

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE de ALGER

oOo



Département de Génie Civil et Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de
MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

**Modélisation numérique des sols fins en tenant
compte de l'interaction sol-structure**

Présenté par :

BENAMOR Meriem
ATAMNA Khadidja

Encadré par :

Mr: BEZIH Kamel

∞ Promotion 2016 ∞

Remerciements

Avant tout louange à ALLAH de nous avoir donné le courage, la force, la volonté et la patience durant notre cursus universitaire.

En second lieu, l'encadreur Mr BEZIH KAMEL pour leur suivi et leur conseil durant l'évolution de ce travail.

Et également nos remerciements sont exprimés :

- A tous les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*
- A tous les enseignants de Génie civil.*
- A tous ceux qui nous ont aidées de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire de fin d'étude.*

Meriem. Khadidja

Dédicaces

Je dédis ce mémoire à ma mère, qui m'a encouragé à aller de l'avant et qui m'a donné tout son amour pour reprendre mes études.

A la mémoire de mon père qui nous a quittés voilà quatre ans.

A mes frères et leurs épouses et mon frère Yahya, et ma sœur et son mari.

A les enfants de mes frères et ma sœur :Kaoueter, Lina,Alâaden, Abd alaoudoud, Adam, Ritadje, Issràa.

A tous mes amis.

A mes collègues de promotion géotechnique.

Une spéciale dédicace mon binôme « Khadija »

A ma famille et toutes les personnes que j'aime.

Meriem.B

Dédicaces

Je remercie dieu de m'avoir donnée la santé pour finir cursus universitaire

Je dédie ce travail :

- ❖ *Celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, mes très chère mères [Houria](#)*
- ❖ *Celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté, mon très cher père [Abdeslem](#)*
- ❖ *A mes frères et ma sœur : Ammar, Okba, et Amina*
- ❖ *A mes sœurs : Zohra, Soumia, Meriem, leurs maris Omar, Fouad, Ali et son enfants Souhiab, Mohammed, Bahia Eddine, Zakaria et Khaled.*
- ❖ *A mon binôme : Meriem*
- ❖ *A mes amies : Soumia, Souad, Anisa, Samia, Khadidja, Mofida, Lamia.....*
- ❖ *Toute la promotion de géotechnique 2015/2016 surtout : Lynda, Fayza, Nassima, Meryem*
- ❖ *Toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.*

Khadidja. A

Sommaire



Sommaire

Remerciement

Dédicace

Sommaire

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Etude bibliographique sur le comportement des fondations superficielles

I.1. Introduction.....	1
I.2.Fondation superficielle.....	1
I.2.1 Définition d'une fondation superficielle	1
I.2.2 types de fondation superficielle.....	2
I.2.3. Fonctions des fondations.....	3
I.3.Comportement des fondations superficielle.....	3
I.3.1. Comportement d'une semelle chargée	3
I.3.2. Analyse qualitative de la rupture.....	4
I.3.3. Comportement sous les charges de service	5
I.4.Capacité portante de fondation superficielle.....	6
I.4.1. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode «c-□».....	6
I.4.1.1.la méthode de Terzaghi.....	7
I.4.1.2. Influence de la forme de la fondation. Charge verticale et centrée	9
I.4.1.3. Influence de l'inclinaison et de l'excentrement de la charge	10
I.4.1.4. Fondation sur sol hétérogène.....	11
I.4.2. Calcule de la capacité portante à l'aide des essais au pressiomètre Ménard.....	12
I.5.Tassement des fondations superficielle	14
I.5.1. Définition	15
I.5.2 Etude Bibliographique sur le tassement des fondations superficielles	15
I.5.2. Méthode de calcul des tassements des fondations superficielles	17
I.5.2.1. Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité.....	17
I.5.2.2. Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai oedométrique.....	18

I.5.2.3. Calcul des tassements par les résultats de l'essai au pressiomètre Ménard.....	19
I.5.2.4. Calcul de tassement par la méthode des éléments finis.....	21
I.6. Conclusion	22

Chapitre II : Comportement différé des sols et l'interaction Sol-structure

II.1. Aperçue théorique sur le phénomène du fluage des sols fins.....	23
II.1.1. Généralité sur les sols fins	23
II.1.2 les argiles	23
II.1.3. Principaux types d'argile	23
II.1.4. Caractéristique des sols argileux.....	25
II.1.4.1. Caractéristiques physiques	25
II.1.4.2. Caractéristiques mécaniques	26
II.2. Consolidation et fluage des sols fins	28
II.2.1. Différents états initiaux du sol	28
II.2.2. Compressibilité	29
II.2.3. Phénomène de consolidation.....	31
II.2.4. Fluage.....	32
II.2.4.1. Essai de fluage.....	33
II.2.2.2. La courbe de fluage :	33
II.2.3. Lois de comportement de fluage des sols	34
II.2.3.1. Modèles élémentaire unidimensionnels de fluage.....	34
II.3. Modèle Soft-Soil-Creep (SSCM)	41
II.3.1. Formulation unidimensionnelle	41
II.3.2. Définition de τ_c et ε_c	42
II.4. Aspect théorique de l'interaction sol- structure.....	45
II.4.1. Définition d'interaction sol-structure.....	45
II.4.2. Les différents modes de redistribution des contraintes.....	45
II.4.2.1. Cas d'une fondation superficielle souple	45
II.4.2.2. Cas d'une fondation superficielle rigide	45
II.4.3. Modélisation de l'interaction sol-structures.....	46
II.4.3.1. Comportement du matériau de la structure	46
II.4.3.2. Comportement des sols	46
II.4.3.1. Comportement de l'interface.....	47
II.4.4. Modèle de Winkler (1867).....	48

II.5.Conclusion	50
-----------------------	----

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

Partie 1 : Ouvrage d'art

III.1.1. Introduction	51
III.1.1.1. Descriptif de l'ouvrage.....	51
III.1.1.2. Reconnaissance géotechnique du pont d'Oued Medila.....	52
III.1.1.3. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique.....	53
III.1.1.4. Synthèse sur l'étude des fondations	53
III.1.1.5. Dimensionnement du pont selon l'Eurocode.....	54
III.1.2. Actions appliquées à l'ouvrage (EC1-1-1 §5.2.3).....	54
III.1.3. Modélisation numérique.....	55
III.1.3.1. Calcul de sollicitation maximal dans la poutre à l'E.L.S	55
III.1.3.1.1. Cas des fondations superficielles reposant sur un sol fin.....	55
III.1.3.1.2. Détermination des sections dangereuses :.....	56
III.1.3.1.3. Diagramme des moments.....	60
III.1.3.2. Estimation de tassement du sol.....	62
III.1.3.3. Calcul d'erreur δ	64
III.1.3.4. Effet du fluage sur un sol peu compressible : cas d'un TVO sable jaunâtre	65
III.1.3.5. Calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir des résultats de modèle numérique	70
III.1.3.6. Effet de l'interaction sol-structure	71
III.1.4. Etude numérique du fluage unidimensionnel des sols argileux	73
III.1.4.1. Calcul des sollicitations maximales dans la poutre à l'E.L. S.....	75
III.1.4.1.2. Diagramme des moments.....	86
III.1.4.1.3. Interprétation	92
III.1.4.2. Calcul le tassement des fondations superficielles :	93
III.1.4.3. Calcul de l'erreur δ	97
III.1.4.4. Calcul de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur des sols fins compressibles.....	98
III.1.4.5. Comportement différé des sols argileux	100
III.1.4.6. Evolution le tassement de consolidation (fluage) des sols fins compressibles....	104
III.1.4.6.1 Cas d'un sol homogène.....	104

III.1.4.6.2. Cas d'un sol hétérogène.....	107
III.1.4.7. Effet de l'interaction sol structure sur le comportement différé des sols argileux.....	114
III.1.4.7.1. Cas de sol homogène	114
III.1.4.7.2. Cas des sols hétérogènes	114
III.1.5. Conclusion.....	116

Partie 2 : Bâtiment à usage d'habitation

III.2.1 .Introduction :	117
III.2.2. Modélisation numérique.....	117
III.2.3.Calcul des sollicitations maximales dans la poutre à l'EL.S.....	117
III.2.4.Diagramme des moments	120
III.2.5.Etudes paramétriques	121
III.2.5.1.Influence des paramètres de compressibilité du sol sur l'estimation de tassement	122
III.2.5.2.Calcul de l'erreur	123
III.2.5.3.Calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir des résultats de modèle numérique	124
III.2.5.4. Effet du fluage sur un sol peu compressible (Cas d'un TVO sable jaunâtre)	125
III.2.5.5. Effet de l'interaction sols structure.....	129
III.2.6.Calcul des sollicitations maximales dans la poutre à l'E.L.S.....	130
III.2.7.Diagramme des moments	132
III.2.8.Etudes paramétriques	134
III.2.8.1.Calcul de tassement	134
III.2.8.2.Calcul de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur des sols fins compressibles.....	135
III.2.8.3.Effet du fluage sur un sol argileux.....	136
III.2.8.4.Pourcentage d'effet d'interaction sols structure	138
III.2.9.Conclusion.....	139
Conclusion générale	
Annexes	
Référence	

Résumé

Ce travail vise à étudier l'effet du sol de fondation sur le comportement des ouvrages (pont, bâtiment) et qui est connu par le terme « interaction sol-structure », les données géotechniques sont des données naturelles, elles sont obtenues à partir des études de sol où l'ouvrage sera implanté. La nature du sol de fondation influence d'une façon considérable sur le mode de comportement des fondations et par conséquent le comportement de l'ouvrage.

Ce travail comporte deux parties :

La première consiste sur l'étude théorique des fondations superficielles, le comportement des sols fins et l'interaction sol-structure.

La deuxième partie consiste à étudier l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse statique des structures hyperstatiques en prenant comme exemples d'étude ; un pont dalle en béton armé et un bâtiment à l'usage d'habitation à trois travées hyperstatiques. Trois configurations sont envisagées : l'interaction sol-structure n'est pas prise en compte, l'interaction sol-structure prise en compte par son aspect linéaire, ou en tenant compte des non-linéarités qui se développent à l'interface de fondation. La modélisation numérique par élément fini du système de l'interaction sol-structure est mise en œuvre par un modèle mécanique (pont, bâtiment), dont le tassement des appuis, le moment longitudinal du système sol-structure, la capacité portante.

Abstract

This work aims at studying the effect of the ground of foundation on the behavior of structure (bridge, building) and is known by the term "soil-structure interaction", geotechnical data is a natural data are obtained from the soil survey where the work will be implemented. They are crucial for the choice of foundation soil on the behavior of the structures and the location of its support.

This work contains two parts:

The first one consists on the theoretical superficial study of the foundations, the behavior of the fine soils and the soil-structure interaction.

The second part is to study the effect of soil-structure interaction on the static response of statically indeterminate structures using the example of study, a reinforced concrete slab bridge with three spans indeterminate. Three configurations are considered: the soil-structure interaction is not taken into account; the soil-structure interaction is taken into account by the linear aspect, or taking into account the nonlinearities that develop at the soil-foundation interface. The finite element numerical modeling of the interaction system ground-structure is

implemented by a mechanical model of a reinforced concrete beam with three spans, including the settlement of support, the longitudinal moment of the soil-structure interaction, the bearing capacity.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة تأثير التربة الأساس على سلوك الهياكل (الجسور، عمارة) وكما هو معروف بمصطلح "التفاعل بنية التربة". البيانات الجيوتقنية معطيات طبيعية من مسح التربة حيث سيتم تنفيذ العمل. ويتألف هذا العمل من جزئين: الجزء الأول: يتمثل في الدراسات النظرية للأساسات السطحية، سلوك التربة، التفاعل بنية التربة وسعة التحمل التربة. الجزء الثاني: يتمثل في دراسة تأثير التفاعل الربة بنية على استجابة ثابتة من هياكل غير محددة بشكل ثابت باستخدام الأمثلة من الدراسة؛ جسر البلاطة الخرسانة المسلحة وعمارة. ونعتبر ثلاث تكوينات لا يؤخذ تفاعل التربة بنية التربة بالاعتبار، يتم أخذ التفاعل التربة بنية التربة بعين الاعتبار من قبل الجانب الخطية، و مع مراعاة الغير خطية التي تنمي في واجهة تربة الأساس ويتم تنفيذ النماذج العددية من قبل عنصر محدود من نظام تفاعل التربة هيكل من النموذج الميكانيكي (عمار، الجسور) بما في ذلك تسوية الدعم، لحظة طولية من نظام التربة هيكل، والقدرة على الحمل

Liste de figure

Chapitre I

Figure (I.1) : Types de fondations superficielles	2
Figure (I.2) : Courbe de chargement d'une fondation superficielle	4
Figure (I.3) : Schéma de rupture d'une semelle.....	4
Figure (I.4) : Tassements élastiques de deux semelles rigides filantes de largeurs différentes apportant la même contrainte moyenne au sol	5
Figure (I.5) : Diffusion des contraintes apportées par la semelle filante dans le sol	6
Figure (I.6) : Schéma de rupture d'une fondation superficielle.....	7
Figure (I.7) : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « $c - \varphi$ ») ...	7
Figure (I.8) : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B	9
Figure (I.9) : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée.....	10
Figure (I.10) : Méthode de la semelle fictive.....	12
Figure (I.11) : Définition de la pression limite nette équivalente	13
Figure (I.12) : Tassement instantané, primaire et secondaire des sols.....	15
Figure (I.13) : Comportement de culées et de piles de ponts sur semelles filantes.....	16
Figure(I.14) : Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation.....	21
Figure (I.15) : Maillage du solen utilisant le logiciel PLAXIS.....	22

Chapitre II

Figure (II.1) : Principaux types d'argile	24
Figure (II.2) : Détermination de la contrainte de préconsolidation	28
Figure (II.3) : Paramètres de la courbe oedométrique	29
Figure (II.4) : Schéma de principe du phénomène de consolidation	32
Figure (II.5) : Courbe de fluage typique présentant les trois stades du fluage.....	34
Figure (II.6) : Représentation de l'amortisseur et relation contrainte/vitesse de déformation	35
Figure (II.7) : Modèle de maxwell.....	35
Figure (II.8) : Courbe de fluage avec le modèle de maxwell	36
Figure (II.9): Modèle kelvin-Voigt.....	37
Figure (II.10) : Modèle de kelvin –Voigt pour un temps de fluage infini	38
Figure (II.11) : Courbe de fluage avec le modèle de kelvin-Voigt.....	38

Figure (II.12) : Modèle de Bingham.....	39
Figure (II.13) : Diagramme contrainte –déformation de modèle de Bingham.....	39
Figure (II.14) : Modèle Komamura-Huang.....	40
Figure (II.15) : Courbe de fluage avec le modèle Komamura-Huang.....	41
Figure (II.16): La consolidation et le comportement du fluage dans un essai oedométrique standard.....	43
Figure (II.17) : Courbe idéalisé de contrainte-déformation d'un essai oedométrique avec la division des incréments de déformation en deux composantes (élastique & fluage). Pour $t'+t_c=1$ jour, on rejoint la ligne-NC de l'essai à 1 jour.....	44
Figure (II.18) : Fondation flexible.....	45
Figure (II.19) : Fondation rigide.....	46
Figure (II.20) : Elements d'interface « sans épaisseur ».....	47
Figure (II.21) :Elements d'interface « couche mince».....	47
Figure (II.22) : Des exemples des situations d'interfaces.....	47
Figure (II.23) : Modèle de Winkler.....	48
Figure (II.24) : Fondation reposant sur un sol modélisé par des ressorts et un élément d'interacti.....	48
Figure (II.25) : Élément unitaire isolée d'une poutre.....	49
Figure (II.26) : Interaction sol-poutre selon le modèle de Winkler.....	49
Figure (II.27) :Comparaison de la répartition de contrainte sous la fondation représentée par un modèle de Winkler et un modèle élastoplastique.....	50

Chapitre III

Partie I

Figure (III.1.1) : Vue générale du pont d'Oued Medila à Tebessa.....	52
Figure (III.1.2) : Schéma mécanique de la poutre à trois travées de pont.....	55
Figure (III.1.3) : Modèle mécanique de la poutre du pont pour le 1^{er} cas de chargement sur l'appui rigide (travée A-B).....	56
Figure (III.1.4) : Modèle mécanique de la poutre du pont pour le 2^{ème} cas de chargement sur l'appui rigide (Travée B-C).....	56
Figure (III.1.5) : Modèle mécanique de la poutre du pont : 1ercas de chargement (sol homogène).....	57

Figure (III.1.6) : Modèle mécanique de la poutre du pont : 2^{ème} cas de chargement (sol homogène).	57
Figure (III.1.7) : Modèle mécanique de la poutre du pont : 1^{er} cas de chargement (sol hétérogène).	58
Figure (III.1.8) : Modèle mécanique de la poutre du pont : 2^{ème} cas de chargement (sol hétérogène).	59
Figure (III.1.9) : Diagramme des moments fléchissant (sol homogène).	60
Figure (III.1.10) : Diagramme des moments fléchissant (sol hétérogène).	61
Figure (III.1.11) : Diagramme des moments fléchissant (sol homogène).	61
Figure (III.1.12) : Diagramme des moments fléchissant (sol hétérogène).	62
Figure (III 1.13) : Schéma statique de la poutre à trois travées.	66
Figure (III.1.14) : Schéma statique de la poutre à trois travées (sol hétérogène).	67
Figure (III.1.15) : Evolution le tassement de sol avec le temps dans l'appui B	68
Figure (III.1.16) : Valeur de variation du tassement avec le temps (sol homogène)	68
Figure (III.1.17) : Valeur de variation du tassement avec le temps de l'appui B (Sol hétérogène)	69
Figure (III.1.18) : Valeur de variation du tassement avec le temps (sol hétérogène).	69
Figure (III.1.19) : Modèle mécanique de la poutre du pont : (1) 1^{er} cas de chargement, (2) 2^{ème} cas de chargement (argile de Flandre)	75
Figure(III.1.20) : Modèle mécanique de la poutre du pont : (1) 1^{er} cas de chargement (argile Dozulé)	76
Figure (III.1.21) : Modèle mécanique de la poutre du pont :(2) 2^{ème} cas de chargement (argile Dozulé)	77
Figure (III.1.22) : Modèle mécanique de la poutre du pont : (1) 1^{er} cas de chargement, (2) 2^{ème} cas de chargement	78
Figure (III.1.23) : Modèle mécanique de la poutre du pont : (1) 1^{er} cas de chargement, (2) 2^{ème} cas de chargement	80
Figure (III.1.24) : Modèle mécanique de la poutre du pont : (1) 1^{er} cas de chargement, (2) 2^{ème} cas de chargement	82
Figure (III.I.25) : Modèle mécanique de la poutre du pont : (1) 1^{er} cas de chargement, (2) 2^{ème} cas de chargement	84
Figure(III.1.26) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Flandres)	86
Figure (III.1.27) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Dozulé)	87
Figure (III.1.28) : Diagramme des moments fléchissant (Argile verte)	87

Figure (III.1.29) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Flandre et de Dozulé)...	88
Figure (III.1.30) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Flandre et Verte)	88
Figure (III.1.31) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Dozulé et verte).....	89
Figure (III.1.32) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Flandres).....	89
Figure (III.1.33) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Dozulé).....	90
Figure (III.1.34) : Diagramme des moments fléchissant (Argile Verte)	90
Figure (III.1.35) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Flandre et de Dozulé)...	91
Figure (III.1.36) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Flandre et Verte).....	91
Figure (III.1.37) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Dozulé et Verte).	92
Figure (III.1.38) : Schéma statique de la poutre à trois travées (argile de Flandre)	101
Figure (III.1.39) : Schéma statique de la poutre à trois travées (argile de Dozulé).....	102
Figure (III.1.40) : Schéma statique de la poutre à trois travées (argile Verte)	103
Figure (III.1.41) : Evolution de tassement avec le temps dans l'appui B pour l'argile de Flandre.....	104
Figure (III.1.42) : Evolution de tassement avec le temps pour l'argile de Flandre.....	105
Figure (III.1.43) : Evolution de tassement avec le temps dans l'appui B pour l'argile de Dozulé	105
Figure (III.1.44) : Evolution de tassement avec le temps dans pour l'argile de Dozulé.....	106
Figure (III.1.45) : Evolution de tassement avec le temps dans l'appui B pour l'argile de Verte	106
Figure (III.1.46) : Evolution de tassement avec le temps pour l'argile Verte.....	107
Figure (III.1.47) : Schéma statique de la poutre à trois travées (Flandre+verte).....	107
Figure (III.1.48) : Schéma statique de la poutre à trois travées (Argile de Flandre et argile de Dozulé)	108
Figure (III.1.49) : Schéma statique de la poutre à trois travées (argile de Dozulé et argile de Verte).....	109
Figure (III.1.50) : Evolution de tassement avec le temps dans l'appui B pour l'argile Flandre et Verte	111
Figure (III.1.51) : Evolution de tassement avec le temps pour l'argile Flandre et Verte.....	111
Figure(III.1.52) : Evolution de tassement avec le temps dans l'appui B pour l'argile Flandre et Dozulé.	112
Figure (III.1.53) : Evolution de tassement avec le temps pour l'argile Flandre et Verte.....	112
Figure (III.1.54) : Evolution de tassement avec le temps dans l'appui B pour l'argile Dozulé et Verte	113

Figure (III.1.55) : Evolution de tassement avec le temps pour l'argile Dozulé et Verte 113

Partie II

Figure (III.2.1) : Modèle mécanique de la poutre du bâtiment pour des appuis rigides. 118

Figure (III.2.2) : Modèle mécanique de la poutre du bâtiment pour des appuis élastique linéaire et non linéaire (cas d'un sol homogène)..... 118

Figure (III.2.3) : Modèle mécanique de la poutre du bâtiment pour des appuis élastique ... 119

Figure (III.2.4) : Diagramme des moments fléchissant..... 120

Figure (III.2.5) : Diagramme des moments fléchissant(cas d'un sol hétérogène). 121

Figure (III.2.6) : Schéma statique de la poutre à trois travées (sol homogène)..... 125

Figure (III.2.7) : Schéma statique de la poutre à trois travées (sol hétérogène)..... 126

Figure(III.2.8) :Valeur de variation du tassement avec le temps dans l'appui A(Cas d'un sol homogène)..... 127

Figure(III.2.9) :Valeur de variation du tassement avec le temps..... 127

Figure(III.2.10) :Valeur de variation du tassement avec le temps dans l'appui A(Cas d'un sol hétérogène). 128

Figure(III.2.11) :Valeur de variation du tassement avec le temps(Cas d'un sol hétérogène)128

Figure (III.2.12) :Modèle mécanique de la poutre du bâtiment 130

Figure (III.2.13) : Modèle mécanique de la poutre du bâtiment(cas homogène). 130

Figure (III.2.14) :Modèle mécanique de la poutre du bâtiment(cas hétérogène) 131

Figure (III.2.15) : Diagramme des moments fléchissant (sol homogène)..... 132

Figure (III.2.16) : Diagramme des moments fléchissant (sol hétérogène), 133

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau (I.1) : Valeur des paramètres N , q , N_c et N_γ selon (D.T.U.13.12).....	8
Tableau (I.2) : Coefficients de forme d'après Terzaghi (conditions non drainées et drainées).....	9
Tableau (I.3) : Valeurs des coefficients de capacité portante N_γ , N_q , N_c en fonction de ϕ	11
Tableau (I.4) : Définition des catégories conventionnelles des sols.....	13
Tableau (I.5) : Facteur de portance pressiométrique	14
Tableau (I.6) : Valeurs du coefficient C_f d'après Giroud (1972).....	18
Tableau (I.7) : Coefficients de forme λ_c et λ_δ	20
Tableau (I.8) : Coefficient rhéologique α	21

Chapitre II

Tableau (II.1) : Caractéristique géométriques des différents types d'argile	24
Tableau (II.2) : Caractéristique physique générale des argiles.....	25
Tableau (II.3) : Valeurs types de l'angle de frottement et de la cohésion.....	27
Tableau (II.4) : Les valeurs du module d'Young et du coefficient de poisson pour quelques matériaux du génie civil	27
Tableau (II.5) : Classement de sol suivant les valeurs de C_c	30
Tableau (II.6) : Classement de sol suivant les valeurs terme $\frac{C_c}{1+e_0}$	30

Chapitre III

Partie 1

Tableau (III.1.1) : résultat d'essai pressiométrique.....	53
Tableau (III.1.2) : Tableau récapitulatif des charges permanentes sur la poutre de pont d'Oued Medila.	54
Tableau (III.1.3) : Trafic routier : Chargement des voies.	55
Tableau (III.1.4) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1 ^{er} cas de chargement, 2 ^{ème} cas de chargement (sol homogène)	57
Tableau (III.1.5) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1 ^{er} cas de chargement, 2 ^{ème} cas de chargement (sol hétérogène).....	59

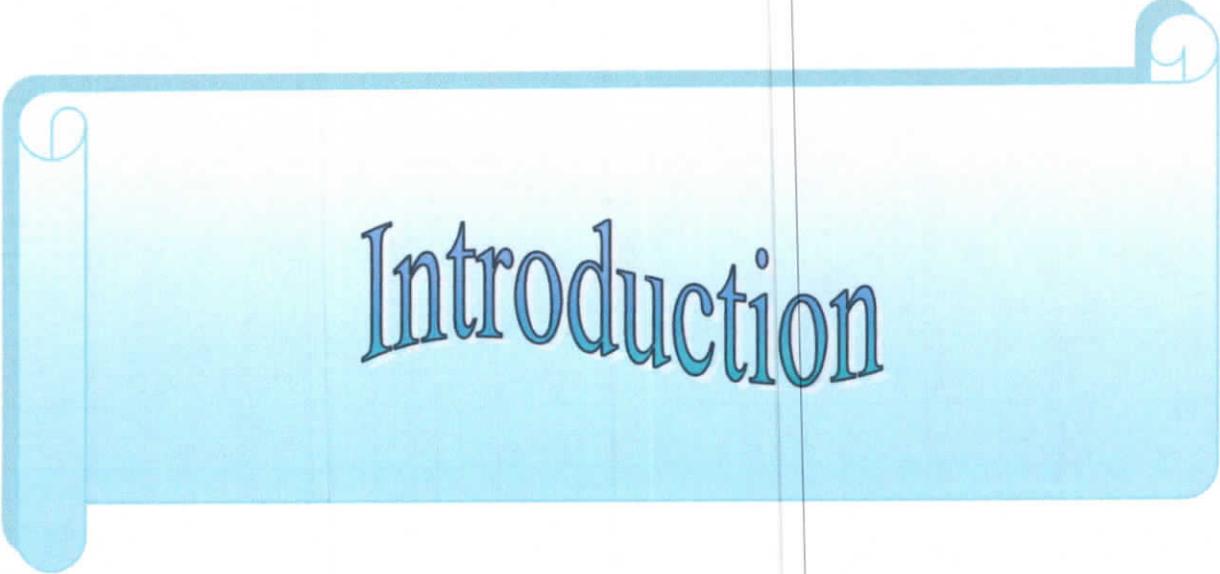
Tableau (III.1.6) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (sol homogène).....	63
Tableau (III.1.7) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Cas d'un sol hétérogène).....	63
Tableau (III.1.8) : Calcul de l'erreur sur le tassement de la fondation	65
Tableau (III.1.9) : Evolution le tassement de sol avec le temps (Cas d'un sol homogène).....	66-67
Tableau (III.1.10) : Evolution le tassement de sol avec le temps (Cas d'un sol hétérogène) .	67
Tableau (III.1.11) : Résultats de la capacité portante des fondations obtenus par les trois méthodes (cas d'un sol hétérogène et un sol hétérogène).....	71
Tableau (III.1.12) : Effet de l'interaction sol-structure (cas d'un sol homogène et un sol hétérogène).....	72
Tableau (III.1.13) : Identifications physiques mécaniques et chimiques des argiles étudiées	74
Tableau (III.1.14) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement (argile de Flandre).....	75
Tableau (III.1.15) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement.....	77
Tableau (III.1.16) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement.....	79
Tableau (III.1.17) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement.....	81
Tableau (III.1.18) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement.....	83
Tableau (III.1.19) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement.....	85
Tableau (III.1.20) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (cas Argile de Flandre)	93
Tableau (III.1.21) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Cas de l'argile de Dozulé).....	94
Tableau (III.1.22) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Cas de l'argile Verte).....	94
Tableau (III.1.23) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Argile de Flandre avec l'argile de Dozulé).....	95

Tableau (III.1.24) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Argile de Flandre avec l'argile Verte)	95
Tableau (III.1.25) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Argile de Flandre avec l'argile Verte)	96
Tableau (III.1.26) : Calcul de l'erreur sur le tassement de la fondation (cas d'un sol homogène)	97
Tableau (III.1.27) : Calcul de l'erreur sur le tassement de la fondation (cas d'un sol hétérogène)	97-98
Tableau (III.1.28) : Les résultats de la capacité portant pour les trois types d'argile.	99
Tableau (III.1.29) : Les résultats de la capacité portant dans le cas d'un sol hétérogène.....	99-100
Tableau (III.1.30) : Résultats de tassement d'un sol homogène en fonction de la variation de l'indice des vides avec le temps pour l'argile de Flandre.	101
Tableau (III.1.31) : Résultats de tassement d'un sol homogène en fonction de la variation de l'indice des vides avec le temps pour l'argile argile de Dozulé.	102
Tableau (III.1.32) : Les résultats de tassement d'un sol homogène en fonction de variation de l'indice de vide avec le temps (argile Verte).....	103
Tableau (III.33) : Résultats de tassement d'un sol hétérogène en fonction de la variation de l'indice des vides avec le temps pour l'argile Flandre et verte.	108
Tableau (III.1.34) : Résultats de tassement d'un sol hétérogène en fonction de la variation de l'indice des vides avec le temps pour l'argile Flandre et Dozulé.	109
Tableau (III.1.35) : Résultats de tassement d'un sol hétérogène en fonction de la variation de l'indice des vides avec le temps pour l'argile Dozulé et Verte.....	110
Tableau (III.1.36) : L'effet de l'interaction sol-structure pour les trois types d'argiles.	114
Tableau (III.1.37) : L'effet de l'interaction sol-structure pour les cas hétérogènes.....	114-115

Partie II

Tableau (III.2.1) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour le cas homogène et hétérogène.....	119
Tableau (III.2.2) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Cas d'un sol homogène).....	122
Tableau (III.2.3) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Cas d'un sol hétérogène).....	122

Tableau (III.2.4) : Calcul de l'erreur sur le tassement de la fondation.....	123
Tableau (III.2.5) : Les résultats de la capacité portant dans le cas d'un sol homogène et hétérogène.	124
Tableau (III.2.6) : Evolution de tassement de sol avec le temps (Cas d'un sol homogène). 	125
Tableau (III.2.7) : Evolution de tassement de sol avec le temps (Cas d'un sol hétérogène). 	126
Tableau (III.2.8) : L'effet de l'interaction sol-structure (cas d'un sol homogène et un sol hétérogène).....	129
Tableau (III.2.9) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour le cas homogène et hétérogène.....	131
Tableau (III.2.10) : Tassement et la rotation des appuis de bâtiment.....	134
Tableau (III.2.11) : Les résultats de la capacité portant dans le cas d'un sol homogène et hétérogène.	136
Tableau (III.2.12) : Les résultats de tassement d'un sol homogène en fonction de variation	136
Tableau (III.2.13) : Les résultats de tassement d'un sol homogène en fonction de variation de l'indice de vide avec le temps.	136
Tableau (III.2.14) : l'effet d'interaction sols structure (sol homogène et hétérogène).	137



Introduction

Introduction générale

La performance des ouvrages en béton armé au cours de la durée de vie en service, présente un intérêt majeur, qui dépend à la fois de l'action de la superstructure et la réponse du sol en contact. Pour atteindre cet objectif, le concepteur doit garantir l'intégrité de ces ouvrages pendant toute leur durée de vie. Afin de simplifier les actions de la structure dans l'analyse de l'interaction sol-structure, il est courant de modéliser la structure par un élément de poutre caractérisé par une rigidité (EI) et de modéliser le sol comme un milieu élastique homogène et isotrope. Donc, l'utilisation de la méthode des éléments finis dans le domaine géotechnique est très courante, puisque le sol est généralement un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables. Pour des grands projets, On peut réaliser des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'une structure en interaction avec son environnement, de contrôler les valeurs de tassement admissibles et d'aider au dimensionnement des structures en béton armé.

Dans ce contexte, on se propose d'étudier le comportement des sols fins compressibles dans le but d'estimer les déformations différées (*i.e.*; la consolidation secondaire) qui pouvant affecter une structure en béton armé en tenant compte de l'interaction sol-structure.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé en suite en trois chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique. La définition des fondations superficielles, leur fonctionnement ainsi que les différents mécanismes de rupture de ces fondations ont été présentés dans ce chapitre, les différentes méthodes de calcul de la capacité portante, et les notions théoriques sur le calcul du tassement.
- Le deuxième chapitre sera consacré à l'exposé de principales recherches menées sur l'interprétation de phénomène du fluage (*i.e.* consolidation secondaire), dans le but d'estimer les déformations différées des structures en béton armé à l'E.L.S. Nous donnerons un aperçu historique de ce phénomène et nous exposerons les méthodes et les lois de comportements du sol adoptés pour l'utilisation des résultats du fluage avec la prise en compte de l'effet de l'interaction sol-structure.
- Le troisième chapitre sera divisé en deux parties ; la première partie traite d'une part, des modélisations numériques de l'interaction sol-structure en utilisant un programme numérique basé sur la méthode des éléments fini en utilisant le logiciel Matlab pour le dimensionnement d'un ouvrage d'art en béton armé à l'E.L. S tenant compte de

l'interaction sol-structure et de la consolidation secondaire. D'autre part, l'influence de différents paramètres de compressibilité du sol sur le comportement de la structure en termes de contrainte et déformation. Cette étude concerne deux types du sol (*i.e.* sol homogène et sol hétérogène) qui sera étudié en détail dans ce chapitre. Dans la deuxième partie de ce chapitre, en faisant des modélisations numériques sur un autre type de structure en béton armé, c'est le cas d'un bâtiment à usage d'habitation en introduisant les données réelles de cette structure, le sol ainsi que le chargement, dans le modèle numérique, ces paramètres pouvant influencer sur la conception et le dimensionnement à L'E.L. S sur ce type de structure.

Enfin, une conclusion générale permet de faire une synthèse des résultats obtenus et de tirer quelques perspectives sur des suites liées à cette étude. Afin de donner une conception et fournir des justifications.



Chapitre I

I.1. Introduction

Fonder une construction est une des plus anciennes activités géotechniques du bâtiment et des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Les constructeurs et les projeteurs ont admis la nécessité d'établir des fondations solides pour que les constructions résistent mieux aux forces de la nature, et donc la fondation doit assurer l'équilibre entre la pression engendrée par la sollicitation et la résistance du sol.

Par définition, la fondation est l'élément qui sert de support à l'ouvrage et à ses charges. Elle comprend la couche superficielle de l'écorce terrestre et la partie de l'édifice destinée à reporter les efforts sur le sol. La fondation doit transmettre les charges qu'elle reçoit de la superstructure au sol d'assise choisi (grâce aux données de l'étude géotechnique). Les charges qui arrivent depuis la superstructure sont redirigées vers le sol de manière linéaire ou de manière ponctuelle suivant la configuration. La fondation doit également transmettre ces charges au sol et en permettre l'équilibrage par le sol. Les efforts sont transmis par frottement sur le sol ou par mise en œuvre d'une butée le long des parois verticales des éléments de fondation.

Il existe deux grands types de transmission des charges des constructions aux couches des sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde.

I.2. Fondation superficielle

I.2.1 Définition d'une fondation superficielle

Lors la nature du sol et les valeurs des charges le permettent, on réalise des fondations dites « superficielle », qui sont mise en œuvre à une profondeur relativement faible (quelques dizaines de centimètres). Leur profondeur (ancrage) est la plupart de temps déterminée par la profondeur hors gel ou par les problèmes de retrait gonflement, lorsque ces derniers se posent (cas des sols argileux fins notamment). Elles s'adaptent à de nombreux types de sols, de préférence homogènes et de portance supérieure à 0,1 MPa, (Ménad et Nicolas., 2008).

Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduisent à introduire la notion de profondeur critique que l'on peut définir en première approximation comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, radiers etc.

Les fondations profondes ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base.

Pour les fondations profondes, il y'a également lieu de considérer la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement latéral.

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont :

- B : la largeur de la fondation ;
- L : la longueur de la fondation ;
- D : l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation ;

Une fondation est dite superficielle, si $D < 1,5 \cdot B$

- Si $D > 5B$ La fondation est dite profonde

- Si $1,5 B < D < 5 B$ La fondation est semi profonde.

I.2.2 types de fondation superficielle

On distingue :

- 1) Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées);
- 2) Les semelles isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- 3) Les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux, (figure1).

