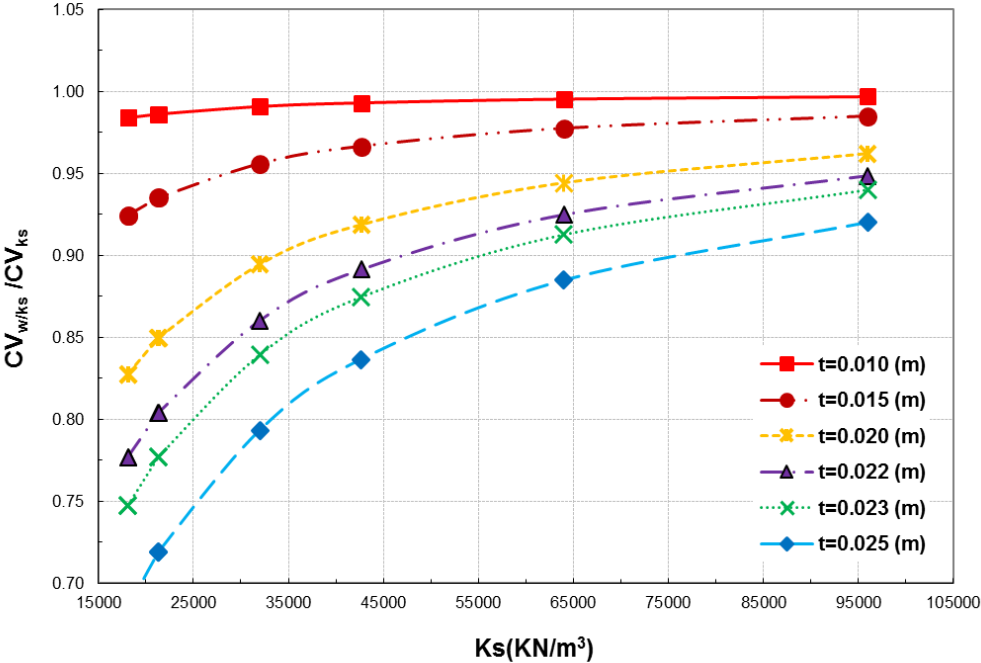


Fig. V.12: L'influence de l'incertitude de Ks sur l'incertitude du décalage de flambage critique pour différentes épaisseurs de tube

En utilisant le même exemple étudié ci-dessus, le rapport entre le coefficient de variation du déplacement de flambement critique par rapport à la rigidité S_f d'une conduite enterrée et fondée sur un sol de type Winkler associé à un sol infiniment épais. Le coefficient de variation du déplacement critique de flambement par rapport à S_f ($CV_{w/Sf}$) peut être calculé sur la base de l'équation V-7. La figure V-9 montre l'évolution d'un tel rapport $CV_{w/Sf} / CV_{Sf}$ en fonction du module de réaction du sol de fondation Ks , et compte tenu du cas de la très faible rigidité du sol et des tuyaux d'épaisseurs de parois $t > 0,015$, les valeurs les plus élevées du rapport $CV_{w/Sf} / CV_{Sf}$ peuvent être trouvées. Dans ce cas, l'incertitude de la géométrie de la conduite a un effet significatif sur l'incertitude du déplacement critique de flambement. Cependant, lorsque le module de la réaction du sol de fondation Ks augmente, le rapport $CV_{w/Sf} / CV_{Sf}$ diminue, en particulier, pour le cas des tuyaux avec une épaisseur de paroi $t > 0,015$. Cela montre que le rapport $CV_{w/Sf} / CV_{Sf}$ est plus affectée par le module de réaction du sol plutôt Ks que la par la flexibilité de la conduite S_f . Pour les buses avec une faible épaisseur de paroi ($t \leq 0,015$), l'influence du module de réaction du sol la réaction Ks sur le déplacement w par rapport à $CV_{w/Sf}$

$/ CV_{S_f}$ peut être négligeable. Aussi, l'influence de l'incertitude du paramètre de flexibilité S_f sur l'incertitude du déplacement critique de flambement par rapport à S_f est insignifiante ($CV_{w/S_f} \approx 0$). En outre, pour des valeurs élevées de K_s relatif un sol rigide et quelle que soit l'épaisseur du tuyau, l'influence de l'appui du sol sur le w par rapport à $CV_{w/S_f} / CV_{S_f}$ est négligeable et le coefficient de variation de flambage critique par rapport à K_s atteint ses valeurs minimales. Par conséquent, dans le cas étudié du sol rigide, l'incertitude du paramètre de flexibilité S_f sur l'incertitude du déplacement critique de flambement par rapport à S_f est encore insignifiante.

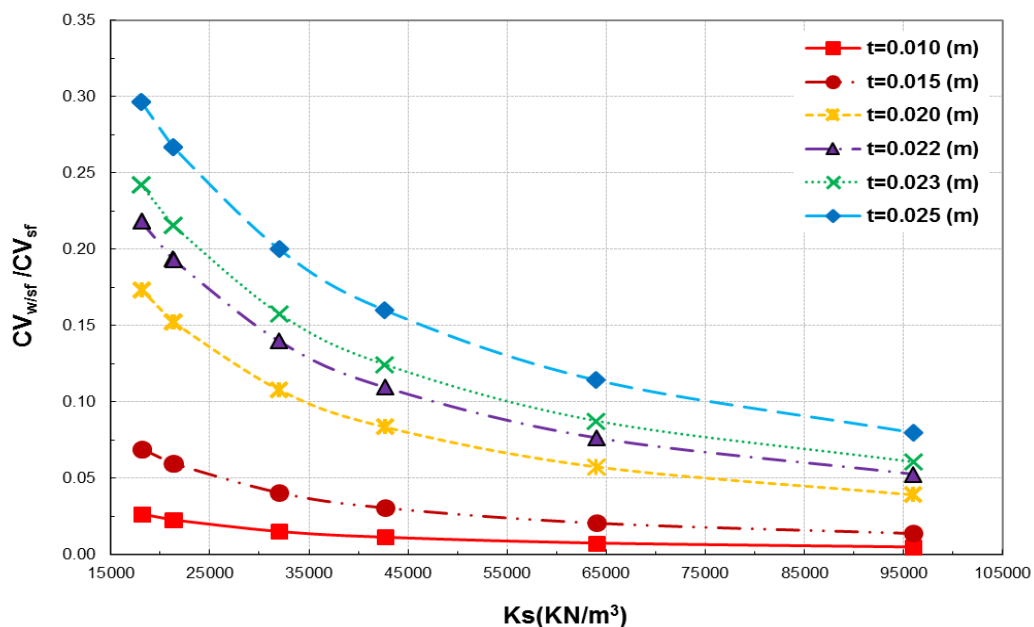


Fig. V.13: Influence de l'incertitude de S_f sur l'incertitude du déplacement critique de flambage pour différents une épaisseur des conduites

V.4.2. Influence des incertitudes de K_s et S_f sur le déplacement critique de flambage - Cas 2: cylindre de sol épais

L'étude de la contrainte de flambage de la paroi du solide Sol-cylindre sous faible couverture a été examinée par Luscher (1966) et Meyerhof (1968) grâce à une approche approximative dans laquelle le module réaction du sol de fondation K_s est modifié pour tenir compte de la faible profondeur d'enterrement, où K_s est remplacé par K_s' » module de réaction de sol. Par conséquent, quatre variables ont une influence sur l'incertitude du déplacement critique de flambage des tuyaux enfouis superficiellement (peu profond):

- (i) coefficient de variation de module de reaction effectif de sol $CV_{K_s'}$;
- (ii) le coefficient de variation du paramètre de flexibilité du tuyau CV_S ;

(iii) la valeur module de reaction effectif de sol K_s' »

(iv) la flexibilité du tuyau paramètre S_f .

En réarrangeant l'équation V-8, il est alors possible de calculer le rapport entre le coefficient de variation du déplacement de flambement critique par rapport à K_s' , (CV_w / K_s') et le coefficient de variation de module de réaction de sol K_s' . Dans le cas des tuyaux enterrés dans un sol de type Winkler avec un cylindre de sol épais, le rapport $CV_{w/K_s'} / CV_{K_s'}$ est évaluée en fonction de la hauteur moyenne du sol au-dessus des tuyaux, h , pour différentes épaisseurs t de tuyaux. Le même exemple traité ci-dessus est ici considéré, les tuyaux en acier enterrés sont également soumis à une charge uniforme de 550 KN par mètre linéaire avec un rayon de 0,75 m et de module d'élasticité $E_p = 8 \text{ KN} / \text{m}^2$. Comme on le constate sur la figure V-11, lorsque les valeurs de la profondeur d'enfouissement sont $h < 0.1\text{m}$, les tuyaux sont considérés comme non enterrés, par conséquent, le coefficient de variation du déplacement critique de flambage par rapport à K_s' est nul, parce qu'il n'existe pas l'effet du sol d'appui, ce qui est équivalent à un flambage d'un anneau libre sans contrainte extérieure.

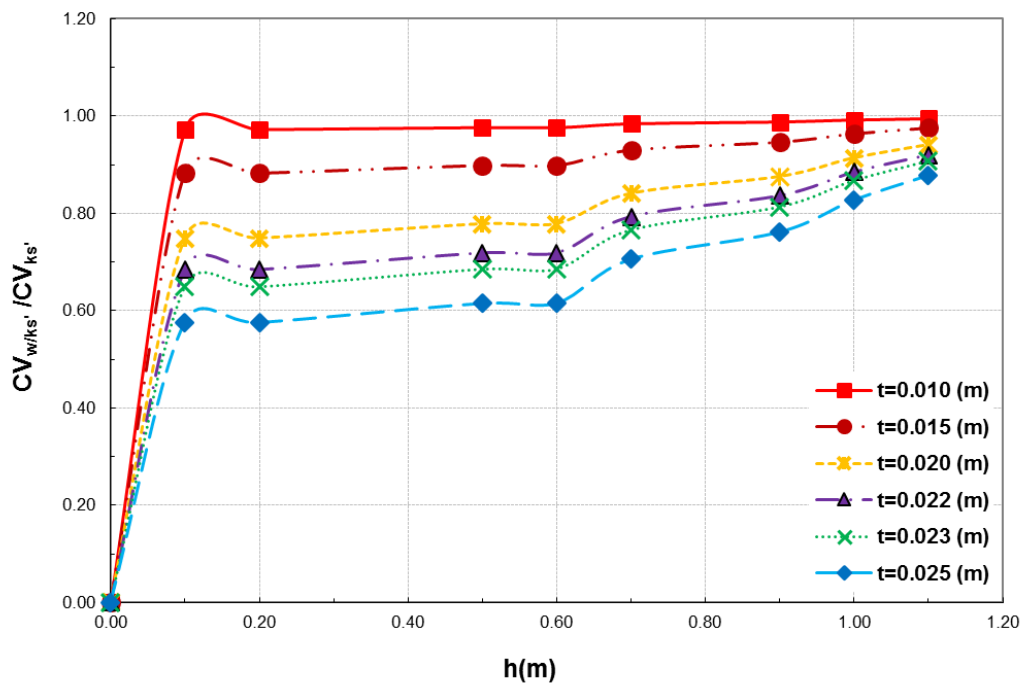


Fig. V.14: L'influence de l'incertitude de K_s' sur l'incertitude de déplacement critique de flambage pour différentes épaisseurs de tube en fonction de h

Au-delà, ($h \geq 0,1\text{m}$) le rapport $CV_w / K_s' / CV_{K_s'}$ augmente avec la valeur de h quelle que soit la valeur de t . Ainsi, la profondeur d'enfouissement a un effet significatif à la fois sur les

ressorts de Winkler et le coefficient de variation du déplacement de flambement critique par rapport à K_S . En outre, pour différentes épaisseurs de tube, l'incertitude du déplacement critique de flambage par rapport à K_S , quelle que soit la valeur de h est toujours supérieure ou égale à l'incertitude du sol d'appui. Comme on le voit sur la figure V-11, lorsque $h > 0,1$, puis $CV_{w/K_S} > 0,6 CV_{K_S}$.

Dans le cas des tuyaux enterrés dans sol de type Winkler avec un cylindre de sol épais, le rapport entre le coefficient de variation du déplacement de flambement critique par rapport à la rigidité de la conduite sous faible couverture $CV_{w/sf}$ et le coefficient de variation de S_f , CV_{Sf} peut être calculée d'après l'équation V-10 et les résultats sont présentés sur la **Fig. V.15** Fig Lorsque la valeur de h augmente quel que soit l'épaisseur t du tube le rapport $CV_{w/sf} / CV_{Sf}$ diminue.

Pour $h = 0$, le rapport $CV_{w/sf} / CV_{Sf}$ en est à ses valeurs maximales. Cela implique que lorsque les canalisations ne sont pas enterrés ($h = 0$), le seul effet sur le déplacement critique de flambage est due à la rigidité du tuyau. Pour différentes épaisseurs de tube, l'incertitude du déplacement critique de flambage par rapport à S_f , quelle que soit la valeur de h est toujours inférieure ou égale à l'incertitude de la raideur du tuyau. Comme on le voit sur la figure V-12, Si $h > 0,1$, puis $CV_{w/sf} < 0,4 CV_{Sf}$.

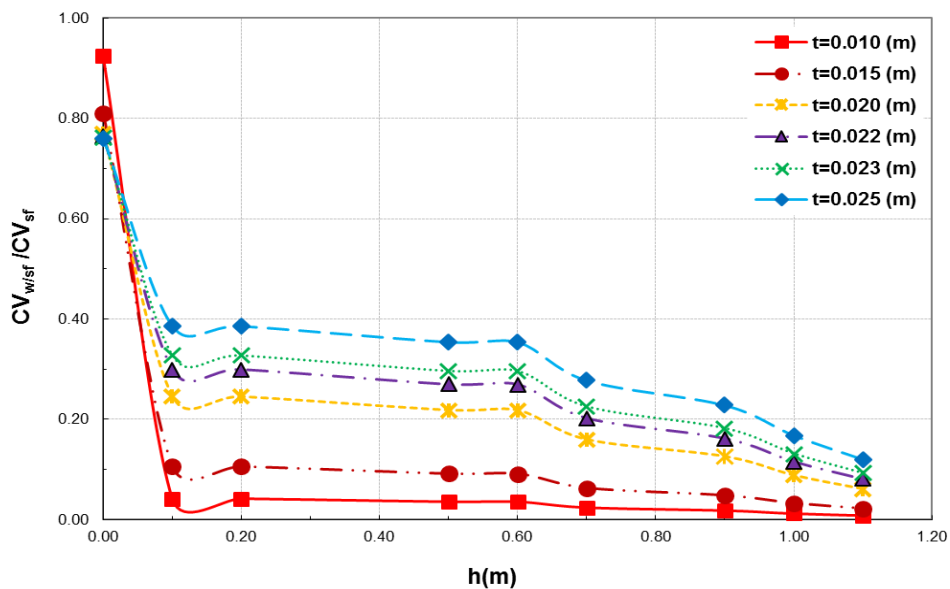


Fig. V.16: L'influence de l'incertitude sur l'incertitude S_f du déplacement critique de flambage pour différentes épaisseurs de tube en fonction de h

En se Basant sur les La figure V.11 et La figure V.12, on peut conclure que, pour des valeurs de h supérieure à 0,1m indépendamment des valeurs de t , l'effet majeur de l'incertitude de K_s' par rapport à l'incertitude de S_f sur le déplacement critique de flambage peut être définie comme $CV_{W/sf} < CV_{w/Ks'}$ quand $CV_{sf} = CV_{Ks'}$.

Cependant, pour les valeurs de h moins de 0.1m, indépendamment des valeurs de t , l'effet majeur de l'incertitude de S_f par rapport à l'incertitude de K_s' sur le déplacement critique de flambage peut être défini comme $CV_{W/sf} > CV_{w/Ks'}$ quand $CV_{sf} = CV_{Ks'}$.

Les résultats illustrés sur les figures. 8 et 9 montrent que pour le cas du cylindre de sol épais, l'effet majeur de l'incertitude du paramètre de flexibilité de la conduite (par rapport à CV_{Ks} l'incertitude sur la réaction du sol) sur l'incertitude du déplacement critique de flambage, ($CV_{w/Ks} < CV_{W/sf}$ pour $CV_{Ks} = CV_{sf}$).

Ainsi, lorsque le tuyau est enterré dans un remblai limitée à une faible profondeur d'enfouissement h moins de 0.1m, la seule façon de réduire l'incertitude du déplacement critique de flambement est de réduire la valeur du coefficient de variation du paramètre de flexibilité du tuyau (CV_{sf}), qui exige des mesures de fabrication rigoureuses de ces tuyaux et une connaissance du matériau composant le souterrain.

V.4.3 Validation des résultats par la méthode Monte Carlo

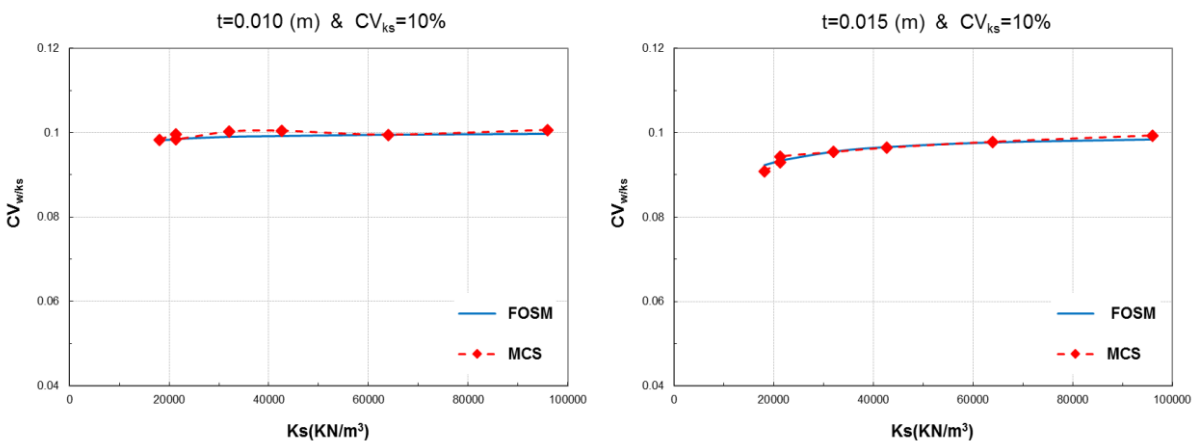
La simulation de Monte Carlo est une approche stochastique de prédire la probabilité de la survenance d'un événement par la génération de nombres aléatoires entre 0 et 1. Cette méthode est souvent utilisée lorsque le modèle est complexe, non linéaire, ou implique plus d'un couple de paramètres incertains pour développer un concept mathématique du système de la vie réelle, en vue de décrire son comportement à l'aide probabilité d'occurrence. La méthode de Monte Carlo est une technique directe et simple qui a fait ses preuves dans divers domaines de la science. En effet, dans les problèmes géotechniques il n'y a pas de méthodes proposé dans la littérature pour une solution précise d'un système sol-structure en raison principalement de la grande variabilité et une forte non-linéarité des propriétés du sol, sinon, la seule technique universelle actuellement disponible est la méthode de Monte Carlo, qui a été utilisé avec succès pour l'analyse de la fiabilité des différents systèmes, structures et infrastructures (Imanzadeh, 2013). Cette méthode implique la génération de nombres aléatoires n de paramètres du sol d'entrée présentant des caractéristiques probabilistes données. Ces n points d'échantillonnage pour la réponse de sortie sont utilisés pour obtenir le nécessaire des statistiques de l'échantillon, qui est incorporé dans les calculs probabilistes (Imanzadeh, 2013). La valeur minimale du nombre n dépend des paramètres du sol d'entrée présentant des caractéristiques probabilistes

données. Cette valeur minimale du nombre n dépend du pourcentage (%) d'erreur acceptable dans l'estimation de l'échantillon par la moyenne, la variance ainsi que le niveau de confiance (Imanzadeh, 2013). L'inconvénient majeur est que la méthode de calcul intensif nécessite beaucoup de temps. La précision dépend du nombre de cycle, qui dépend essentiellement du nombre de paramètres du modèle d'incertitude et la non-linéarité du système (Kovara et al., 2005).

Il est à noter que la méthode de Monte Carlo est couramment utilisée pour vérifier d'autres solutions approximatives, comme la méthode FOSM. Les détails de la méthode de Monte Carlo, y compris les techniques d'échantillonnage peuvent être trouvés dans Ditlevsen et Madsen (1996), Melchers (1999) et Rubinstein et Kroese (2008).

Cas 1 : Sol infiniment épais

La figure V-13 présente le processus de validation des calculs précédents par le moyen d'une comparaison entre les méthodes FOSM et MCS. Comme on le voit sur cette figure, pour chaque épaisseur du tube considéré, le coefficient de variation du déplacement de flambage critique par rapport à K_s est presque le même pour les deux procédés (FOSM et MCS), ce qui implique que les résultats obtenus sont fiables.



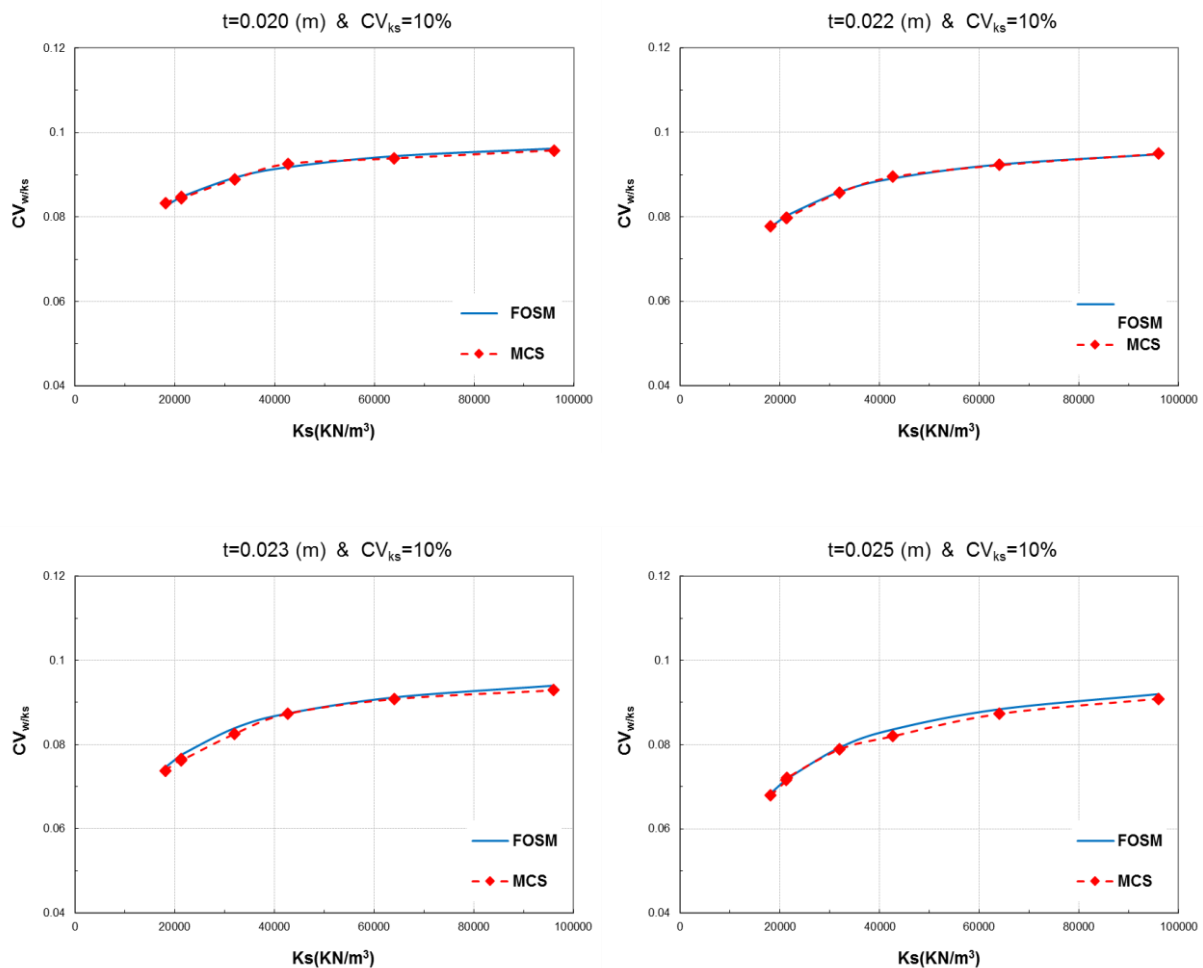


Fig. V.17: La comparaison des résultats de simulation de Monte Carlo avec ceux de la méthode FOSM

Pour coefficient de variation de déplacement critique de flambement par rapport K_s CV_{w/K_s} en fonction de coefficient de réaction K_s pour des épaisseurs de conduite $t=0.010, 0.015, 0.022, 0.023, 0.025$

Cas 2 : Cylindre de sol épais

De même, comme représenté sur la **Fig. V.18**, la comparaison de la simulation de Monte Carlo (MCS) avec celles obtenues à partir la méthode FOSM pour le cas du coefficient de variation du déplacement critique de flambage par rapport à S_f , et ce, pour différentes épaisseurs de tube. Comme on peut le constater, les résultats de ces deux méthodes (Monte Carlo et FOSM) sont comme prévu à peu près identique pour tous les modèles semi-empiriques, ce qui prouve la fiabilité des résultats obtenus.