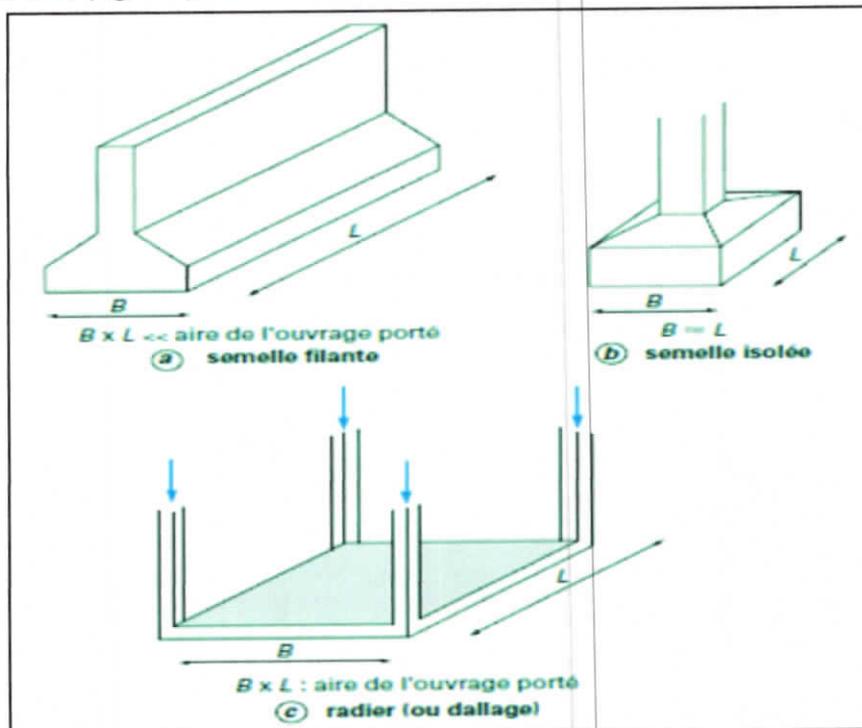


Figure (I.1) : Types de fondations superficielles.

I.2.3. Fonctions des fondations

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations ;
- Assurer la résistance des massifs de fondations ;
- Vérifier la résistance du terrain de fondations ;
- S'assurer de la durabilité des fondations ;
- Trouver la solution la plus économique.

Le dimensionnement d'une fondation superficielle consiste donc à vérifier la stabilité de celle-ci et notamment que le sol de fondation est en mesure de supporter les sollicitations qui vont lui être appliquées. Il s'agit donc de vérifier que la capacité portante du sol de fondation est suffisante. Celle-ci dépend :

1. Des caractéristiques de la fondation : longueur, largeur, inclinaison, mais aussi rigidité et surface de contact avec le sol.
2. Des caractéristiques de la charge appliquée au sol : intensité mais aussi inclinaison et excentrement.
3. Des caractéristiques mécaniques du sol, déterminées en place ou in situ.

I.3. Comportement des fondations superficielle

I.3.1. Comportement d'une semelle chargée

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est linéaire. Le tassement augmente linéairement en fonction du chargement. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime Q_1 pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime Q_1 . On peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre (Frank., 1994).

Cette charge est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

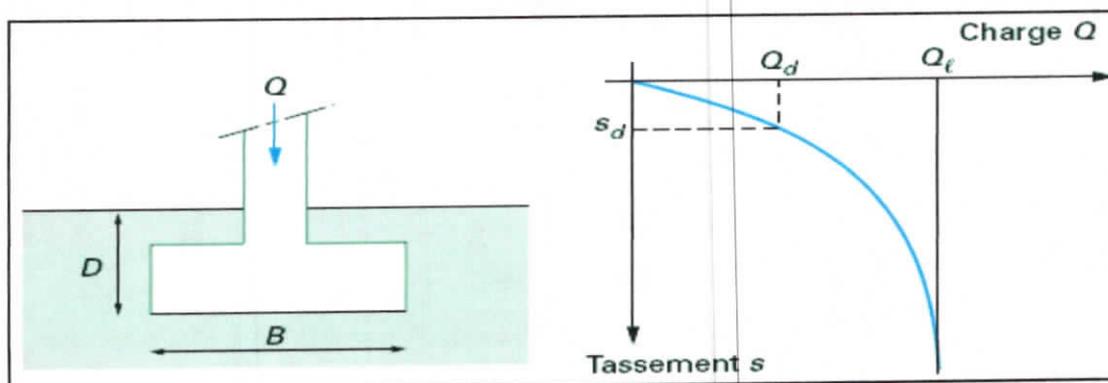


Figure (I.2) : Courbe de chargement d'une fondation superficielle.

Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture du sol quand la charge limite est atteinte comme le montre la figure (I.2) :

1. Avec un sol dense, la charge limite est atteinte quand on observe un mécanisme de rupture générale ;
2. Quand on a un sol de faible compacité, la charge limite est associée à un mécanisme de rupture par poinçonnement ;
3. A un état de compacité intermédiaire du sol correspond un mécanisme de rupture locale.

I.3.2. Analyse qualitative de la rupture

Les études sur modèles réduits ont permis de mettre en évidence plusieurs zones de sole dans lesquelles le comportement est différent pendant la phase de rupture. C'est ainsi que trois zones principales peuvent être distingués au moment de la rupture, comme elle est indiquée sur la figure (I.3). (Philiponat et Hubert 2002).

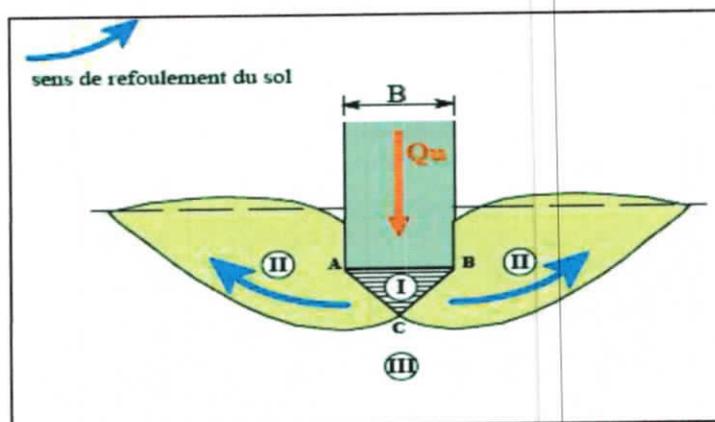


Figure (I.3) : Schéma de rupture d'une semelle.

- **La zone I** : est située directement sous la fondation. Le sol fortement comprimé est en équilibre surabondant et se déplace avec la fondation. Il forme un coin limité par les points A, B et C.
- **La zone II** : refoulée vers la surface ; les déplacements et cisaillement sont très importants et il s'y produit une rupture généralisée.
- **La zone III** : le sol est peu ou n'est pas perturbé par la rupture.

I.3.3. Comportement sous les charges de service

Sous les charges de service les fondations superficielles vont tasser. Le tassement d'une semelle dépend évidemment de la compressibilité du sol mais aussi de ses dimensions.

On doit vérifier que les tassements absolus ne sont pas incompatibles avec le fonctionnement de l'ouvrage mais également que la nouvelle construction n'entraîne pas de tassements significatifs sur les structures existantes.

En plus des tassements absolus, on doit vérifier que la structure de l'ouvrage à construire peut supporter les tassements différentiels entre points d'appui. On n'oubliera pas que deux semelles transmettant la même contrainte au sol tasseront proportionnellement à leur dimension, figure. (I.4).

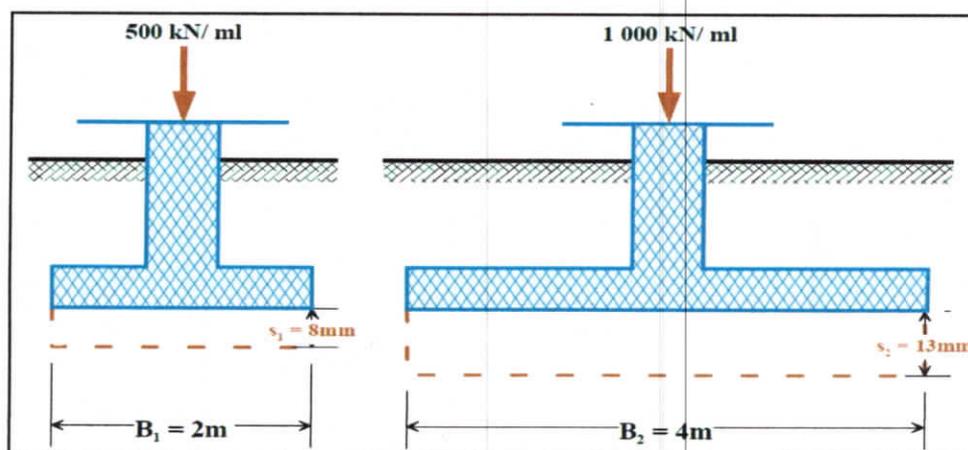


Figure (I.4) : Tassements élastiques de deux semelles rigides filantes de largeurs différentes apportant la même contrainte moyenne au sol.

Plus une semelle est large plus elle influencera les sols sous-jacents sous une grande profondeur. On peut tracer les bulbes de contrainte qui représentent la distribution des contraintes sous une fondation. On peut plus simplement en première approximation diffuser les contraintes dans le sol suivant un angle de 27° (largeur : 1 – hauteur : 2) (Figure. I.5).

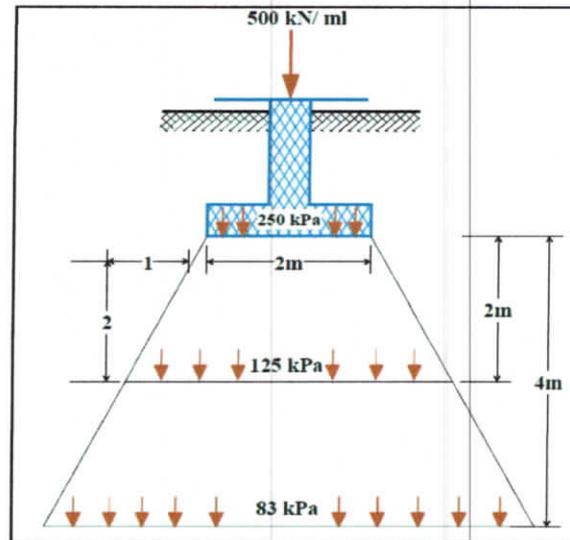


Figure (I.5) : Diffusion des contraintes apportées par la semelle filante dans le sol.

I.4. Capacité portante de fondation superficielle

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. De nombreux auteurs ont résolu le problème de la capacité portante en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement, bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes. Prandtl et Reissner ont présenté les premières solutions analytiques pour la capacité portante des fondations superficielles. Terzaghi a proposé la formule générale de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée.

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développés dans ce qui suit :

- 1) Les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « $c-\varphi$ ») ;
- 2) Les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe c_q du pénétromètre statique CPT.

I.4.1. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « $c-\varphi$ »)

En se basant sur les mécanismes de rupture se développant dans le sol sous une fondation dont les paramètres de résistance au cisaillement sont c (cohésion) et Φ (angle de frottement) et en utilisant la théorie de calcul à la rupture on pourrait estimer la charge de rupture.

I.4.1.1. la méthode de Terzaghi

1. Semelle filante : Charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi)

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma (\varphi) + c N_c (\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q (\varphi) \dots \dots \dots (I.1)$$

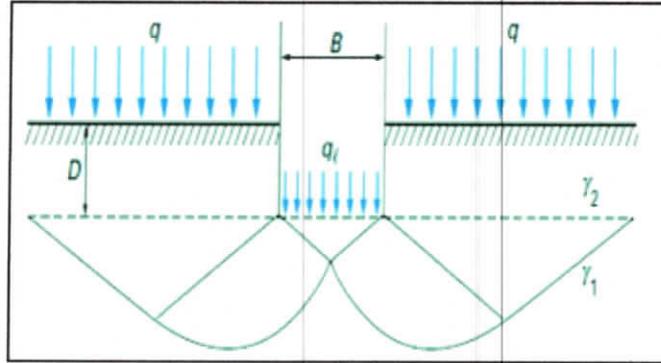


Figure (I.6) : Schéma de rupture d'une fondation superficielle.

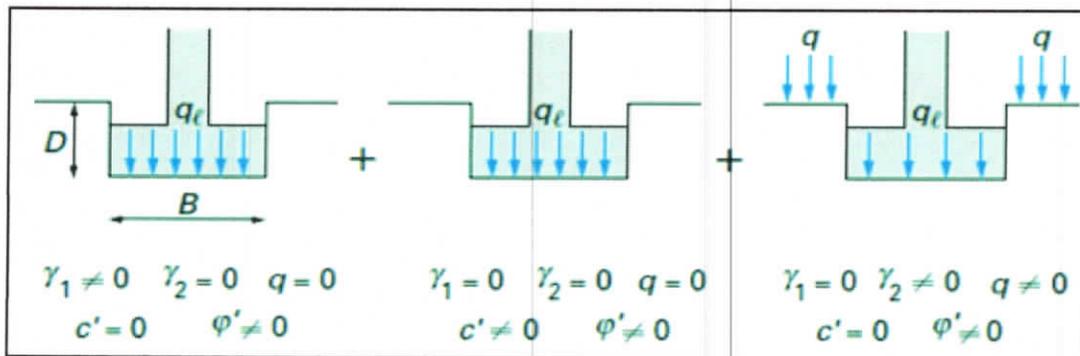


Figure (I.7) : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c-phi »)

Avec

q_L : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

γ_1 : poids volumique du sol sous la base de la fondation,

γ_2 : poids volumique du sol latéralement à la fondation,

q : surcharge verticale latérale à la fondation,

C : cohésion du sol sous la base de la fondation,

$N_\gamma (\varphi)$, $N_c (\varphi)$ et $N_q (\varphi)$ facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation

Avec :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots \dots (I.2)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\text{tg}\varphi} \dots\dots\dots(I.3)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}\varphi \dots\dots\dots(I.4)$$

φ°	N_γ	N_q	N_c
0	0	1	5.14
5	0.1	1.6	6.5
10	0.5	2.5	8.4
15	1.4	4	11
20	3.5	6.4	14.8
25	8.1	10.4	20.7
30	18.1	18.4	30
35	41.1	33.3	46
40	100	64.2	75.3
45	254	135	134

Tableau (I .1) : Valeur des paramètres N_q N_c et N_γ selon (D.T.U.13.12).

Les différents termes sont les suivants :

1. Le premier terme ($1/2 \gamma B N_\gamma (\varphi)$) est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement
2. Le deuxième terme ($c N_c (\varphi)$) est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;
3. Le troisième terme ($(q + \gamma_2 D) N_q (\varphi)$) est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

Dans l'application pratique de cette méthode, on doit distinguer, selon la mécanique des sols classique, le calcul à court terme en conditions non drainées (en contraintes totale avec

$C = C_u$ et $\varphi = 0$) et le calcul à long terme en conditions drainées (en contraintes effectives avec $c = c'$ et $\varphi = \varphi'$).

I.4.1.2. Influence de la forme de la fondation. Charge verticale et centrée

La relation (1) est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs S_γ , S_c et S_q pour tenir compte de la forme de la fondation

$$q_L = 1/2 S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + S_c C N_c(\varphi) + S_q (q_0 + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \dots \dots \dots (I.5)$$

$S_\gamma = S_q = S_c = 1$ pour une semelle filante.

Fondation	Rectangulaire ou carrées (B/L =1)		Circulaire
S_γ	$1 - (0.2B/L)$	0.8	0.6
S_c	$1 + (0.2B/L)$	1.2	1.3
S_q	1	1	1
(1) conditions drainées seulement			

Tableau (I. 2) : Coefficients de forme d'après Terzaghi (conditions non drainées et drainées).

I.4.1.3. Influence de l'inclinaison et de l'excentrement de la charge

1. Méthode de Meyerhof

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B S_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma(\varphi) + C S_c d_c i_c N_c(\varphi) + S_q d_q i_q (q_0 + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \dots \dots \dots (I.6)$$

Avec ; i_γ , i_c et i_q coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

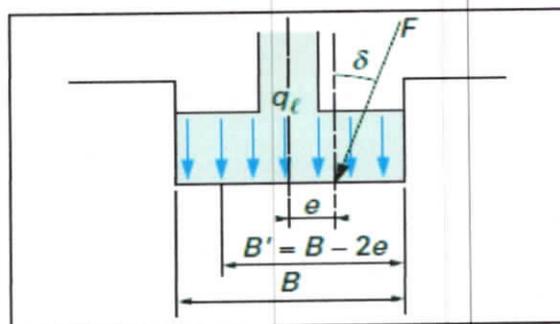


Figure (I.8) : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B.

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B (figure I.8), d'angle δ par rapport à la verticale, le DTU 13.12 propose les relations suivantes pour les coefficients i_γ , i_c et i_q dues à Meyerhof :

$$i_\gamma = (1 - \delta / \varphi')^2 \dots\dots\dots(I.7)$$

$$i_c = i_q = (1 - 2\delta / \pi)^2 \dots\dots\dots(I.8)$$

2. Influence de l'excentrement de la charge

Dans le cas d'une charge d'excentrement parallèle à B, on applique la méthode de Meyerhof qui consiste à remplacer, dans tout ce qui précède, la largeur par la largeur réduite ou effective

$$B' = B - 2e \dots\dots\dots(I.9)$$

Ce qui revient à avoir une fondation centrée sous la charge. Dans le cas d'un excentrement parallèle à la dimension L, on procède de même pour cette dimension

$$L' = L - 2e \dots\dots\dots(I.10)$$

La capacité portante Q_L totale est alors obtenue par :

$$Q_L = q_l B' L' \quad : \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée}$$

$$Q_L = q_l \pi B' B / 4 \quad : \text{pour une fondation circulaire}$$

Avec

q_l : contrainte de rupture définie ci-dessus, incluant tous les coefficients éventuels

B' : largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de l'excentrement,

L' : longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement.

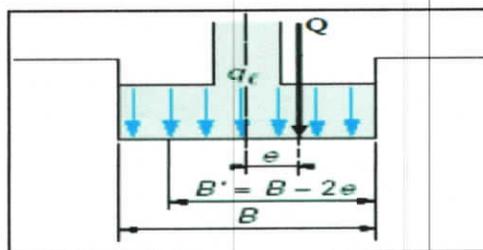


Figure (I.9) : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \dots\dots\dots(I.11)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \dots\dots\dots(I.12)$$

$$N_q = (e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})) \dots\dots\dots(I.13)$$

ϕ°	N_γ	N_q	N_c
0	0	1	5.14
4	0.04	1.43	6.19
8	0.21	2.06	7.53
12	0.60	2.97	9.28
16	0.29	3.59	10.73
20	3.87	6.40	14.83
24	5.72	9.60	19.32
28	11.19	14.72	25.80
32	22.02	23.18	35.49
36	44.43	37.75	50.59

Tableau (I.3) : Valeurs des coefficients de capacité portante N_γ , N_q , N_c en fonction de ϕ .

Pour tenir compte de la résistance du sol au dessus de la base de la fondation, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \tan(\pi/4 + \phi/2) \dots\dots\dots(I.14)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad ; \quad \text{si } \phi = 0^\circ \dots\dots\dots(I.15)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1(D/B) \tan(\pi/4 + \phi) \quad ; \quad \text{Si } \phi > 10^\circ \dots\dots\dots(I.16)$$

I.4.1.4. Fondation sur sol hétérogène

Une fondation repose souvent sur un massif constitué de plusieurs couches de sol ; la vérification de la contrainte admissible pour le niveau d'assise n'est pas à elle seule suffisante. Les valeurs des facteurs de portance indiqués ci-dessus sont valables dans le cas d'un sol homogène, ou bien homogène sur une épaisseur relativement importante. L'épaisseur doit être suffisante pour que le mécanisme de rupture puisse s'y développer.

Dans le cas d'un sol hétérogène, il est aussi nécessaire de vérifier, sur une profondeur déterminée, que les contraintes transmises aux couches sous-jacentes soient admissibles.

Par ailleurs, dans le cas d'une couche de sol homogène reposant sur une couche de sol molle de qualité moindre, on peut appliquer la méthode de la semelle fictive.

Avec cette méthode, on suppose que la fondation est placée sur la surface supérieure de la couche molle. On suppose que la fondation a une largeur égale à celle obtenue en supposant une diffusion avec la profondeur de la contrainte à 1 pour 2 ou avec un angle de 30°.

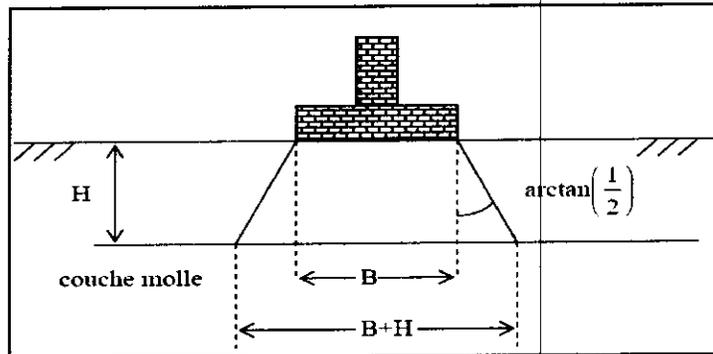


Figure (I.10) : Méthode de la semelle fictive.

I.4.2. Calcul de la capacité portante à l'aide des essais au pressiomètre Ménard

1. Formule générale : charge verticale centrée

Cette méthode a été développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_p (p_l - p_0) = q_0 + k_p p_l^* \dots\dots\dots (I.17)$$

Pour une profondeur d'encastrement D de la fondation on a :

$$q_0 = \gamma_2 D \dots\dots\dots (I.18)$$

q_0 : la contrainte verticale totale

P_l : est la valeur de la pression limite mesurée au niveau de la fondation ;

P_0 : est la contrainte horizontale initiale du sol au repos mesurée au niveau de la fondation ;

Les valeurs de P_l et de P_0 sont déterminées après exploitation des résultats d'un essai pressiométrique, elles figurent sur une fiche d'un sondage pressiométrique

$$P_L^* = p_l - p_0 \dots\dots\dots (I.19)$$

P_L^* : est dite pression limite nette

k_p : Est un facteur de portance qu'on détermine à partir du tableau 4 et 5.

Pour un terrain non homogène, est remplacée par la pression limite nette équivalente p_l^* correspondant à la moyenne géométrique de p_l^* entre les niveaux D et D + 1,5.B

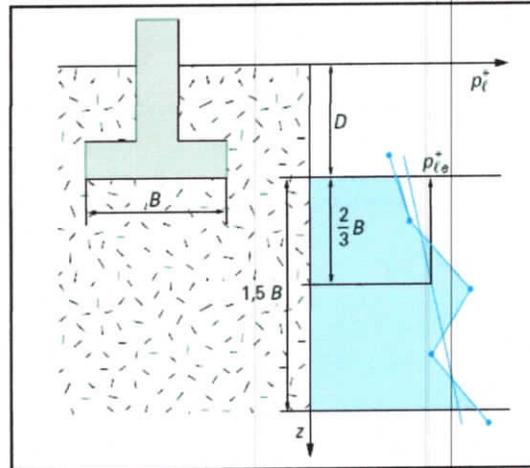


Figure (I.11) : Définition de la pression limite nette équivalente.

La contrainte admissible et donnée par

$$q_{ad} = q_0 + \frac{k_p}{3} p_{le}^* \dots\dots\dots (I.20)$$

Classe de sol		Pressiomètre pr (MPa)
Argiles, limons	A-argiles et limons mous	<0.7
	B-argiles et limons fermes	1.2 à 2.0
	C-argile très fermes à dures	>2.5
Sables, graves	A-Lâches	<0.5
	B-moyennement compacts	1.0 à 2.0
	C-compacts	> 2.5
Craies	A-molles	<0.7
	B-altérées	1.0 à 2.5
	C-compacts	>3.0
Marnes, marno-calcaires	A-tendres	1.5 à 4.0
	B-compacts	4.5
Roches(1)	A-Altérées	2.5 à 4.0
	B-fragmentées	>4.5

Tableau (I.4) : Définition des catégories conventionnelles des sols.

Type de sol	Expression de k_p
Argiles et limons A, craies A	$0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0.8 \left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0.80 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1.3 \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

Tableau (I.5) : Facteur de portance pressiométrique

I.5. Tassement des fondations superficielle

La vérification des tassements constitue une étape intégrale du processus de dimensionnement d'une fondation superficielle des ponts en béton armé, puisque c'est bien évident que le critère de tassement est le plus critique que celui de la capacité portante dans la conception de fondations superficielles, surtout pour une largeur de la fondation supérieure à 1,5 m, ce qui est souvent le cas (Braja et et Nagaratnam Sivakugan,2007). En général, les tassements des fondations superficielles telles que les semelles filantes sont limitées à 25 mm (Terzaghi et al. 1996).

I.5.1. Définition

Le tassement d'un ouvrage est une phénomène d'interaction sol/fondation. Il s'agit couramment de l'action de la fondation sur le sol, par le biais de surcharge qui lui est transmises. Le tassement de la fondation est en général La résultant de trois composantes :

$$S = S_i + S_c + S_f \dots\dots\dots (I.21)$$

Le tassement est appelé un tassement instantané, se manifeste au début du chargement suite à une déformation du sol à volume constant. Il est prépondérant dans les sols pulvérulents.

Le tassement S_c est causé par une consolidation primaire du sol. Il est prépondérant dans les sols fins saturés.

Le tassement S_f est causé par une consolidation secondaire ou « fluage » dans laquelle la déformation du sol évolue lentement sous des contraintes effectives constantes dans le temps.

Ce tassement est prépondérant dans les sols organiques ou mous saturés (Plumelle., 2013)

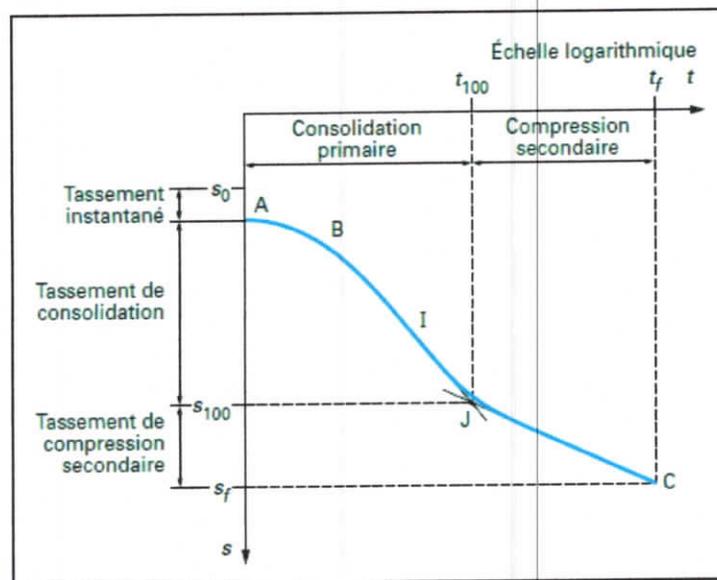


Figure (I.12) : Tassement instantané, primaire et secondaire des sols

La courbe présente d'abord un palier sensiblement horizontal AB, une partie BI décroissante, à concavité tournée vers le bas, puis, au-delà du point d'inflexion I, une partie IC à concavité tournée vers le haut. La pression interstitielle est considérée comme dissipée au temps, noté t_{100} , correspondant au point d'intersection J de la tangente à la courbe au point d'inflexion I, et de l'asymptote à la partie IC de la courbe. On note la valeur du tassement correspondant S_{100} , ainsi que celle du tassement en fin d'essai S_f , (indice des vides e_f).

1.5.2 Etude Bibliographique sur le tassement des fondations superficielles

Les méthodes les plus utilisées pour le calcul de tassement des fondations superficielles, discuté couramment dans les manuels, ce sont des méthodes similaires à celui proposé par Terzaghi et Peck (1948). Après on trouve dans la littérature des méthodes plus récentes comme celle de Berardi et Lancellotta (1991) et Mayne et Poulos (1999). Douglas (1986) a signalé l'existence de plus de 40 méthodes différentes d'estimation des tassements dans les

sols granulaires. Toutes ces méthodes montrent que la pression appliquée, la rigidité de sol et la largeur de la fondation sont les trois variables les plus importants qui affectant les tassements dans les sols granulaires [Braja et al,2007]. En ce qui concerne les observations de tassements admissibles disponibles pour les ponts sont nettement moins nombreuses que pour les bâtiments ([Frank,1994]). La première étude exhaustive des déplacements admissibles pour les ponts semble avoir été lancée aux États-Unis d'Amérique et au Canada, sous forme d'une enquête par le Transportation Research Board pour les 120 cas analysés de culées et piles fondées sur semelles filantes. On n'y distingue pas le type ou la taille du pont, mais les données concernent tant les déplacements horizontaux que les tassements verticaux Les déplacements qualifiés d'admissibles, de dommageables mais admissibles et, enfin, d'inadmissibles sont reportés sur la figure 1 [Bozouk,1978]. Plus récemment, une étude exhaustive sur les déplacements admissibles des ponts routiers a été entreprise par la Federal Highway Administration (FHWA), 314 ponts aux États-Unis et au Canada (dont certains faisaient partie de l'enquête précédente) ont ainsi été analysés [Moulton,1986]. Au vu de ces observations les limites suivantes sont proposées pour le tassement vertical ($S_v < 50$ mm) et le déplacement horizontal ($S_h < 25$ mm).

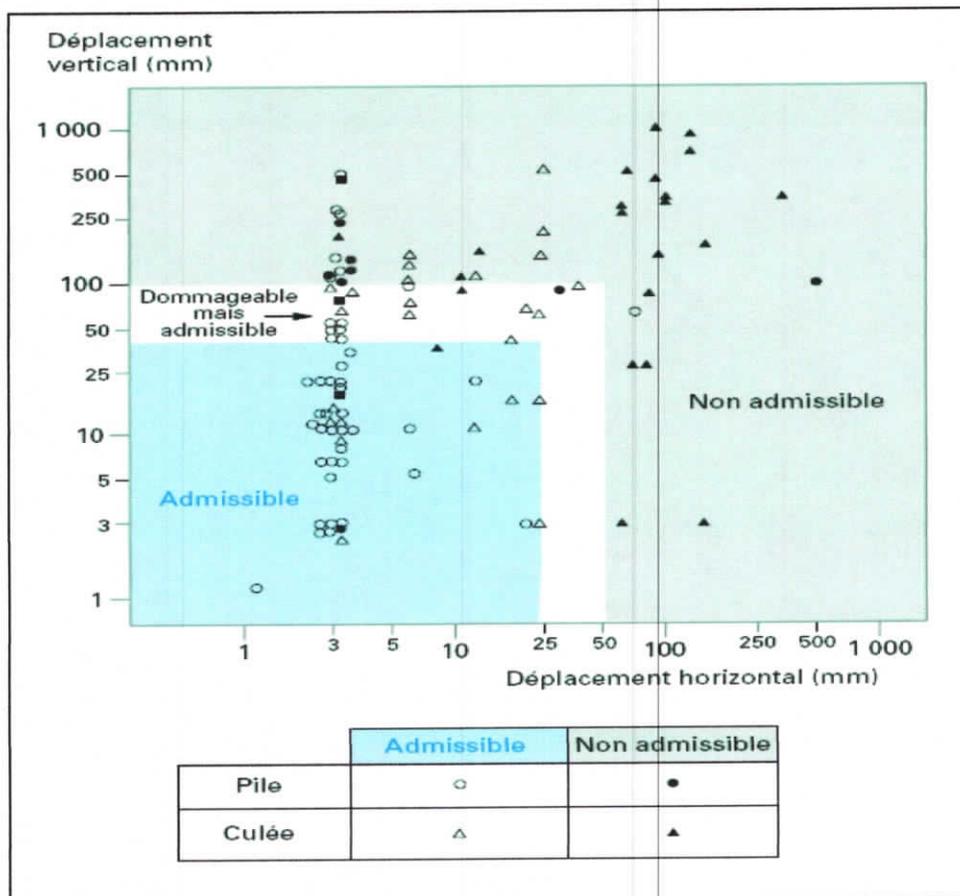


Figure (I.13) : Comportement de culées et de piles de ponts sur semelles filantes (Bozouk,1978).

I.5.2. Méthode de calcul des tassements des fondations superficielles

Après s'être assuré que le critère de rupture est respecté (états limites de mobilisation de la capacité portante), il faut vérifier que le tassement de la fondation est acceptable pour la structure (état limite vis-à-vis des déformations). Une estimation correcte des tassements primordiale, car c'est souvent ce critère qui limite les possibilités de fondation sur semelle superficielle. (Philiponat., 2002).

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

- A. Les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai oedométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents ;
- B. Les méthodes à partir des essais en place, très utilisées notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire.

On donne ci-dessous les méthodes de calcul du tassement les plus utilisées à partir de l'essai oedométrique, la théorie de l'élasticité, de l'essai au pressiomètre Ménard, On évoque aussi le calcul des tassements par la méthode des éléments finis qui est une des grandes voies pour résoudre les problèmes complexes de déformations et de déplacements dans la géotechnique contemporaine. (Ménad et Nicolas., 2008).

I.5.2.1. Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité

Le tassement s d'une fondation de forme circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante :

$$S = q \frac{1-\nu^2}{E} BC_f \dots\dots\dots(I.22)$$

Avec

- S: tassement,
- q : contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne),
- E : module d'Young
- ν : coefficient de Poisson du massif de sol,
- B : largeur ou diamètre de la fondation,
- C_f : coefficient dépendant de la forme de la fondation, de sa rigidité

Giroud, (1972) donne sous forme d'un tableau les valeurs usuels des C_f pour les deux type de fondation : rigide et souple.

L/B		circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide		0.79	0.88	1.2	1.43	1.59	1.72	1.83	1.92	2.0	2.07	2.13	2.73	2.54
Fondation souple	center	1.00	1.12	1.53	1.78	1.96	2.10	2.22	2.32	2.4	2.48	2.54	2.80	2.99
	bord	0.64	0.56	0.76	0.86	0.98	1.05	1.11	1.16	1.2	1.24	1.27	1.40	1.49

Tableau (I.6) : Valeurs du coefficient C_f d'après Giroud (1972).

I.5.2.2. Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai oedométrique

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents est l'essai oedométrique.

Il s'agit d'un essai de consolidation uniaxiale (déformations latérales nulles). A partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai, on peut définir :

1. Soit des modules sécants, appelés modules « oedométriques » E_{oed} , rapports des variations de contrainte effective aux variations de volume (ou les coefficients de compressibilité m_v , rapports des variations de volume aux variations de la contrainte effective, c'est à-dire $m_v = 1/E_{oed}$) ;
2. Soit, dans le cas des sols fins, l'indice de compression C_c (respectivement l'indice de gonflement C_s), lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement surconsolidé).

À partir de la distribution avec la profondeur de l'un ou l'autre de ces paramètres, ainsi que de celle de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu, S_{oed} . Dans le cas de l'utilisation de l'indice de compression C_c , S_{oed} est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène :

$$S_{oed} = H \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \dots\dots\dots(I.23)$$

Avec :

H : épaisseur de la couche de sol compressible,

e_0 : son indice des vides initial (avant consolidation),

σ'_{v0} : contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche,

$\Delta\sigma_z$: accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche,

σ'_p : pression de préconsolidation

Dans le domaine surconsolidé (si $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$) le calcul est le suivant :

$$S_{oed} = H \frac{C_s}{1+e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_{v0}} \dots\dots\dots(I.24)$$

Pour la partie $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z < \sigma'_p$.

C_s , l'indice de gonflement, est nettement plus faible que C_c et le tassement dans le domaine surconsolidé peut être négligé dans certaines conditions, par rapport au tassement dans le domaine normalement consolidé.

I.5.2.3. Calcul des tassements par les résultats de l'essai au pressiomètre Ménard

Pressiomètre Ménard que l'on expose dans ce paragraphe est basée sur les recommandations du Fascicule 62 titre V. Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais.

Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B . Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par : (10 ans) = $S_c + S_d$; telle que :

S_c est le tassement volumique et S_d est le tassement déviatorique.

Si la fondation a un encastrement presque nul, il faut majorer le tassement obtenu de 20%.

Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par :

$$S_c = (q - \sigma_v) / \lambda_c B a / 9E_c \dots\dots\dots(I.25)$$

$$S_d = 2 (q - \sigma_v) B_0 (\lambda_d B / B_0)^a / 9E_d \dots\dots\dots(I.26)$$

Avec

q : contrainte verticale appliquée par la fondation,

σ_v : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation,

λ_c et λ_d Coefficients de forme, donnés dans le tableau 9, a coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps, donné dans le tableau (I.7)

Chapitre I : Etude bibliographique sur le comportement des fondations superficielles

B : largeur (ou diamètre) de la fondation,

B_0 : une dimension de référence égale à 0,60 m,

E_c et E_d : modules pressiométrique équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique, respectivement.

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau (I.7) : Coefficients de forme λ_c et λ_d .

Type	Tourbe	Argile		Limon		sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/ p_i	α		α						
Surconsolidé Ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9à16	2/3	8à14	1/2	7à12	1/3	6à10	1/4	Normal	1/2
Sousconsolidé altéré et remanié ou lâche										Très fracturé	1/3
		7à9	1/2	5à8	1/2	5à7	1/3			Très altéré	2/3

Tableau (I.8) : Coefficient rhéologique α

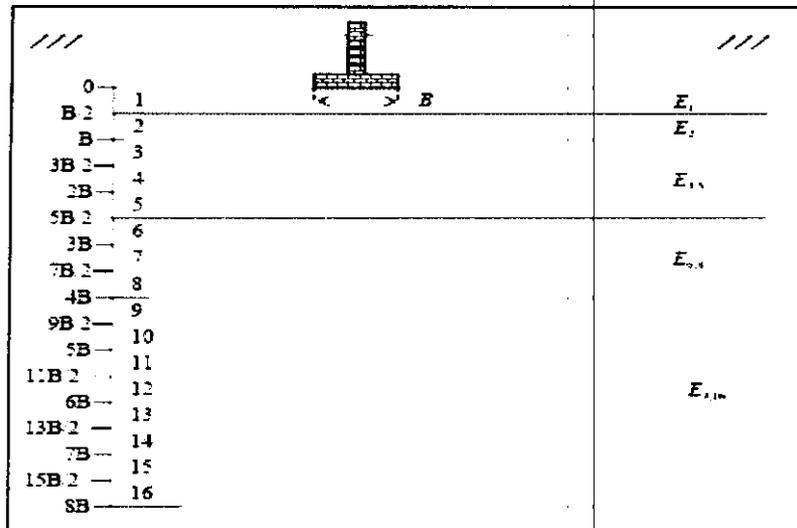


Figure. (I.14) : Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation.