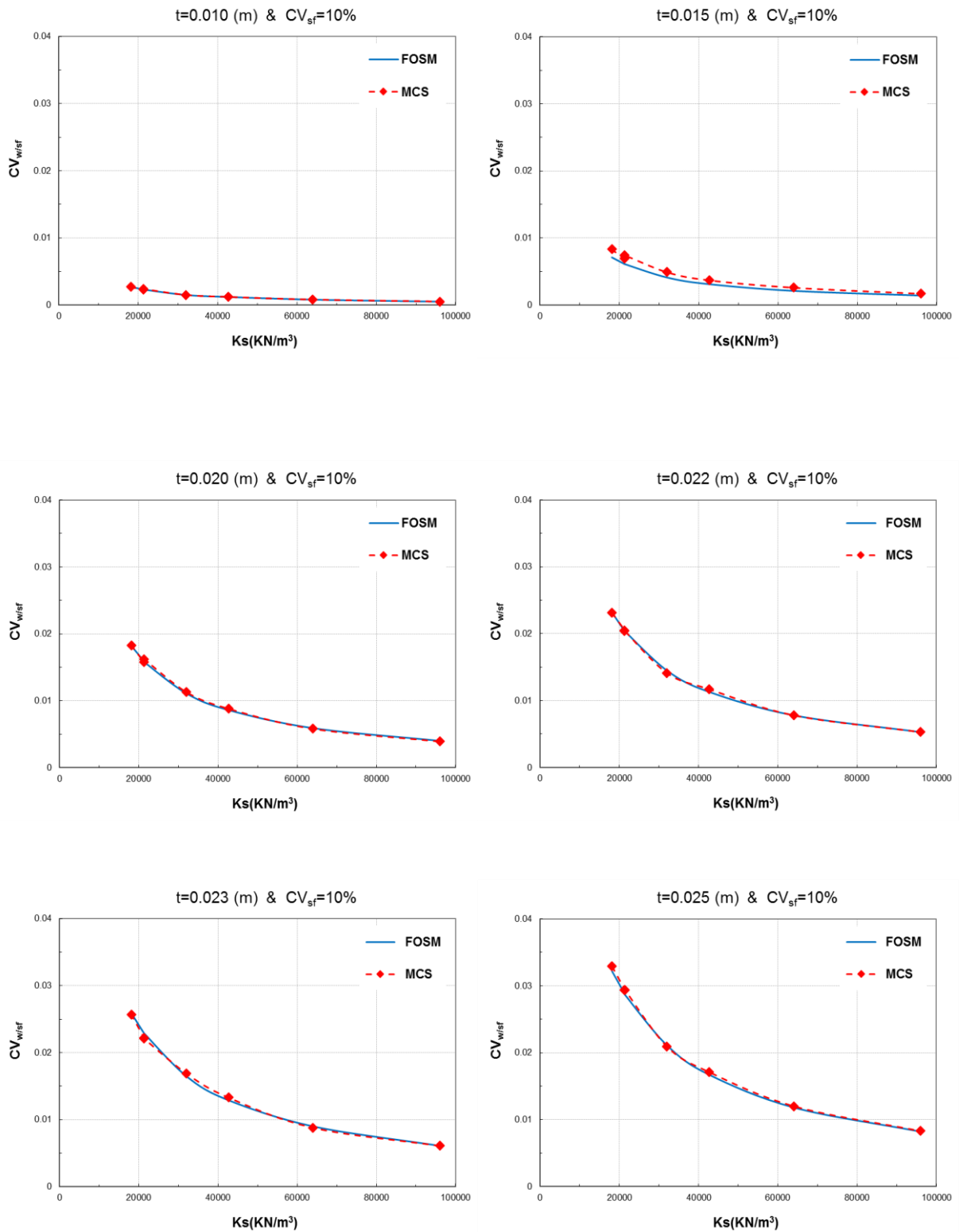


Fig. V.19: La comparaison des résultats de simulation de Monte Carlo avec ceux de la méthode FOSM

Pour le coefficient de variation de déplacement critique de flambement par rapport S_f $CV_{w/sf}$ en fonction de coefficient de réaction K_s pour des épaisseurs de conduite $t=0.010, 0.015, 0.022, 0.023, 0.025$. Pour mettre en évidence le travail effectué, il convient d'identifier une méthodologie pour quantifier la combinaison d'entrée de l'incertitude dans le cas d'interaction sol-structures enterrées, qui permettrait généralement la détermination de la méthode de conception et les intervalles de confiance les plus réalistes des prédictions d'échec. Dans ce contexte, nous prenons l'exemple d'un tuyau d'acier enterré dans un sol avec un module (E_s) de 16,9 MPa et $\nu_s = 0,25$ avec des coefficients de variation de 10% à 20%, qui sont prises à partir des valeurs publiées dans la littérature et l'appréciation des d'experts (tableau 1).

La propriété mécanique et les dimensions géométriques de cette canalisation enterrée sont :

$$d = 1\text{m}, t = 0,02\text{M}, E_p = 2.10^5 \text{ MPa}.$$

Le coefficient total de variation du paramètre de flexibilité de la conduite CV_{Sf} est estimé à 10%. Dans ce cas considéré, les valeurs déterministes du coefficient du module de réaction du sol et un déplacement critique de flambage obtenues pour chaque modèle semi-empirique.

Tout d'abord, les valeurs déterministes du déplacement critique de flambement sont obtenues grâce à l'utilisation traditionnelle du modèle Winkler. A cet effet, à partir des valeurs des paramètres de caractérisation (E_s, ν_s, D, E_p, h) on obtient à partir de chaque modèle semi-empirique différentes valeurs du coefficient du module de réaction du sol qui sont introduits dans le modèle Winkler, En considérant les deux cas des conditions aux limites précédemment indiquées.

D'autre part, grâce à l'approche par l'incertitude, la méthode de FOSM est appliquée sur les modèles semi-empiriques, connaissant le coefficient de variation de chaque paramètre (E_s, ν_s, d, E_p) pour déterminer le coefficient de variation de K_s de chaque modèle. Par la suite, la méthode de FOSM est appliquée à nouveau sur les équations analytiques du flambage qui permettent de déterminer le déplacement critique de tuyau enterré, et ce, pour déterminer le coefficient de variation pour chaque modèle.

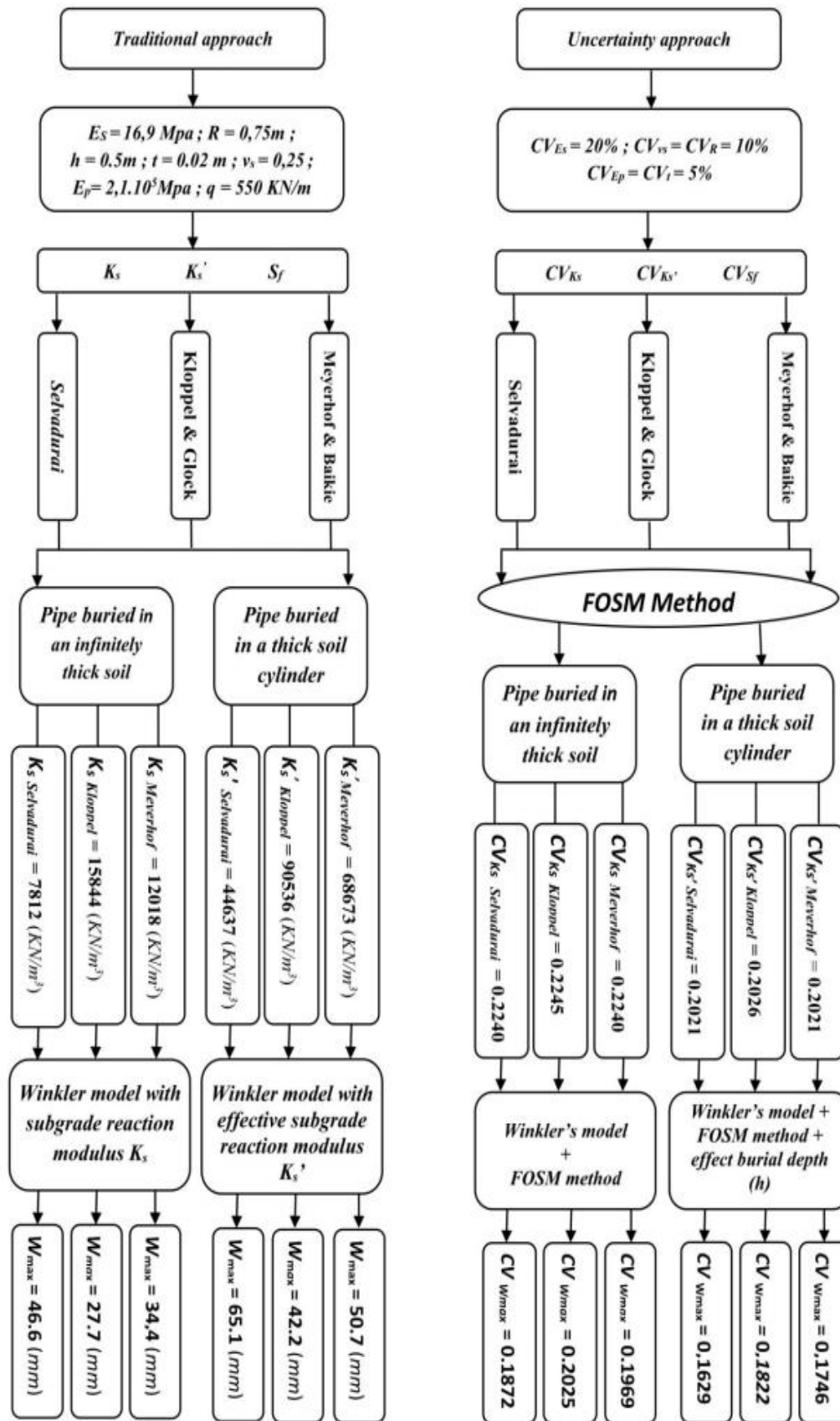


Fig. V.20: Organigramme d'utilisation des deux approches classique et d'incertitude pour les deux conditions aux limites

Enfin, en supposant une distribution log-normale pour le module de réaction du sol de fondation K_s et le déplacement critique de flambage W_{max} , les deux approches sont combinées (approche traditionnelle et l'approche de l'incertitude) pour calculer les intervalles de confiance pour chaque modèle semi-empirique. De ce fait, on vérifie particulièrement de que les valeurs des états limites ne sont pas inclus dans les intervalles de confiance (Imanzadeh et al., 2013). Dans ce contexte, La figure V-15 présente des limites d'intervalle de confiance de 95% obtenues pour les trois modèles considérés et pour des conditions aux limites de remorquage

Conclusions Générale

Ce travail présente une étude du comportement au flambement dans la direction transversale des conduites flexibles faiblement enfouis dans un sol de fondation de type Winkler. Ce comportement est caractérisé par une force circonférentielle critique qui est le principal paramètre analysé en termes d'effet de l'incertitude basée sur les propriétés d'interaction sol-tuyaux. Sur la base de l'approche de l'incertitude proposée, le principal objectif est d'analyser l'incertitude.

Sur la base de l'approche d'incertitude proposée, le principal objectif est d'analyser ses effets sur les propriétés du sol d'appui en termes de module de réaction du sol K_s et ceux de la conduite en termes de paramètres de flexibilité S_f sur l'incertitude de la force circonférentielle critique. Dans ce contexte, les résultats obtenus ont mis en évidence trois questions principales:

1. L'incertitude du module de réaction du sol de fondation K_s est principalement affectée par le module du sol inhérent E_s alors que l'incertitude de la paroi du tube épaisseur t et de rayon R ont un effet significatif et égal sur l'incertitude de la flexibilité du tuyau S_f .
2. En ce qui concerne le comportement au flambement des conduites flexibles, l'incertitude de la force circonférentielle critique est principalement affectée par l'incertitude des propriétés du sol plutôt que celle des caractéristiques structurelles.
3. L'effet des deux incertitudes du sol de fondation K_s et de la géométrie de la conduite sur l'incertitude de la force critique annulaire de flambement, diminue ; lorsque la profondeur d'enfouissement est pris en compte dans le modèle, lorsque son intervalle de confiance est le plus petit.
4. Pour la conception réaliste des conduites flexibles souterraines vis à vis de leur comportement au flambement transversal, l'effet de la hauteur de couverture implique la nécessité de porter plus d'attention quand le remblai est en tranchée.

Par conséquent, il convient de mentionner que ces incertitudes influencent le phénomène d'instabilité par flambement des canalisations enterrées qui doivent être pris en compte dans la conception afin d'éviter une défaillance inattendue due au mode de flambement.

De plus, ces résultats de l'analyse de l'incertitude pourrait être utilisé comme un outil pour une bonne analyse de la fiabilité contre le mode de défaillance transversale par flambement dans lequel les états limites pourraient être définis précisément et donc le ciblage des indices de fiabilité peut être assurée.