Les modules E_c et E_d sont calculés de la manière présentée dans ce qui suit. La figure.I.13 indique les notations utilisées pour le calcul. On note par E_1 le module mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation :

$$E_c = E_1 \dots\dots\dots (I.27)$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}} + \frac{1}{2.5E_{9,16}} \dots\dots\dots (I.28)$$

E_y , étant la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur $iB/2$ à la profondeur $jB/2$.

I.5.2.4. Calcul de tassement par la méthode des éléments finis

La MEF est une procédure computationnelle qui peut être utilisée pour obtenir une solution approximative à un problème de valeur limite. Des équations mathématiques se sont rapprochées par une série d'équations algébriques qui impliquent des quantités qui sont évaluées à points discrets dans la région d'intérêt. Les équations des éléments finis sont formulées et ont résolues dans une telle façon comme à minimiser l'erreur dans la solution approximative. Cette partie présente seulement un contour de base de la méthode. Elle est limitée à :

- Elasticité linéaire et élasto-plasticité
- Déformation plane bidimensionnelle

La première étape dans aucune analyse par MEF est créer un maillage EF. Le maillage consiste en éléments reliés ensemble aux nœuds.

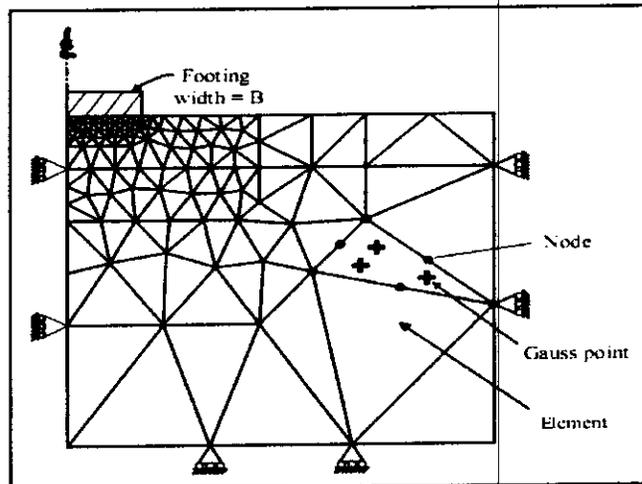


Figure (I.15) : Maillage du sol en utilisant le logiciel PLAXIS.

Les nœuds sont les points où les valeurs des variables fondamentales sont calculées. Pour une approximation de la base des déplacements, les variables fondamentales sont des déplacements. Les valeurs de déplacement nodal sont interpolées dans les éléments pour donner des expressions algébriques pour les déplacements, et les déformations, partout dans la maille complète. Une loi constitutive est utilisée alors pour relier les déformations avec les contraintes et cela va conduire au calcul de forces qui agissent aux nœuds de l'élément. Les forces nodales sont en rapport avec les déplacements nodaux par équations qui se sont installées et sont résolues dans le programme de l'élément fini pour trouver des valeurs des déplacements nodaux.

1.6. Conclusion

Une fondation superficielle est une fondation dont l'encastrement D dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur B . Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol.

Un projet de fondation superficielle correct doit répondre aux préoccupations suivantes :

La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximum qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, le cas général pour un calcul de la capacité portante est celle d'une fondation superficielle sous charge verticale, on tous les autres cas (charge inclinée, charge excentrée, etc.....).

Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition de fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable.



Chapitre II

II.1. Aperçue théorique sur le phénomène du fluage des sols fins

II.1.1. Généralité sur les sols fins

Comme tous les autres types de sols, les sols fins sont des matériaux meubles issus de la dégradation et de la décomposition des roches par des agents atmosphériques et des actions biologiques. Ils sont caractérisés par une forme en feuille (le rapport de la longueur sur l'épaisseur est supérieure à 10), ce qui donne aux particules une apparence semblable à celle d'une feuille de papier. En général ces particules sont plus flexibles que les particules volumineuses. Les sols qui en sont constitués sont donc plus compressibles et ils se déforment facilement sous l'effet d'une charge statique, par contre, ils peuvent présenter une meilleure stabilité face aux vibrations et aux chocs (Xiang-Ling LI, 1999).

II.1.2 les argiles

Sont constituées de particules cristallines qui proviennent de la décomposition chimique des constituants de roche. Le diamètre équivalent des particules d'argile varie approximativement de 1 nm à 0.002 mm. (Robitaille et Tremblay, 1997).

D'une manière générale, un sol contenant plus de 3% de particules argileuses possède déjà des propriétés d'un sol argileux. Lorsque la proportion de particules argileuses dépasse 30%, le sol est considéré comme une argile. Les particules d'argile présentent la fraction minérale inférieure à 2 μm . Les argiles étant pratiquement imperméables.

II.1.3. Principaux types d'argile

Les argiles sont essentiellement composées de minéraux argileux. Les caractéristiques physico-chimiques de ces derniers sont donc des facteurs déterminants pour le comportement mécanique. Les trois familles les plus connues de minéraux argileux sont la kaolinite, la montmorillonite et l'illite : (Xiang-Ling LI, 1999).

- 1) **La kaolinite** : Les argiles de la famille kaolinite sont les constituants essentiels de la plupart des argiles utilisées en céramique. Ces minéraux sont relativement inactifs, non gonflent. La formule chimique de cette famille est de type $[\text{Si}_2\text{Al}_2\text{O}_5(\text{OH})_4]$ pour demi-maille, elle est donc assez riche en alumine.
- 2) **L'illite** : Les argiles de la famille de l'illite sont parmi les minéraux les plus répandus à la surface de la terre. La structure de l'illite est analogue à celle des micas, mais la maille est beaucoup plus finement divisée. Elles sont moyennement gonflantes. La

formule chimique pour une demi-maille de l'illite est de forme $[Si (4-x) Al_xAl_2O_{10}(OH)_{2x}K]$.

- 3) **La montmorillonite** : Elles et constituée de deux feuillets tétraédrique placés de part et d'autre d'un fouille octaédrique contenant des atomes d'aluminium, elles peuvent absorber de l'eau dans les proportions considérables, donnant lieu à des gonflements caractéristiques La montmorillonite est alors une famille de minéraux argileux actifs La formule chimique pour une demi-maille de montmorillonite est de forme $[Si_4Al(2-x)Mg_xO_{10}(OH)_2x]$.

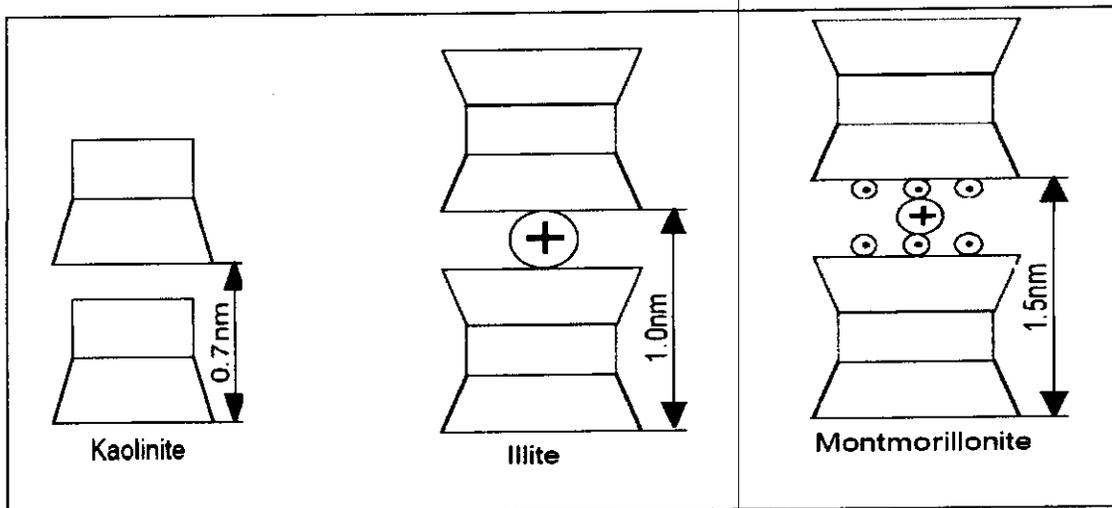


Figure (II.1) : Principaux types d'argile.

Type d'argile	Feuillets élémentaires	Nombre de feuillets par particule	Dimension d'une particule		Surface spécifique en m^2/g
			Largueur en μm	Epaisseur en μm	
kaolinite		100-150	1	0.1	20-70
Illite		10	0.3	0.01	10-40
Montmori-llonite		1	1	0.001	100

Tableau (II.1) : Caractéristique géométriques des différents types d'argile.

II.1.4. Caractéristique des sols argileux

II.1.4.1. Caractéristiques physiques

L'argile en particulier a fait l'objet de nombreux travaux de recherche sur sa nature minéralogique (Kamel M.W, 1981 ; Rico, 1984 ; Tardy et touret, 1988). La différenciation entre les différents types d'argile se fait essentiellement par un certain nombre d'essais de laboratoire ou in situ, qui permettent de déterminer les paramètres d'argiles d'état et de nature du matériau (voir tableau II.2), ainsi que son comportement mécanique et hydraulique.

Caractéristique physique	notation	Valeur moyenne	Unité
Poids volumique humide	γ ou γ_h	16 à 22	kN/m ³
Poids volumique sec	γ_d	10 à 20	kN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	19 à 22	kN/m ³
Poids volumique déjaugé	γ'	9 à 12	kN/m ³
Densité relative	G_s	2.60 à 2.86	/
Porosité	n	0.2 à 0.8	/
Indice des vides	e	0.3 à 1	/
Teneur en eau	W	10 20	%

Tableau (II.2) : Caractéristique physique générale des argiles

1) Paramètres d'état

L'eau joue un rôle très important sur les propriétés physiques des sols fins, ainsi, deux variables sont nécessaires pour décrire l'état d'un sol (NFP94-050) pour les mesures des teneurs en eau et (NFP94-053) pour les masses volumiques :

- La teneur en eau, w exprimée en %
- Le poids volumique sec et/ou humide γ exprimé en kN/m³.

Certains paramètres d'état, nécessaires à la caractérisation du matériau naturel, font appel aux limites d'Atterberg. Les études de (Baver, 1930 ; Combeau et Quantin, 1963) ont montré que les limites d'Atterberg dépendent étroitement de la granulométrie de l'échantillon. Les valeurs des limites de liquidité et de plasticité ainsi que celle de l'indice de plasticité augmentent régulièrement avec le taux d'élément fins dans le sol.

2) Paramètres de nature

Ces paramètres se composent de la granulométrie, de l'argilosité et de la minéralogie.

- La granulométrie, de l'argile se fait par le tamisage ou la sédimentation. L'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentation est effectuée suivant les normes (NFP94-056) et (NFP94-057). La répartition des tailles des grains de sol est prise en compte jusqu'à 80 μm . c'est-à-dire que la fraction granulaire d'argile reste inférieure à 80 μm . il est défini également la notion de « teneur en argile » qui est le pourcentage d'éléments inférieurs à 20 μm .
- L'argilosité, est déterminée par l'indice de plasticité IP suivant la norme (NF P94-51). Il mesure l'étendue de la plage des teneurs en eau dans laquelle le sol et de la quantité des minéraux argileux qu'il contient. Il est d'autant plus élevé que les sols fins à l'eau (Saadi, 2003).
- La minéralogie, consiste en la détermination de la composition chimique, par les méthodes courantes, fluorescence X, absorption atomique, etc.

II.1.4.2. Caractéristiques mécaniques

Le comportement mécanique des matériaux est caractérisé par des paramètres qui permettent d'estimer les tassements, les compressibilités ou la consolidation, et la résistance au cisaillement des sols, (LE Thib Ngochà, 2009). Ces paramètres sont obtenus à partir des essais géotechniques en laboratoire, notamment :

- L'essai de compactage Proctor, il a pour objectif d'étudier l'influence de la teneur en eau d'un échantillon de sol sur les poids volumiques sec de cet échantillon soumis à une énergie de compactage déterminée, il permet ainsi, de déterminer la teneur en eau optimale nécessaire pour avoir la densité maximale du sol ou des matériaux analysés.
- L'essai de Proctor immédiat (IPI), à teneur en eau naturelle exprime la capacité au poinçonnement d'une éprouvette de sol compacté à énergie Proctor
- L'essai de cisaillement direct à la boîte, a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol (la contrainte au cisaillement à la rupture t), ainsi que les caractéristiques mécaniques (c et ϕ) pour une contrainte normale donnée, suivant un plan de cisaillement horizontal imposé.
- L'essai de cisaillement à l'appareil triaxiale, a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques (c et ϕ) pour une contrainte de confinement donnée.

Chapitre II : Comportement différé des sols et l'interaction sol-structure

- L'essai de compression simple, a pour objectif de mesurer la force axiale de rupture de l'échantillon sous une vitesse de compression donnée.
- L'essai oedométrique, permet d'évaluer le tassement et le gonflement du matériau au cours du temps. il permet également de classer les sols vis-à-vis de leur compressibilité. (Boucly-Norotte 1991)

Type du sol	C' (kPa)	ϕ' (degré)
<u>Normalement consolidées :</u>		
Argile grise (Narbonne)	0	34
Argile organique (Narbonne)	11	31
Vase (Martrou)	13	26
Argile organique (Lanester)	7	31
Argile organique (Cubzac)	10	29
Argile molle (Cran)	0	34
<u>Surconsolidées :</u>		
Argile verte (Romainville)	19	20
Argile du toarcien (ville au val)	10	27
Argile du sparnacien (provins)	16	14
Argile des Flandres	24	22
Argile de l'oligocène (Sallèdes)	16	23
Argile de l'albien (vallon des Bottentuits)	30	21

Tableau (II.3) : Valeurs types de l'angle de frottement et de la cohésion pour quelques argiles (Philippe MESTAT, 1993).

Type d'argile	Module d'Young (Mpa)	Coefficient de poisson
Argile très molle	0,35 – 3	0,30 - 0,50
Argile molle	2 – 5	0,30 - 0,50
Argile moyenne	4 – 8	0,30 - 0,40
Argile raide	7 – 18	0,30 - 0,40
Argile sableuse	30 – 40	0,30 - 0,42

Tableau (II.4) : Les valeurs du module d'Young et du coefficient de poisson pour quelques argiles (Philippe MESTAT, 1993).

II.2. Consolidation et fluage des sols fins

II.2.1. Différents états initiaux du sol

Avant de construire un ouvrage, il faut connaître l'état initial du sol. Cet état initial dépend de son histoire géologique ou plus récemment d'un chargement anthropique. Pour déterminer cet état, on calcule la contrainte verticale effective actuelle σ'_{vo} à une profondeur donnée.

Le sol a connu dans son histoire une contrainte verticale, appelée contrainte de préconsolidation σ'_p , supérieure à sa contrainte actuelle σ'_{vo} , le sol sera qualifié de sol surconsolidé. Ce sont les cas de sols ayant connu des surcharges aujourd'hui disparues, à l'échelle géologique (glaciers, érosion, ...), ou à l'échelle humaine (surcharge temporaire).

Si le sol n'a pas connu dans son histoire une contrainte verticale σ'_p supérieure à sa contrainte actuelle σ'_{vo} , le sol sera qualifié de sol normalement consolidé. C'est le cas de sols récents (à l'échelle géologique).

Enfin, si le sol est en cours de consolidation (vases récentes, remblais hydrauliques), il tasse sous son propre poids. Le sol a une contrainte actuelle σ'_{vo} inférieure à la contrainte de préconsolidation σ'_p qu'il atteindra seulement quand la consolidation sera terminée. Dans ce cas, le sol sera qualifié de sous-consolidé (Plumelle., 2013)

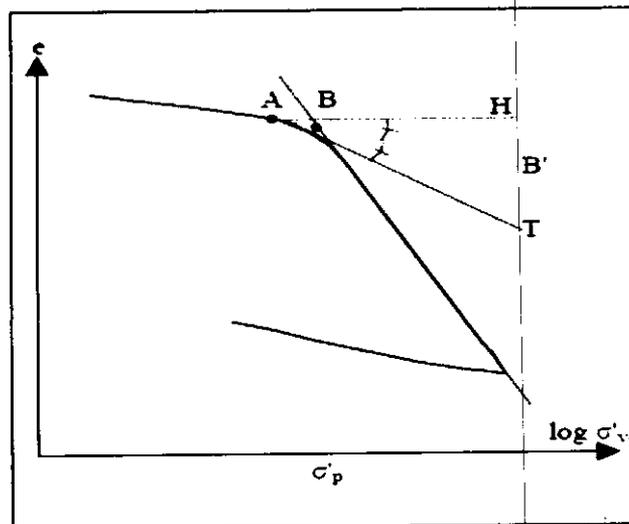


Figure (II.2) : Détermination de la contrainte de préconsolidation

En résumé

$$\sigma'_p > \sigma'_{vo}$$

Sol surconsolidé

$$\sigma'_p = \sigma'_{vo}$$

Sol normalement consolidé

$$\sigma'_p < \sigma'_{vo}$$

Sol sous-consolidé

II.2.2. Compressibilité

C'est l'étude de la relation contrainte-déformation du sol. L'étude de la compressibilité unidimensionnelle peut se faire par des essais à l'oedomètre. L'expérience montre que la compressibilité des sols ne suit pas la loi de l'élasticité linéaire ni même celle de l'élasticité non linéaire. La relation contrainte-déformation peut être représentée par plusieurs courbes. La déformation verticale est exprimée en fonction de la contrainte effective σ'_v (ou $\log \sigma'_v$), où bien, l'indice des vides e est exprimé en fonction de la contrainte effective σ'_v (ou $\log \sigma'_v$). Dans la majorité des essais oedométriques on trace la courbe e ($\log \sigma'_v$) dont la forme caractéristique est comme montrer ci-contre (Berga Abdelmadjid., 2003 et 2004).

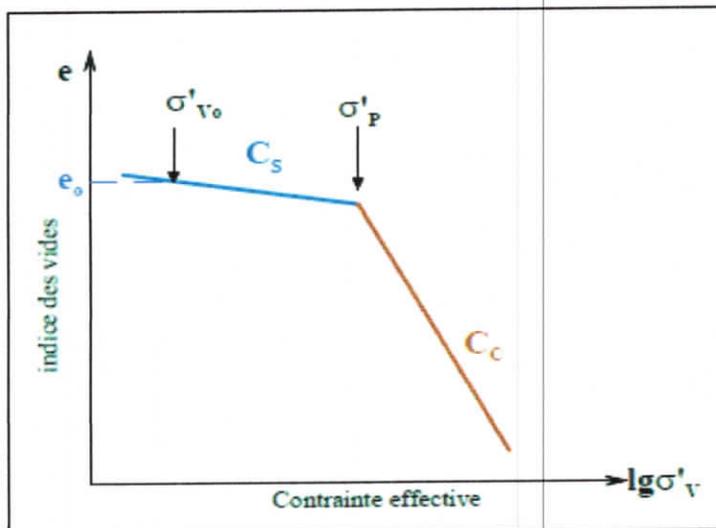


Figure (II.3) : Paramètres de la courbe oedométrique

- L'indice des vides initial e_0 correspondant à la contrainte initiale actuelle σ'_{v0} ;
- La pression de préconsolidation σ'_p
- L'indice de recompression $C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma'_v}$ (II.1)
- L'indice de compression $C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma'_v}$ (II.2)

Classe de sol	C_c	Type de sol
Incompressible	$C_c < 0,02$	Sable
Très peu compressible	$0,02 < C_c < 0,05$	
peu compressible	$0,05 < C_c < 0,10$	
Moyennement compressible	$0,10 < C_c < 0,20$	Kaolinites
Assez fortement compressible	$0,20 < C_c < 0,30$	Illites
Très compressible	$0,30 < C_c < 0,50$	
Assez fortement compressible	$0,20 < C_c < 0,30$	Illites
Extrêmement compressible	$0,50 < C_c$	montmorillonites

Tableau (II.5) : Classement de sol suivant les valeurs de C_c .

L'indice de compression est obtenu graphiquement à partir de l'essai de compressibilité à l'oedomètre. Il permet de représenter l'amplitude des tassements au delà de la préconsolidation. Effectivement, le tassement étant proportionnel au terme $\frac{C_c}{1+e_0}$, l'indice de compression est essentiel au géotechnicien pour déterminer si le tassement généré par un sol potentiellement gonflant est à l'origine des désordres observés lors de l'expertise.

On peut donner les appréciations suivantes :

$\frac{C_c}{1+e_0} < 0.015$	Sol incompressible
$0.015 < \frac{C_c}{1+e_0} < 0.05$	Sol peu compressible
$0.05 < \frac{C_c}{1+e_0} < 0.02$	Sol moyennement compressible
$\frac{C_c}{1+e_0} > 0.02$	Sol très compressible

Tableau (II.6) : Classement de sol suivant les valeurs terme $\frac{C_c}{1+e_0}$.

II.2.3. Phénomène de consolidation

Les principes de base de la consolidation des sols fins sont expliqués en détail dans les traités de mécanique des sols. Assimilant l'écoulement de l'eau dans les pores du sol à un problème de transfert de chaleur, Terzaghi (1925) a résolu le problème de la consolidation unidimensionnelle moyennant quelques hypothèses simplificatrices.

- 1) Le sol est homogène.
- 2) Le sol est saturé et le reste pendant toute la consolidation ; il est donc composé de deux phases seulement : le squelette et l'eau interstitielle.
- 3) L'eau et les particules solides sont incompressibles.
- 4) Les déformations du squelette sont uniquement verticales.
- 5) Il existe une relation linéaire entre la contrainte effective appliquée au squelette (et ses variations de volume.

Dès lors, il a été admis que le comportement en consolidation des sols argileux est régi par une loi fondamentale qui exprime les variations de la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles par l'équation suivante :

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \dots\dots\dots (II.3)$$

Dans laquelle C_v désigne le coefficient de consolidation du sol

Le coefficient de consolidation n'est pas une propriété intrinsèque du matériau, mais plutôt un paramètre qui dépend de la structure du sol, de sa compressibilité et de sa perméabilité. Il est donné par la relation suivante :

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \dots\dots\dots (II.4)$$

Dans laquelle $a_v = -\partial e / \partial \sigma$ désigne le coefficient de compressibilité du sol, k son coefficient de perméabilité et γ_w le poids volumique de l'eau interstitielle ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ dans la pratique de la mécanique des sols)

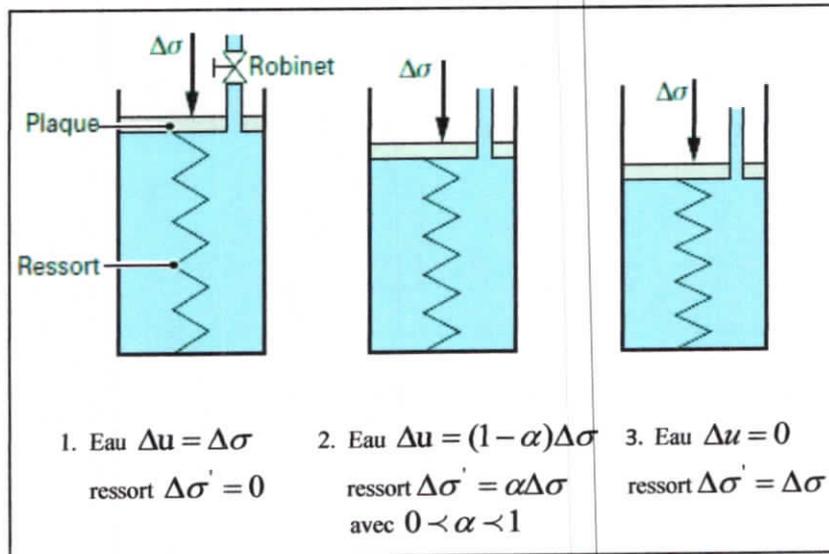


Figure (II.4) : Schéma de principe du phénomène de consolidation

- À l'instant initial (1) $t = 0$ (robinet fermé), la charge $\Delta \sigma$ appliquée à la plaque est transmise intégralement à l'eau, le ressort n'est pas sollicité.
- Après ouverture du robinet (2), l'eau s'échappe lentement au cours du temps, la charge étant reprise progressivement par le ressort.
- En fin de consolidation (3), la surpression dans l'eau est dissipée, l'écoulement s'arrête et la charge est entièrement transférée sur le ressort.

II.2.4. Fluage

Dans les calculs de consolidation primaire, on ne prend pas en compte la viscosité du sol. Celle-ci entraîne un fluage appelé aussi consolidation secondaire qui ne peut pas être négligé pour les argiles très plastiques, les vases ou tourbes.

Le fluage est la variation du tassement ou de la déformation $\epsilon(t)$ en fonction du temps t sous une contrainte effective constante $\sigma' = \sigma'_0$.

Classiquement, on sépare la consolidation primaire (tassement lent dû à l'expulsion d'eau) de la consolidation secondaire (tassement lent dû au fluage du squelette de particule de sol). Cette représentation est fautive. En effet, la consolidation primaire n'est pas instantanée, la contrainte effective se mobilisant lentement ; dès le début de l'essai oedométrique, sous l'accroissement de la contrainte effective due à la consolidation, le sol commence à fluer. On ne peut donc pas séparer artificiellement les deux types de tassement.

On peut considérer généralement que durant l'essai oedométrique conventionnel de 24h, la consolidation primaire est terminée bien avant 24h. En effet, si on prend une gamme

significative de valeurs de C_a on atteint un pourcentage de consolidation $U=95\%$ à partir de 20 minutes avec $C_a=10^{-7} \text{ m/s}^2$ et donc 200 minutes $C_a=10^{-8} \text{ m/s}^2$.

On représente les essais de fluage réalisés à l'oedomètre par le tassement ou la déformation volumique en fonction du logarithme du temps. (Plumelle., 2013)

II.2.4.1. Essai de fluage

Les courbes de tassement au cours du temps observé dans les essais oedométriques comportent habituellement une partie finale linéaire en fonction du logarithme du temps (figure I.12). Cette partie de la courbe de tassement a été appelée compression secondaire.

Pour certains sols, comme les tourbes ou les vases fortement organiques, cette compression secondaire représente une partie importante du tassement total du sol et il est important de bien définir la pente de cette courbe de compression secondaire. L'essai de fluage permet d'obtenir cette information. Cet essai, simplifié par rapport aux pratiques antérieures pour limiter sa durée, consiste à observer le tassement d'une éprouvette sous une charge maintenue constante pendant au moins 7 jours. Il comporte normalement trois paliers de chargement (et la contrainte effective finale sous l'ouvrage). La pente de la partie linéaire finale de la courbe de déformation en fonction du logarithme du temps est appelée taux de fluage et notée C_a :

$$C_a = \frac{\Delta H / H_0}{\Delta t \lg t} \dots\dots\dots(II.5)$$

Avec H_0 épaisseur initiale de l'éprouvette. On peut définir aussi l'indice de fluage C_{ae} , qui est la pente de la courbe de variation de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps, après la dissipation des surpressions interstitielles

$$C_{ae} = \frac{\Delta e}{\Delta t \lg t} = (1 + e_0) C_a \dots\dots\dots(II.6)$$

II.2.2.2. La courbe de fluage :

La Figure (II.5) donne la forme classique d'une courbe de fluage donnant la déformation en fonction du temps. Un essai de fluage se pratique très généralement sous une contrainte inférieure à la limite d'élasticité macroscopique du matériau. L'étape de mise en charge se traduit alors par une déformation élastique e_0 de l'éprouvette. La courbe de fluage permet généralement de différencier trois stades de fluage avant la rupture.

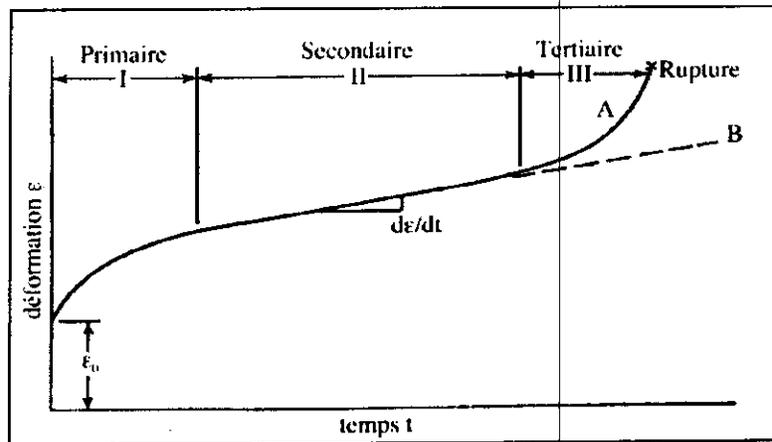


Figure (II.5) : Courbe de fluage typique présentant les trois stades du fluage.

1. **Le fluage primaire** : La première partie de la courbe correspond à une décroissance de la vitesse de déformation avec le temps. Ce premier stade du fluage est appelé fluage primaire, ou fluage transitoire, le fluage primaire est le régime de fluage prédominant.

La mise en équation du fluage primaire fait intervenir le temps.

2. **Le fluage secondaire** : Le deuxième stade du fluage est nommé fluage secondaire ou fluage stationnaire (en fait « en régime stationnaire »). Il se caractérise par une vitesse de déformation constante. Cette vitesse de déformation est appelée vitesse de déformation minimale et correspond au paramètre de dimensionnement le plus important que l'on puisse tirer de la courbe de fluage.
3. **Le fluage tertiaire** : Le troisième stade du fluage est nommé fluage tertiaire. Il apparaît essentiellement dans les essais menés sous charge constante, à forte contrainte lorsque la réduction de la section de l'éprouvette devient effective, soit lors de l'apparition d'une striction, soit à cause de la formation de vides internes à l'éprouvette. Ce troisième stade du fluage est souvent associé à des modifications métallurgiques comme le grossissement des précipités, la recristallisation.

II.2.3. Lois de comportement de fluage des sols

II.2.3.1. Modèles élémentaire unidimensionnels de fluage

Pour décrire le comportement visqueux des sols et des matériaux en générale, on utilise des modèles rhéologiques. Ces modèles, plus au mois complexe, sont composés de ressort, l'amortisseur, patin

a. Descriptions de la viscosité

Un matériau est visqueux si l'on a la relation bijective suivante :

$$\sigma = f(\dot{\epsilon}) \dots \dots \dots (II.7)$$

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt} \dots \dots \dots (II.8)$$

Avec $\dot{\epsilon}$ la vitesse de déformation

Le matériau est dit à viscosité newtonienne si la relation est linéaire

$$\sigma = \eta \dot{\epsilon} \dots \dots \dots (II.9)$$

Avec η le coefficient de viscosité

On représente la viscosité par un amortisseur en (figure II.6) cet amortisseur ne peut subir aucun déplacement instantané

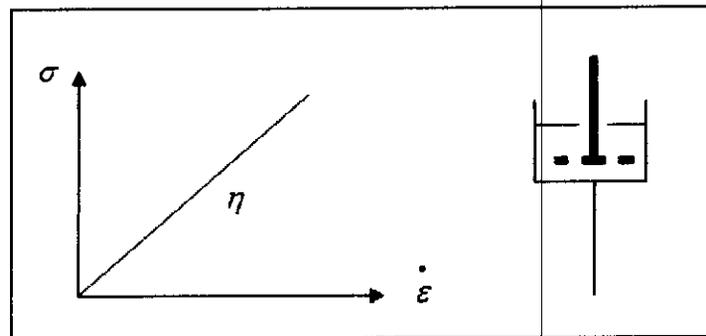


Figure (II.6) : Représentation de l'amortisseur et relation contrainte/vitesse de déformation

1. Modèle viscoélastique de maxwell

On utilise un modèle avec un amortisseur et un ressort en série (figure II.7). On a des variables observable (ϵ et σ) et des variables non observable ou cachés (ϵ_e et ϵ_v)

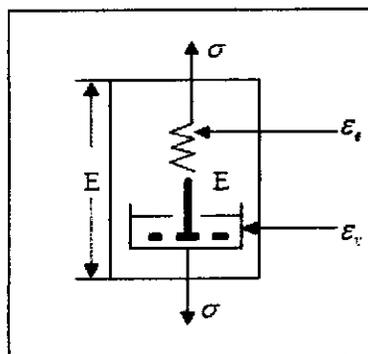


Figure (II.7) : Modèle de maxwell

En éliminant les variables cachées, on établit l'équation différentielle du modèle de maxwell

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\eta} \dots\dots\dots (II.10)$$

Pour calculé le fluage, en écrit que la contrainte appliquée σ_0 est constante.

D'où la solution complète :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} + C \dots\dots\dots (II.11)$$

Au temps $t=0$

$$\varepsilon(0) = \frac{\sigma_0}{E} \dots\dots\dots (II.12)$$

D'où l'équation du fluage :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} + \frac{\sigma_0}{\eta} t \dots\dots\dots (II.13)$$

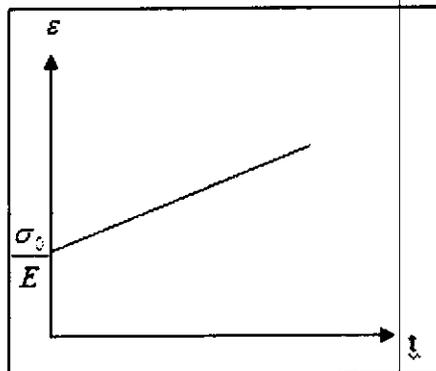


Figure (II.8) : Courbe de fluage avec le modèle de maxwell

Dans ce modèle, le ressort indique un tassement immédiat, sans consolidation, suivi du fluage. Cette courbe de fluage (figure.II.8) montre qu'il n'y aucune stabilisation ; le comportement est celui d'un liquide, par exemple d'une argile à une teneur en eau supérieure à la limite de liquidité

2. Modèle viscoélastique de kelvin-Voigt

On peut modélise le fluage de l'argile par le modèle de kelvin-Voigt, pour lequel on a en série un 1er ressort avec en parallèle un 2ème ressort et un amortisseur (figure II.9).

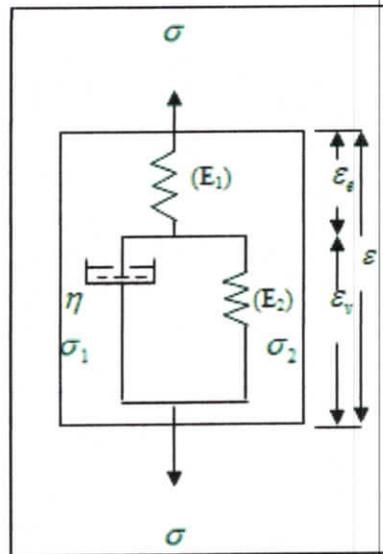


Figure (II.9) : Modèle kelvin-Voigt

Le premier ressort donne le tassement instantané, le second ressort, en parallèle avec l'amortisseur, représente le tassement diffère. C'est une représentation très simplifiée qui a servi de modèle dans les anciennes simulations du fluage. Cette représentation découple le fluage de la consolidation primaire. Dans ces conditions, le premier ressort représenterait le tassement de consolidation primaire (expulsion d'eau), le second ressort et l'amortisseur, le fluage.

Les variables observables sont σ et ε et leurs dérivées.

Les variables cachées sont $\sigma_1, \sigma_2, \varepsilon_e, \varepsilon_v$ et leurs dérivées

En éliminant les variables cachées, on établit l'équation différentielle du modèle de kelvin-Voigt

$$\frac{\dot{\sigma}}{E_1} + \frac{(E_1 + E_2)\sigma}{\eta E_1} = \dot{\varepsilon} + \frac{E_2}{\eta} \varepsilon \dots\dots\dots (II.14)$$

Pour calculer le fluage, on écrit que la contrainte appliquée σ_0 est constante.

D'où la solution complète :

$$\varepsilon(t) = C e^{\frac{-E_2 t}{\eta}} + \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right) \sigma_0 \dots\dots\dots (II.15)$$

Au temps $t \rightarrow \infty$, il ne reste que les deux ressorts en série figure (II.11)

$$\varepsilon(\infty) = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{E_2} \dots\dots\dots (II.16)$$

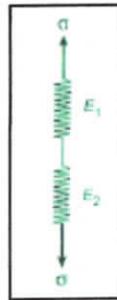


Figure (II.10) : Modèle de kelvin –Voigt pour un temps de fluage infini

Au temps $t = 0$, l'amortisseur n'étant pas activé instantanément, le comportement du modèle est celui du 1er ressort.

$$\varepsilon(0) = \frac{\sigma_0}{E_1} \dots\dots\dots (II.17)$$

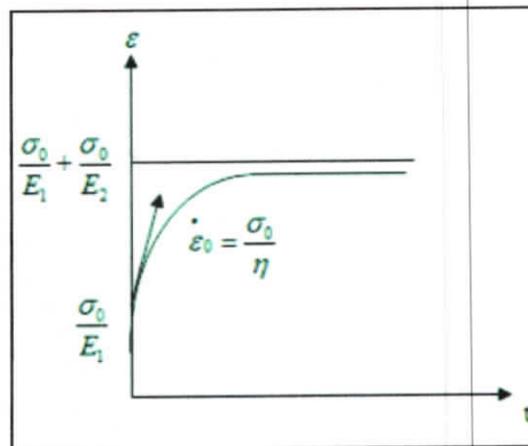


Figure (II.11) : Courbe de fluage avec le modèle de kelvin-Voigt

D'où la solution définitive :

$$\varepsilon(t) = -\frac{\sigma_0}{E_1} e^{-\frac{E_2 t}{\eta}} + \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right) \sigma_0 \dots\dots\dots (II.18)$$

Qui permet de tracer la courbe de fluage figure (II.11)

L'essai de fluage permet donc de déterminer E_1 et E_2 et la viscosité, donc de connaître toutes les caractéristiques du modèle. La courbe de fluage monte qu'après un certain temps il n'est y a plus de déformation différée, ce qu'il n'est qu'une approximation.

3. Modèle viscoplastique de Bingham

Le modèle de Bingham se compose d'un patin, de seuil S , et d'un amortisseur en parallèle de viscosité η (figure II.12)

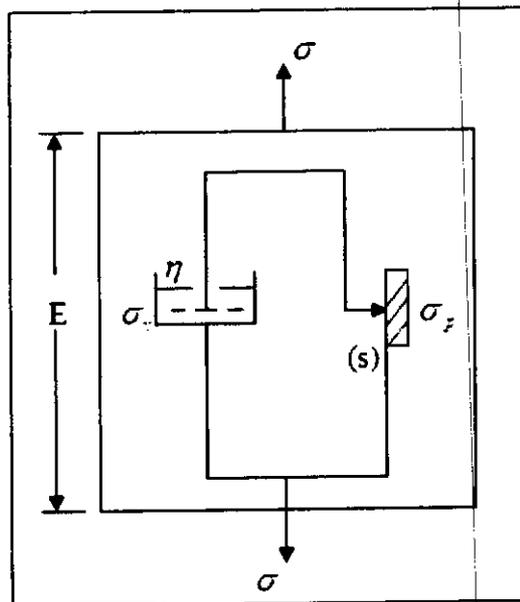


Figure (II.12) : Modèle de Bingham

Si $\sigma < S$, le patin bloque toute les déformations, si σ atteint le seuil S , la contrainte reprise par le patin est bornée par S et l'amortisseur reprend

$$\sigma_v = \sigma - S \dots\dots\dots$$

(II.19)

D'où :

$$\dot{\epsilon} = \frac{1}{\eta} (\sigma - S) \dots\dots\dots (II.20)$$

Au-delà du seuil, on à un écoulement visqueux figure (II.13)

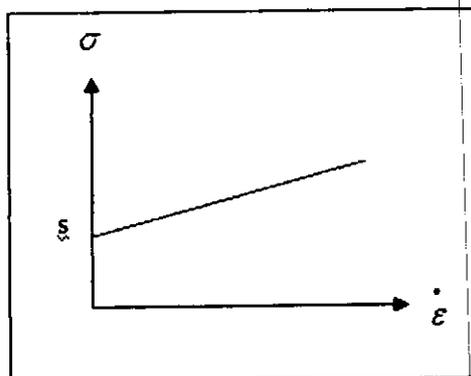


Figure (II.13) : Diagramme contrainte –déformation de modèle de Bingham

Le fluage pour une contrainte $\sigma = \sigma_0$ supérieure au seuil S augmente linéairement avec le temps

$$\varepsilon(t) = \frac{(\sigma_0 - S)}{\eta} t \dots\dots\dots (II.21)$$

Au-delà du seuil, il n'y a aucune stabilisation, le comportement est celui de coulis et d'une argile à une teneur en eau comprise entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

4. Autre modèles

On peut combiner les modèles élémentaires pour essayer d'obtenir une représentation plus réaliste du fluage (Mandel, 1978 ; Mitchell, 1993). On cite par exemple, le modèle de Komamura-Huang (figure II.15) qui est composé en série d'un ressort, d'un modèle de Bingham et d'un modèle de Kelvin.

Ce modèle a pour équation de fluage, pour $\sigma = \sigma_0 > S$, en reprenant tout simplement les équations permet des modèles de Bingham et Kelvin :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0 - S}{\eta_1} + \frac{\sigma_0}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\eta_2}} \right) \dots\dots\dots (II.22)$$

Qui permet de tracer la courbe de fluage (figure II.16).

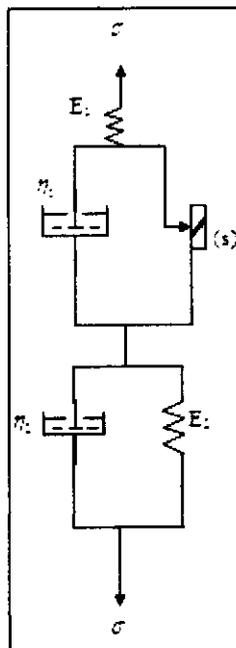


Figure (II.14) : Modèle Komamura-Huang

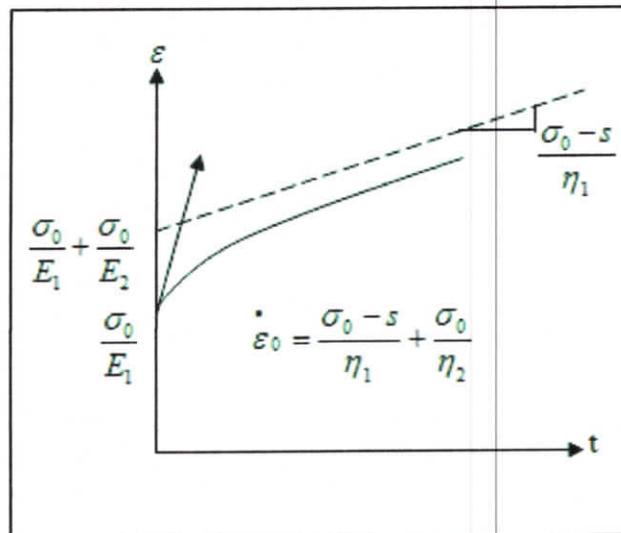


Figure (II.15) : Courbe de fluage avec le modèle Komamura-Huang

Ce modèle enrichit le modèle de Kelvin-Voigt puisqu'il permet de représenter un fluage amorti ; par contre, pas plus que les autres, il ne permet de coupler les consolidations primaires et secondaires.

II.3. Modèle Soft-Soil-Creep (SSCM)

Un modèle de fluage pour les sols argileux a été développé par Vermeer et al, 1999. Ce modèle de fluage présenté ici dans le cas de la compression unidimensionnelle (1D), permet de prendre en compte l'effet du temps, lorsque se développe la consolidation secondaire. Il a été étendu par Vermeer et al à un formalisme tridimensionnel (3D) permettant de prendre en compte l'effet du temps sur n'importe quel chemin de contrainte. Le modèle Soft-Soil-Creep (SSCM) est utilisable dans les applications pratiques, et ses paramètres peuvent s'obtenir à partir des essais oedométriques.

II.3.1. Formulation unidimensionnelle

Buisman (1936) ont été probablement le premier à considérer l'essai de consolidation Secondaire : il a proposé la relation suivante pour définir le comportement du fluage sous des contraintes effectives constantes.

$$\varepsilon = \varepsilon_c + c_B \log \frac{t}{t_c} ; \text{ pour } t > t_c \dots \dots \dots (II.23)$$

Où ε_c est la déformation en fin de consolidation, t le temps depuis le début du chargement, et t_c , le temps à la fin de consolidation primaire, C_B est une constante du matériau.

La déformation de compression est positive comme classiquement en mécanique des sols. On réécrit alors, la relation (1) comme

$$\varepsilon = \varepsilon_c - c_B \log \frac{t_c - t'}{t_c} ; \text{ pour } t' > 0 \dots\dots\dots (II.24)$$

Avec $t' = t - t_c$ étant le temps effectif du fluage.

Basé sur le travail de Bjerrum (1967) sur le fluage, Garalanger (1972), a proposé une équation équivalente de fluage de à partir de l'indice des vides.

$$e = e_c - C_\alpha \log \frac{t_c - t'}{t_c} ; \text{ Avec } C_\alpha = C_B (1 + e_0) ; \text{ pour } t' > 0 \dots\dots\dots (II.25)$$

Les différences entre les formulations de Garlanger et Buisman sont faibles. La déformation ε est remplacée par l'indice des vides et le temps de consolidation t_c est remplacé par le paramètre τ_c . L'équation (2) et (3) sont entièrement identiques quand on choisit $\tau_c = t_c$. Pour le cas que $\tau_c \neq t_c$ les différences entre les deux formules vont diminuer quand la durée effective de fluage t augmente. Dans la pratique courante, le fluage (consolidation secondaire) ne serait pris en compte à l'oedomètre que pour $t > 24h$. En fait, la consolidation secondaire se développe dès la fin de la consolidation primaire (EOP, End Of Primary) : ce temps dépend de la perméabilité du sol et des caractéristiques géométriques de l'essai. Pour des sols perméables, la fin de consolidation primaire peut être atteinte en 1 heure et le fluage se développe durant les 23 heures dans le cas de paliers de chargement de 1 jour. Une autre possibilité pour définir la compression secondaire est la forme adoptée par Butterfield (1979)

$$\varepsilon^H = \varepsilon_c^H + C \ln \frac{t_c + t'}{t_c} \dots\dots\dots (II.26)$$

Où ε^H est la déformation logarithmique définie par

$$\varepsilon^H = - \ln \frac{v}{v_0} = - \ln \frac{1 + e}{1 + e_0} \dots\dots\dots (II.27)$$

L'indice « 0 » indique les valeurs initiales. L'exposant « H » indique quant à lui la déformation logarithmique. Vermeer et al (1997 & 1999) utilisent ce symbole particulier. En petites déformations, il est possible de montrer que :

$$C = \frac{C_\alpha}{(1 + e_0) \ln 10} = \frac{C_B}{\ln 10} = \frac{C_B}{2.3} \dots\dots\dots (II.28)$$

Dans le cas où les déformations sont faibles, les deux approches conduisent à des déformations voisines.

II.3.2. Définition de τ_c et ε_c

Pour définir τ_c , une procédure expérimentale peut être adoptée. Vermeer et al (1997) utilisent l'équation (II.27). En différenciant cette équation par rapport au temps et en oubliant l'exposant 'H' pour simplifier la notation, on obtient

$$\varepsilon = \frac{C}{\tau_c + t} \quad \text{Ou à l'inverse} \quad \frac{1}{\varepsilon} = \frac{C}{\tau_c + t'} \quad \dots\dots\dots (II.29)$$

On peut alors utiliser la construction développée par Janbu (1969) pour évaluer les paramètres C et τ_c à partir des données expérimentales. Les deux méthodes de détermination, la traditionnelle et celle de Janbu sont représentées sur les figures II.5a et II.5b, et peuvent être utilisées pour déterminer le paramètre C depuis un essai oedométrique à charge constante. La méthode de Janbu est attractive, car dans les axes $(\frac{1}{\varepsilon}, t)$ la partie correspondant à la consolidation secondaire est linéaire: l'intersection de cette partie avec l'axe de temps donne τ_c et la pente est $1/C$ (figure II.18.b). La déviation d'une relation linéaire pour $t < \tau_c$ est due à la consolidation.

Considérant la littérature classique, il est possible de calculer la déformation en fin de consolidation ε_c , par une équation de cette forme

$$\varepsilon_c = \varepsilon_c^e + \varepsilon_c^c = A \ln \frac{\sigma'}{\sigma_0} + B \ln \frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} \quad \dots\dots\dots (II.30)$$

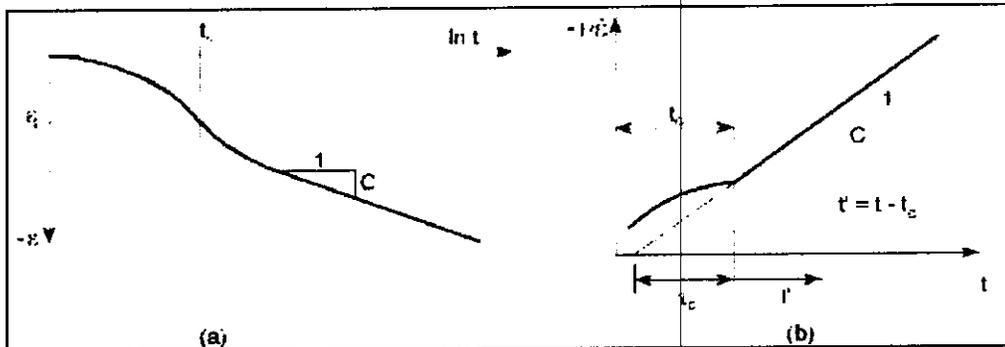


Figure (II.17) : La consolidation et le comportement du fluage dans un essai oedométrique standard

Où ε représente la déformation logarithmique. Dans l'équation ci-dessus représente la contrainte effective initiale avant le chargement et σ' la contrainte effective finale du chargement. Les valeurs de σ_{p0} et σ_{pc} représentent la contrainte de préconsolidation correspondant aux situations avant-charge et fin de consolidation respectivement.

Dans la plupart de littérature sur l'essai oedométrique, certains adoptent e au lieu de ε , et \log au lieu de \ln , l'indice de décompression C_r au lieu de A , et l'indice de compression C_c au lieu de B . Les constantes ci-dessus A et B sont reliées pour les petites déformations avec C_r et C_c par

$$A = \frac{C_r}{(1 + e_0) \ln 10} \dots\dots\dots (II.31)$$

$$B = \frac{C_c - C_r}{(1 + e_0) \ln 10} \dots\dots\dots (II.32)$$

Combinant les équations (II.31) et (II.32), on trouve

$$\varepsilon_c = \varepsilon_c^e + \varepsilon_c^c + C \ln \frac{t_c - t'}{t_c} = A \ln \frac{\sigma'}{\sigma_0} + B \ln \frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} + C \ln \frac{t_c - t'}{t_c} \dots\dots\dots (II.33)$$

Où ε la déformation logarithmique globale due à l'augmentation de la contrainte effective de σ' à σ' et au développement de la consolidation secondaire durant « $t_c + t'$ ». Sur la figure 18 les termes de l'équation (II.33) sont tracés en diagramme de $\varepsilon - \ln \sigma$.

Cette formulation concerne des essais oedométriques sous charge constante. Pour généraliser le modèle, une forme différentielle du modèle de fluage est nécessaire. L'équation générale ne contenant ni t' , ni τ_c comme temps de consolidation.

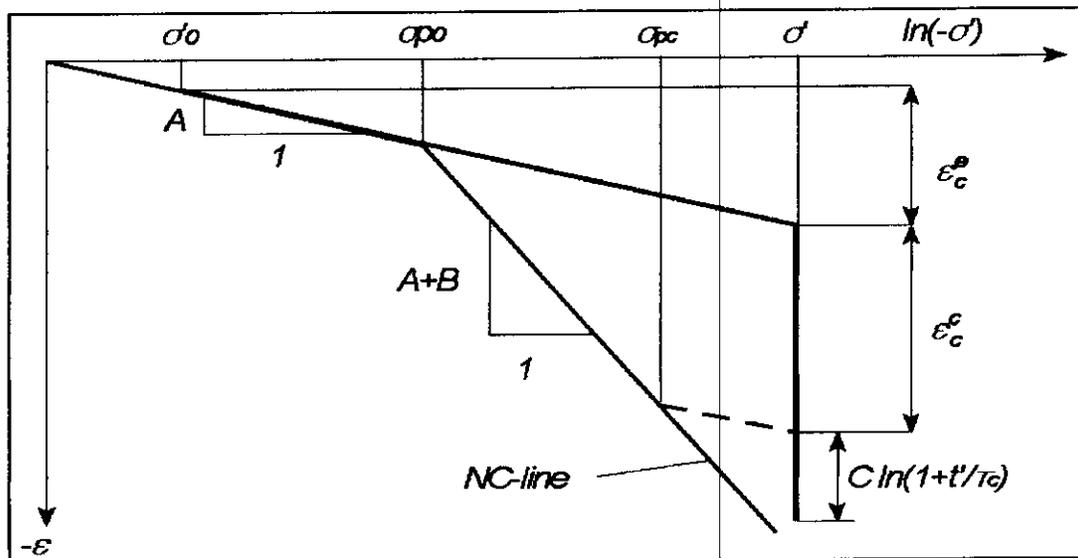


Figure (II.18) : Courbe idéalisée de contrainte-déformation d'un essai oedométrique avec la division des incréments de déformation en deux composantes (élastique et fluage).

Pour $t'+t_c=1$ jour, on rejoint la ligne-NC de l'essai à 1 jour (Alhusein., 2001).

II.4. Aspect théorique de l'interaction sol- structure

II.4.1. Définition d'interaction sol-structure

Tous les ouvrages de génie civil sont en contact avec des sols ou des roches : cette interaction peut être localisée, dans les fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des tunnels.

D'un point de vue géométrique, l'interface sol-structure peut être définie comme étant une fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant. Ainsi, la couche d'interface permet le transfert du chargement de la structure vers le sol. Elle est donc le lieu de transmission des contraintes et des déformations.

II.4.2. Les différents modes de redistribution des contraintes

II.4.2.1. Cas d'une fondation superficielle souple

Quand une fondation flexible sur un milieu élastique est soumise à un chargement uniforme, la réaction dans le sol (la pression de contact) restera uniforme.

La Figure II.19 montre une fondation flexible sur les sols fins et granulaires. La différence du profil de tassement est due au manque de cohésion pour le cas du sol sableux. Il est à noter que dans les deux cas la pression de contact reste uniforme. On notera que la fondation souple se déplace et se déforme avec le terrain sans modifier l'état de contrainte dans le sol.

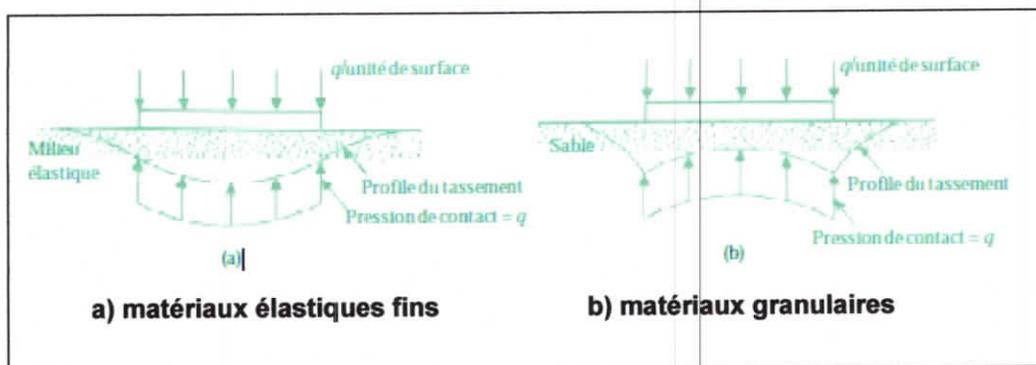


Figure (II.19) : Fondation flexible, (Mesta et Prat, 1999).

II.4.2.2. Cas d'une fondation superficielle rigide

Dans le cas d'une fondation très rigide, le tassement reste identique sous la fondation pour tous les points. Pour un matériau granulaire, la réaction est concentrée au milieu sous la fondation à cause du manque de cohésion et par conséquent le confinement aux extrémités.

En général, la fondation rigide ramène la contrainte vers les extrémités et la réaction est donc maximale aux extrémités (Mesta et Prat, 1999). On notera que la fondation rigide résiste aux déformations du terrain et modifie l'état de contrainte de contact.

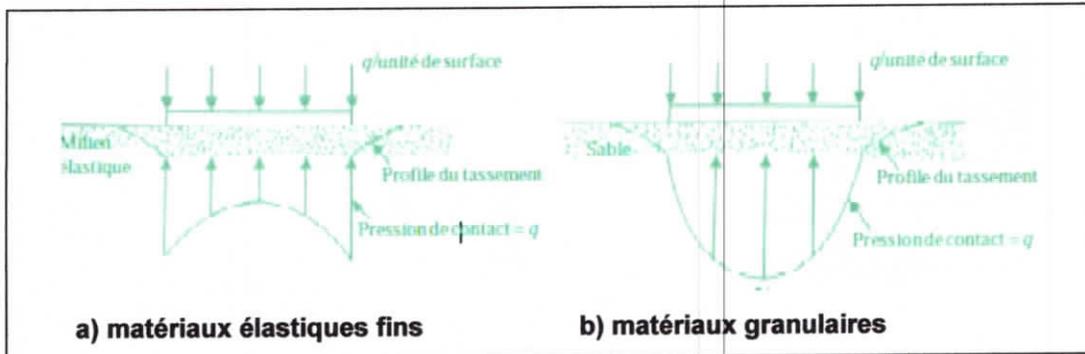


Figure (II.20) : Fondation rigide (Mesta et Prat, 1999)

En réalité le comportement d'une fondation est entre les deux cas illustrés sur la Figure I.35 et la Figure I.36. La différence de raideur entre le sol et la fondation fait intervenir des phénomènes d'interaction sol-structure. La pression du contact sera donc proportionnelle à la rigidité relative de la fondation (la structure) et du terrain. Ainsi, l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1) propose d'évaluer la rigidité relative à partir de la relation suivante :

$$k_R = \frac{(E.I)_s}{EI^3} \dots\dots\dots(II.18)$$

Où $(EI)_s$: est la valeur approchée de la rigidité en flexion par unité de largeur de la structure

E : le module de déformation du sol.

I : la longueur de la fondation.

Pour une valeur de k_R inférieure à 0,5, le système est considéré comme souple et la réaction dans le sol ne sera pas modifiée (Denis et al. 2007).

II.4.3. Modélisation de l'interaction sol-structures

II.4.3.1. Comportement du matériau de la structure

En général, la structure est constituée de matériaux (béton, acier, bois, ... etc.) dont la rigidité est beaucoup plus importante que celle du sol environnant. Le comportement de ces matériaux peut être décrit par des modèles simples, élastiques ou élastoplastiques.

II.4.3.2. Comportement des sols

Le comportement des sols est très complexe. En effet, il est essentiellement irréversible, non linéaire, dilatant et dépendant de l'histoire et de la direction des sollicitations. Pour de faibles sollicitations, il peut être décrit par l'élasticité linéaire. Pour des sollicitations moyennes ou fortes, des modèles plus élaborés ont été proposés : soit, des modèles élastoplastiques avec ou

sans écoulement (Mohr-Coulomb, Lade, Cam-Clay, Nova, ... etc.), ou soit, des modèles incrémentaux (Duncan, Darve, Mroz, ... etc).

II.4.3.1. Comportement de l'interface

Les interfaces sont généralement soumises à de fortes sollicitations de cisaillement. Leur comportement est essentiellement non linéaire. Les études proposées par différents auteurs appartiennent à l'une des deux approches principales suivantes :

- Approche de type contact (les éléments sans épaisseur): dans ce cas, l'interface n'a pas d'épaisseur, elle est alors assimilée à un matériau fictif auquel on associe une loi de comportement reliant, en général, les contraintes et les déplacements relatifs à l'interaction.

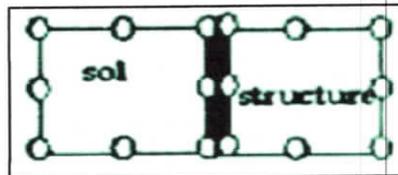


Figure (II.21) : Elements d'interface « sans épaisseur ».

- Approche de type couche mince : dans cette approche, l'interface est constituée d'une zone de faible épaisseur. Ainsi, on adopte des lois de comportement rhéologique propres à ces zones. [14].

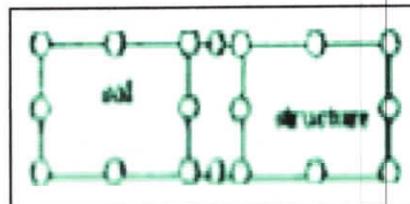


Figure (II.22) : Elements d'interface « couche mince »

<p align="center">(a). Deux types de sol différents rocheux</p>	<p align="center">(b). Sol-substratum rocheux</p>	<p align="center">(c). Faille entre deux blocs</p>
<p align="center">(d). Palplanche-ancrage</p>	<p align="center">(e). Pieu</p>	<p align="center">(f). Interaction béton- acier</p>

Figure (II.23) : Des exemples des situations d'interfaces

II.4.4. Modèle de Winkler (1867)

Pour calculer les contraintes s'exerçant sous une fondation reposante sur un milieu élastique, Winkler (1867) a supposé que la réaction du sol à chaque point sous la fondation est proportionnelle à la déflexion de la fondation à ce point. La déformation verticale caractéristique de la fondation est donc définie par l'utilisation de ressorts identiques, indépendants, étroitement espacés, discrets et linéairement élastiques. La constante de proportionnalité de ces ressorts est connue comme étant le coefficient de réaction du sol K_S (Figure II.25).

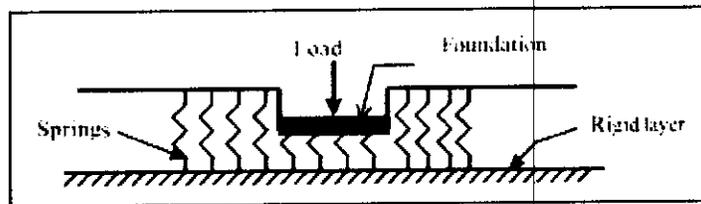


Figure (II.24) : Modèle de Winkler

L'inconvénient de ce modèle est qu'il ne prend pas en compte l'interaction entre les ressorts, ce qui revient à négliger le cisaillement vertical dans le sol. En conséquence, une discontinuité de déplacement se crée entre la zone chargée et la zone non chargée sous la fondation.

Le modèle de Winkler peut être amélioré en introduisant certaines formes d'interaction entre les ressorts tels que des éléments en flexion (poutres dans une dimension (1D), plaques (2D), Hetényi, 1946), des couches de cisaillement, des membranes sous traction constante (Kerr, 1964). Ces modèles ont un autre paramètre constant qui caractérise l'interaction entre les ressorts (Figure II.12).

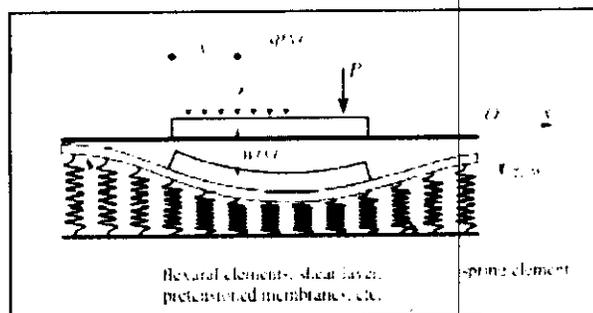


Figure (II.25) : Fondation reposant sur un sol modélisé par des ressorts et un élément d'interaction

Si on modélise la fondation par une poutre reposant sur un modèle de sol de Winkler, alors un élément de longueur dx , de la poutre peut être isolé tel que présenté sur la Figure 1.39. La réaction du sol et les sollicitations comme les moments fléchissant et les efforts tranchants sur ses deux côtés sont également représentés.

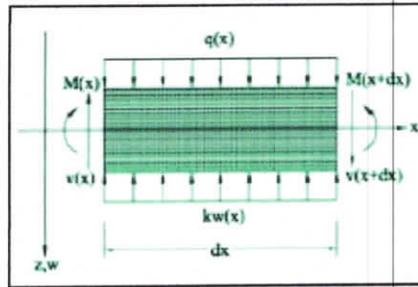


Figure (II.26) : Elément unitaire isolée d'une poutre

La relation entre la contrainte sous la fondation et le déplacement de cet élément unitaire est donnée par :

$$p(x) = k \cdot w(x) \dots \dots \dots (II.19)$$

- Avec $p(x)$: réaction de l'élément unitaire du sol (kN/m),
 $w(x)$: tassement de l'élément unitaire du sol (m)
 k : coefficient de réaction du sol (kPa)

k dépend des autres facteurs tels que la charge appliquée, la géométrie de la fondation et sa rigidité (Denis et al., 2007). Ce paramètre est d'autant plus élevé que la fondation est souple et que le sol est rigide. Sur la Figure I.40, la partie (a) représente une charge arbitraire sur une poutre supportée élastiquement sur un sol modélisé par des éléments de Winkler, la partie (b) montre la réaction du sol $p(x)$ sous la poutre associée à la courbe $w=w(x)$ du tassement et la partie (c) représente un élément unitaire intégrant la réaction du sol et la charge du bâtiment q .

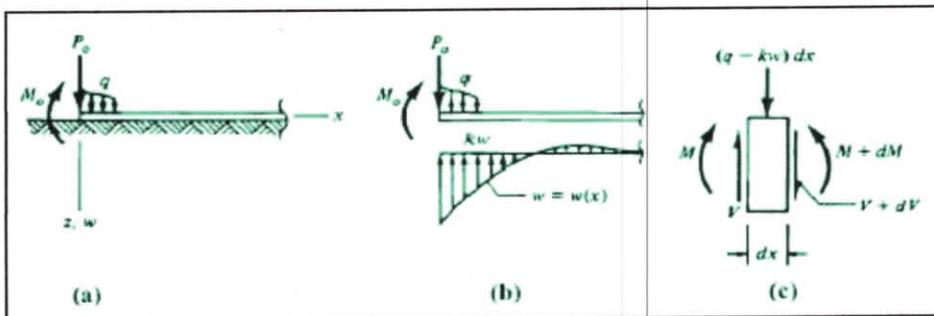


Figure (II.27) : Interaction sol-poutre selon le modèle de Winkler

Grâce à l'équilibre des forces verticales entre la charge répartie, la réaction du sol et l'effort tranchant dans la poutre (Figure I.40-c), l'équation suivante peut être appliquée :

$$V + dV + (q - kw) dx - V = 0 \dots \dots \dots (II.20)$$

Nous en déduisons que :

$$\frac{dV}{dx} = -q + kw \dots \dots \dots (II.21)$$

Avec le théorème d'Euler-Bernoulli reliant le moment fléchissant à l'effort tranchant ou à la flèche d'une poutre :

$$\frac{dM}{dx} = V \dots\dots\dots (II.22)$$

$$-\frac{M}{EI} = \frac{1}{r} = \frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2y}{dx^2} \dots\dots\dots (II.23)$$

Intégrons l'équation (II.21) et l'équation (II.22) :

$$\frac{d^2M}{dx^2} = kw - q \dots\dots\dots (II.24)$$

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} + q = kw \dots\dots\dots (II.25)$$

La Figure I.41 montre la répartition de contraintes verticales sous une fondation modélisée par une poutre élastique chargée uniformément. Sur cette figure la différence de la répartition de contrainte sous la poutre pour le cas de sol avec comportement élastique type Winkler et un sol avec le comportement élastoplastique est illustrée (Salasca, 1998).

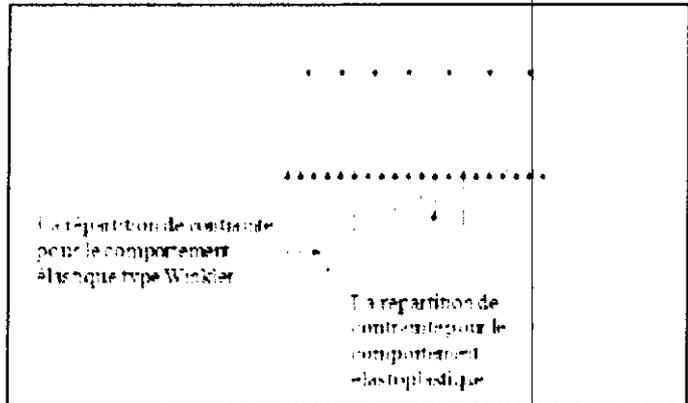


Figure (II.28) : Comparaison de la répartition de contrainte sous la fondation représentée par un modèle de Winkler et un modèle élastoplastique (Salasca, 1998)

II.5.Conclusion

L'ensemble des résultats de la bibliographie avait pour finalité d'analyser les effets du temps (phénomènes de la consolidation secondaire) sur le comportement différé des sols fins, et de leur prise en compte dans le calcul des structures en tenant compte de l'interaction sol-structure. En effet, les phénomènes de la consolidation secondaire sont complexes de nature visqueuse qui se manifestent avec le temps, peuvent avoir des conséquences graves sur l'ouvrage plusieurs décennies après la fin de sa construction. Le phénomène de fluage des sols fins dans le calcul des ouvrages en béton armé mérite donc d'être étudié avec précision, tenant compte les facteurs qui influent sur ce phénomène, et qui ne sont pas encore entièrement compris, pour une analyse rigoureuse et fiable dans l'étude de l'interaction sol-structure.



Chapitre III

Partie 1 : Ouvrage d'art

III.1.1. Introduction

En pratique, les fondations superficielles des ouvrages d'arts sont construites sur des sols relativement résistants et subissent des déformations faibles, que l'on peut habituellement estimer par un calcul linéaire. Les déformations les plus importantes sont celles des massifs d'argiles molles saturées, qui peuvent durer pendant des périodes longues (quelques mois à quelques dizaines d'années). Un pont en béton armé sur Oued Medila dans la région de Tebessa, qui relie la commune de Fercane sur la rive droite à la commune de El Meita sur la rive gauche, été choisi pour être étudié. Cette application apporte dans un premier temps, une contribution à la compréhension des effets statiques complexes de l'interaction sol-structure aux ponts en béton armé reposant sur des sols fins compressibles, et met en évidence dans un deuxième temps, l'influence des paramètres géométriques et mécaniques de la structure et les paramètres de compressibilité du sol. Dans ce cas, on utilise une loi de déformabilité non linéaire (semi-logarithmique) formé par Vermeer et al (1997 & 1999), pour évaluer l'amplitude finale du tassement et l'évolution du tassement au cours du temps pour analyser l'effet de l'interaction sol-structure sur la vitesse de déformation (consolidation) et de la viscosité du sol (fluage).

Cette application permet aussi, de tirer des enseignements utiles à la conception ainsi qu'au dimensionnement des ponts en béton armé, en particulier vis-à-vis de l'importance de la considération de l'interaction sol-structure dès la phase de conception.

III.1.1.1. Descriptif de l'ouvrage

Le pont étudié est de 407 m de longueur et d'environ 9 m de largeur. La superstructure du pont repose sur une série d'appuis de hauteur constante : deux culées et vingt-six piles. Les fondations de la culée rive gauche (C1) ainsi que la culée rive droite (C2), sont des fondations superficielles filantes de dimensions 5.00x9.80 m². Les autres piles reposent aussi sur des fondations superficielles filantes de dimensions 4.00x9.80 m². Il s'agit d'un ouvrage de type dalle sur poutres en béton armé et constitué par plusieurs travées, la géométrie de la dalle ainsi que la hauteur et la largeur des poutres sont constantes sur toute la longueur de la travée. La figure (1) présente une vue générale de ce pont.





Figure (III.1.1) : Vue générale du pont d'Oued Medila à Tebessa.

Ce pont est constitué de 27 travées en béton armé, dont :

- * Pont d'accès côté EL Meita de 180.85 m de longueur, à 11 travées de 15.10 m de portée chacune, et une travée de 14.75m de portée à l'extrémité,
- * Pont intermédiaire de 45.30 m de longueur, de trois travées identiques de 15.10m de longueur, cette fois le tablier repose sur 06 poutres en béton armé de type "*isostatique*".
- * Pont d'accès coté à Fercane, avec les mêmes caractéristiques structurales, géométriques et sections transversales que celles du pont d'accès coté EL Meita, sauf que le tablier repose sur des piles d'une hauteur H approximative de 7 m.

III.1.1.2. Reconnaissance géotechnique du pont d'Oued Medila

La reconnaissance géotechnique comporte plusieurs étapes successives, pour pouvoir déterminer la portance du sol sous les fondations. L'exemple à traiter porte sur une étude géotechnique qui a été menée par le laboratoire des travaux publics de l'Est (L.T.P.E), direction régionale d'Annaba, antenne de Tébessa qui a procédé à la reconnaissance géotechnique des sols des fondations du terrain, pour la réalisation de l'ouvrage d'art sur Oued Mdila. Quatre essais ont été effectués in situ, qui consistent à en l'exécution de trois puits de reconnaissance, et un sondage au pressiomètre Ménard. Ces sondages ont recoupé les formations suivantes :

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

Puits	Profondeur (m)	Nature du terrain
1	0,00-5.50	TVO sableux jaunâtres
	5,50-6,00	TVO sableux rougeâtres
2	0.00-6,00	TVO sableux jaunâtres
3	0,00-0,40	Sable roulée jaunâtres
	0,40-6,00	TVO sableux jaunâtres

En effet, ces puits effectués jusqu'à 6m, et l'observation visuelle des matériaux récupérés des forages, montrent la présence d'une couche TVO sableux jaunâtre. La remarque que l'on puisse faire, est qu'ils ont retrouvés les mêmes couches du sol pour chaque sondage, ce qui facilitera l'étude pour déterminer la portance du sol de la fondation à partir de l'essai in-situ.

III.1.1.3. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique

La capacité portante admissible du sol est calculée à partir de l'essai pressiométrique, selon le Fascicule 62 Titre V. Les résultats des essais pressiométriques, sont montrés dans le tableau suivant qui donnent les caractéristiques mécaniques mesurées dans les forages.

Profondeur (m)	Module de déformation E (bar)	Pression limite P_1 (bar)	E/p_1	Niveau d'eau
1.00	245	32	7	/
2.00	407	31	13	
3.00	358	30	11	
4.00	168	23	7	
5.00	152	26	5	

Tableau (III.1.1) : résultat d'essai pressiométrique

III.1.1.4. Synthèse sur l'étude des fondations

Le terrain d'étude réservé pour la réalisation d'un ouvrage d'art sur Oued Medila est formé généralement par des TVO sableux remaniés (pulvérulent). D'après l'étude géotechnique, la contrainte admissible est calculée par l'essai pressiométrique donné une contrainte de 2.60 bars. Ces sols possèdent des caractéristiques pressiométrique moyennes. Pour cette raison, le laboratoire des travaux publics de l'EST, a recommandé des fondations superficielles ancrées à 5 m de profondeur. Vu l'agressivité modérée du sous-sol, l'utilisation d'un ciment spécial est nécessaire.

III.1.1.5. Dimensionnement du pont selon l'Eurocode

Comme la longueur totale de cet ouvrage est importante, et vu sa symétrie géométrique nous avons effectué le dimensionnement selon l'Eurocode 1 et 2, d'une partie de ce pont. On a choisi à étudier seulement une partie concernant le pont d'accès côté EL Meita, d'une poutre à trois travées de 45,30 m de longueur. Le pont est composé d'une dalle en béton armé à inertie constante portant sur trois travées de longueurs identiques de 15.10m chacune. La légère pente du tablier a été négligée. La section de la poutre hyperstatique a une forme rectangulaire dont les dimensions sont les suivantes : $(bxh) = (0.35 \times 0.90) \text{ m}^2$.