Annexe

I. Étude comparative des modules de réaction de sol

- 1. Introduction**
- 2. Les modèles semi-empiriques de K_s**
- 3. Calcul d'incertitude par la méthode FOSM**

II. Analyse de l'incertitude de chaque paramètre sur l'incertitude de la charge critique de flambement

- 1. L'effet d'incertitude des propriétés du sol**
 - a. Effet d'incertitude du module de sol E_s**
 - b. Effet d'incertitude du coefficient de poisson ν_s**
 - c. Effet d'incertitude de la profondeur d'enterrement h**
- 2. L'effet d'incertitude des propriétés de la conduite**
 - a. Effet d'incertitude de rayon R**
 - b. Effet d'incertitude de module de Young E_p**
 - c. Effet d'incertitude de l'épaisseur t**
- 3. Validation par la simulation de Monte-carlo**

I. Etude comparative des modules de réaction de sol

1. Introduction

De nombreux modèles mécaniques ont été développés pour décrire l'interaction sol-tuyaux dans les fondations élastiques. On sait généralement que les difficultés ont été trouvées dans la modélisation du sol environnant. Dans ce contexte, plusieurs modèles semi-empiriques ont été proposés par beaucoup de chercheurs à travers le monde en utilisant ce que l'on appelle le coefficient de réaction du sol (K_s) qui dépend de divers paramètres.

2. Les différents modèles semi-empiriques de K_s

Dans notre travail de thèse, on s'est intéressé au comportement transversal des conduites flexibles enterrées, dont le phénomène de flambement est le plus critique comme instabilité. Dans ce contexte, le tableau suivant, regroupe toutes les expressions du module de réaction de sol K_s qui peuvent être utilisées dans le cas de flambement transversal des tuyaux enterrés en général.

Tableau 1 Les modèles semi-empiriques de K_s

N°	Investigateur	Expression proposée
1	Selvadurai	$K_s = \frac{1.3E_s}{R(1-\nu_s^2)}$
2	Kloppel and Glock	$K_s = \frac{E_s}{R(1+\nu_s)}$
3	Meyerhof & Baikié	$K_s = \frac{E_s}{2(1-\nu_s^2)R}$
4	Cheney	$K_s = \frac{E_s(n^2-1)}{R(1-\nu_s^2)(2n+1-\nu_s)}$
5	Duns and Butterfield	$K_s = \frac{E_s(n^2-1)}{R(1+\nu_s)(2n+1-2\nu_s(n+1))}$
6	Luscher	$K_s = \frac{E_s}{R(1+\nu_s)} \cdot \left[\frac{1 - \left(\frac{R}{R+h}\right)^2}{1 + \left(\frac{R}{R+h}\right)^2 (1-2\nu_s)} \right]$

Afin de les mettre en évidence, nous allons comparer ces modèles semi-empiriques de K_s entre eux par rapport à chaque paramètre qui les compose. Si on remarque, les paramètres commun entre les expressions du modèles sont ; le module d'élasticité du sol, son coefficient de poisson et le rayon de la conduit en question. Une exception, se trouve dans le modèle de Lusher où il a inclus la profondeur d'enterrement.

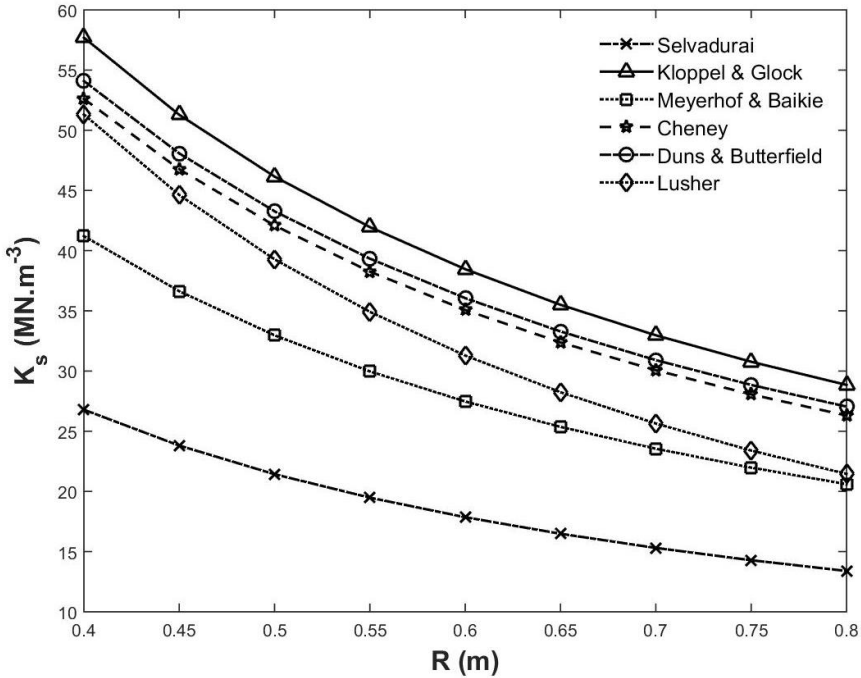


Figure 1 comparaison des modèles de K_s en fonction de rayon R

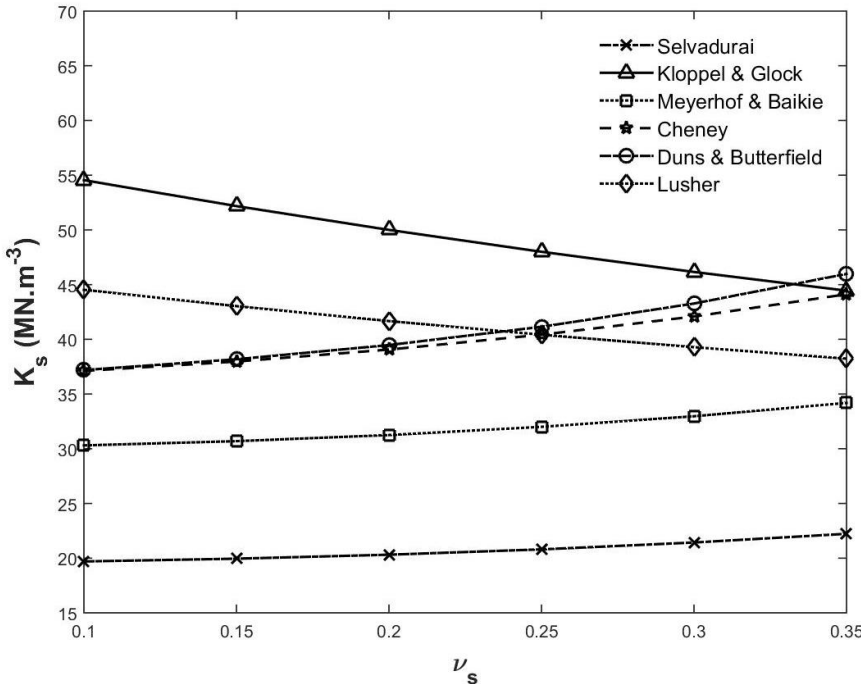


Figure 2 Comparaison des modèles de K_s en fonction de coefficient de poisson ν_s

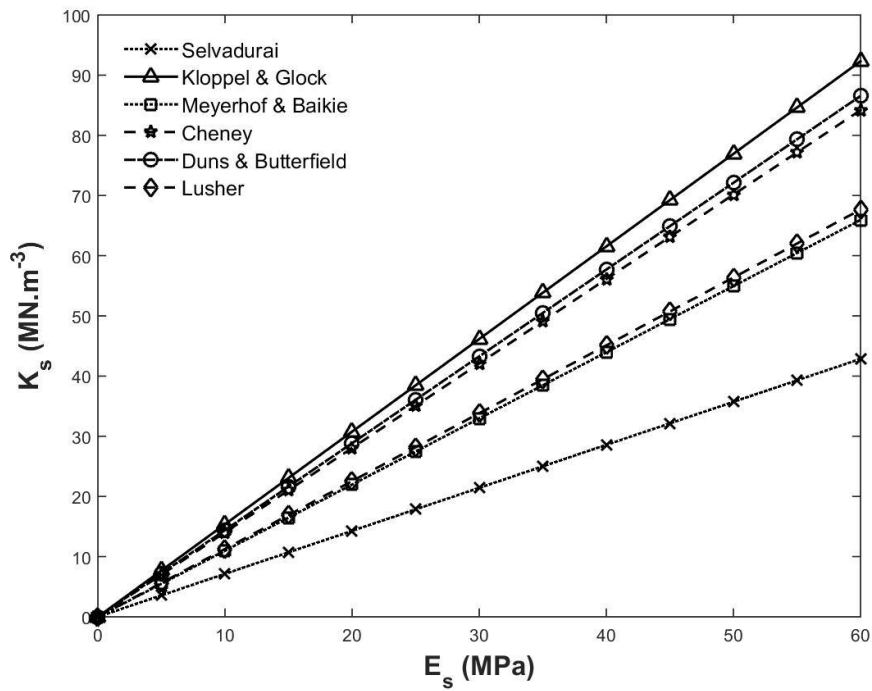


Figure 3 Comparaison des modèles de K_s en fonction de module E_s

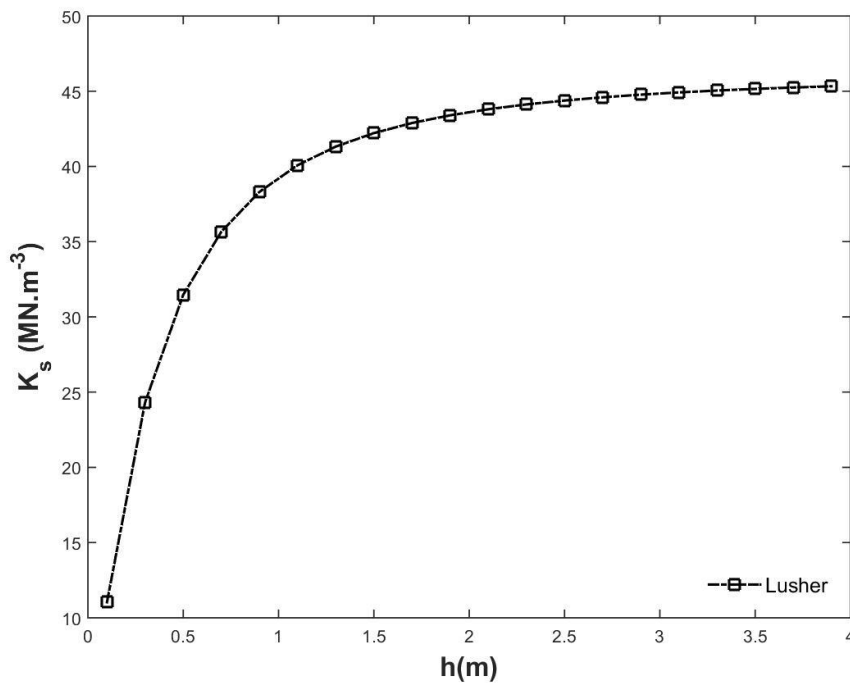


Figure 4 Le modèle de K_s de Lusher en fonction de profondeur h

Après avoir effectué la comparaison entre les différents modèles semi-empirique de module de réaction de sol K_s en fonction des paramètres E_s , ν_s , R et h , et selon les figure ci-avant nous pouvons constater que le modèle de Salvadurai donne des résultats les plus basses, par contre

on trouve les grandes résultats dans le modèle de Kloppel & Glock. En ce qui concerne les autres modèles de Meyerhof and Baikie, Cheney, Duns & Butterfield et Luscher, donnent des résultats plus ou moins proches. Une exception se trouve dans le modèle de Luscher où il a inclus la profondeur d'enterrement dans l'expression de K_s , et d'après la figure 4 on voit que plus la profondeur d'enterrement h augmente plus K_s augmente aussi, mais jusqu'à certaine valeur où il devient presque constant pratiquement à partir de 2 m de profondeur. Ce qui traduit vraiment que quand la conduite est enterrée d'une manière superficielle le sol réagit d'une manière faible jusqu' à 2 m (pratiquement au-delà de cette valeur on peut dire que la conduite est enterrée d'une manière profonde).

3. Calcul d'incertitude par la méthode FOSM

Afin de mieux effectuer l'étude comparative entre les six modèles semi-empiriques de K_s , on va essayer de comparer l'effet d'incertitude de chaque paramètre qui les compose. Le traitement de ces incertitudes se fait généralement sur la base une méthode mathématique et statistique. Dans ce cadre, et comme il est indiqué dans la thèse, on va recourir à la méthode FOMS. Cette méthode relativement simple à appliquer en ce sens qu'elle nécessite seulement la connaissance de la moyenne et de la variance des variables d'entrée qui peuvent être additionnées pour calculer la variance de la fonction (Eq. 1, Harr 1987):

$$Var_{f(x)}(x_i) = \sum_i^n \left(\frac{\partial f(x)}{\partial x_i} \right)^2 Var_{x_i} \quad \text{Eq(1)}$$

Où $Var_{f(x)}(x_i)$ est la variance de $f(x)$ pour $i^{\text{ème}}$ de variable (x_i) , Var_{x_i} est la variance pour la $i^{\text{ème}}$ donnée variable et n est le nombre de variable.

Comme déjà indiqué, le coefficient de variation (CV), qui est obtenu en divisant l'écart type de l'échantillon (σ) par la moyenne de l'échantillon (μ), est couramment utilisé pour quantifier l'incertitude géotechnique, par conséquent, la méthode FOSM décrite dans l'équation (1) qui s'exprime en termes de variance, est ré-écrite en termes de coefficient de variation CV comme suit (Eqs 2 et 3):

$$CV_{f(x)}^2(x_i) = \sum_i^n \eta_{x_i}^2 CV_{x_i}^2 \quad \text{Eq(2)}$$

Où:

$$\eta_{x_i} = \left(\frac{\partial f(x)}{\partial x_i} \frac{\overline{x_i}}{f(x)} \right)^2 \quad \text{Eq(3)}$$

η_{x_i} est l'un des points forts de la méthode FOSM, qui permet d'évaluer la contribution absolue des incertitudes des paramètres d'entrée (x_i) aux incertitudes du système global $f(x)$. $CV_{f(x)}(x_i)$ est le coefficient de variation de $f(x)$ pour la $i^{\text{ème}}$ variable d'entrée, $\overline{x_i}$ est le coefficient de variation pour $i^{\text{ème}}$ variable d'entrée, $\overline{f(x)}$ est la moyenne de la fonction $f(x)$ des i variables d'entrée, et n est le nombre de variable.

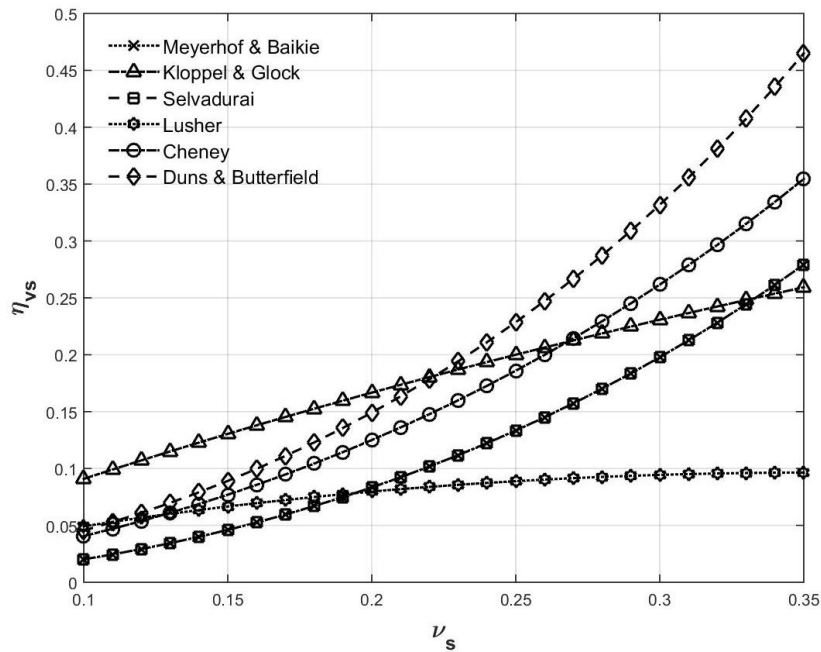


Figure 5 : Evolution du coefficient η_{v_s} en fonction du coefficient de Poisson ν_s

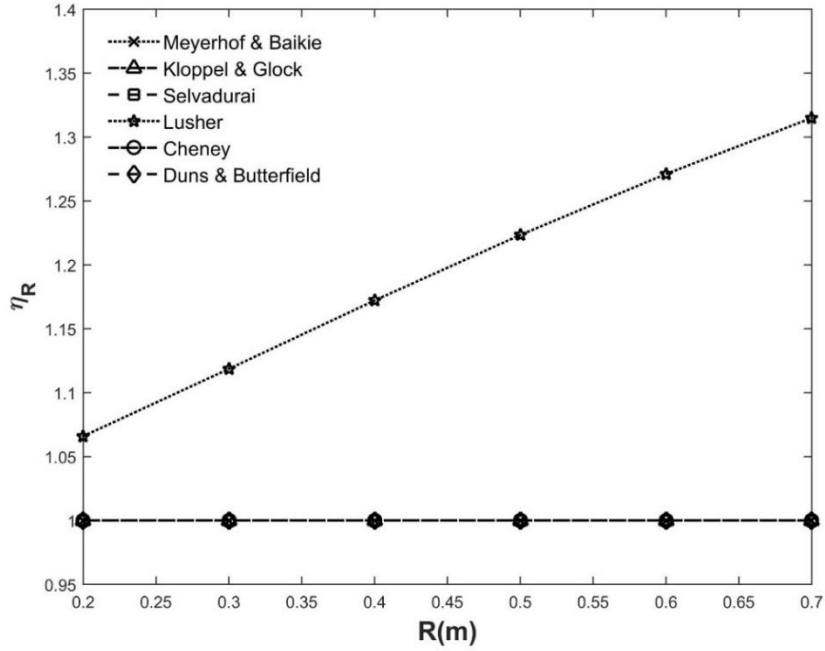


Figure 6 : Evolution du coefficient η_R en fonction de rayon R

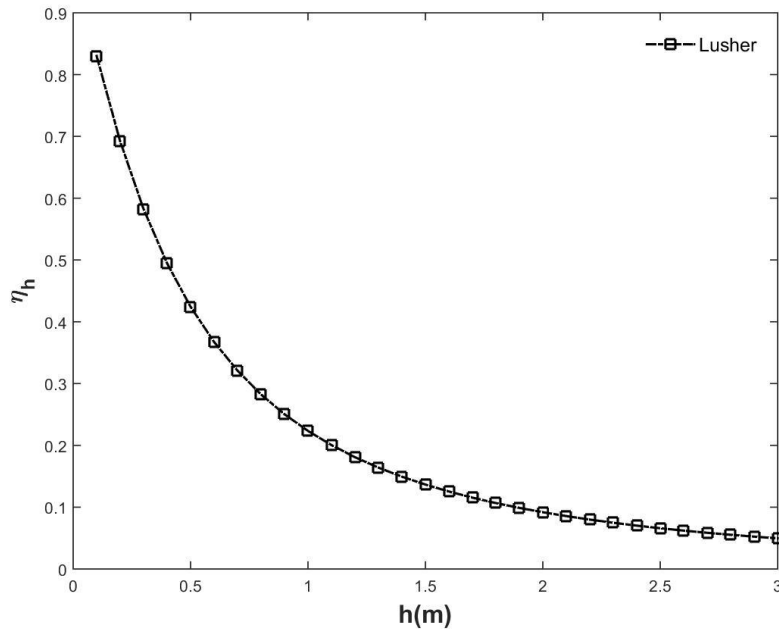


Figure 7 : Evolution du coefficient η_h en fonction de la profondeur h

D'après la figure 5, on peut remarquer que pour une valeur faible de coefficient de poisson ν_s , l'évolution de paramètre η_{ν_s} correspondant est presque la même pour tous les modèles dont les résultats sont proche qui compris entre 0.05 et 0.1. Cependant au-delà de 0.15 comme valeur de ν_s , les résultats ont commencé à s'éloigner où on peut remarquer que plus la valeur de ν_s augmente plus le coefficient de η_{ν_s} des modèles Salvaduari, Cheney, Duns & Butterfield

augmente d'une manière importante contrairement aux deux modèles de Luscher et Kloppel qui tendent vers une valeur constante.

Selon la figure 6, il est clairement noté que tous les modèles donnent le même résultat de $\eta_R = 1$ sauf le modèle de Luscher qui donne une évolution continue à chaque fois que le rayon de la conduite augmente. Cela explique qu'à chaque fois que Luscher prend en considération l'effet de profondeur h qui est en relation directe avec le rayon R pour distinguer entre conduite superficiellement enterrée ou bien profondément enterrée.

La Figure 7 montre que pour des valeurs faibles de h , le coefficient correspondant η_h prend des valeurs élevées, et plus la conduite est enterrée d'une manière profonde plus le η_h tend vers zéro.

II. Analyse de l'incertitude de chaque paramètre sur l'incertitude de la charge critique de flambement

Dans ce qui suit, on va décortiquer la formule de la méthode FOSM dans le but de pouvoir estimer l'effet direct d'incertitude de chaque paramètre soit du sol soit de la conduite flexible sur l'incertitude de la charge critique de flambement transversal. L'équation 2 est réarrangée et proposée comme suit (Eq 4) :

$$CV_N^2 = \sum_{i=1}^{ns} \eta_{S_i} \cdot CV^2(S_i) + \sum_{j=1}^{np} \eta_{P_j} \cdot CV^2(P_j) \quad \text{Eq(4)}$$

La première partie correspond au somme des effets des paramètres de sol noté S_i qui ont été calculés sur la base des coefficients de variation CV et le coefficient η_{S_i} correspondant. Même principe pour la deuxième partie qui représente l'effet de chaque paramètre qui décrit la conduite, noté P_i .

1. L'effet d'incertitude des propriétés du sol

a. Effet d'incertitude du module de sol E_s

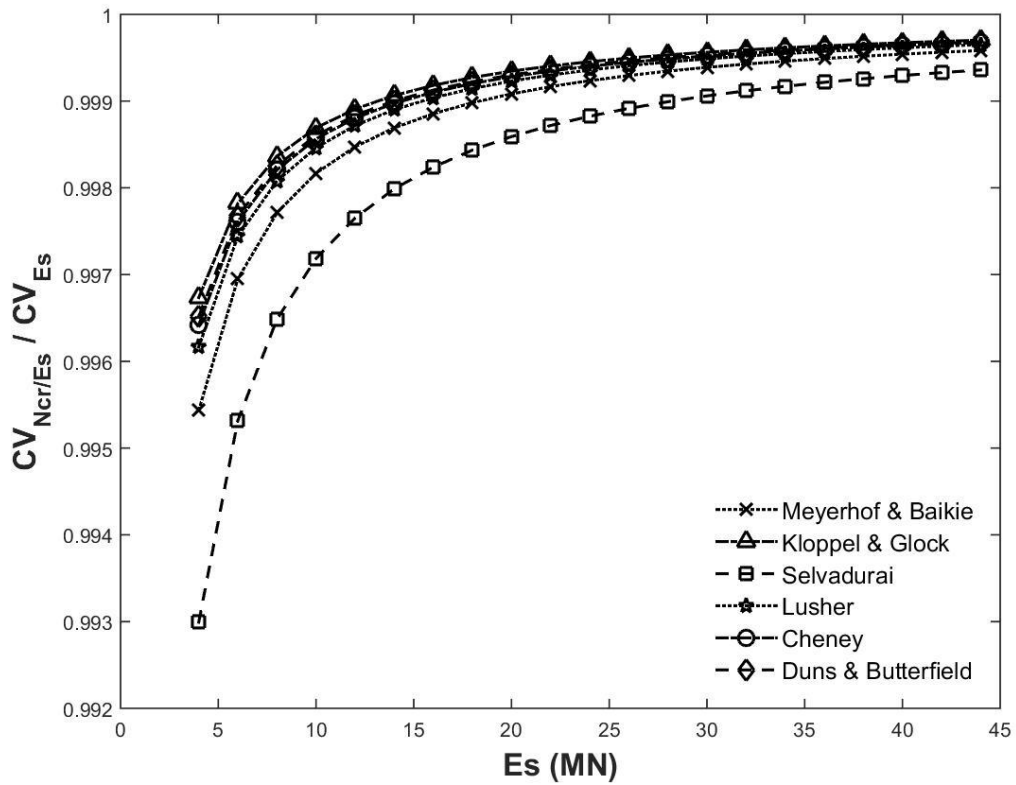
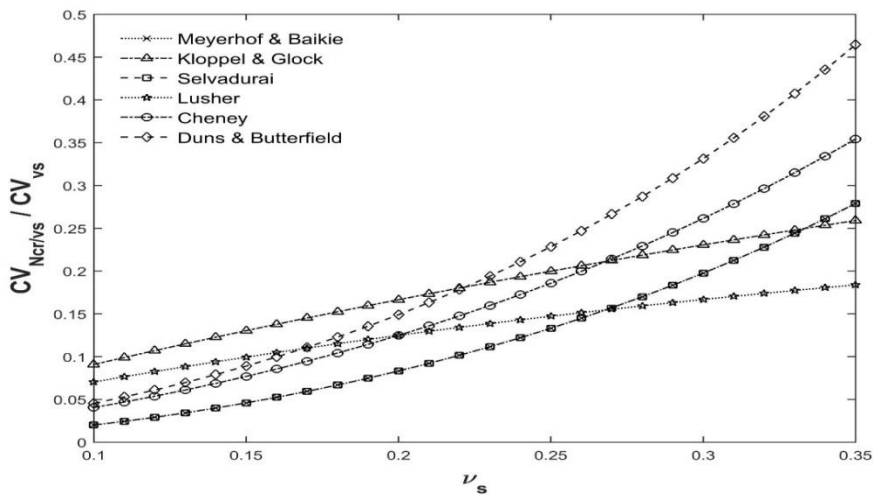