III.1.2. Actions appliquées à l'ouvrage (EC1-1-1 §5.2.3)

Dans notre cas d'étude, le dimensionnement du pont se fait seulement sous les actions verticales (permanentes et variables). Ces actions sont faites en considérant la largeur d'une chaussée. Elles ont été calculées de la manière suivante :

Charge	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Valeur nominale (kN)
Poids propre de la dalle	25	0,25	8.80	45.30	2491,50
Poids propre de la poutre x6	25	0,90	0.35	45.30	2140,42
Revêtement en béton bitumineux	24	0,08	7	45.30	608,83
Etanchéité	24	0,03	8.80	45.30	287,02
Barrière BN4x2	0,70 KN/ml	/	/	45.30	63,42
Béton trottoirx2	25	0,20	1.00	45.30	453,00
Corniche métallique x2	0,70 KN/ml	/	/	45.30	63,42
Total					6107.61

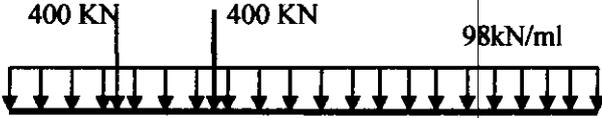
Tableau (III.1.2) : Tableau récapitulatif des charges permanentes sur la poutre de pont d'Oued Medila.

Le poids total du tablier est : $g=6107,61 \text{ kN}$, soit par ml $g=134,82 \approx 135 \text{ kN/ml}$. Afin de mettre en évidence la disposition la plus défavorable des charges verticales qui représentent les effets du trafic de pont, le modèle de charge (LM1) défini dans l'EC1-2, est retenu, ce modèle considère simultanément une charge uniformément répartie G et UDL, un tandem TS sur chaque voie conventionnelle, et des charges sur les trottoirs QT.

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

Ce modèle couvre la plupart des effets du trafic des camions et des voitures. Selon EC1-2 §4, le chargement du tablier dépend du nombre des voies conventionnelles, et ainsi la chaussée est découpée en voie conventionnelle et aire résiduelle. Dans le cas de ce pont, la largeur de la chaussée est égale à 7m, ce qui implique deux voies conventionnelles d'une largeur de 3m, et une aire résiduelle de 1m de large. Lors de la modélisation du tablier (modèle numérique), on obtient les charges totales en additionnant les charges de chacune des voies. On obtient dans ce cas :

	Chargement global
UDL	98kN/ml
TS	400 kN/essieu



The diagram shows a horizontal line representing the road width. Two vertical arrows pointing downwards are labeled '400 KN'. A series of vertical arrows pointing downwards along the line is labeled '98kN/ml'.

Tableau (III.1.3) : Trafic routier : Chargement des voies.

Le modèle mécanique de la poutre à trois travées est présenté sur la figure (I.2) suivantes.

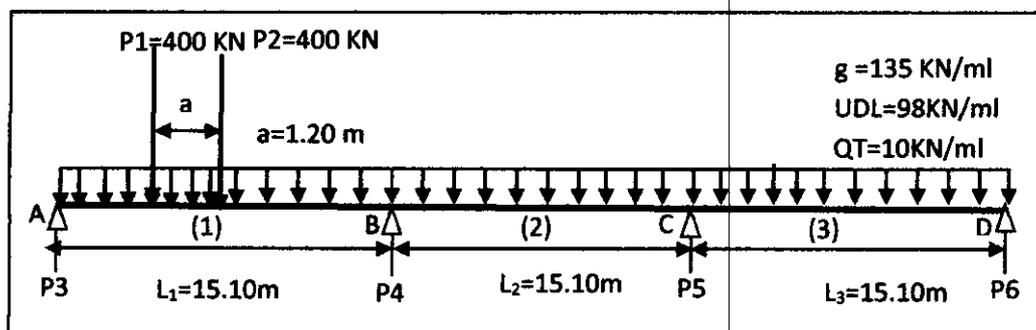


Figure (III.1.2) : Schéma mécanique de la poutre à trois travées de pont.

III.1.3. Modélisation numérique

III.1.3.1. Calcul de sollicitation maximal dans la poutre à l'E.L.S

Les calculs des sollicitations ont été effectués avec la combinaison fondamentale la plus défavorable [G+TS+UDL+QT] à l'E.L.S.

III.1.3.1.1. Cas des fondations superficielles reposant sur un sol fin

a) TVO de sable jaunâtre

Pour calculer les moments maximums en appuis et sur travée, ainsi que le tassement du sol et d'avoir l'effet de l'interaction sol-structure sur le dimensionnement de notre ouvrage d'art à

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

l'E.L.S. Tout d'abord, nous avons essayé d'implanter notre ouvrage sur un sol pulvérulent, dont les caractéristiques mécaniques et de compressibilités suivantes :

($C_c = 0.05$ et $e_0 = 0.80$)

Pour ce faire, nous cherchons la position du convoi qui donne la réaction maximale sur les appuis afin de déterminer les moments maximums en travée et sur appuis.

- **1^{er} cas de chargement** : toutes les travées de la poutre sont chargées par G, UDL et QT, la position du convoi se trouve dans la 1^{er} travée (A-B). (Voir figure III.1.3)
- **2^{ème} cas de chargement** : toutes les travées de la poutre sont chargées par G, UDL et QT, la position du convoi se trouve dans la 2^{ème} travée (B-C). (Voir figure III.1.2)

III.1.3.1.2. Détermination des sections dangereuses :

Des simulations numériques sur le modèle mécanique présenté sur les figures suivantes ont été effectuées, pour calculer la section critique, ainsi que la position du convoi qui donne la réaction maximale sur les appuis de la poutre, pour le cas d'un sol homogène et hétérogène.

a) Cas d'un appui rigide

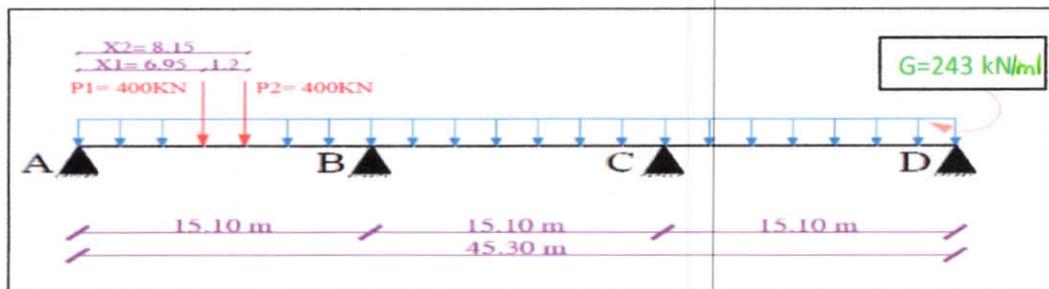


Figure (III.1.3) : Modèle mécanique de la poutre du pont pour le 1^{er} cas de chargement sur l'appui rigide (travée A-B)

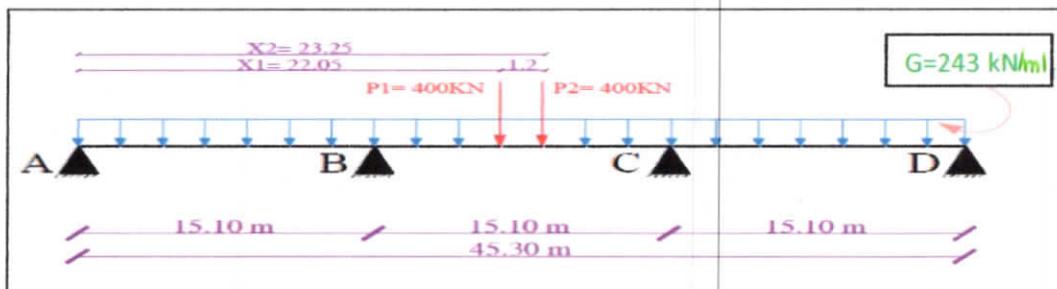


Figure (III.1.4) : Modèle mécanique de la poutre du pont pour le 2^{ème} cas de chargement sur l'appui rigide (Travée B-C)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

b) Cas d'un appui élastique linéaire et non linéaire :

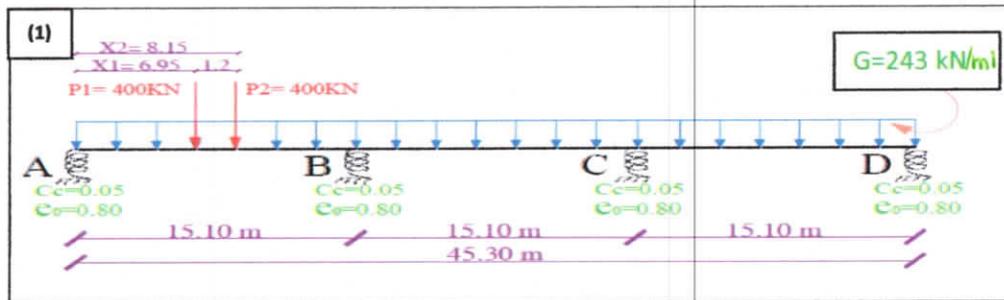


Figure (III.1.5) : Modèle mécanique de la poutre du pont : 1er cas de chargement (sol homogène).

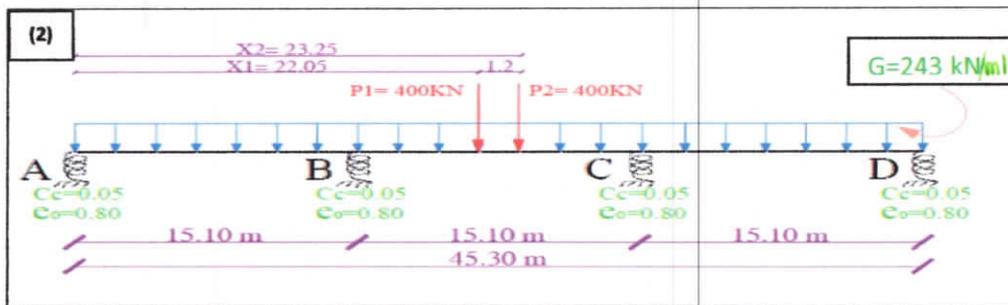


Figure (III.1.6) : Modèle mécanique de la poutre du pont : 2ème cas de chargement (sol homogène).

		1 ^{er} cas de chargement			2 ^{ème} cas de chargement		
		Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire	Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire
Moment sur appui (kN.m)	A	-0,00000	-0,00000	0,00000	-0,00000	0,00000	0,00000
	B	-6124,92	-5942,63	-5324,08	-5970,90	-5795,98	-5181,17
	C	-5394,57	-5317,75	-5725,70	-6010,65	-5820,01	-6226,93
	D	0,00000	0,000000	0,00000	-0,00000	0,00000	0,00000
Réaction (kN)	A	-1644,91	-1656,99	-1697,95	-1439,22	-1450,80	-1491,52
	B	-4307,39	-4288,34	-4179,39	-4246,19	-4235,65	-4127,275
	C	-3978,18	-3980,08	-4075,08	-4285,88	-4272,21	-4366,82
	D	-1477,39	-1482,48	-1455,46	-1436,59	-1449,218	-1422,27
Moment en travée (kN.m)	A-B	5563,370	5647,32	5932,00	4133,83	4214,31	4497,31
	B-C	1151,37	1305,25	1401,25	2172,22	2354,30	2498,94
	C-D	4483,50	4515,72	4344,69	3637,87	3740,73	3521,17

Tableau (III.1.4) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement (sol homogène)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

➤ **1^{ère} cas de chargement :**

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 6124.92 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 5563.37 \text{ kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 5942.63 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 5647.32 \text{ kN.m} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 5725.70 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 5932.00 \text{ kN.m} \end{cases}$

➤ **2^{ème} cas de chargement :**

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 6010.65 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 4133.83 \text{ kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 5820.01 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 4214.31 \text{ kN.m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 6226.93 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 4497.31 \text{ kN.m.} \end{cases}$

c) Cas d'un appui élastique linéaire et non linéaire : Sol hétérogène

Dans le cas d'un sol hétérogène : nous avons changé le coefficient C_c et e_0 dans les appuis C et D du pont dalle étudié

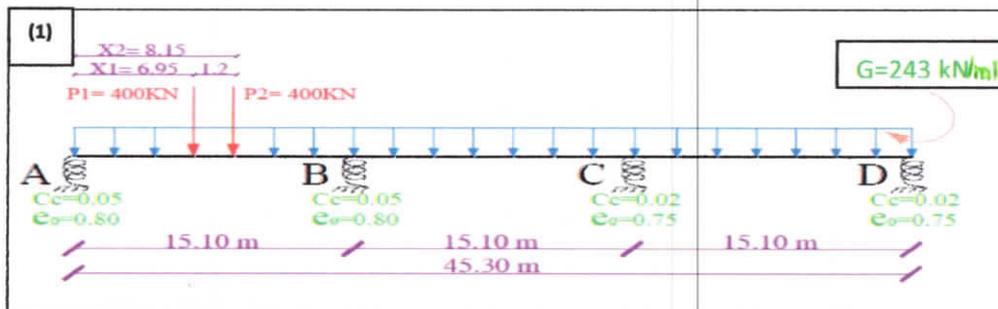


Figure (III.1.7) : Modèle mécanique de la poutre du pont : 1^{er} cas de chargement (sol hétérogène)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

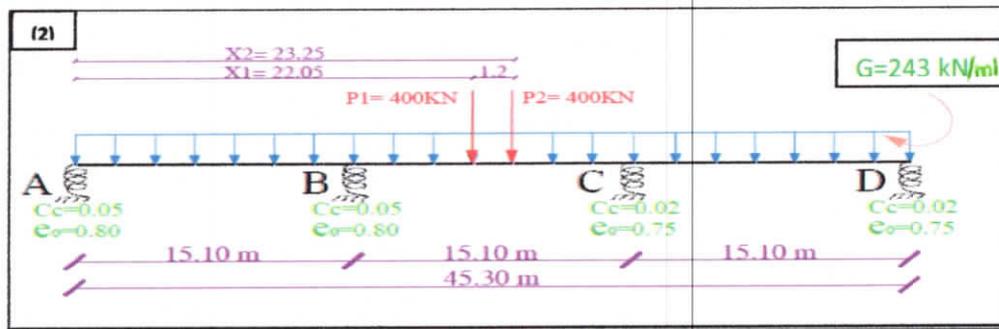


Figure (III.I.8) : Modèle mécanique de la poutre du pont : 2^{ème} cas de chargement (sol hétérogène)

		1 ^{er} cas de chargement			2 ^{ème} cas de chargement		
		Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire	Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire
Moment sur appui (Kn.m)	A	-0,00000	-0,00000	-0,00000	-0,00000	0,00000	0,0000000
	B	-6124,92	-5419,32	-4808,62	-5970,90	-5264,46	-4656,67
	C	-5394,57	-5957,85	-6330,35	-6010,65	-6479,18	-6850,90
	D	0,00000	0,00000	0,00000	-0,00000	0,00000	0,00000
Réaction (kN)	A	-1644,91	-1691,64	-1732,09	-1439,22	-1486,00	-1526,26
	B	-4307,39	-4176,63	-4071,08	-4246,19	-4121,60	-4016,48
	C	-3978,18	-4099,52	-4189,30	-4285,88	-4394,72	-4484,209
	D	-1477,39	-1440,09	-1415,42	-1436,59	-1405,56	-1380,94
Moment en travée (kN.m)	A-B	5563,37	5888,14	6169,27	4133,83	4458,95	4738,75
	B-C	1151,37	1239,45	1371,54	2172,22	2337,82	2494,97
	C-D	4483,50	4247,40	4091,24	3637,87	3384,98	3184,33

Tableau (III.1.5) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement (sol hétérogène).



1^{ère} cas de chargement :

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1m. \\ M_{app} = 6124.92 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 6.95 m. \\ M_{trav} = 5563.37 \text{ kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 m. \\ M_{app} = 5957.85 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_B = 7.75 m \\ M_{trav} = 5888.14 \text{ kN.m} \end{cases}$

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2\text{m.} \\ M_{\text{app}} = 6330.35\text{kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75\text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 6169.27\text{kN.m} \end{cases}$

➤ 2^{ème} cas de chargement :

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2\text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 6010.65\text{kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75\text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 4133.83\text{kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_B = 30.2\text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 6479.18\text{kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75\text{m.} \\ M_{\text{trav}} = 4458.95\text{kN.m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_B = 30.2\text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 6850.90\text{kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75\text{m.} \\ M_{\text{trav}} = 4738.75\text{kN.m.} \end{cases}$

III.1.3.1.3. Diagramme des moments

➤ 1^{er} cas : les charges concentrées dans la travée 1

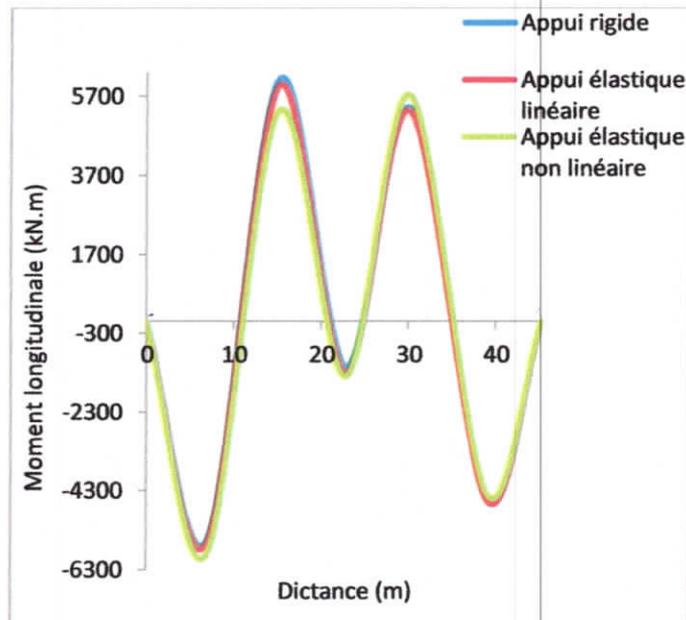


Figure (III.1.9) : Diagramme des moments fléchissant (sol homogène).

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

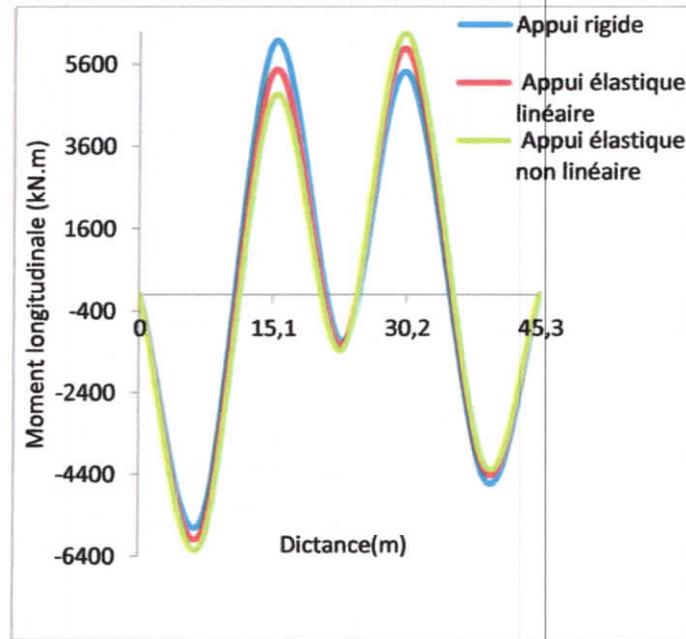


Figure (III.1.10) : Diagramme des moments fléchissant (sol hétérogène)

➤ **2^{em} cas : les charges concentrées dans la travée 2**

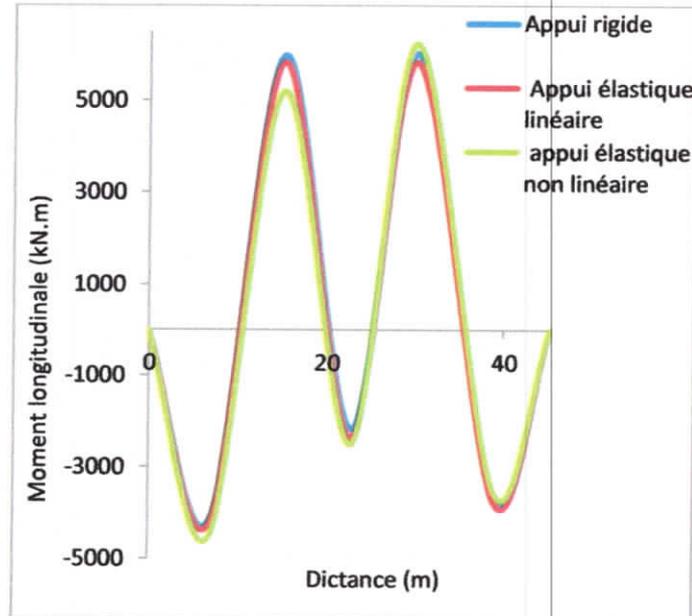


Figure (III.1.11) : Diagramme des moments fléchissant (sol homogène).

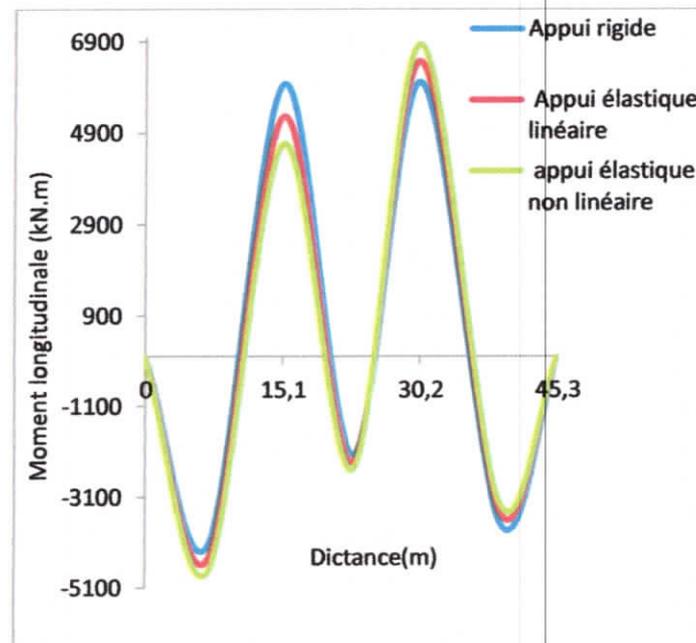


Figure (III.1.12) : Diagramme des moments fléchissant (sol hétérogène).

▪ Interprétation des résultats

Les tableaux et les diagrammes des moments longitudinaux pour le cas d'un sable (homogène et hétérogène) précédents nous permettent de formuler les constats suivants :

- Pour le 1^{er} cas de chargement à l'E.L.S et dans le cas des fondations reposant sur un sol homogène, le moment sur appui B est supérieur au cas d'un sol hétérogène, contrairement dans la travée de la poutre, le moment fléchissant augmente suivant la nature de contact du sol-structure.
- Pour le 2^{ème} cas de chargement à l'E.L.S, dans le cas des fondations reposant sur un sol hétérogène, le moment fléchissant dans l'appui C de la poutre est supérieur au cas des fondations reposant sur un sol homogène suivant la nature de contact du sol-structure.

Ces résultats s'expliquent clairement l'impact de l'interaction sol-structure sur le comportement statique de pont en béton armé, dans l'appui que dans la travée, et on peut avoir plus d'effet d'interaction sol-structure suivant les propriétés de compressibilité des sols (cas d'un sol homogène ou hétérogène) et aussi suivant le cas de chargement.

III.3.2. Estimation de tassement du sol : Les résultats d'un calcul du tassement et les rotations des appuis des fondations superficielles de pont en béton armé étudié par le choix

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

des paramètres de compressibilité (*i.e.*, $e_0=0.80$, $C_c=0.05$), ainsi qu'une comparaison avec des résultats issus d'un calcul linéaire élastique et non linéaire, par le modèle numérique dans le cas d'un sol homogène et hétérogène sont montrés dont le tableau (III.1.6 et III.1.7).

Remarque : Dans le cas d'un sol hétérogène : nous avons changé le coefficient de compressibilité du sol (C_c) et l'indices des vides (e_0) dans les appuis C et D du pont en béton armé étudié

	N°= appuis	$\begin{cases} x_A = 0 \\ y_A = 1,2 \end{cases}$	$\begin{cases} x_A = 14.5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_B = 14.5 \\ y_B = 0.6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_C = 13.9 \\ y_C = 15.1 \end{cases}$
Tassement (m)	A	0,05119504	0,04666374	0,04495021	0,04348730
	B	0,05288510	0,05647190	0,05455594	0,05164771
	C	0,05076821	0,05246240	0,05467254	0,05372695
	D	0,04345091	0,04349161	0,04512721	0,04512817
Tassement différentiel	A-B	0,0016901	0,009808	0,009606	0,00816
	B-C	0,0021169	0,00401	0,000117	0,002079
	C-D	0,0073173	0,008971	0,009545	0,008599
Rotation	A	0,00562120	0,00634630	0,00615735	0,00606567
	B	-0,00179828	-0,00161756	-0,00129795	-0,00140173
	C	0,00148714	0,00127598	0,00140260	0,00157563
	D	-0,00602462	-0,00608330	-0,00620358	-0,00619627

Tableau(III.1.6) : Tassement,tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (sol homogène)

	N0= appuis	$\begin{cases} x_A = 0 \\ y_A = 1.2 \end{cases}$	$\begin{cases} x_A = 14.5 \\ y_B = 0.6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_B = 14.5 \\ y_C = 0.6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_C = 13.9 \\ y_C = 15.1 \end{cases}$
Tassement	A	0,05022083	0,04704781	0,04498264	0,04346488
	B	0,04668890	0,05134789	0,04785919	0,04500259
	C	0,02421691	0,02492860	0,02622875	0,02578327
	D	0,01631796	0,01628267	0,01657215	0,01662785
Tassement différentiel	A-B	-0,0035319	0,0043	0,002877	0,001538
	B-C	0,022472	0,026419	0,02163	0,01922
	C-D	0,007899	0,008646	0,009657	0,009155
Rotation	A	0,00554604	0,00640259	0,00607245	0,00597784
	B	-0,00288412	-0,00298258	-0,00246506	-0,00254184
	C	0,00062543	0,00046491	0,00049842	0,00067660
	D	-0,00565154	-0,00564549	-0,00576264	-0,00580195

Tableau (III.1.7): Tassement,tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Cas d'un sol hétérogène)

▪ **Discussion**

D'après les calculs du tassement différentiels sous la culée A et D, la pile B et C, nous remarquons qu'il y a une augmentation significative de tassement différentiels des deux piles de la fondation, ainsi que la rotations des appuis obtenue par le modèle numérique (*i.e* ; Modèle de ressort) dans le cas d'un calcul élastique non linéaire par rapport, aux résultats obtenus par le calcul élastique linéaire. Cette augmentation est particulièrement importante lorsque les dimensions de la fondation sont choisies, pour obtenir un tassement admissible dans le sol de fondation. La considération de l'interaction sol-structure sur le comportement de la fondation est fortement influencée par le comportement réel du sol. Dans ce cas, l'interaction sol-structure est très significative et doit être prise en considération.

III.1.3.3. Calcul d'erreur δ

Les résultats d'un calcul du tassement des fondations superficielles du pont sont étudiés par la formule directe, ainsi qu'une comparaison avec des résultats issus d'un calcul linéaire élastique par le modèle numérique pour un sol sableux de différentes natures, afin de voir la consistance de notre calcul numérique du tassement.

▪ **Formule de Terzaghi**

Le tassement « s » d'une fondation circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante : $(S = q \frac{1-\nu^2}{E} B.C_f \text{ (I.22)})$

Avec δ est l'erreur mesurée $\delta = (S_1 - S_2/S_1) * 100 \dots \dots \dots \text{(III.1.1)}$

S_1 : le tassement calcule par le programme Matlab

S_2 : le tassement calcule par la formule directe.

Les résultats d'un calcul du tassement des fondations superficielles par la formule directe de la poutre en béton armé étudiée, ainsi qu'une comparaison avec des résultats issus d'un calcul linéaire élastique par notre modèle numérique aux éléments finis sont montrés dans le tableau (III.1.8) suivant :

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

		N° appui	E (KPa)	ν	q (KN/m ²)	B (m)	C _F	S _{Terzaghi} (m)	S _{Programme} (m)	ΔS %
Appui élastique	Cas homogène	A	4400	0,33	99,405	1,5	1,5	0,04529664	0,0466637	3,01%
		B	11500	0,33	159,70	3	1,5	0,05568693	0,0564719	1,40%
		C	11500	0,33	135,15	3	1,5	0,04712819	0,05246240	11,31%
		D	4400	0,33	98,01	1,5	1,5	0,04466082	0,04349160	2,61%
	Cas hétérogène	A	4400	0,33	102,68	1,5	1,5	0,04679156	0,0470478	0,54%
		B	11500	0,33	155,93	3	1,5	0,05437353	0,05034789	7,40%
		C	23000	0,33	138,70	3	1,5	0,02492860	0,02492860	3,08%
		D	12000	0,33	95,21	1,5	1,5	0,01590870	0,01628270	2,35%

Tableau (III.1.8) : Calcul de l'erreur sur le tassement de la fondation

Donc, l'erreur n'est pas importante et nous pouvons conclure que l'ensemble des résultats obtenus sont globalement satisfaisants et concordent assez bien avec les résultats de la méthode directe dans le tassement des appuis du pont.

III.1.3.4. Effet du fluage sur un sol peu compressible : cas d'un TVO sable jaunâtre

Le fluage est une déformation du matériau au cours de temps sous un état de contraintes effectives maintenu constant. Donc le but de cette partie est d'étudier plus précisément l'effet du temps sur le comportement unidimensionnel des sols peu compressible, nous avons réalisé des simulations numériques en prenant en compte le temps de consolidation sur un sol peu compressible qui a les mêmes caractéristiques de compressibilité, cette fois l'effet de fluage a été traité d'une façon que le sol soumis à des charges permanente et variable durant 10 jours, 100 jours, 1000 jours, 2000 jours, 3000 jours, 4000 jours, 5000 jours, 6000 jours et 12000 jours, pour le cas d'un sol homogène et un sol hétérogène.

On calcul la variation de l'indice des vides par l'équation (III.1.2) suivante

$$\Delta e = c_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right), \text{ et } \Delta\sigma' = \frac{N}{S} \cdot \frac{L \cdot B}{(L + Z)(L + B)} \dots \dots \dots (III.1.2)$$

Avec : N : La réaction sur chaque appui ;

S : La surfas des fondations ;

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

Z : La de ressort ;

L : La longueur des fondations ;

B : La largeur des fondations ;

Exemple :
$$\Delta\sigma' = \frac{4684.31}{30} \cdot \frac{10.3}{(10+4.5)(4.5+3)} = 43.07$$

Donc
$$\Delta e = 0.05 \cdot \log\left(\frac{45 + 43.07}{45}\right) = 0.7854$$

Les résultats obtenus par le modèle numérique, d'un sol homogène et hétérogène sont montrés dans les tableaux suivants :

- Cas sol homogène avec la position des charges concentrées : $\begin{cases} x_A = 14.5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$

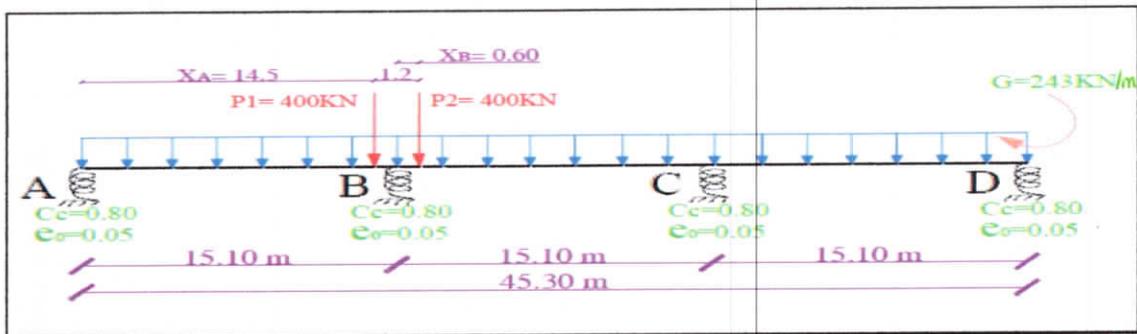


Figure (III 1.13) : Schéma statique de la poutre à trois travées.