Figure 8 : Effet d'incertitude du module de sol E_s sur N_{cr}

b. Effet d'incertitude du coefficient de poisson ν_s

Figure 9 : Effet d'incertitude de coefficient de poisson ν_s sur N_{cr}



c. Effet d'incertitude de la profondeur d'enterrement h

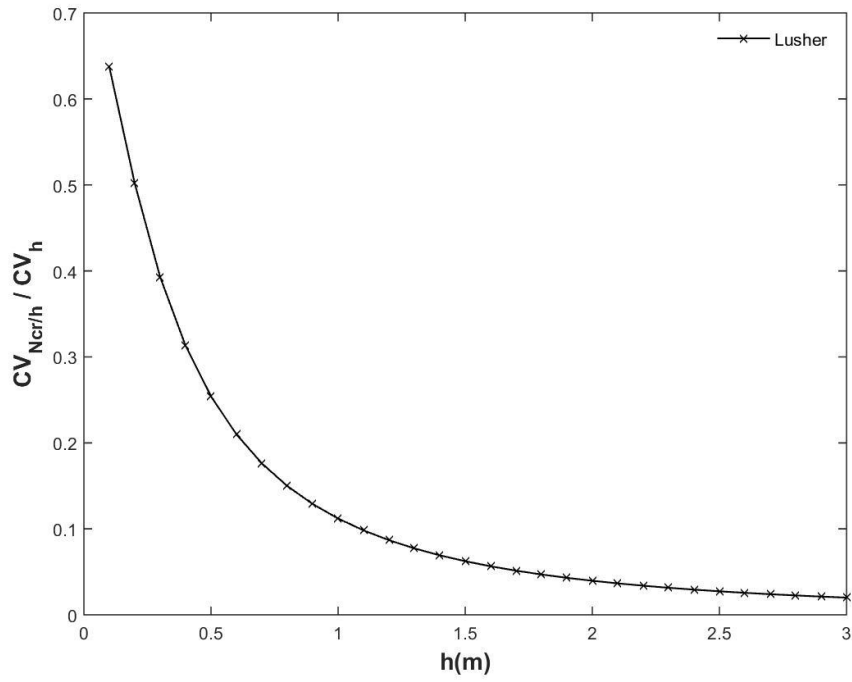


Figure 10 : Effet d'incertitude de profondeur h sur Ncr

2. L'effet d'incertitude des propriétés de la conduite

a. Effet d'incertitude de rayon R

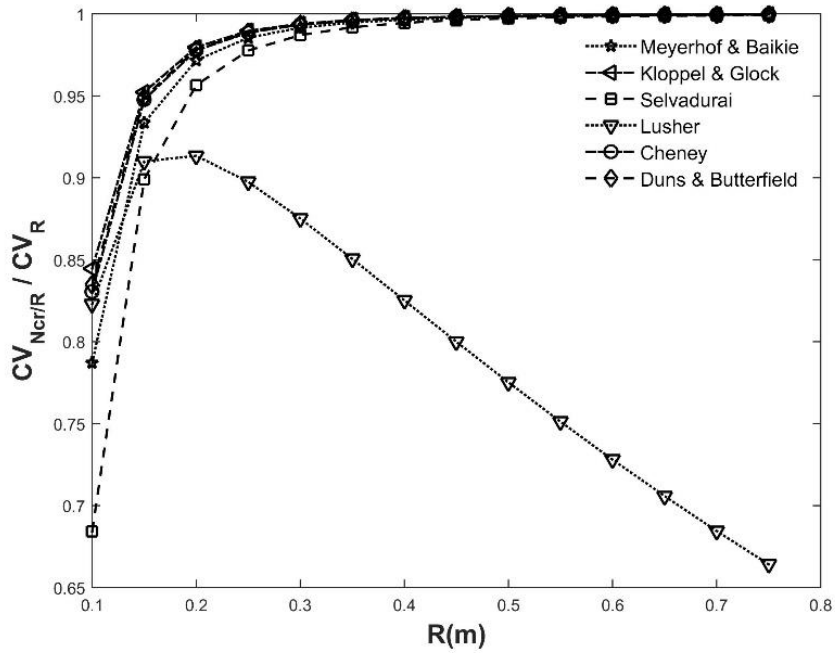


Figure 11 Effet d'incertitude de rayon R sur Ncr

b. Effet d'incertitude de module de Young E_p

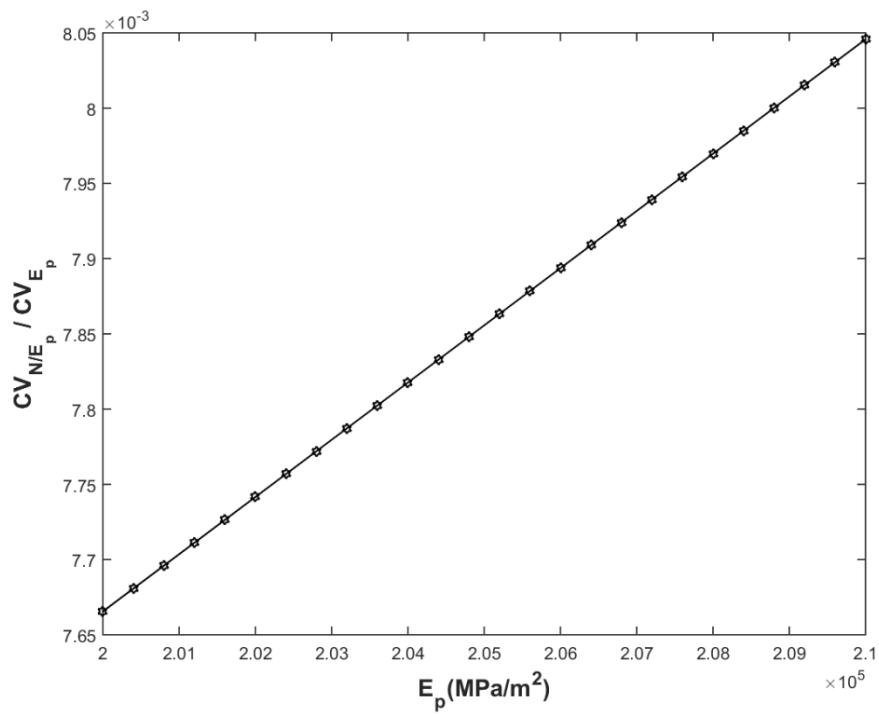


Figure 12 Effet d'incertitude de module d'élasticité E_p sur N_{cr}

c. Effet d'incertitude de l'épaisseur t

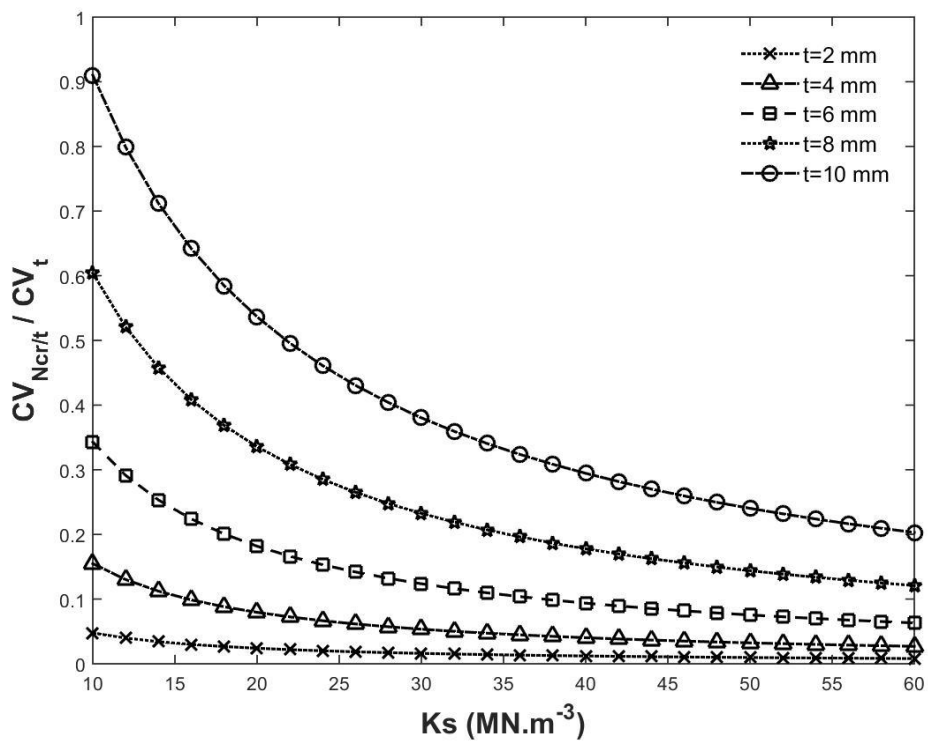


Figure 13 Effet d'incertitude d'épaisseur t sur N_{cr}

3. Validation par la simulation de Monte-carlo

La méthode de simulation de Monte Carlo est un processus déterministe itératif impliquant la génération de n nombres aléatoires de paramètres du système d'entrée, avec des caractéristiques probabilistes données. Les formules générales pour calculer la moyenne μ (Eq.1) et la variance σ_{ri} (Eq.2) des variables de réponse pour l'approche MCS sont données par:

$$\mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \quad \text{Eq(4)}$$

La variance (σ^2) est une mesure de la dispersion des données sur la valeur moyenne. La racine carrée de la variance est définie comme l'écart type (σ).

$$\sigma^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^2 \quad \text{Eq(5)}$$

Où N est la taille de l'échantillon, l'indice $i = 1, 2, 3 \dots N$, x_i est la variable d'entrée d'intérêt.

Pour faire la validation de notre analyse de l'incertitude par MCS, on a pris un exemple des résultats qui ont été faite par la méthode FOSM pour le paramètre R de la conduite flexible par rapport un seul modèle de réaction de sol donné, car il faut indiquer que tous les autres paramètres modèles ont été validés de la même manière pour tous les modèles considérés.

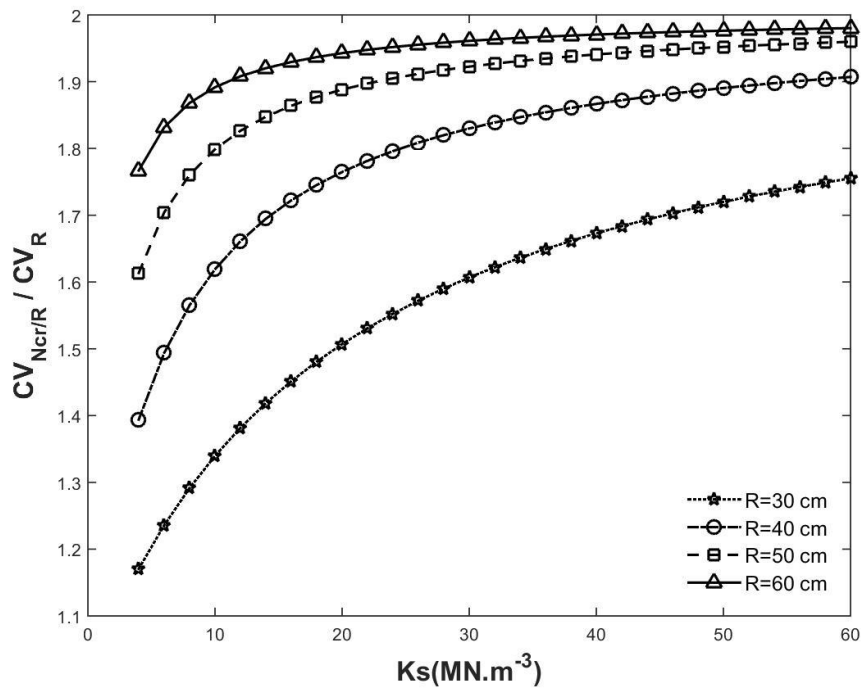
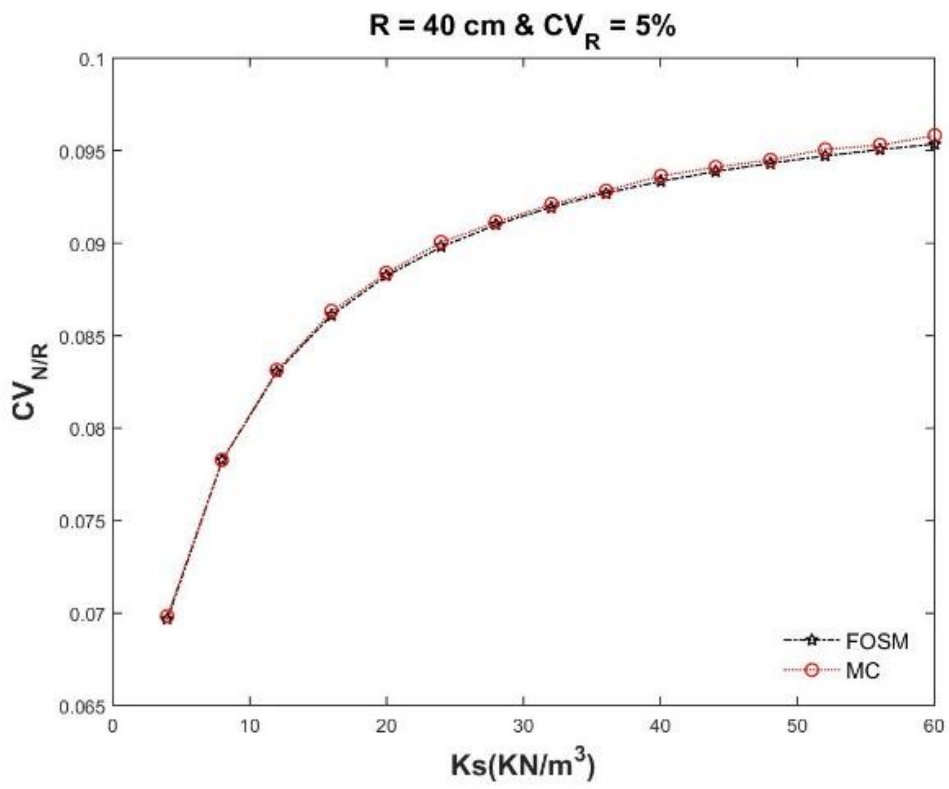
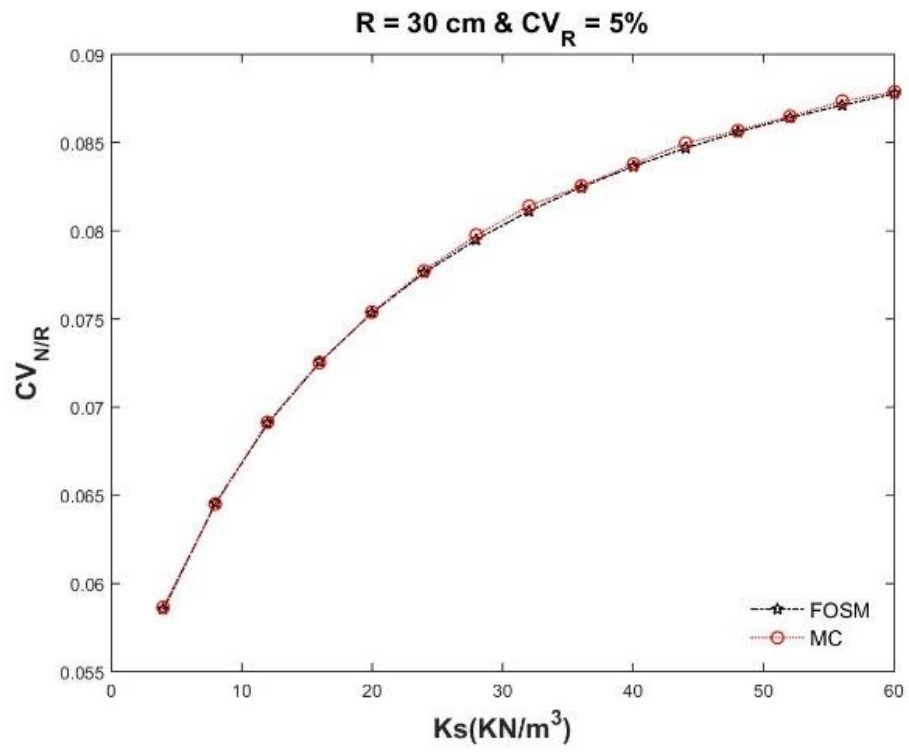
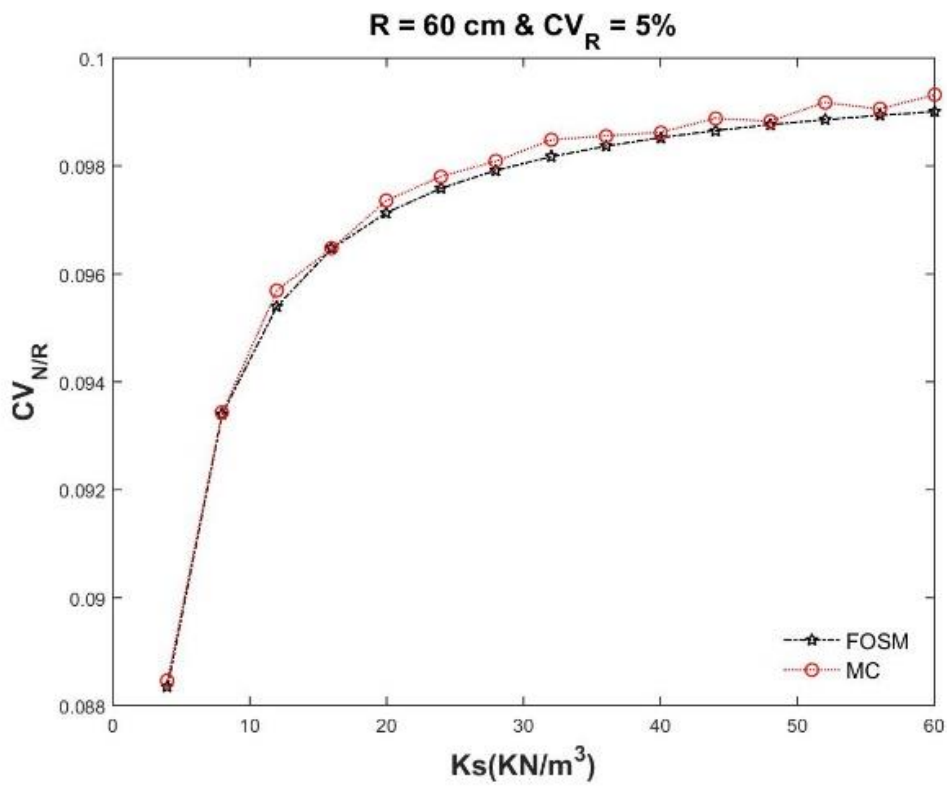
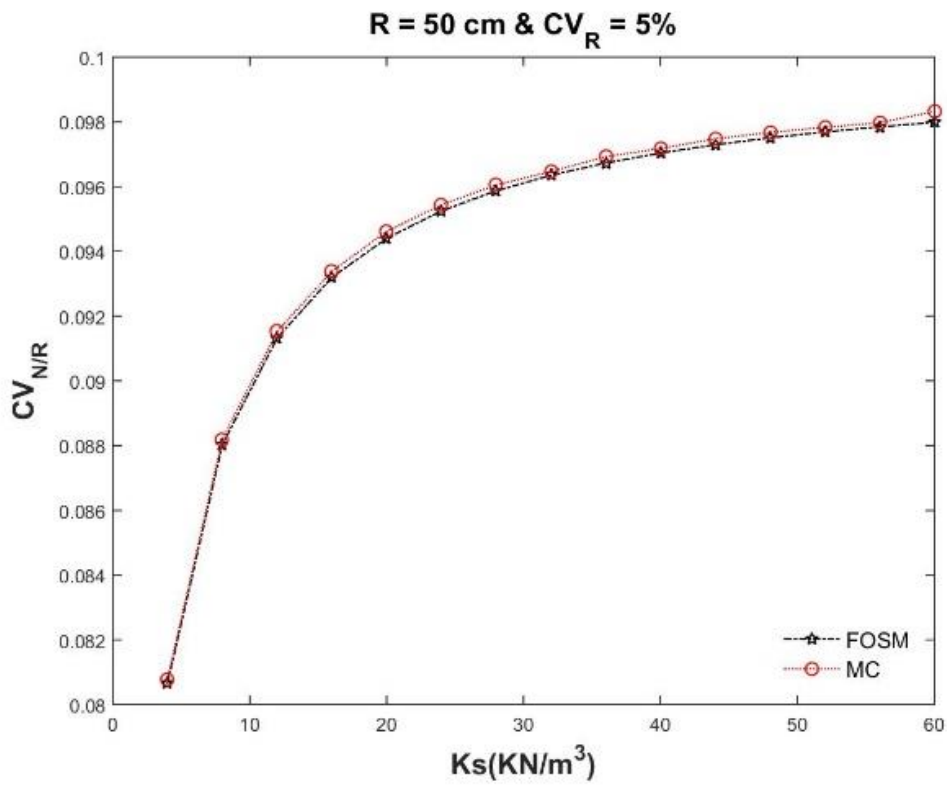


Figure 14 Effet d'incertitude de rayon R sur Ncr par FOSM





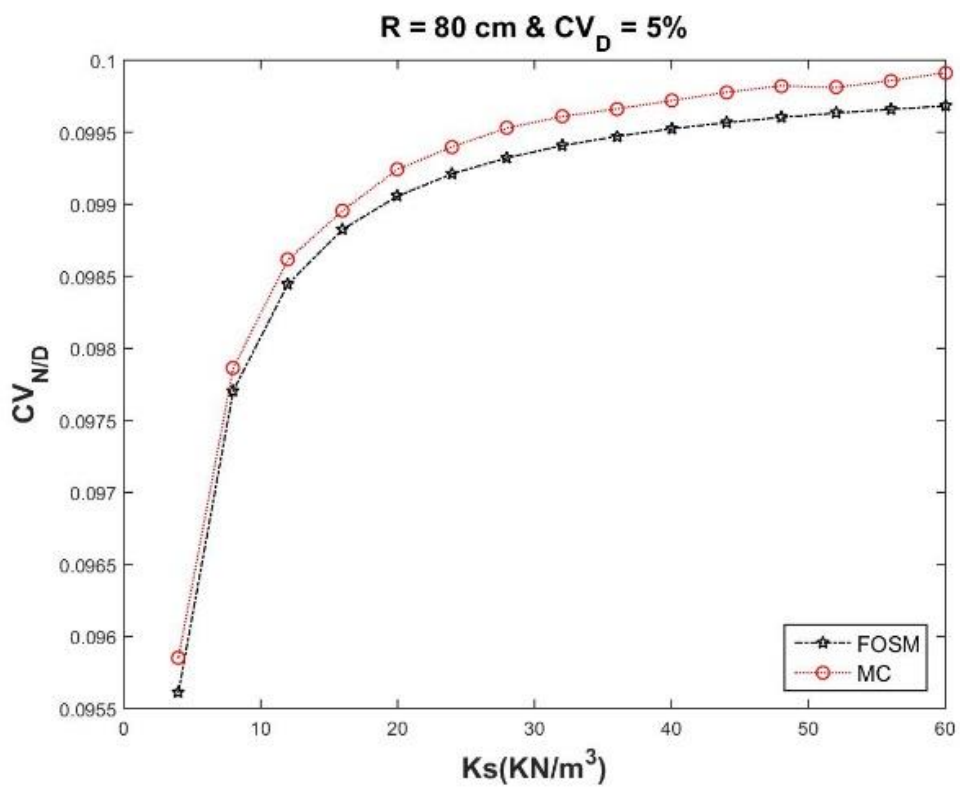
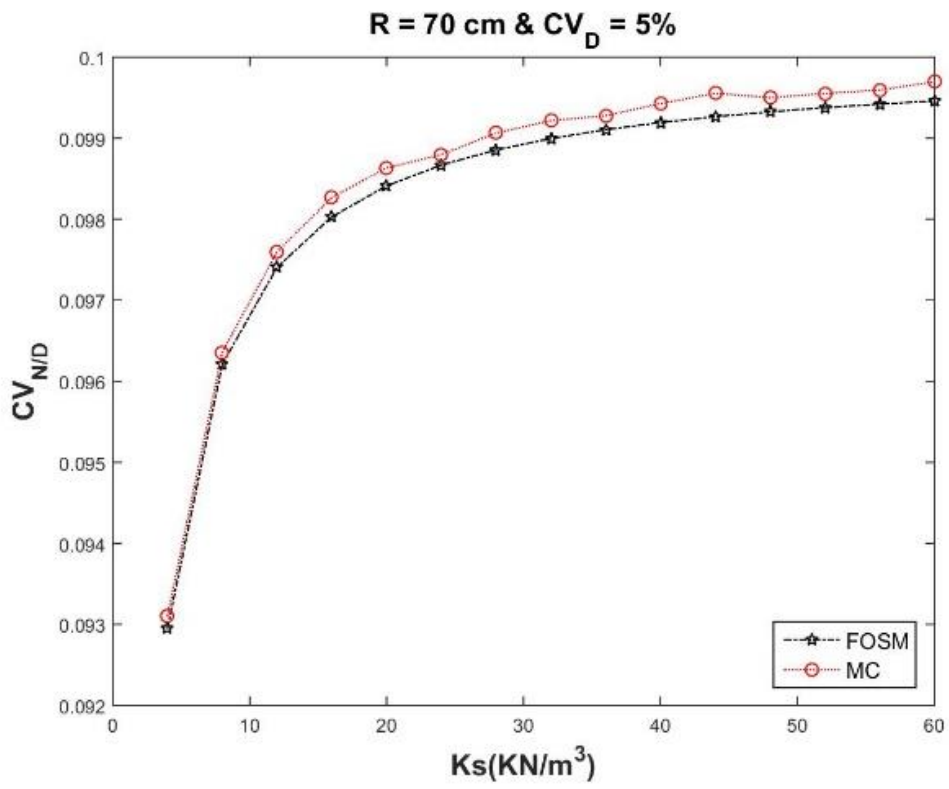


Figure 15 Effet d'incertitude de rayon R sur N_{cr} par FOSM et MCS

Enfin, d'après la figure 15, on peut remarquer que vraiment les deux méthodes FOSM et MCS donnent des résultats identiques ce qui permet la validation de notre étude des incertitudes de chaque paramètre cité précédemment sur celle de la charge critique de flambement de la conduite flexible enterrée d'une manière superficielle dans le sol type Winkler.