	Tassement de l'appui			
	A	B	C	D
$\begin{cases} e_0 = 0,80 \\ t = 10j \end{cases}$	0,04666374	0,05647190	0,05246240	0,04349161
$\begin{cases} e_0 = 0,7854 \\ t = 100j \end{cases}$	0,04711210	0,05689004	0,05287965	0,04389205
$\begin{cases} e_0 = 0,7711 \\ t = 500j \end{cases}$	0,04755950	0,05730559	0,05329481	0,04429135
$\begin{cases} e_0 = 0,7596 \\ t = 1000j \end{cases}$	0,04801207	0,05772423	0,05371357	0,04469499
$\begin{cases} e_0 = 0,7428 \\ t = 1500j \end{cases}$	0,04846988	0,05814595	0,05413594	0,04510299
$\begin{cases} e_0 = 0,7228 \\ t = 3000j \end{cases}$	0,04913410	0,05875473	0,05474656	0,04569442
$\begin{cases} e_0 = 0,7089 \\ t = 6000j \end{cases}$	0,04960633	0,05918531	0,05517912	0,04611451

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

$\begin{cases} e_0 = 0,6951 \\ t = 12000j \end{cases}$	0,05008403	0,05961901	0,05561538	0,04653914
--	------------	------------	------------	------------

Tableau (III.1.9) : Evolution le tassement de sol avec le temps (Cas d'un sol homogène)

- Cas sol hétérogène avec la position des charges concentrées : $\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_b = 0,6 \end{cases}$

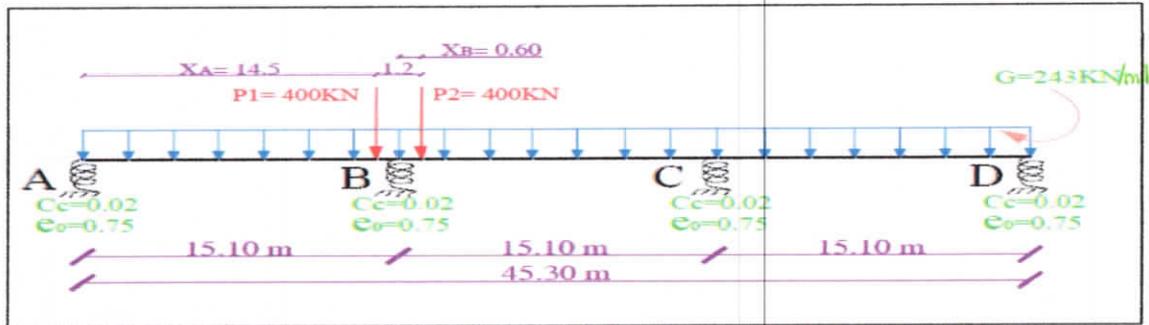


Figure (III.1.14) : Schéma statique de la poutre à trois travées (sol hétérogène)

	Tassement de l'appui			
	A	B	C	D
$\begin{cases} e_{0,AB} = 0,80 \\ e_{0,BC} = 0,75 \\ t = 10j \end{cases}$	0,04673539	0,05026938	0,02500429	0,01625903
$\begin{cases} e_{0,AB} = 0,7857 \\ e_{0,BC} = 0,7247 \\ t = 100j \end{cases}$	0,04716780	0,05062143	0,02537103	0,01651527
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,7716 \\ e_{0,BC} = 0,6997 \\ t = 500j \end{cases}$	0,04760201	0,05097438	0,02574353	0,01677651
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,7577 \\ e_{0,BC} = 0,6749 \\ t = 1000j \end{cases}$	0,04803788	0,05132844	0,02612321	0,01704395
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,7439 \\ e_{0,BC} = 0,6503 \\ t = 1500j \end{cases}$	0,04847853	0,05168567	0,02651055	0,01731775
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,7301 \\ e_{0,BC} = 0,6257 \\ t = 3000j \end{cases}$	0,04892729	0,05204882	0,02690896	0,01760045
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,7027 \\ e_{0,BC} = 0,5769 \\ t = 6000j \end{cases}$	0,04984324	0,05278802	0,02773405	0,01818933
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,6891 \\ e_{0,BC} = 0,5526 \\ t = 12000j \end{cases}$	0,05031000	0,05308028	0,02777937	0,01818588

Tableau (III.1.10) : Evolution le tassement de sol avec le temps (Cas d'un sol hétérogène)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

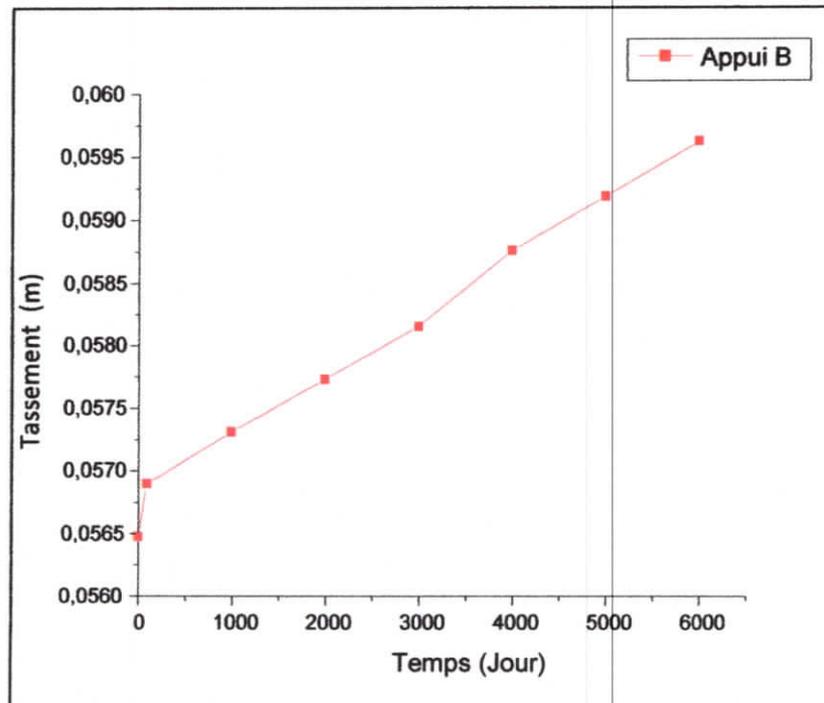


Figure (III.1.15) : Evolution le tassement de sol avec le temps dans l'appui B (Cas d'un sol homogène)

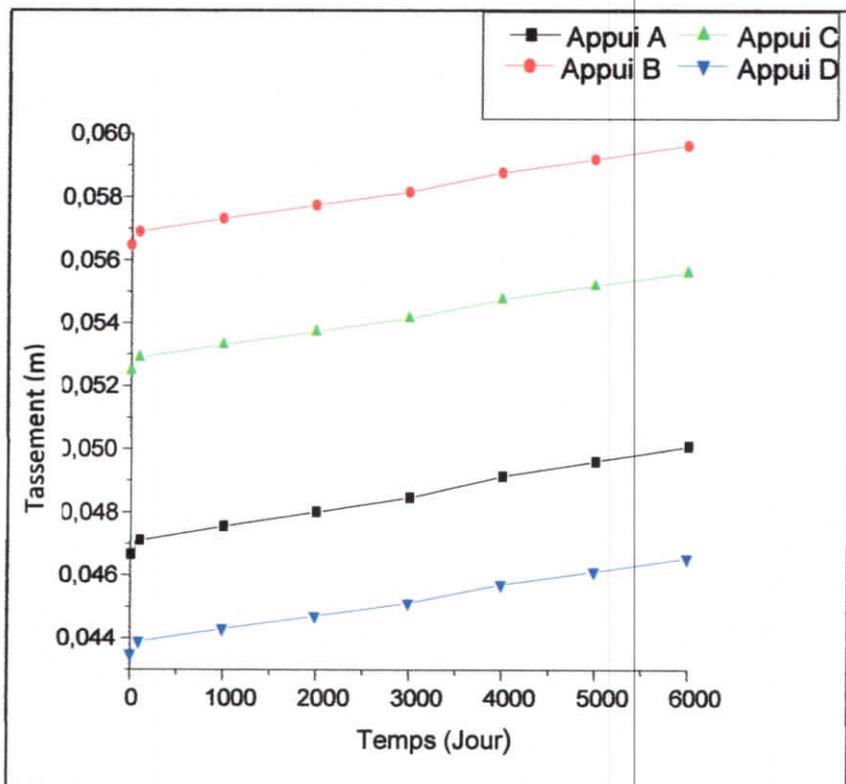


Figure (III.1.16) : Evolution de tassement avec le temps (sol homogène)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

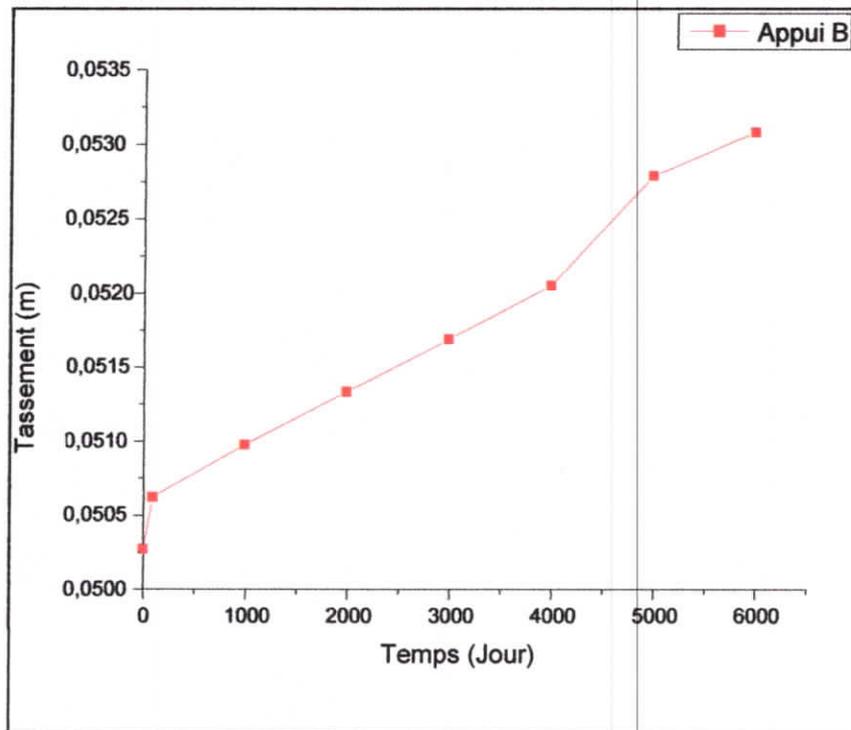


Figure (III.1.17) : Evolution le tassement de sol avec le temps dans l'appui B (cas de Sol hétérogène)

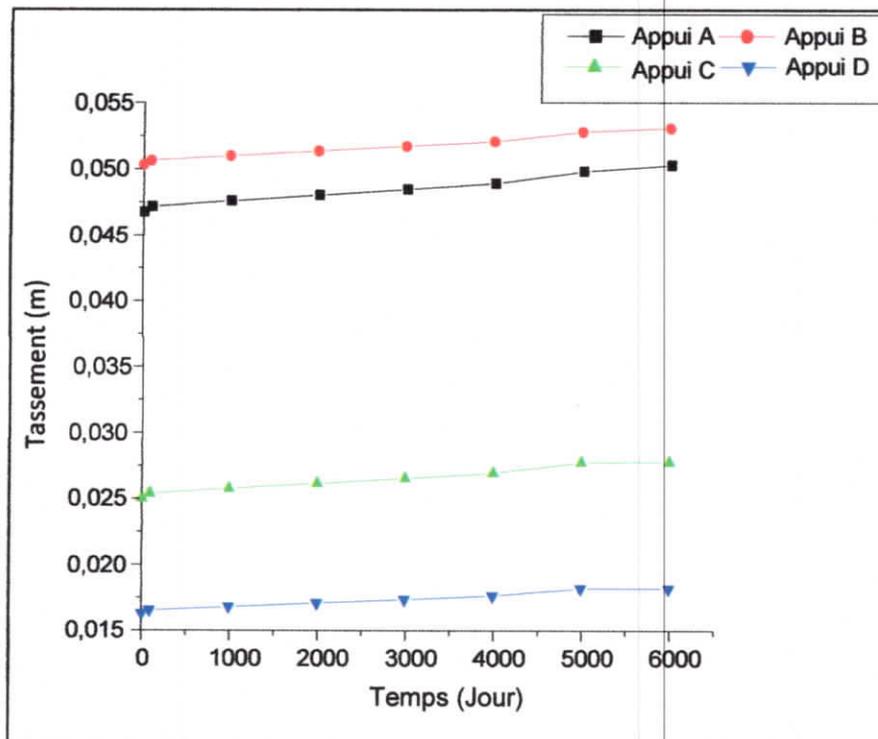


Figure (III.1.18) : Evolution de tassement avec le temps (sol hétérogène)

▪ **Discussions**

- Les résultats montrés ci-dessus, montre d'une part qu'il y avait accroissement des tassements du fluage de chaque appui A, B, C et D du pont en béton armé avec le temps, et d'autre part, le tassement du fluage pour un sol homogène et hétérogène dépend de la charge appliquée et les propriétés de compressibilité de sol.
- Pour les appuis intermédiaires B et C, les tassements du fluage sont grands et ils augmentent au cours du temps, et les déformations du sol homogène deviennent infiniment grandes.
- Lorsqu'on change la valeur de l'indice des vides (e_0) sur l'appui C et D, la grande valeur du tassement se trouve dans l'appui B. Finalement, le tassement augmente avec le temps pour tous les appuis du pont et les tassements du sol hétérogène deviennent petits par apport ou tassement de sol homogène.
- Finalement, le modèle du fluage, formé par Vermeer et al (1997 & 1999), est capable de prévoir le comportement des sols peu compressible, incluant un effet dû au temps.

1.1.3.5. Calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir des résultats de modèle numérique

➤ **Démarches de calcul de la capacité portante :**

Le calcul de la capacité portante ultime (q_{ul}) et admissible (q_{adm}), ce fait par la méthode de Terzaghi dans le cas de la culé du pont et par la méthode de Meyerhof et in-situ dans le cas de la pile du pont, et pour ce faire on constate que dans les deux cas : un sol homogène ou un sol hétérogène, le moment fléchissant dans la culé est nul, donc on considère que la fondation est soumise à une charge verticale centrée, la même démarche de calcul dans l'appui A et D pour chaque type de sol. Par contre il existe un moment fléchissant dans la pile du pont, donc on considère que la fondation est soumise à une charge verticale et excentrée, donc on utilise la notion de la largeur effective (B') donnée par la méthode de Meyerhof pour calculer la capacité portante ultime (q_{ul}) et admissible (q_{adm}) de la fondation de pont en béton armé.

Les résultats obtenus par le modèle numérique, d'un sol homogène et hétérogène pour calculer la capacité portante des fondations superficielles reposant sur un sol peu compressible (TVO

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

sable jaunâtre) avec trois méthodes différentes (Terzaghi, Meyerhof et in-situ) sont montrés dans le tableau suivant

		La méthode de calcul								
		La position	N° appui	Terzaghi			Meyerhof			In situ $\left(\frac{N}{BL} < 260\right)$
				q_{ul} (KN/m ²)	q_{ad} (KN/m ²)	B (m)	q_{ul} (KN/m ²)	q_{ad} (KN/m ²)	B (m)	B (m)
Appui élastique	Cas homogène	$\begin{cases} x_A = 0 \\ y_A = 1,2 \end{cases}$	A	2295,74	825,24	0,5	/	/	/	1
		$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	B	/	/	/	2279,36	819,78	3	4,25
		$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_C = 0,6 \end{cases}$	C	/	/	/	2155,71	778,57	3	4,25
		$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ y_C = 15,1 \end{cases}$	D	2295,74	825,24	0,5	/	/	/	1
	Cas hétérogène	$\begin{cases} x_A = 0 \\ y_A = 1,2 \end{cases}$	A	2295,74	825,24	0,5	/	/	/	1
		$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	B	/	/	/	2346,30	842,10	3	4,25
		$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_C = 0,6 \end{cases}$	C	/	/	/	2212,34	797,44	3,25	4,5
		$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ y_C = 15,1 \end{cases}$	D	2295,74	825,24	0,5	/	/	/	1

Tableau (III,1,11) : Résultats de la capacité portante des fondations obtenus par les trois méthodes (cas d'un sol hétérogène et un sol homogène).

L'ensemble des résultats obtenus par la méthode de Terzaghi dans le cas d'un sol homogène sont globalement satisfaisants et concordent assez bien avec les résultats obtenus de la même méthode dans le cas d'un sol hétérogène. Cependant, quelques petites différences sont observées dans le calcul de la capacité portante de fondations obtenues par la méthode de Meyerhof dans le d'un sol homogène et hétérogène.

III.1.3.6. Effet de l'interaction sol-structure

Ainsi, après avoir les résultats de dimensionnement à l'E.L.S avec et sans la prise en compte de l'interaction sol structure, nous allons maintenant montrer le pourcentage d'effet d'interaction sol structure sur le dimensionnements.

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

Avec :

$$P(\%) = (M1 - M2) / M2 * 100 \dots \dots \dots (III.1.3)$$

Les résultats obtenus par le modèle numérique, sont montrés dans le tableau au-dessus :

Type de sol	N°= d'appui	La position des charges	Type d'appui	Moment	P%
Sol homogène	B	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	Rigide	5768,74	16,44%
			Elastique linéaire	5430,92	
			Elastique non linéaire	4820,17	
Sol hétérogène	B	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	Rigide	5768,74	25,76%
			Elastique linéaire	4884,81	
			Elastique non linéaire	4281,51	
	C	$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_C = 0,6 \end{cases}$	rigide	5493,61	18,41%
			Elastique linéaire	6136,92	
			Elastique non linéaire	6505,42	

Tableau (III.1.12) : Effet de l'interaction sol-structure (cas d'un sol homogène et un sol hétérogène).

D'après les calculs du moment de flexion en appui B et C obtenus par le modèle numérique (i.e ; Modèle de ressort) dans le cas d'un calcul élastique non linéaire par rapport, aux résultats obtenus par un calcul d'appui rigide, on remarque que le moment fléchissant dans l'appui B et C de la poutre diminue avec le type de contact du "sol-structure" pour les différents cas de chargement à l'E.L.S, on peut voir une sensible diminution des moments de 25,76% sur l'appuis B et de 18.41% dans l'appui C, d'un calcul élastique non linéaire par rapport un calcul d'appui rigide, pour le cas d'un sol hétérogène, par contre, il n'y a un très petit écart signifiant de 16.44% , pour les moments dans l'appui B pour le cas d'un sol homogène. Ces résultats s'expliquent clairement l'impact de l'effet de l'interaction "sol-structure" sur le comportement statique de l'ouvrage, dans l'appui B et l'appui C que dans le cas d'un sol hétérogène par rapport au cas d'un sol homogène.

Ces résultats obtenus ont démontré aussi que, les maximums des moments sont sous-estimés pour des conditions d'appuis rigides par rapport à ceux flexibles, ce qui nous renvoi à la phase de la conception des structures des ponts en béton armé, qui sont influencées par le phénomène interactif "sol-structure".

III.1.4. Etude numérique du fluage unidimensionnel des sols argileux

Dans le but de définir plus précisément l'effet des caractéristiques de compressibilité des sols fins sur le dimensionnement de pont étudié, nous avons réalisé plusieurs simulations numériques sous Matlab en prenant en compte trois types d'argile : argile Flandre, argile de Dozulé et l'argile de Verte ou les caractéristiques de compressibilité de ces argiles sont disponibles dans la littérature.

1) Argiles des Flandres

Argiles des Flandres (Yprésien) Dépôt marin éocène correspondant à l'argile de Londres en Angleterre, l'argile des Flandres se présente sous deux aspects :

- ✓ Une argile bleue ou grise, feuilletée horizontalement, contenant des matériaux de gypse et des nodules de pyrite (argile d'Orchies) en partie inférieure ;
- ✓ Une argile bleuâtre de tendance sableuse en partie supérieure (argile de Roubaix). Les carottes étudiées ont été prélevées entre 2 et 3 m de profondeur par rapport au terrain naturel, au contact des deux couches, et contiennent indistinctement l'un ou l'autre des faciès.

Les caractéristiques de compressibilité à l'œdomètre sont les suivantes : $0,24 < C_c < 0,33$ (moyenne 0,28) ; $\frac{\Delta h}{h} = 8\% \cdot \frac{\Delta h}{h}$: est le gonflement mesuré à l'œdomètre de l'échantillon non chargé mis en présence d'eau. L'argile des Flandres étudiée est un sol peu compact ($e_0=1,01$), très plastique, contenant une forte fraction argileuse. Cette fraction argileuse est elle-même composée de 75 % de montmorillonite qui représente ainsi 45 % du total.

2) Argile verte du Sanoisien (Oligocène)

Dépôt sédimentaire d'origine lagunaire, l'argile verte testée a été prélevée dans l'horizon de Romainville. Elle se présente en microblocs de dimension inférieure au millimètre qui peuvent être individualisés par écrasement de l'échantillon.

Les caractéristiques d'identification sont indiquées dans le tableau VI. La fraction argileuse contient une forte proportion (53 %) de montmorillonite que traduit une plasticité importante ($h = 41$). Les caractéristiques de compressibilité sont les suivantes : $C_c=0,18$; $\frac{\Delta h}{h} = 18\%$

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

3) Argile Dozulé (Callovo-Oxfordien)

Dépôt marin jurassique, l'argile extraite de Dozulé se présente sous un aspect très raide, de couleur brune (due à l'oxydation des sels de fer). Elle a été prélevée entre 0,50 et 1,50 m de profondeur en fond de carrière découverte d'environ 15 m. En certains endroits, cette formation est encore recouverte par 70 m de crétacé inférieur,

Les caractéristiques de compressibilité sont les suivant : $C_c=0,11$; $\frac{\Delta h}{h} = 26\%$.

Les caractéristiques d'identification des trois types d'argile sont indiquées dans le (tableau III.1.13)

		Argile de Flandres (yprésien) Éocène	Argile de Dozulé (callovo-oxfordien) Malm	Argile de (sanoisien) oligocène
identifications	$w(\%)$	35	19	32
	$\gamma(kN/m^3)$	18,6	21,3	18,1
	$\gamma_d(kN/m^3)$	13,7	17,8	14,2
	$w_l(\%)$	82	48	93
	$I_p(\%)$	48	27	47
	e_0	1,01	0,51	0,79
	C_c	0,29	0,11	0,18
	σ'_c	180	3000	200
	σ'_g	37	233	79
	$\Delta h/h(\%)$	8	26	18
	$\% < 2\mu(\%)$	60	57	71
	$C_aCO_3(\%)$	0,2	15	12
	minéralogie	Montmorillonite(%)	75-45(*)	17-9,7 chlorite
Illite(%)		18-10,8	0	47-33
Kaolinite(%)		7-4,2	100-95	0-0

Tableau (III.I.13) : Identifications physiques mécaniques et chimiques des argiles étudiées

III.1.4.1. Calcul des sollicitations maximales dans la poutre à l'E.L. S

a) - Argile Flandres ($C_c=0.29$ $e_0=1.01$)

Cas d'un appui élastique linéaire et non linéaire

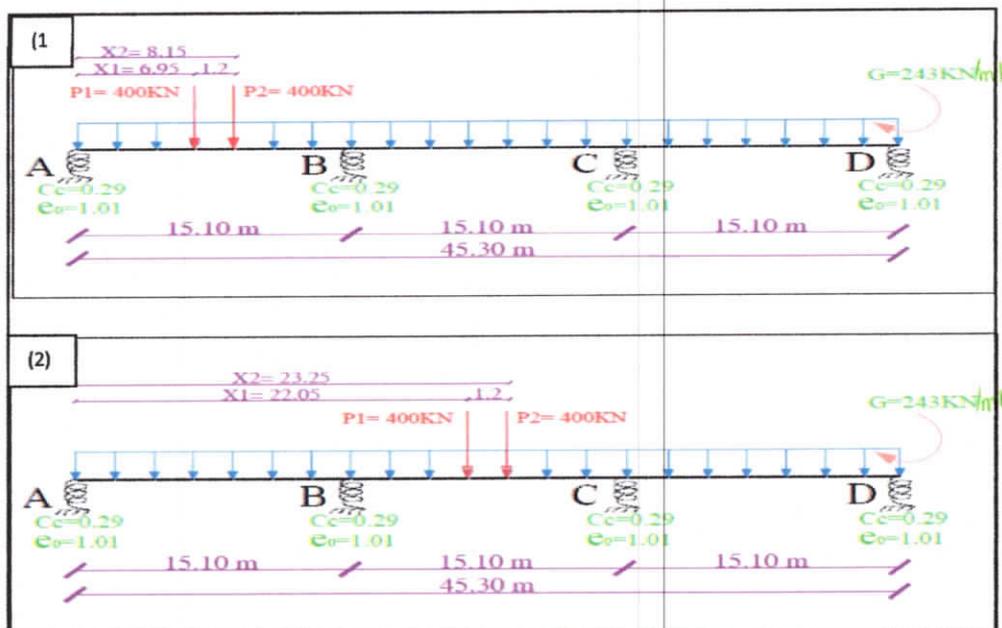


Figure (III.1.19) : Modèle mécanique de la poutre du pont : (1) 1^{er} cas de chargement, (2) 2^{ème} cas de chargement (argile de Flandre)

		1 ^{er} cas de chargement			2 ^{ème} cas de chargement		
		Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire	Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire
Moment sur appui (kN.m)	A	-0,00000	0,00000	-0,00000	-0,00000	-0,00000	-0,00000
	B	-6124,92	-5632,68	-3162,04	-5970,90	-5161,43	-2875,17
	C	-5394,57	-4811,24	-6535,80	-6010,65	-5152,19	-6887,32
	D	0,00000	0,00000	0,00000	-0,00000	-0,00000	-0,00000
Réaction (kN)	A	-1644,91	-1677,51	-1841,13	-1439,22	-1492,83	-1644,24
	B	-4307,39	-4280,83	-3839,38	-4246,19	-4195,83	-3778,10
	C	-3978,18	-3933,52	-4325,56	-4285,88	-4225,78	-4607,01
	D	-1477,39	-1516,02	-1401,81	-1436,59	-1493,44	-1378,53
Moment en travée (kN.m)	A-B	5563,37	5789,94	6927,10	4133,83	4506,41	5558,71
	B-C	1151,37	1687,95	2116,56	2172,22	3004,32	3439,68
	C-D	4483,50	4728,04	4005,09	3637,87	4101,20	3164,69

Tableau (III.I.14) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement (argile de Flandre)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

➤ **1^{ère} cas de chargement :**

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1\text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 6124.92947 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 5563.37 \text{ kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 5632.68 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 5789.84 \text{ kN.m} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 6535.80 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 6927.10 \text{ kN.m} \end{cases}$

➤ **2^{ème} cas de chargement :**

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 6010.6557 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 4133.83 \text{ kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 5161.43 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 4506.41 \text{ kN.m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 6887.32 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 5558.71 \text{ kN.m.} \end{cases}$

b) -Argile Dozulé ($e_0=0.51$ et $c_c=0.11$)

Cas d'un appui élastique linéaire et non linéaire

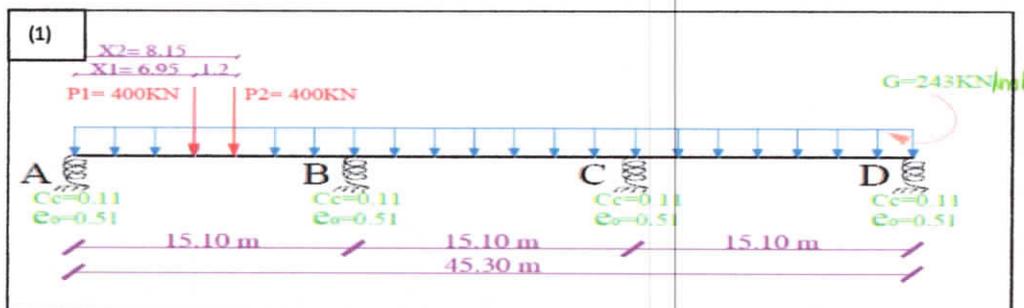


Figure (III.1.20) : Modèle mécanique de la poutre du pont : (1) 1^{er} cas de chargement (argile Dozulé)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

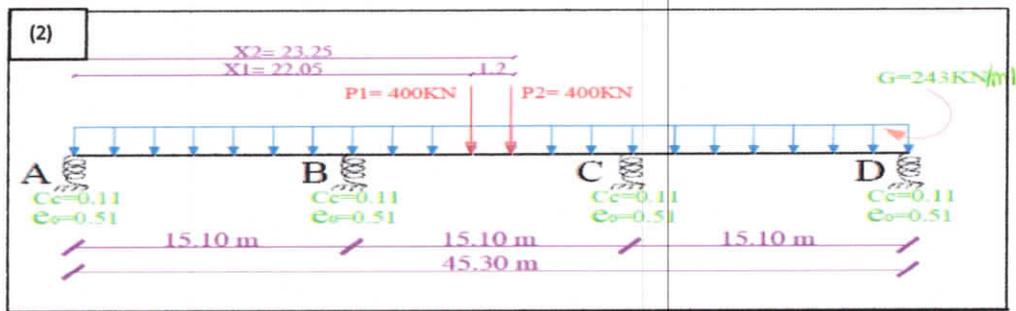


Figure (III.1.21) : Modèle mécanique de la poutre du pont :(2) 2^{ème} cas de chargement (argile Dozulé)

		1 ^{er} cas de chargement			2 ^{ème} cas de chargement		
		Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire	Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire
Moment sur appui (kN.m)	A	-0,00000	0,00000	0,00000	0,000000	-0,00000	0,000000
	B	-6124,92	-5660,33	-4941,31	-5970,90	-5445,78	-4784,57
	C	-5394,57	-5106,19	-5629,22	-6010,65	-5435,36	-5959,91
	D	0,00000	0,00000	0,00000	-0,00000	-0,00000	0,00000
Réaction (kN)	A	-1644,91	-1675,68	-1723,30	-1439,22	-1474,00	-1517,79
	B	-4307,39	-4264,96	-4135,08	-4246,19	-4214,74	-4092,42
	C	-3978,18	-3970,76	-4087,65	-4285,88	-4244,46	-4357,72
	D	-1477,39	-1496,49	-1461,85	-1436,59	-1474,69	-1439,95
Moment en travée (kN.m)	A-B	5563,37	5777,22	6108,18	4133,83	4375,55	4679,89
	B-C	1151,37	1530,30	1644,68	2172,22	2720,54	2835,98
	C-D	4483,50	4604,41	4385,14	3637,87	3932,09	3665,26

Tableau (III.I.15) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement.



1^{ère} cas de chargement :

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1m. \\ M_{app} = 6124.92 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 m. \\ M_{trav} = 5563.37 \text{ kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1m. \\ M_{app} = 5660.33 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 m. \\ M_{trav} = 5777.22 \text{ kN.m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 5629.22 \text{ kN. m.} \end{cases}$

- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 6108.18 \text{ kN. m.} \end{cases}$

➤ **2^{ème} cas de chargement :**

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 6010.65 \text{ kN. m.} \end{cases}$

- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 4133.83 \text{ kN. m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 5445.78 \text{ kN. m.} \end{cases}$

- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 4375.55 \text{ kN. m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 5959.91 \text{ kN. m.} \end{cases}$

- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 4679.89 \text{ kN. m.} \end{cases}$

c)-Argile verte ($e_0=0.79$ et $c_c=0.18$)

Cas d'un appui élastique linéaire et non linéaire

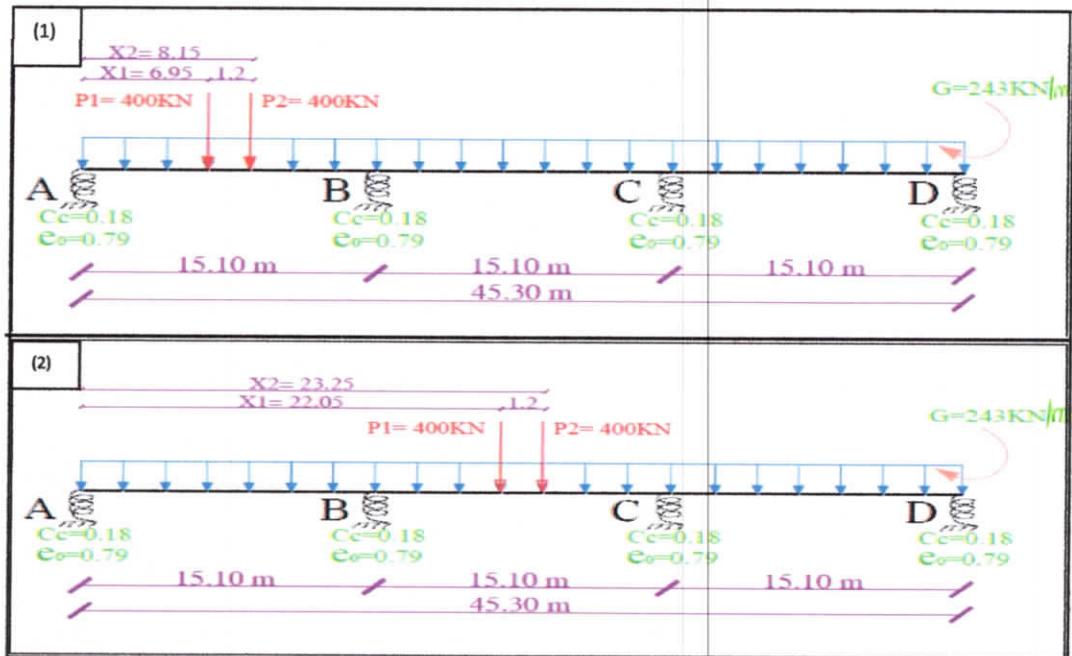


Figure (III.1.22) : Modèle mécanique de la poutre du pont : (1) 1^{er} cas de chargement, (2) 2^{ème} cas de chargement

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

		1 ^{er} cas de chargement			2 ^{ème} cas de chargement		
		Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire	Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire
Moment sur appui (kN.m)	A	-0,0000	-0,0000	-0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
	B	-6124,92	-5581,26	-4282,70	-5970,90	-5308,18	-4110,59
	C	-5394,57	-5010,22	-5939,38	-6010,65	-5291,00	-6223,90
	D	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0000	-0,0000	-0,0000
Réaction (kN)	A	-1644,91	-1680,92	-1766,92	-1439,22	-1483,11	-1562,42
	B	-4307,39	-4260,84	-4027,31	-4246,19	-4206,07	-3985,67
	C	-3978,18	-3963,28	-4172,35	-4285,88	-4234,45	-4437,32
	D	-1477,39	-1502,84	-1441,31	-1436,59	-1484,25	-1422,47
Moment en travée (kN.m)	A-B	5563,37	5813,64	6411,34	4133,83	4438,86	4990,07
	B-C	1151,37	1617,43	1831,76	2172,22	2861,16	3078,16
	C-D	4483,50	4644,61	4255,12	3637,87	4026,30	3522,80

Tableau (III.I.16) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement



1^{ère} cas de chargement :

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1m. \\ M_{app} = 6124.92947 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 m. \\ M_{trav} = 55633.37 \text{ kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1m. \\ M_{app} = 5581.26 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 m. \\ M_{trav} = 5813.64 \text{ kN.m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 m. \\ M_{app} = 5939.38 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 m. \\ M_{trav} = 6411.34 \text{ kN.m.} \end{cases}$



2^{ème} cas de chargement :

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 m. \\ M_{app} = 6010.65 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 m. \\ M_{trav} = 4133.83 \text{ kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1 m. \\ M_{app} = 5308.18 \text{ kN.m.} \end{cases}$

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 4438.86 \text{ kN. m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 6223.90 \text{ kN. m.} \end{cases}$

- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 4990.07 \text{ kN. m.} \end{cases}$

d)-Argile de Flandres ($c_c = 0.29$ et $e_0=1$) avec Argile de Dozulé ($c_c = 0.11$ et $e_0=0.51$)

Cas d'un appui élastique linéaire et non linéaire

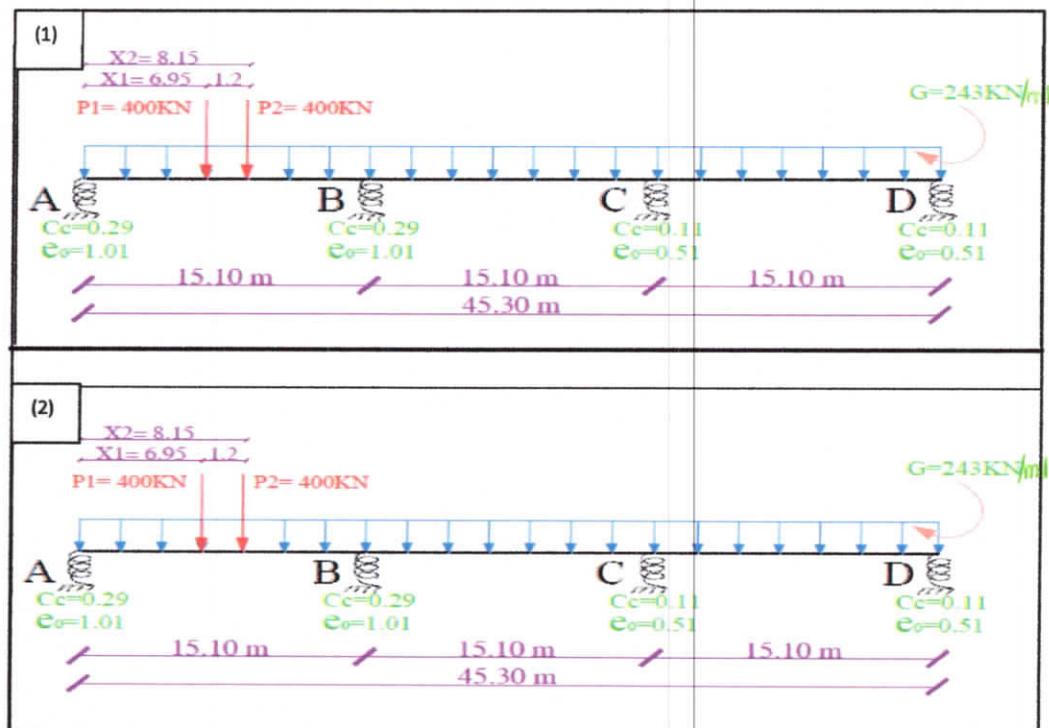


Figure (III.1.23) : Modèle mécanique de la poutre du pont : (1) 1^{er} cas de chargement, (2) 2^{ème} cas de chargement

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

		1 ^{er} cas de chargement			2 ^{ème} cas de chargement		
		Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire	Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire
Moment sur appui (kN.m)	A	-0,00000	0,00000	0,00000000	-0,00000	0,000000	-0,00000
	B	-6124,92	-4952,12	-2476,38	-5970,90	-4614,69	-2352,88
	C	-5394,57	-5710,26	-7337,80	-6010,65	-5992,83	-7588,87
	D	0,00000	-0,00000	-0,00000	-0,00000	0,00000	0,00000
Réaction (kN)	A	-1644,91	-1722,58	-1886,54	-1439,22	-1529,04	-1678,82
	B	-4307,39	-4131,15	-3695,66	-4246,19	-4067,74	-3662,47
	C	-3978,18	-4097,67	-4477,19	-4285,88	-4373,33	-4734,52
	D	-1477,39	-1456,48	-1348,70	-1436,59	-1437,77	-1332,07
Moment en travée (kN.m)	A-B	5563,37	6103,18	7242,70	4133,83	4758,07	5799,05
	B-C	1151,37	1280,31	2078,13	2172,22	2912,52	3398,54
	C-D	4483,50	4351,15	3668,90	3637,87	3647,49	2786,04

Tableau (III.I.17) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement

➤ 1^{ère} cas de chargement :

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1m. \\ M_{app} = 6124.92947 \text{ kN. m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 55633.37 \text{ kN. m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2m. \\ M_{app} = 5710.26 \text{ kN. m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 6103.18 \text{ kN. m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{app} = 7337.80 \text{ kN. m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 7242.70 \text{ kN. m.} \end{cases}$

➤ 2^{ème} cas de chargement :

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{app} = 6010.65 \text{ kN. m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 4133.83 \text{ kN. m.} \end{cases}$

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{app} = 53992.83 \text{ kN. m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 4758.07 \text{ kN. m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{app} = 7588.87 \text{ kN. m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 5799.05 \text{ kN. m.} \end{cases}$

f)-Argile Flandres ($c_c = 0.29$ et $e_0=1.01$) + Argile verte ($c_c = 0.18$ et $e_0=0.79$)

Cas d'un appui élastique linéaire et non linéaire

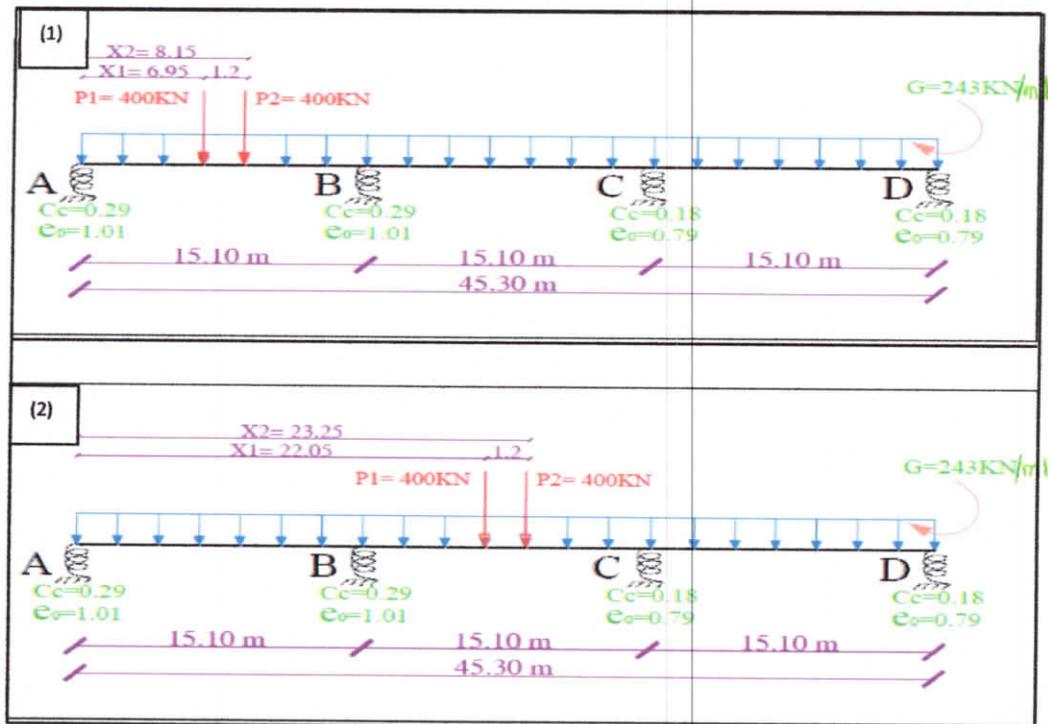


Figure (III.1.24) : Modèle mécanique de la poutre du pont : (1) 1^{er} cas de chargement, (2) 2^{ème} cas de chargement

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

		1 ^{er} cas de chargement			2 ^{ème} cas de chargement		
		Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire	Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire
Moment sur appui (kN.m)	A	-0,00000	-0,00000	0,00000	-0,00000	0,00000	0,00000
	B	-6124,92	-5267,38	-2793,25	-5970,90	-4920,90	-2636,38
	C	-5394,57	-5288,42	-6965,44	-6010,65	-5539,76	-7211,02
	D	0,00000	0,00000	0,00000	-0,00000	0,00000	0,00000
Réaction (kN)	A	-1644,91	-1701,71	-1865,56	-1439,22	-1508,76	-1660,05
	B	-4307,39	-4200,84	-3762,08	-4246,19	-4138,30	-3725,04
	C	-3978,18	-4020,91	-4406,89	-4285,88	-4293,05	-4665,70
	D	-1477,39	-1484,42	-1373,36	-1436,59	-1467,77	-1357,09
Moment en travée (kN.m)	A-B	5563,37	5958,13	7096,89	4133,83	4617,13	5668,59
	B-C	1151,37	1643,17	2096,79	2172,22	2955,74	3419,53
	C-D	4483,50	4528,01	3825,00	3637,87	3891,99	2989,95

Tableau (III.18) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement

➤ 1^{ère} cas de chargement :

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1m. \\ M_{app} = 6124.92947 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 55633.37 \text{ kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2m. \\ M_{app} = 5288.42 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 5958.13 \text{ kN.m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{app} = 6965.44 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 7096.89 \text{ kN.m.} \end{cases}$

➤ 2^{ème} cas de chargement :

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{app} = 6010.65 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 4133.83 \text{ kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{app} = 5339.76 \text{ kN.m.} \end{cases}$

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 4617.13 \text{ kN.m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{\text{app}} = 7211.02 \text{ kN.m.} \end{cases}$

- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{\text{trav}} = 5668.59 \text{ kN.m.} \end{cases}$

g)-Argile Dozulé ($c_c = 0.11$ et $e_0 = 0.51$) avec Argile verte ($c_c = 0.18$ et $e_0 = 0.79$)

Cas d'un appui élastique linéaire et non linéaire

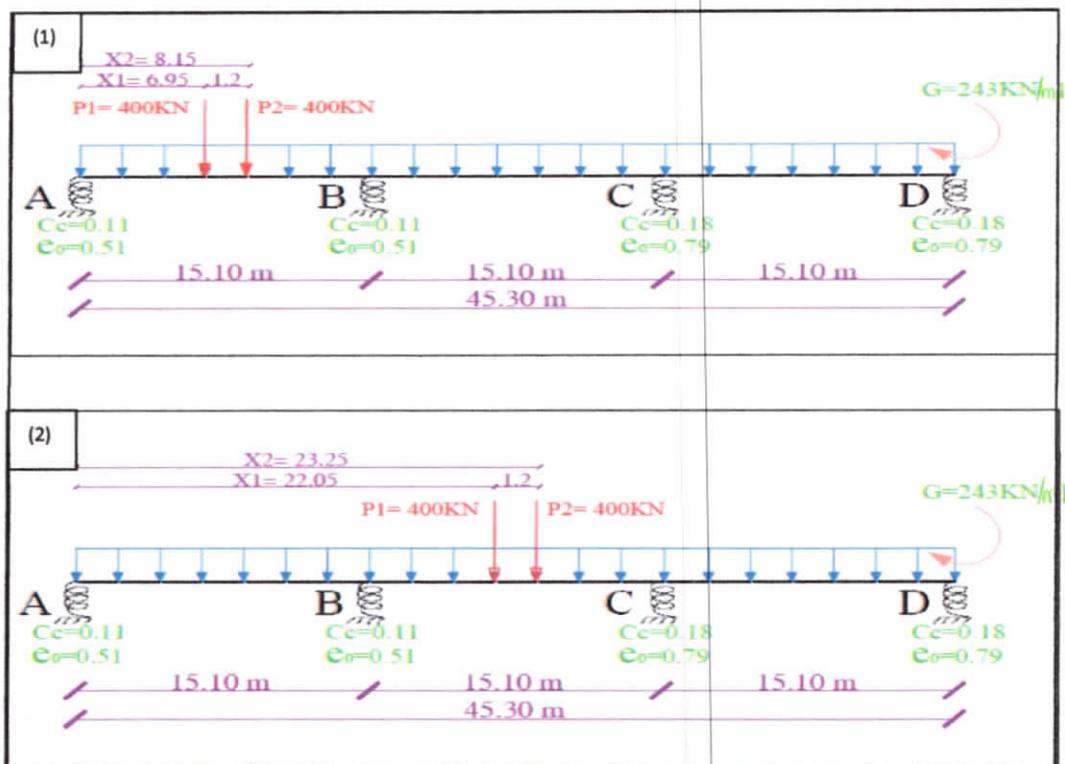


Figure (III.I.25) : Modèle mécanique de la poutre du pont : (1) 1^{er} cas de chargement, (2) 2^{ème} cas de chargement

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

		1 ^{er} cas de chargement			2 ^{ème} cas de chargement		
		Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire	Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire
Moment sur appui (kN.m)	A	-0,00000	0,0000000	0,00000	-0,00000	0,00000	0,00000
	B	-6124,92	-5915,55	-5200,08	-5970,90	-5706,99	-5048,14
	C	-5394,57	-4742,65	-5279,48	-6010,65	-5036,51	-5579,53
	D	0,00000	0,00000	0,00000	-0,0000	-0,00000	0,00000
Réaction (kN)	A	-1644,91	-1658,78	-1706,16	-1439,22	-1456,70	-1500,33
	B	-4307,39	-4322,84	-4192,52	-4246,19	-4275,75	-4152,52
	C	-3978,18	-3905,70	-4024,19	-4285,88	-4174,33	-4289,89
	D	-1477,39	-1520,56	-1485,01	-1436,59	-1501,106	-1465,14
Moment en travée (kN.m)	A-B	5563,37	5659,77	5989,06	4133,83	4255,31	4558,54
	B-C	1151,37	1576,09	1682,07	2172,22	2763,09	2868,69
	C-D	4483,50	4756,77	4531,74	3637,87	4163,63	3870,56

Tableau (III.I.19) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour 1^{er} cas de chargement, 2^{ème} cas de chargement.

➤

1^{ère} cas de chargement :

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1m. \\ M_{app} = 6124.92947 \text{ kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 55633.37\text{kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1m. \\ M_{app} = 5915.55\text{kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 5689.77\text{kN.m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{app} = 5279.48\text{kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 5989.06\text{kN.m.} \end{cases}$

➤

2^{ème} cas de chargement :

a) Appui rigide

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{app} = 6010.65\text{kN.m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 4133.83\text{kN.m.} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 15.1 \text{ m.} \\ M_{app} = 5706.99 \text{ kN. m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} X_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 4255.31 \text{ kN. m.} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 30.2 \text{ m.} \\ M_{app} = 5579.53 \text{ kN. m.} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7.75 \text{ m.} \\ M_{trav} = 4558.54 \text{ kN. m.} \end{cases}$

III.1.4.1.2. Diagramme des moments

Dans cette section, on représente les diagrammes des moments finissant dans la poutre de pont obtenus lors de la simulation numérique pour les trois types d'argiles (l'argile des Flandres, l'argile Dozulé et l'argile Verte) et les sols hétérogènes sont : (l'argile de Flandres et l'argile de Dozulé, l'argile Flandres avec l'argile Verte en suite, l'argile de Dozulé avec l'argile Verte) pour les différents cas de chargement

1^{er} cas de chargement

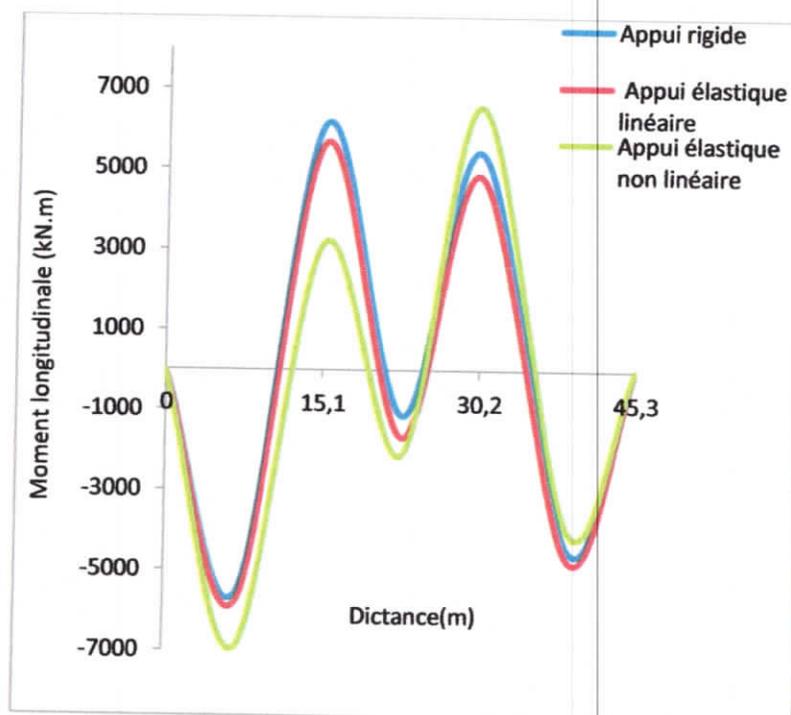


Figure (III.1.26) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Flandres)

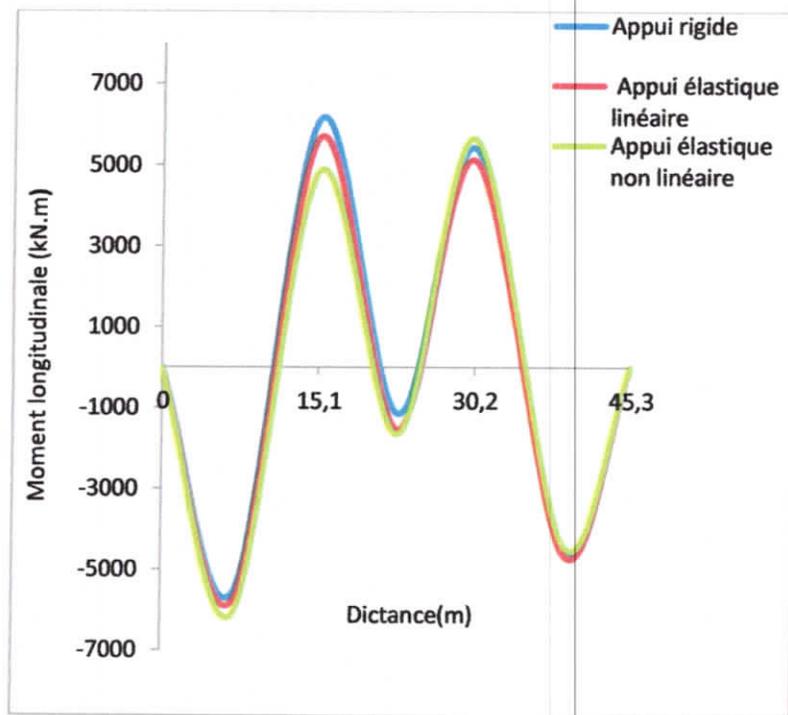


Figure (III.1.27) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Dozulé)

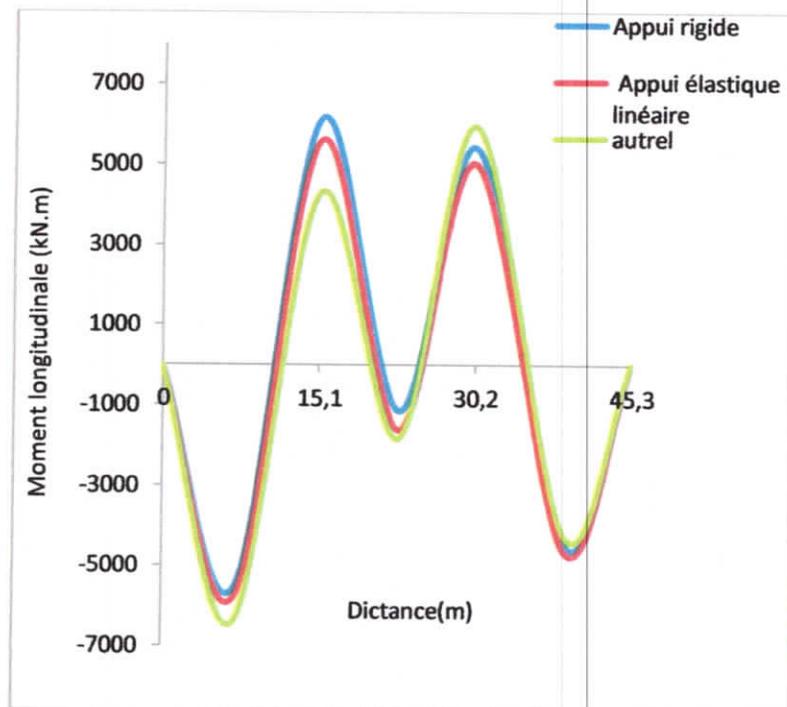


Figure (III.1.28) : Diagramme des moments fléchissant (Argile verte)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

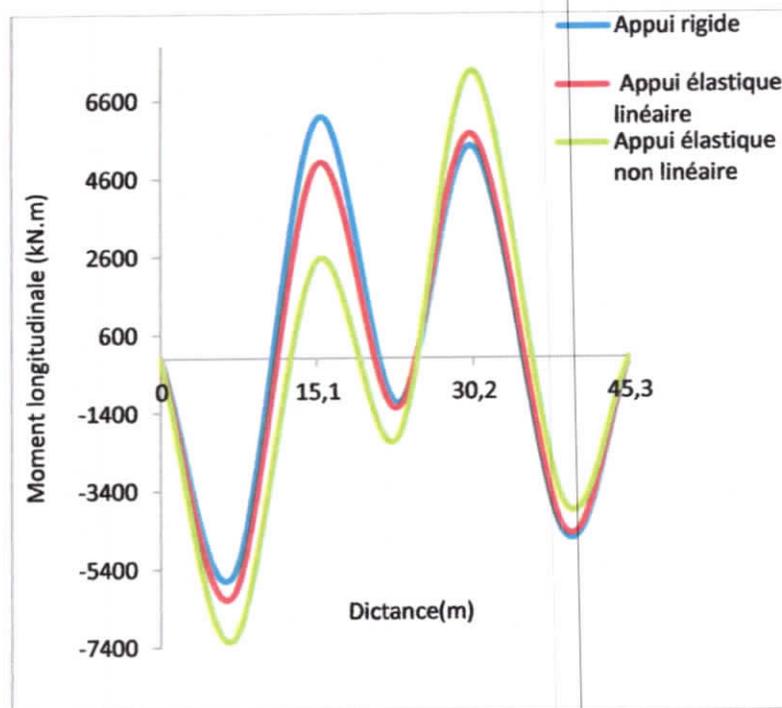


Figure (III.1.29) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Flandre et de Dozulé)

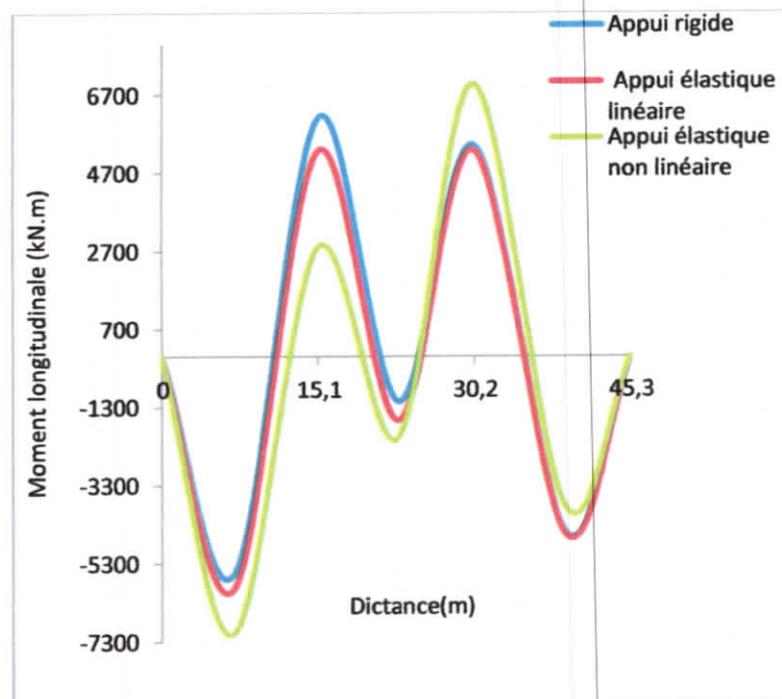


Figure (III.1.30) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Flandre et Verte)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

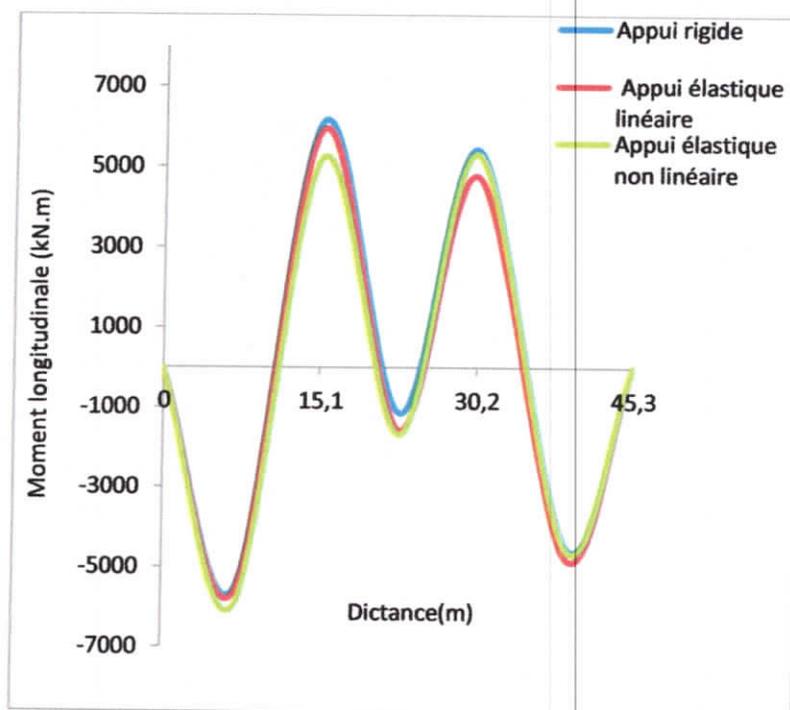


Figure (III.1.31) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Dozulé et verte)

2^{ème} cas de chargement

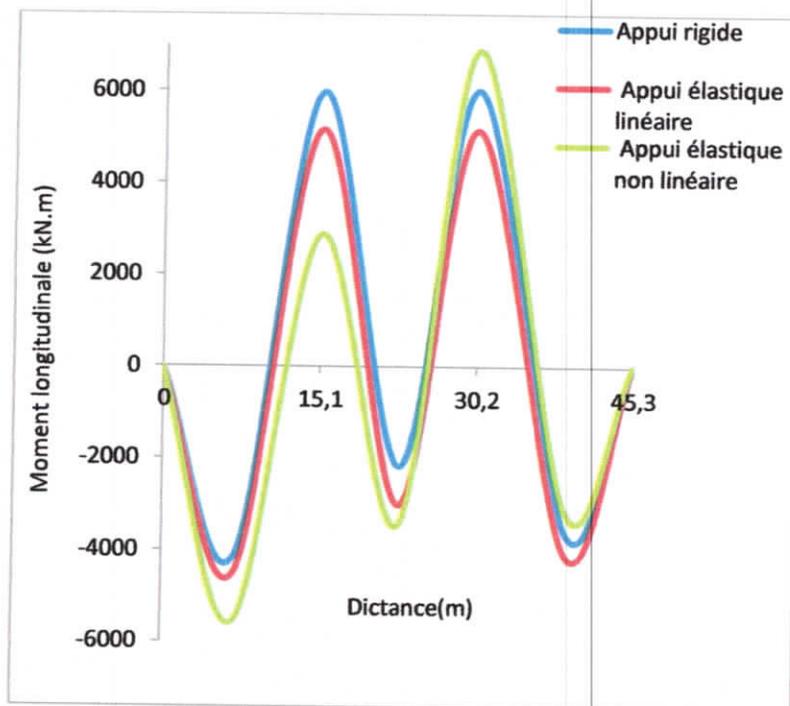


Figure (III.1.32) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Flandres)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

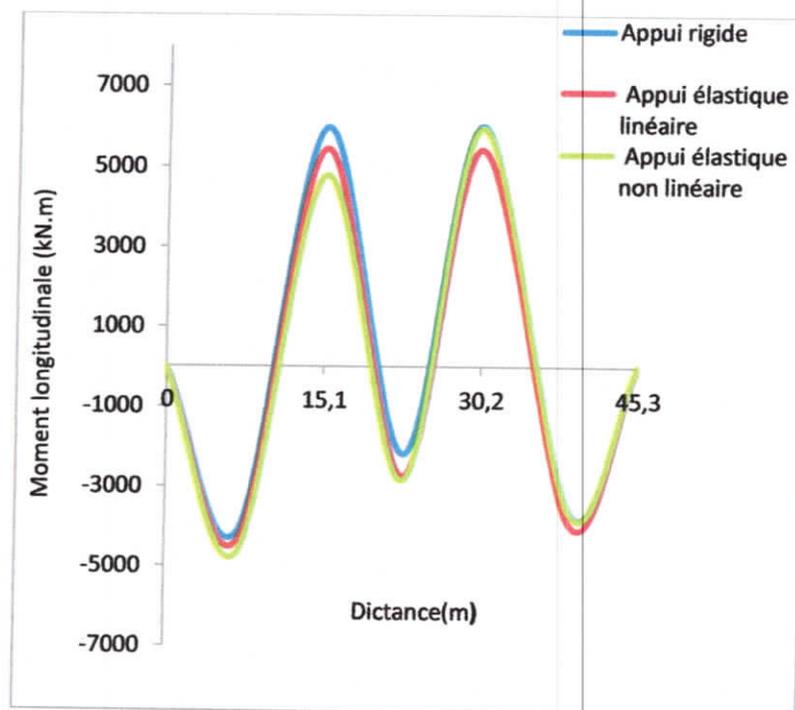


Figure (III.1.33) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Dozulé)

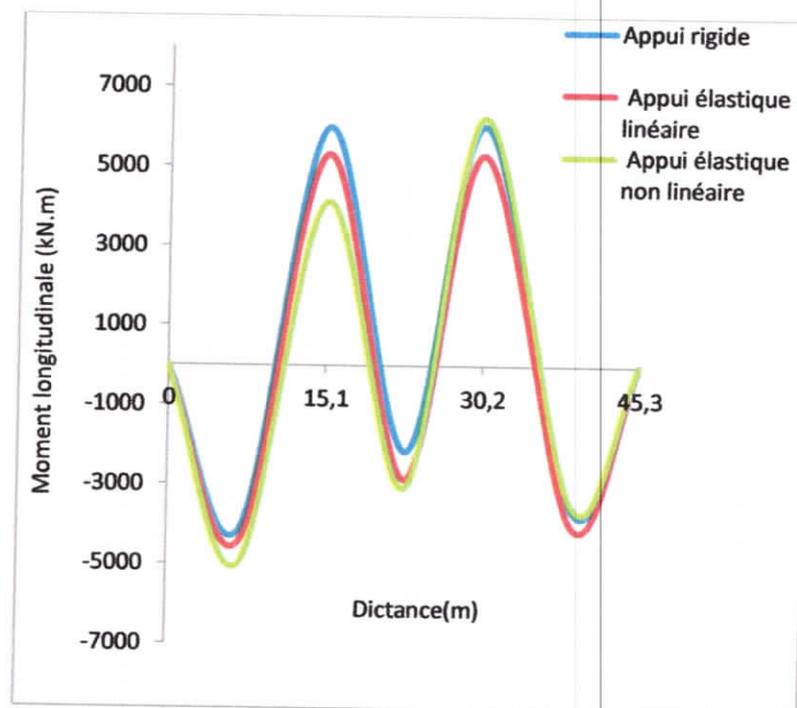


Figure (III.1.34) : Diagramme des moments fléchissant (Argile Verte)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

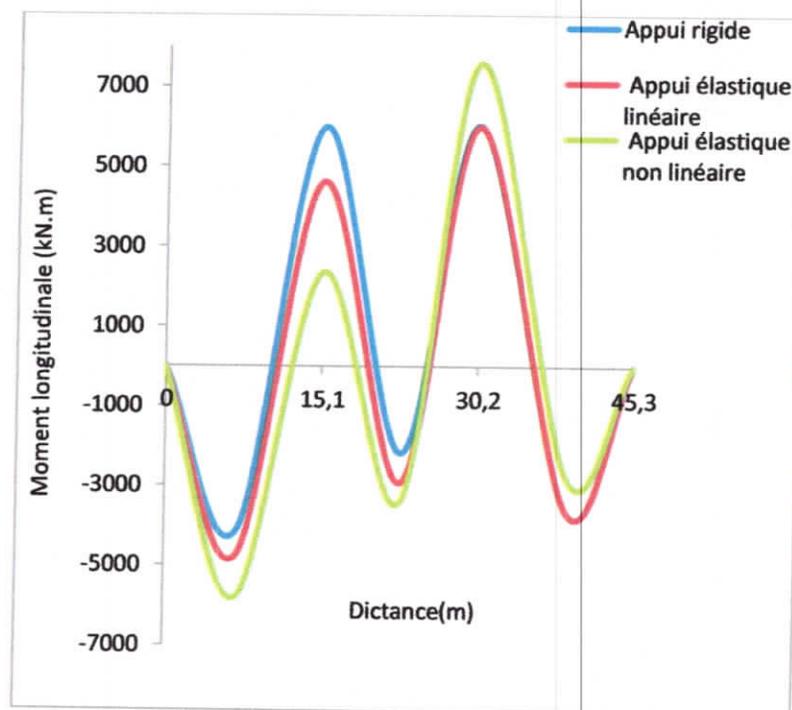


Figure (III.1.35) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Flandre et de Dozulé)

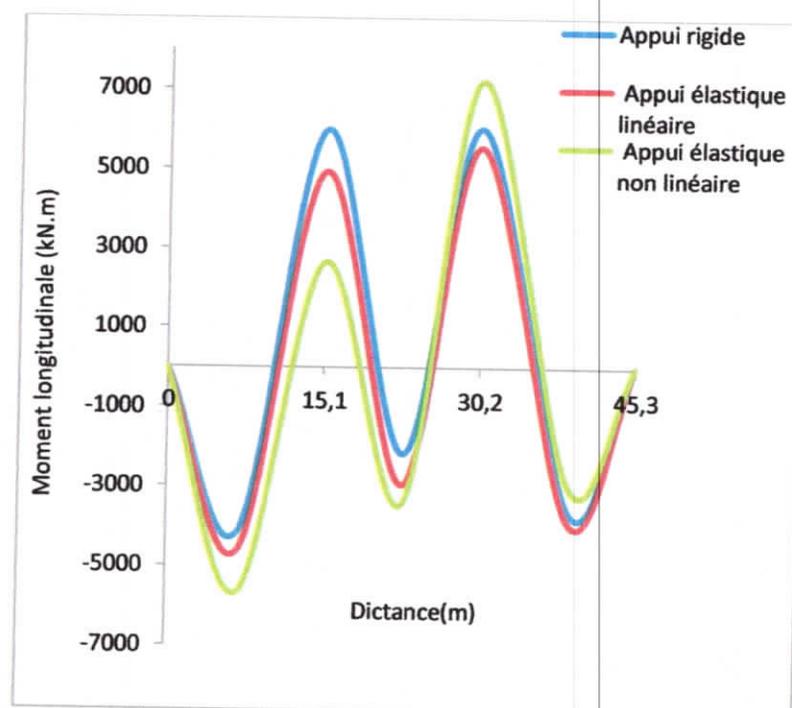


Figure (III.1.36) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Flandre et Verte).

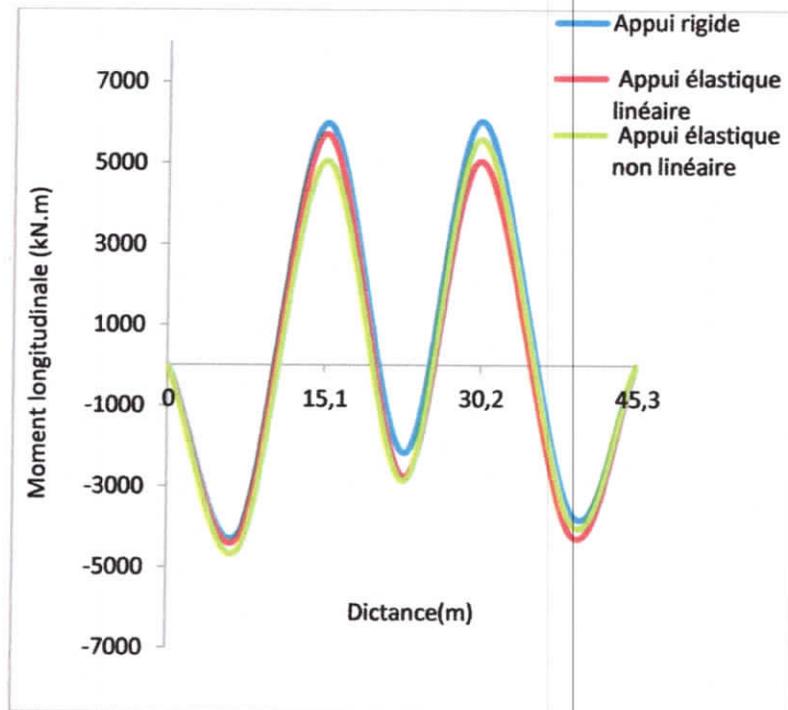


Figure (III.1.37) : Diagramme des moments fléchissant (Argile de Dozulé et Verte).

III.1.4.1.3. Interprétation

Les tableaux et les diagrammes des moments fléchissant pour le cas des sols fins compressibles précédents (Argile de Flandre, l'argile Dozulé et l'argile Verte) nous permettent de formuler les constats suivants :

- 1) Le moment fléchissant dans l'appui de la poutre diminue avec la nature de contact du sol-structure pour le cas de chargement à l'E.L.S, contrairement dans la travée de la poutre, le moment fléchissant augmente sous le cas de chargement.
- 2) Quelle que soit le type d'argile utilisée de Flandre, Dozulé ou de Verte et de la nature du contact entre le sol et la structure (appui rigide, élastique et élastique non linéaire) on peut voir une sensible diminution des moments sur appuis, par contre, il n'y a un peu d'écart significatif pour les moments dans la travée. Ces résultats s'expliquent clairement l'impact de l'interaction sol-structure sur le comportement de pont en béton armé, dans l'appui que dans la travée en fonction de type d'argile utilisée.

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

- 3) Les résultats obtenus que ce soit dans les trois types d'argile (Flandre, Dozulé ou de Verte) et pour les deux cas d'un sol homogène ou d'un sol hétérogène ont démontré que les maximums des moments sont sous-estimés pour des conditions d'appuis rigides par rapport à ceux flexibles.
- 4) Cependant, une étude plus approfondie est nécessaire pour définir parfaitement la phase conception des structures des ponts en béton armé en fonction de tous les paramètres de compressibilité des sols fins en tenant compte le phénomène interactif sol-structure.

III.1.4.2. Calcul le tassement des fondations superficielles :

Les résultats d'un calcul du tassement, les rotations et le tassement différentiel des appuis des fondations superficielles de pont en béton armé étudié dans la poutre de pont obtenus lors de la simulation numérique pour les trois types d'argiles (l'argile des Flandres, l'argile Dozulé et l'argile Verte) et les sols hétérogènes sont : (l'argile de Flandres et l'argile de Dozulé, l'argile Flandres avec l'argile Verte en suite, l'argile de Dozulé avec l'argile Verte) pour les différents cas de chargement

	N° appuis	$\begin{cases} x_A = 0 \\ y_A = 1,2 \end{cases}$	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_C = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ y_C = 15,1 \end{cases}$
Tassement(m)	A	0,06118547	0,03298054	0,02640563	0,02285985
	B	0,06366190	0,07101119	0,06797872	0,05960228
	C	0,05892310	0,06257043	0,06816950	0,06536982
	D	0,02313832	0,02159877	0,02734503	0,02800494
Tassement Différentiel (m)	A-B	0,002476	0,038031	0,041573	0,036742
	B-C	0,004739	0,008441	0,000191	0,005768
	C-D	0,035785	0,040972	0,040824	0,037365
Rotation	A	0,00561936	0,00867029	0,00869920	0,00825486
	B	-0,00163837	-0,00065841	-0,00003052	-0,00010157
	C	0,00048465	-0,00015785	0,00015689	0,00059710
	D	-0,00835127	-0,00854527	-0,00868802	-0,00856446

Tableau (III.I.20) :Tassement,tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (cas Argile de Flandre)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

	N° appuis	$\begin{cases} x_A = 0 \\ y_A = 1,2 \end{cases}$	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_C = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ y_C = 15,1 \end{cases}$
Tassement(m)	A	0,02922013	0,01136746	0,00968332	0,00921106
	B	0,03354512	0,04217630	0,03798066	0,03215411
	C	0,03148674	0,03292789	0,03821359	0,03717292
	D	0,00933936	0,00902917	0,01005278	0,01030868
Tassement Différentiel l(m)	A-B	0,004325	0,030809	0,028297	0,022943
	B-C	0,002058	0,009248	0,000233	0,005019
	C-D	0,022147	0,023899	0,028161	0,026864
Rotation	A	0,00577546	0,00815769	0,00764054	0,00716019
	B	-0,00158332	-0,00106801	-0,00055076	-0,00065382
	C	0,00100813	0,00039790	0,00066735	0,00101042
	D	-0,00725831	-0,00712716	-0,00768527	-0,00772801

Tableau (III.1.21) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Cas de l'argile de Dozulé)

	N° appuis	$\begin{cases} x_A = 0 \\ y_A = 1,2 \end{cases}$	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_C = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ y_C = 15,1 \end{cases}$
Tassement(m)	A	0,04115715	0,01827711	0,01521777	0,01394074
	B	0,04566223	0,05506621	0,05040283	0,04316433
	C	0,04238692	0,04443866	0,05067730	0,04910509
	D	0,01413945	0,01353871	0,01577495	0,01615382
Tassement différentiel (m)	A-B	0,004505	0,036789	0,035185	0,029224
	B-C	0,003275	0,010628	0,000274	0,005941
	C-D	0,028247	0,030900	0,034902	0,032951
Rotation	A	0,00579050	0,00865888	0,00818764	0,00763981
	B	-0,00157762	-0,00088226	-0,00027654	-0,00036526
	C	0,00076429	0,00006783	0,00040001	0,00080755
	D	-0,00774235	-0,00765761	-0,00822130	-0,00823125

Tableau (III.1.22) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Cas de l'argile Verte)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

	N° appuis	$\begin{cases} x_A = 0 \\ y_A = 1,2 \end{cases}$	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_C = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ y_C = 15,1 \end{cases}$
Tassement(m)	A	0,05794808	0,03242579	0,02714894	0,02370172
	B	0,06016370	0,06590063	0,06136746	0,05432965
	C	0,03468117	0,03780788	0,04274462	0,04066699
	D	0,00866299	0,00696106	0,00863388	0,00944986
Tassement différentiel (m)	A-B	0,002216	0,033475	0,034219	0,030628
	B-C	0,025483	0,028093	0,01862	0,01366
	C-D	0,026018	0,030847	0,034111	0,031217
Rotation	A	0,00609852	0,00876664	0,00852722	0,00819801
	B	-0,00264851	-0,00175625	-0,00114772	-0,00120267
	C	-0,00012705	-0,00067236	-0,00040130	-0,00001675
	D	-0,00707523	-0,00728224	-0,00774200	-0,00764683

Tableau (III.1.23) : Tassement,tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Argile de Flandre avec l'argile de Dozulé)

	N° appuis	$\begin{cases} x_A = 0 \\ y_A = 1,2 \end{cases}$	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_C = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ y_C = 15,1 \end{cases}$
Tassement (m)	A	0,05934981	0,03281855	0,02727457	0,02382130
	B	0,06136638	0,06762760	0,06335842	0,05585220
	C	0,04475844	0,04839886	0,05427832	0,05177053
	D	0,01369520	0,01167086	0,01463430	0,01556302
Tassement Différentiel (m)	A-B	0,0020166	0,034809	0,036084	0,032031
	B-C	0,0166079	0,019229	0,00908	0,00408
	C-D	0,0310632	0,036728	0,039644	0,036208
Rotation	A	0,00586364	0,00865692	0,00844860	0,00808217
	B	-0,00221830	-0,00127174	-0,00061990	-0,00069224
	C	0,00011061	-0,00047455	-0,00016747	0,00023963
	D	-0,00769522	-0,00796537	-0,00840858	-0,00827076

Tableau (III.1.24) : Tassement,tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Argile de Flandre avec l'argile Verte)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

	N° appuis	$\begin{cases} x_A = 0 \\ y_A = 1,2 \end{cases}$	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_C = 0,6 \end{cases}$	$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ y_C = 15,1 \end{cases}$
Tassement	A	0,02935171	0,01110496	0,00924544	0,00879906
	B	0,03477982	0,04375751	0,03974186	0,03365706
	C	0,04086755	0,04222832	0,04854241	0,04742519
	D	0,01421345	0,01417546	0,01611434	0,01627492
Tassement différentiel	A-B	0,0054281	0,032653	0,030496	0,024858
	B-C	0,0060877	0,001529	0,008801	0,013768
	C-D	0,0266541	0,028053	0,032428	0,03115
Rotation	A	0,00566827	0,00812361	0,00761704	0,00710876
	B	-0,00114978	-0,00063355	-0,00006686	-0,00017051
	C	0,00121876	0,00059404	0,00089431	0,00124733
	D	-0,00781131	-0,00763789	-0,00822265	-0,00827223

Tableau (III.1.25) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Argile de Flandre avec l'argile Verte)

• **Discussion et interprétation des résultats**

Pour voir l'effet de variation des propriétés de compressibilité des sols fins, nous avons traité trois types d'argiles (Argile de Flandre, l'argile de Dozulé et l'argile Verte), nous avons pu constater par cette l'étude numérique que :

1. Les tassements obtenus par le calcul numérique sont très loin des tassements admissible données par le règlement pour les trois types d'argiles.
2. D'autre part, les résultats des tableaux du tassement calculé sous la culée A et D, la pile B et C, montreront qu'il y a une augmentation significative de tassement des deux piles de la fondation, ainsi que la rotations des appuis obtenue par le modèle numérique dans le cas d'un calcul élastique non linéaire par rapport, aux résultats obtenus par le calcul élastique linéaire, pour les trois types d'argiles et pour différentes cas de chargement, cette résultats explique clairement que la loi de comportement qui a été utilisée est prend en compte le fluage.