Liste des indices

P_{cr} = pression critique de flambement

I = moment d'inertie de la section de la conduite

r = rayon moyen de la conduite

E : module d'Young de conduite

G : module de cisaillement du sol,

H : épaisseur de la couche de sol.

n = le mode de flambement

E_s = module de Young de sol N/cm^2

ν_s = coefficient de poisson de sol

D = diamètre moyen du conduite,

t = épaisseur moyenne de la paroi,

CV = coefficient de variation

S_f = t la flexibilité de la conduite

K_s' = module de réaction de sol

K_s'' = module de réaction effective de sol

W = le déplacement critique de flambement

Références Bibliographiques

- Ang, A. H.-S. and Tang, W. H. (1975), *Probability Concepts In Engineering Planning And Design*, John Wiley & Sons, Inc, USA.
- Balay, J.(1985), Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode au module de réaction, Note d'information technique. Paris, LCPC, 1985.
- Biot, a.m. (1937), bending of an infinite beam on an elastic foundation, journal of applied mechanics, asme, vol.4, p a1-a7.
- Boussinesq (1885). application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. gauthier - villars, paris.
- Vesic, A.S. (1963), Beams on elastic subgrade and the Winkler hypothesis, Proceedings of the fifth International Conference of Soil Mechanics and Foundations Engineering, 1963, Paris, vol. 1, p 845-850.
- Chelapati, C. V. and Allgood, J. R. (1972), *Buckling Of Cylinders In A Confining Medium*, Highway Research Record, Washington.
- Cheney, J. A. (1963), "Bending and buckling of thin-walled open-section rings", *J. Eng. Mech. Div.* **89** (5), 17-44.
- Cheney, J. A. (1971), "Buckling of soil-surrounded tubes", *J. Eng. Mech. Div.* **97** (4), 1121-1132.
- Cho, S. E. and Park, H. C. (2010), "Effect of spatial variability of cross-correlated soil properties on bearing capacity of strip footing", *Int. J.Numer. Anal. Methods Geomech* **34** (1), 1-26.
- Deck, O. and Singh, A. (2012), "Analytical model for the prediction of building deflections induced by ground movements", *Int. J.Numer. Anal. Methods Geomech* **36** (1), 62-84.
- Denis, A., Elachachi, S. M. and Niandou, H. (2011), "Effects of longitudinal variability of soil on a continuous spread footing", *Eng. Geol.* **122** (3-4), 179-190.
- Donnell, L. H. (1956), "Effect of Imperfections on Buckling of Thin Cylinders Under External Pressure", *Journal of Applied Mechanics*, American Society of Mechanical Engineers, Vol.
- Dubost, J., Denis, A., Marache, A. and Breysse, D. (2011), "Effect of uncertainties in soil data on settlement of soft columnar inclusions", *Eng. Geol.* **121** (3-4), 123-134.
- Duncan, J. (2000), "Factors of safety and reliability in geotechnical engineering", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* **126** (4), 307-316.
- 23, No. 4, pp.569-575.

- Duncan, J. M. (1977), "Behavior and Design of Long-Span Metal Culvert Structures", paper presented at the Technical Session on Soil-Structure Interaction for Shallow Foundations and Buried Structures, American Society of Civil Engineers, October, San Francisco.
- Duns, C. F. and Butterfield, R. (1971), "Flexible Buried Cylinders, Part III-Buckling Behavior", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 8, pp. 613-62
- Elachachi, S. M., Breyse, D. and Denis, A. (2012), "The effects of soil spatial variability on the reliability of rigid buried pipes", *Comput. Geotech.* **43**, 61-71.
- Fang, Y., Chen, J. and Tee, K. F. (2013), "Analysis of structural dynamic reliability based on the probability density evolution method", *Struct. Eng. Mech.* **45** (2), 201-209.
- Filonenko-borodich mm. (1940). some approximate theories of the elastic foundation. *uch. zap. mosk. gos, univ. mekh.*, n° 46, pp. 3-18.
- Filonenko-borodich mm. (1945). a very simple model of an elastic foundation capable of spreading the load *sbtr. mosk.elektro.inst.inzh.trans.*, n°53, transzheldorizdat.
- Forrestal, M. J. and Herrmann, G. (1965), "Buckling of a long cylindrical shell surrounded by an elastic medium", *Int. J. Solids Struct.* **1** (3), 297-309.
- Forrestal, M. and Herrmann, G. (1965), "Buckling of a Long Cylindrical Shell Surrounded by an Elastic Medium", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 1, pp. 297-309.
- Gorbunov-Pasadovmi. (1941), *Slabson elastic foundations.* Gosstroizdat, Moscow
- Gorbunov-Pasadov M.I.(1949). *Beams and slabs on elastic foundations.* Mashstroizdat, Moscow.
- Haldar, A., et Mahadevan, S. (2000). *Reliability assessment using stochastic finite element analysis.* John Wiley and Sons, New York, 328p.
- Haldar, A., et Mahadevan, S. (2000). *Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design.* John Wiley and Sons, New York, 304p.
- Harr, M. E. (1977), *Mechanics Of Particulate Media - A Probabilistic Approach*, McGraw-Hill.
- Harr, M. E. (1987), *Reliability-Based Design In Civil Engineering*, McGraw-Hill (Tx), Dover Publications Inc.
- HARR ME. (1966). *Foundations of Theoretical Soil Mechanics.* McGraw-Hill, New York
- HARR ME. et al. (1969). Euler beams on a two-parameter foundation model. *J Soil Mech Found Div.*, ASCE, vol. 95, pp. 933-948.

- Hetenyi m.(1946). Beams on elastic foundation. University of Michigan Press, Ann Arbor, vol. 16.
- Hetenyi m. (1966). beams and plates on elastic foundation and related problems appl mech rev., n° 19, pp. 95-102.
- Imanzadeh, S., Denis, A. and Marache, A. (2013a), "Simplified uncertainties analysis of continuous buried steel pipes on an elastic foundation in the presence of low stiffness zones", *Comput. Geotech.* **48**, 62-71.
- Imanzadeh, S., Denis, A. and Marache, A. (2013b), "Effect of uncertainty in soil and structure parameters for buried pipes", *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4 – Coutinho & Mayne (eds), Université de Bordeaux—UMR 5295—I2M, Environmental Civil Engineering Department, Avenue des Facultés, Talence Cedex, France, .*
- Imanzadeh, S., Denis, A. and Marache, A. (2015), "Settlement uncertainty analysis for continuous spread footing on elastic soil", *Geotech Geol Eng.* **33** (1), 105-122.
- Katona, M. G. , Smith, J. M. , Odello, R. S. and Allgood, J. R. (1976),"CANDE-A Modern Approach for Structural Design and Analysis of Buried Culverts", Report No. FHWA-RD-77-5, October.
- Kerr AD., 1964. "Elastic and viscoelastic foundation models". *J Appl Mech Trans ASME*, Volume 31(4), pp. 491–8.
- Kerr AD., 1965. "A study of a new foundation model". *Acta Mechanica*, Volume I (2), pp.135–147.
- Kloppel, K. and Glock, D. (1970), *Theoretische und Experimentelle Untersuchungen zu den Traglastproblem biegeweichen, in die Erde eingebetter Rohre*, Institutes für Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule.
- Kulhawy, F., Roth, M. and Grigoriu, M. (1991), "Some statistical evaluation of geotechnical properties", *Proceedings of 6th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*, Mexico City.
- Kulhawy, F. H. (1992), "On the Evaluation of Static Soil Properties", *Stability And Performance Of Slopes And Embankments II (GSP 31)*, ASCE.
- Kerr AD., 1964. "Elastic and viscoelastic foundation models". *J Appl Mech Trans ASME*, Volume 31(4), pp. 491–8.
- Kerr AD., 1965. "A study of a new foundation model". *Acta Mechanica*, Volume I (2), pp.135–147.

- Lacasse, S. and Nadim, F. (1996), "Uncertainties in Characterising Soil Properties", *Uncertainty In The Geologic Environment: From Theory To Practice*, ASCE.
- Lacasse, S. and Nadim, F. (1997), *Uncertainties in Characterizing Soil Properties*, Norwegian Geotechnical Institute.
- Lacasse, S. and Nadim, F. (2007), "Probabilistic geotechnical analyses for offshore facilities", *Georisk: Assess. Manage. Risk. Eng Syst. Geoha* **1** (1), 21-42.
- Leonards, G. A. and Stetkar (1978), Performance of Buried Flexible Conduits : Interim Report. Publication FHWA/IN/JHRP-78/24. Joint Highway Research Project, Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1978.
- Luscher, U. (1966), "Bucklin of soil-surrounded tubes", *J. Soil Mech. Found. Div. American Society of Civil Engineers* **92** (SM6), 211-228.
- Lur'e A.I. (1964). Thre dimensional problems of the theory of elasticity. Intersciencece, New-York.
- Matsubara, K.,Hoshiya, M., (2000), Soil Spring Constants of Buried Pipelines for Seismic Design, *Journal of Engineering Mechanics*, January 2000, vol. 126, No. 1, p 76-83.
- Meyerhof, G. G. and Baikie, L. D. (1963), Strength of steel culvert sheets bearing against compacted sand backfill, *Highway Research Record Proceedings*.
- Meyerhof, G. G. (1968), "Some Problems in the Design of Shallow-Buried Steel Structures", *Canadian Structural Engineering Conference*, Toronto.
- Moore, I. (1989), "Elastic buckling of buried flexible tubes—A review of theory and experiment", *J. Geotech. Eng.* **115** (3), 340-358.
- Moore, I. D., Selig, E. T. and Haggag, A. (1988), "Elastic buckling strength of buried flexible culverts", *Transp. Res. Rec.*
- Pasternak p.l. (1954). on a new method of analysis of an elastic foundation by means of two foundation constants.gosudarstvennoe izdatelstro liberaturi po stroitelstvui arkhitekture,
- Phoon, K.-K. and Kulhawy, F. H. (1999a), "Evaluation of geotechnical property variability", *Can. Geotech. J.* **36** (4), 625-639.
- Phoon, K.-K. and Kulhawy, F. H. (1999b), "Characterization of geotechnical variability", *Can. Geotech. J.* **36** (4), 612-624.
- Popovg Ya (1971). Plates on a linearly elastic foundation (a survey) *Sov. Appl Mech* , 8 (3), pp 3-17
- Sadrekarami, J. and Akbarzad, M. (2009), "Comparative study of methods of determination of coefficient of subgrade reaction", *Elect. J. Geotech. Eng.* **14** (Bund. E), 14.

- Schmitt,p.(1998),De l'élasticité linéaire au coefficient de réaction : théories, observations, et ordres de grandeur, *Revue française de géotechnique*, 1998, vol. 85, p 79-87.
- Selvadurai, A. P. S. (1985), "Soil-Pipeline Interaction During Ground Movement", *Civil Engineering in the Arctic Offshore*, San Francisco.
- Selvadurai, A.P.S (1985), Soil-pipeline interaction during ground movement, *Civil Engineering in the Arctic Offshore*, ASCE Speciality Conference, 1985, San Francisco, Etats-Unis, p 763-773.
- Spangler, M. G, (1941), "The Structural Design of Flexible Pipe Culverts", Bulletin No. 153 , *Engineering Experiment Station*, Iowa State College, 1941.
- Tee, K. F., Khan, L. R. and Chen, H. P. (2013), "Probabilistic failure analysis of underground flexible pipes", *Struct. Eng. Mech.* **47** (2), 167-183.
- Tee, K. F. and Khan, L. R. (2014), "Reliability analysis of underground pipelines with correlations between failure modes and random variables", *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part O: Journal of Risk and Reliability.* **228** (4), 362-370.
- Tee, K. F., Khan, L. R., Chen, H. P. and Alani, A. M. (2014a), "Reliability based life cycle cost optimization for underground pipeline networks", *Tunnelling Underground Space Technol.* **43**, 32-40.
- Tee, K. F., Khan, L. R. and Li, H. (2014b), "Application of subset simulation in reliability estimation of underground pipelines", *Reliab. Eng. Syst. Saf.* **130**, 125-131.
- Timoshenko, S. P. and Gere, J. M. (1961), *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, New York, USA;.
- Uzielli, M., Nadim, F., Lacasse, S. and Kaynia, A. M. (2008), "A conceptual framework for quantitative estimation of physical vulnerability to landslides", *Eng. Geol.* **102** (3–4), 251-256.Moscow.
- Vlassov, V.L., Leontiev, N.H. (1956), *Beams plates and shells on elastic foundations.* translated from russion to english by barouch, a. jerusalem : israel program for scientific translations, 1966.