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

3. Il est à noter que les paramètres de compressibilité élevée ($e_0=1,01$ et $C_c=0,29$) de l'argile de Flandre accélère le tassement au début du chargement et de la consolidation.

III.1.4.3. Calcul de l'erreur

Les résultats d'un calcul du tassement des fondations superficielles du pont sont étudiés par la formule directe, ainsi qu'une comparaison avec des résultats issus d'un calcul linéaire élastique par le modèle numérique pour les trois types de l'argile de Flandres, l'argile de Dozulé et l'argile Verte, afin de voir la consistance de notre calcul numérique du tassement.

		Type d'argile	N° appui	E (kPa)	ν	q_{ref} (KN/m ²)	B (m)	C_F	S_{TERZ} (m)	S_{Prog} (m)	ΔS %
Appui élastique	Cas homogène	Argile de Flandres	A	6500	0,35	55,13	3	1,5	0,03349148	0,03298050	1,5%
			B	9050	0,35	78,91	6	1,5	0,06886402	0,07101110	3,11%
			C	9050	0,35	67,19	6	1,5	0,05863494	0,06257040	6,71%
			D	6500	0,35	5,15	3	1,5	0,03046957	0,02159880	29,11%
		Argile de Dozulé	A	18000	0,35	51,11	3	1,5	0,01121328	0,01136750	1,37%
			B	15000	0,35	78,54	6	1,5	0,04135456	0,04217630	1,98%
			C	15000	0,35	68,09	6	1,5	0,03585421	0,03292790	8,16%
			D	18000	0,35	49,19	3	1,5	0,0090292	0,01079120	16,32%
		Argile verte	A	9000	0,35	51,46	3	1,5	0,02258144	0,01827710	19,06%
			B	11500	0,35	78,30	6	1,5	0,05377534	0,05506621	2,40%
			C	11500	0,35	68,05	6	1,5	0,04673351	0,04443866	4,91%
			D	9000	0,35	49,41	3	1,5	0,02168083	0,01353871	37,55%

Tableau (III.1.26) : Calcul de l'erreur sur le tassement de la fondation (cas d'un sol homogène).

		Type d'argile	N° appui	E (kPa)	ν	q_{ref} (KN/m ²)	B (m)	C_F	S_{TERZ} (m)	S_{Prog} (m)	ΔS %
Appui élastique	Cas hétérogène	Argile de Flandres + Argile verte	A	6500	0,35	51,90	3	1,5	0,03153006	0,03281855	4,08%
			B	9050	0,35	77,74	6	1,5	0,06784040	0,06762760	0,31%
			C	11500	0,35	68,53	6	1,5	0,04706569	0,04839896	2,83%
			D	9000	0,35	49,15	3	1,5	0,02156559	0,01167086	45,88%
		Argile de Flandres +	A	6500	0,35	52,56	3	1,5	0,03193405	0,03242579	1,53%
			B	9050	0,35	76,58	6	1,5	0,06683001	0,06590063	1,39%

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

	Argile de Dozulé	C	15000	0,35	69,84	6	1,5	0,0367750	0,03780788	2,80%
		D	18000	0,35	48,16	3	1,5	0,01056649	0,00696110	34,12%
	Argile de Dozulé + Argile verte	A	18000	0,35	50,59	3	1,5	0,01109825	0,01110496	0,68%
		B	15000	0,35	79,46	6	1,5	0,04183885	0,04375751	4,58%
		C	11500	0,35	67,04	6	1,5	0,04604311	0,04222832	8,29%
		D	9000	0,35	49,98	3	1,5	0,03192946	0,01417546	35,35%

Tableau (III.1.27) : Calcul de l'erreur sur le tassement de la fondation (cas d'un sol hétérogène)

• **Discussion**

L'ensemble des résultats obtenus par la méthode de Terzaghi dans le cas d'un sol homogène sont globalement satisfaisants et concordent assez bien avec les résultats obtenus par le programme dans le cas d'un sol homogène pour les trois types d'argiles sauf pour la culée D du pont l'écart est très significatif. Cependant, une très petite différence sont observées dans le calcul tassement par la méthode de Terzaghi dans le cas d'un sol hétérogène pour les types d'argile pour la pile B et C, et la culée A, Cependant, une très grande différence observée pour la culée D du pont, l'écart est très significatif. Donc selon la nature et la complexité du sol (compressibilité du sol) et les conditions du chargement, le mouvement horizontal dû à la déformation plastique peut se développer et produire des tassements verticaux.

III.1.4.4. Calcul de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur des sols fins compressibles

Le calcul de la capacité portante ultime (q_{ul}) et admissible (q_{adm}), ce fait par la méthode de Terzaghi dans le cas de la culé du pont et par la méthode de Meyerhof et *in-situ* dans le cas de la pile du pont, et pour ce faire on constate que les fondations de pont sont reposant sur trois types d'argiles (argile de Flandes, argile Dozulé et argile Verte).

Les résultats obtenus par le modèle numérique, d'un sol homogène et hétérogène pour calculer la capacité portante des fondations superficielles reposant sur un sol peu, moyenne et très compressible (argile de Flandes, argile de Dozulé et argile Verte) avec trois méthodes différentes (Terzaghi, Meyerof et *in-situ*) sont montrés dans le tableau suivant :

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

La méthode de calcul										
Appui élastique	Type d'argile	La position	N° appui	Terzaghi			Meyerhof			In situ ($\frac{N}{BL} < 260$)
				q_{ul} (kN/m ²)	q_{ad} (kN/m ²)	B (m)	q_{ul} (kN/m ²)	q_{ad} (kN/m ²)	B (m)	B (m)
Appui élastique	Argile de Flandres	$\begin{cases} x_A = 0 \\ x_A = 1,2 \end{cases}$	A	737,67	307,89	1	/	/	/	1
		$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ x_B = 0,6 \end{cases}$	B	/	/	/	1265,15	482,05	3	4
		$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ x_C = 0,6 \end{cases}$	C	/	/	/	1226,10	469,03	3,5	4
		$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ x_C = 15,1 \end{cases}$	D	737,67	307,89	0,5	/	/	/	1
	Argile de Dozulé	$\begin{cases} x_A = 0 \\ y_A = 1,2 \end{cases}$	A	3191,75	1134,91	0,5	/	/	/	1
		$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ x_B = 0,6 \end{cases}$	B	/	/	/	4122,62	1445,20	2,5	4
		$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ x_C = 0,6 \end{cases}$	C	/	/	/	4067,50	1426,83	3	4
		$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ x_C = 15,1 \end{cases}$	D	3191,75	1134,91	0,5	/	/	/	1
	Argile verte	$\begin{cases} x_A = 0 \\ x_A = 1,2 \end{cases}$	A	1040,26	407,08	0,5	/	/	/	1
		$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ x_B = 0,6 \end{cases}$	B	/	/	/	434,19	206,73	4,5	4
		$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ x_C = 0,6 \end{cases}$	C	/	/	/	594,81	260,27	4	4,5
		$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ x_C = 15,1 \end{cases}$	D	1040,26	407,08	0,5	/	/	/	1

Tableau (III.1.28) : Les résultats de la capacité portant pour les trois types d'argile.

La méthode de calcul										
Appui élastique	Type d'argile	La position	N° appui	Terzaghi			Meyerhof			In situ ($\frac{N}{BL} < 260$)
				q_{ul} (kN/m ²)	q_{ad} (kN/m ²)	B (m)	q_{ul} (kN/m ²)	q_{ad} (kN/m ²)	B (m)	B (m)
Appui élastique	Argile de Flandres + Argile de Dozulé	$\begin{cases} x_A = 0 \\ x_A = 1,2 \end{cases}$	A	737,67	307,98	1	/	/	/	1
		$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ x_B = 0,6 \end{cases}$	B	/	/	/	770,77	318,92	3,5	4
		$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ x_C = 0,6 \end{cases}$	C	/	/	/	3995,92	1402,97	3	4
		$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ x_C = 15,1 \end{cases}$	D	3191,75	1134,91	0,5	/	/	/	1
	Argile de	$\begin{cases} x_A = 0 \\ x_A = 1,2 \end{cases}$	A	3654,16	1290,05	0,5	/	/	/	1

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

Dozulé + Argile verte	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ x_B = 0,6 \end{cases}$	B	/	/	/	3902,95	1371,98	3	4,5
	$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ x_C = 0,6 \end{cases}$	C	/	/	/	1244,30	475,10	3,5	4,5
	$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ x_C = 15,1 \end{cases}$	D	1034,83	405,27	0,5	/	/	/	1
Argile de Flandres + Argile verte	$\begin{cases} x_A = 0 \\ x_A = 1,2 \end{cases}$	A	737,67	307,98	1	/	/	/	1
	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ x_B = 0,6 \end{cases}$	B	/	/	/	828,32	338,10	3,5	4
	$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ x_C = 0,6 \end{cases}$	C	/	/	/	1217,76	466,25	3,5	4
	$\begin{cases} x_C = 13,9 \\ x_C = 15,1 \end{cases}$	D	1048,85	410,95	0,5	/	/	/	1

Tableau (III.1.29) : Les résultats de la capacité portant dans le cas d'un sol hétérogène.

Interprétation des résultats obtenus

L'ensemble des résultats obtenus par la méthode de Terzaghi dans le cas d'un sol homogène pour les différents types d'argiles sont globalement satisfaisants et concordent assez bien avec les résultats obtenus de la même méthode dans le cas d'un sol hétérogène. Cependant, quelques petites différences sont observées dans le calcul de la capacité portante de fondations obtenues par la méthode de Meyerhof dans le d'un sol homogène et hétérogène.

III.1.4.5. Comportement différé des sols argileux

L'effet de l'interaction sol-structure, sur le comportement différé des sols argileux est entrepris selon les résultats du modèle mécanique présenté sur la figure (III.38, 39 et 40), pour les trois types d'argile (argile de Flandres, argile de Dozulé et argile Verte) et pour les deux types de contact entre le sol d'assise et les appuis du pont en béton armé (i.e. appui élastique linéaire et appui élastique non linéaire). Le dimensionnement de la fondation est calculé en changeant les caractéristiques de compressibilité du sol c-a-d, l'indice de vide (e_0) et l'indice de compressibilité (C_c). En considérant un déplacement maximal admissible de **6 cm**. Les résultats d'un calcul du tassement des fondations superficielles du pont étudié pour les trois types d'argiles sont montrés dont les tableaux (III.30, 31 et 32) suivants.

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

Cas d'un sol homogène

Cas d'argile de Flandre avec la position des charges concentrées : $\begin{cases} x_A = 14.5 \\ y_b = 0,6 \end{cases}$

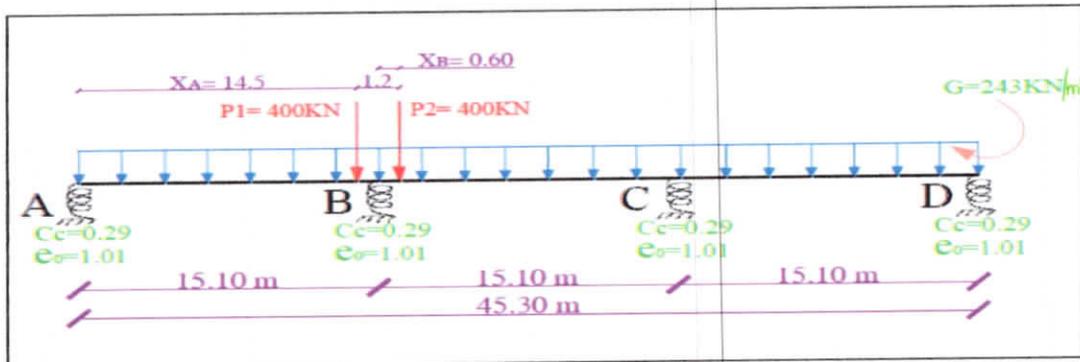


Figure (III.1.38) : Schéma statique de la poutre à trois travées (argile de Flandre)

	Tassement dans l'appui			
	A	B	C	D
$\begin{cases} e_0 = 1,01 \\ t = 10j \end{cases}$	0,03298054	0,07101119	0,06257043	0,02159877
$\begin{cases} e_0 = 0,92 \\ t = 100j \end{cases}$	0,03589868	0,07245294	0,06583559	0,02273922
$\begin{cases} e_0 = 0,84 \\ t = 1000j \end{cases}$	0,03905436	0,07313003	0,06950224	0,02360629
$\begin{cases} e_0 = 0,76 \\ t = 2000j \end{cases}$	0,04307512	0,07220778	0,07471727	0,02382471
$\begin{cases} e_0 = 0,68 \\ t = 3000j \end{cases}$	0,04859345	0,06553228	0,08438724	0,02082563
$\begin{cases} e_0 = 0,59 \\ t = 4000j \end{cases}$	-1,19535489	0,10527179	0,89656858	0,21548803
$\begin{cases} e_0 = 0,47 \\ t = 5000j \end{cases}$	-1,08195845	0,11015451	0,90302683	0,25394312
$\begin{cases} e_0 = 0,35 \\ t = 6000j \end{cases}$	0,28017928	0,22357901	0,50566912	0,33620567

Tableau (III.1.30) : Résultats de tassement d'un sol homogène en fonction de la variation de l'indice des vides avec le temps pour l'argile de Flandre.

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

Cas d'argile de Dozulé avec la position des charges concentrées : $\begin{cases} x_A = 14.5 \\ y_b = 0,6 \end{cases}$

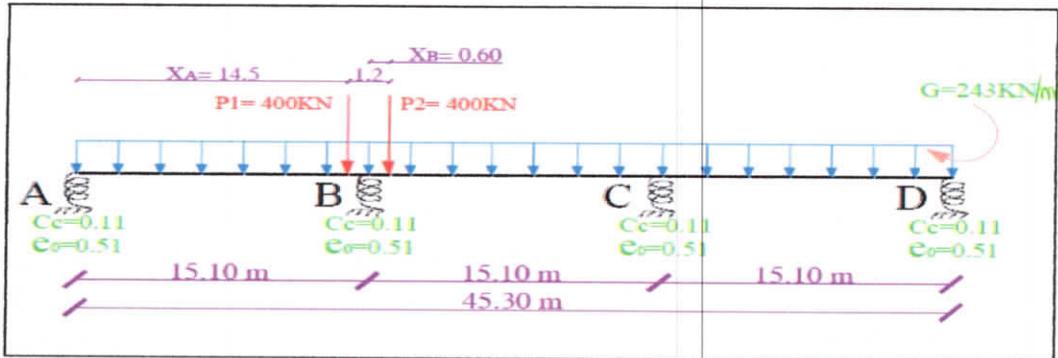


Figure (III.1.39) : Schéma statique de la poutre à trois travées (argile de Dozulé).

	Tassement dans l'appui			
	A	B	C	D
$\begin{cases} e_0 = 0,51 \\ t = 10j \end{cases}$	0,01136746	0,04217630	0,03292789	0,00902917
$\begin{cases} e_0 = 0,479 \\ t = 100j \end{cases}$	0,01170761	0,04292841	0,03357592	0,00926157
$\begin{cases} e_0 = 0,449 \\ t = 1000j \end{cases}$	0,01205529	0,04368204	0,03422766	0,00949784
$\begin{cases} e_0 = 0,419 \\ t = 2000j \end{cases}$	0,01242266	0,04446235	0,03490507	0,00974613
$\begin{cases} e_0 = 0,390 \\ t = 3000j \end{cases}$	0,01279803	0,04524329	0,03558576	0,00999843
$\begin{cases} e_0 = 0,361 \\ t = 4000j \end{cases}$	0,01319496	0,04605176	0,03629343	0,01026372
$\begin{cases} e_0 = 0,332 \\ t = 5000j \end{cases}$	0,01361528	0,04688917	0,03702975	0,01054302
$\begin{cases} e_0 = 0,303 \\ t = 6000j \end{cases}$	0,01406101	0,04775696	0,03779654	0,01083741

Tableau (III.1.31) : Résultats de tassement d'un sol homogène en fonction de la variation de l'indice des vides avec le temps pour l'argile argile de Dozulé.

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

Cas d'argile Verte avec la position des charges concentrées : $\begin{cases} x_A = 14.5 \\ y_b = 0.6 \end{cases}$

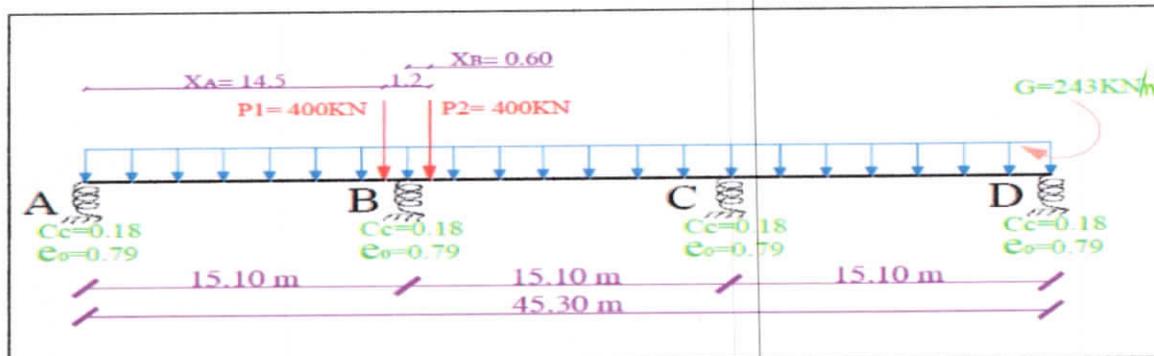


Figure (III.1.40) : Schéma statique de la poutre à trois travées (argile Verte)

	Tassement dans l'appui			
	A	B	C	D
$\begin{cases} e_0 = 0,79 \\ t = 10j \end{cases}$	0,01827711	0,05506621	0,04443866	0,01353871
$\begin{cases} e_0 = 0,734 \\ t = 100j \end{cases}$	0,01919368	0,05646637	0,04575922	0,01410702
$\begin{cases} e_0 = 0,68 \\ t = 1000j \end{cases}$	0,02016033	0,05787835	0,04711221	0,01469915
$\begin{cases} e_0 = 0,629 \\ t = 2000j \end{cases}$	0,02115832	0,05926937	0,04846969	0,01530248
$\begin{cases} e_0 = 0,579 \\ t = 3000j \end{cases}$	0,02222818	0,06068823	0,04988431	0,01593997
$\begin{cases} e_0 = 0,53 \\ t = 4000j \end{cases}$	0,02337710	0,06213130	0,05136094	0,01661327
$\begin{cases} e_0 = 0,48 \\ t = 5000j \end{cases}$	0,02466751	0,06365519	0,05297241	0,01735453
$\begin{cases} e_0 = 0,433 \\ t = 6000j \end{cases}$	0,02600653	0,06512995	0,05459835	0,01810536

Tableau (III.1.32) : Les résultats de tassement d'un sol homogène en fonction de variation de l'indice de vide avec le temps (argile Verte)

III.1.4.6. Evolution le tassement de consolidation (fluage) des sols fins compressibles

Le fluage est une déformation du matériau au cours de temps sous un état de contraintes effectives maintenu constant. Donc le but de cette partie est d'étudier plus précisément l'effet du temps sur le comportement unidimensionnel des sols fins compressibles, nous avons réalisé des simulations numériques en prenant en compte le temps de consolidation sur trois différents des sols fins compressibles qui n'ont pas les mêmes caractéristiques de compressibilité, cette fois l'effet de fluage a été traité d'une façon que le sol soumis à des charges permanente et variable durant 10 jours, 100 jours, 1000 jours, 2000 jours, 3000 jours, pour le cas d'un sol homogène et un sol hétérogène.

III.4.6.1. Cas d'un sol homogène

Les résultats obtenus par le modèle numérique, d'un sol homogène (Argile Flandre, argile Dozulé et argile Verte) sont montrés dans les figures suivantes :

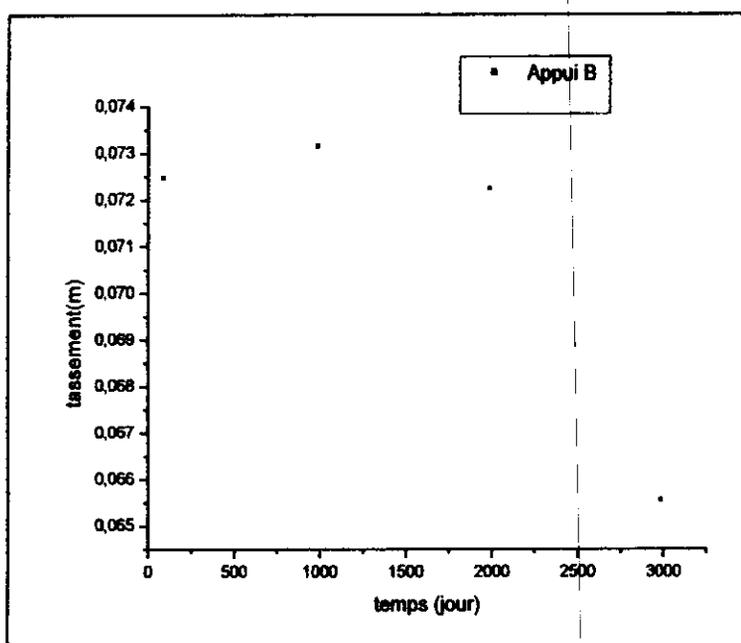


Figure (III.1.41) : Evolution de tassement avec le temps dans l'appui B pour l'argile de Flandre.

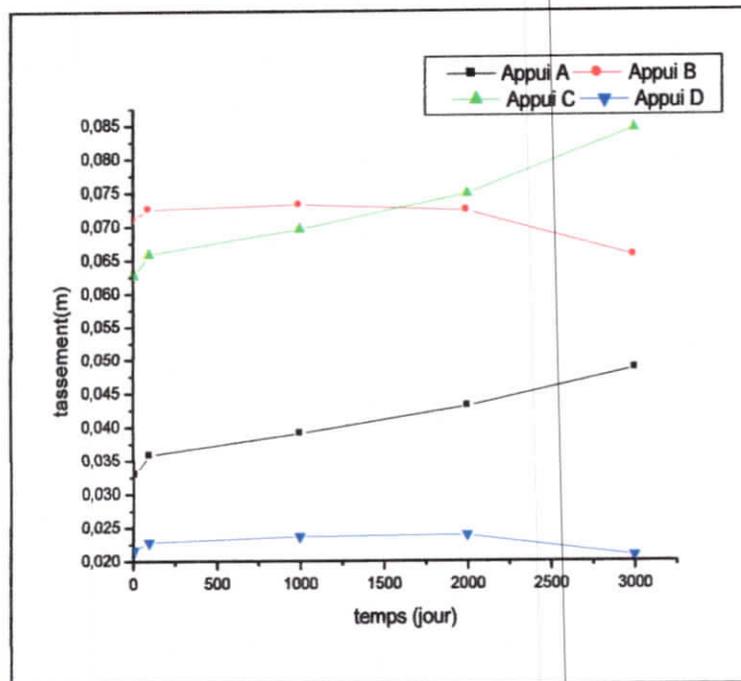


Figure (III.1.42) : Evolution de tassement avec le temps pour l'argile de Flandre.

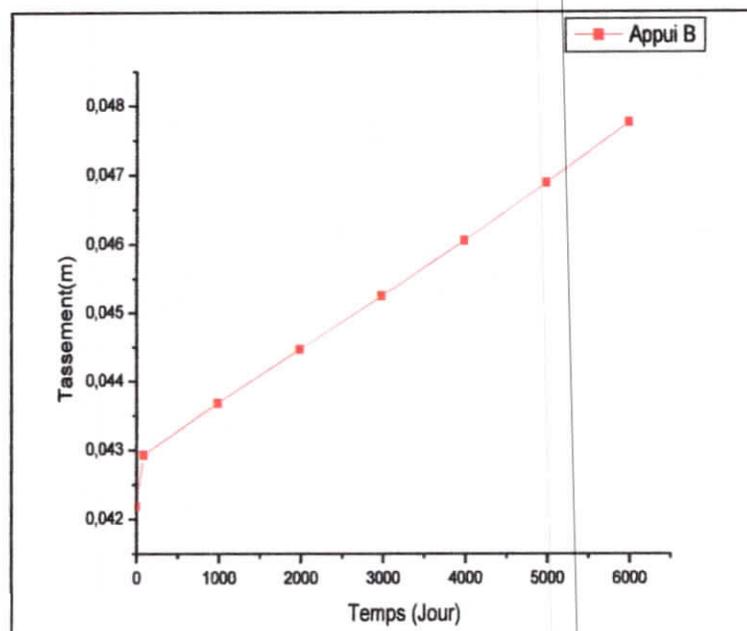


Figure (III.1.43) : Evolution de tassement avec le temps dans l'appui B pour l'argile de Dozulé

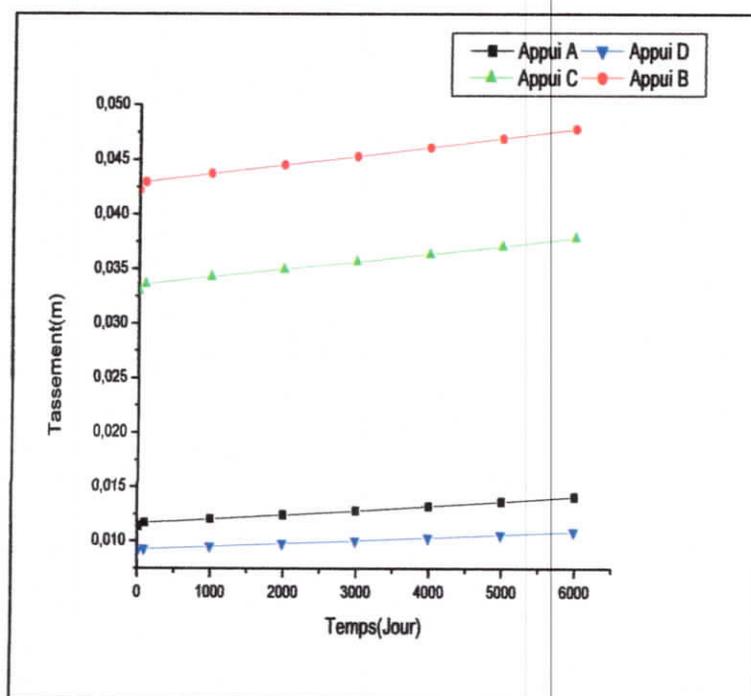


Figure (III.1.44) : Evolution de tassement avec le temps dans pour l'argile de Dozulé

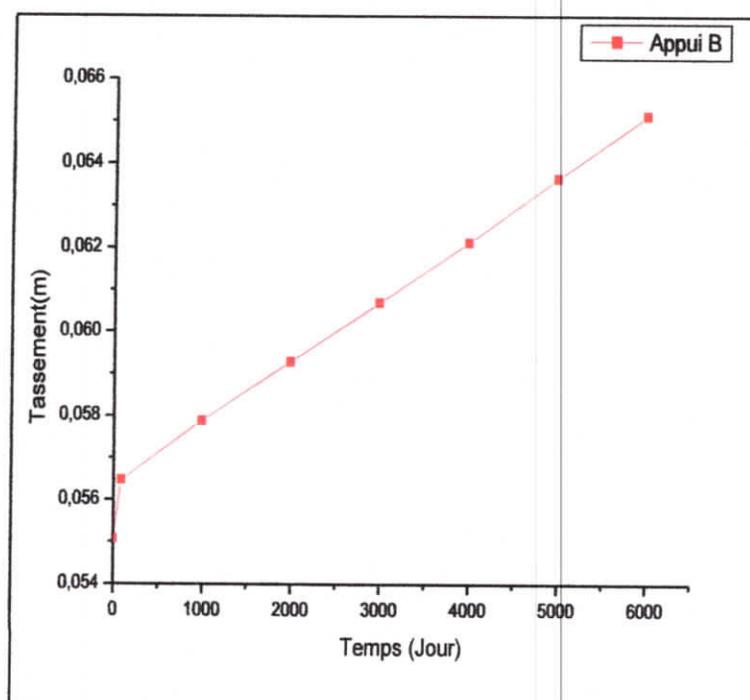


Figure (III.1.45) : Evolution de tassement avec le temps dans l'appui B pour l'argile de Verte

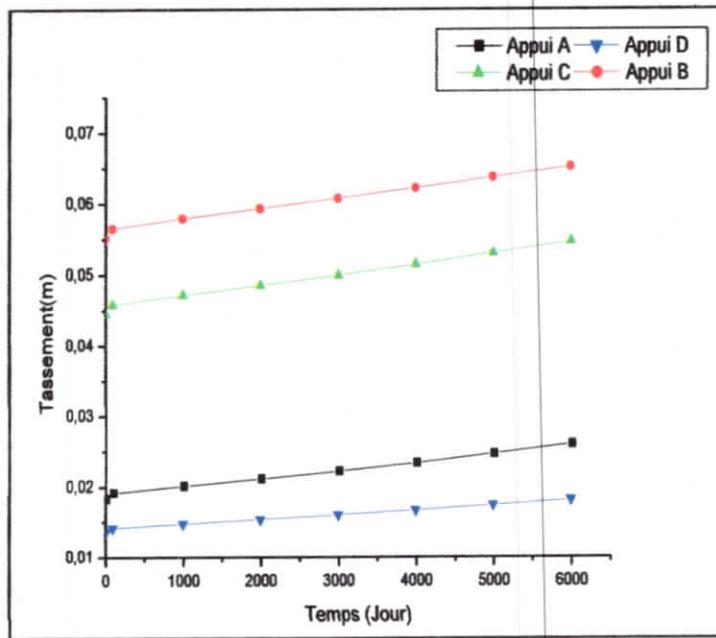


Figure (III.1.46) : Evolution de tassement avec le temps pour l'argile Verte

▪ Discussion

Les résultats montrés ci-dessus, on constate d'une part qu'il y avait accroissement des tassements du fluage de chaque appui A, B, C et D du pont en béton armé avec le temps, et d'autre part, le tassement du fluage pour un sol homogène dépend de la charge appliquée. Pour les appuis intermédiaires B et C, les tassements du fluage sont grands et ils augmentent au cours du temps, et les déformations du sol homogène deviennent infiniment grandes.

III.4.6.2. Cas d'un sol hétérogène

Les résultats obtenus par le modèle numérique, d'un sol hétérogène (Argile Flandre, argile Dozulé et argile Verte) sont montrés dans les figures suivantes :

- ✓ Cas d'argile hétérogène avec la position des charges concentrées : $\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_b = 0,6 \end{cases}$

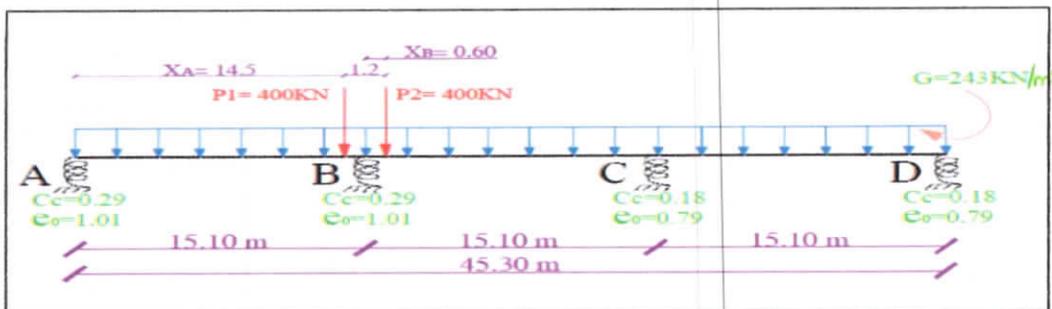


Figure (III.1.47) : Schéma statique de la poutre à trois travées (Flandre + verte)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

	Tassement de l'appui			
	A	B	C	D
$\begin{cases} e_{0,AB} = 1,01 \\ e_{0,BC} = 0,79 \\ t = 100j \end{cases}$	0,03281855	0,06762760	0,04839886	0,01167086
$\begin{cases} e_{0,AB} = 0,92 \\ e_{0,BC} = 0,73 \\ t = 100j \end{cases}$	0,03556957	0,06902269	0,05038971	0,01194985
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,84 \\ e_{0,BC} = 0,67 \\ t = 1000j \end{cases}$	0,03844922	0,07004200	0,05255456	0,01224185
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,77 \\ e_{0,BC} = 0,61 \\ t = 2000j \end{cases}$	0,04279380	0,07058897	0,05492352	0,01254681
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,70 \\ e_{0,BC} = 0,54 \\ t = 3000j \end{cases}$	0,04499156	0,07048873	0,05801299	0,01290259
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,64 \\ e_{0,BC} = 0,47 \\ t = 4000j \end{cases}$	0,04872041	0,06933657	0,06160542	0,01318793
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,58 \\ e_{0,BC} = 0,40 \\ t = 5000j \end{cases}$	0,05325119	0,06607020	0,06627997	0,01303660
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,52 \\ e_{0,BC} = 0,33 \\ t = 6000j \end{cases}$	0,05850349	0,05800730	0,07296561	0,01154277

Tableau (III.33) : Résultats de tassement d'un sol hétérogène en fonction de la variation de l'indice des vides avec le temps pour l'argile Flandre et verte.

- ✓ Cas d'argile hétérogène avec la position des charges concentrées : $\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_b = 0,6 \end{cases}$

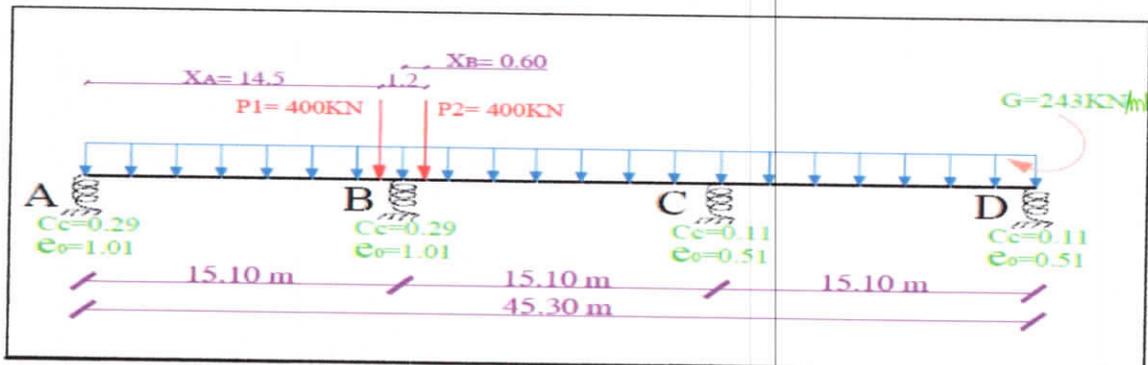


Figure (III.1.48) : Schéma statique de la poutre à trois travées (Argile de Flandre et argile de Dozulé)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

	Tassement dans l'appui			
	A	B	C	D
$\begin{cases} e_{0A,B} = 1,01 \\ e_{0C,D} = 0,51 \\ t = 10j \end{cases}$	0,03242579	0,06590063	0,03780788	0,00696106
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,93 \\ e_{0C,D} = 0,48 \\ t = 100j \end{cases}$	0,03440003	0,06720320	0,03880454	0,00696337
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,85 \\ e_{0C,D} = 0,44 \\ t = 1000j \end{cases}$	0,03697928	0,06822609	0,04016813	0,00698020
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,77 \\ e_{0C,D} = 0,40 \\ t = 2000j \end{cases}$	0,03998478	0,06919302	0,04167943	0,00695899
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,70 \\ e_{0C,D} = 0,37 \\ t = 3000j \end{cases}$	0,04260111	0,06965415	0,04293647	0,00690791
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,65 \\ e_{0C,D} = 0,34 \\ t = 4000j \end{cases}$	0,11667995	0,54779892	0,11260629	-0,00031913
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,72 \\ e_{0C,D} = 0,38 \\ t = 5000j \end{cases}$	0,04212136	0,06959074	0,04259423	0,00687869
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,66 \\ e_{0C,D} = 0,35 \\ t = 6000j \end{cases}$	0,13279330	0,69251282	0,07303629	-0,55698177

Tableau (III.1.34) : Résultats de tassement d'un sol hétérogène en fonction de la variation de l'indice des vides avec le temps pour l'argile Flandre et Dozulé.

- ✓ Cas d'argile hétérogène avec la position des charges concentrées : $\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_b = 0,6 \end{cases}$

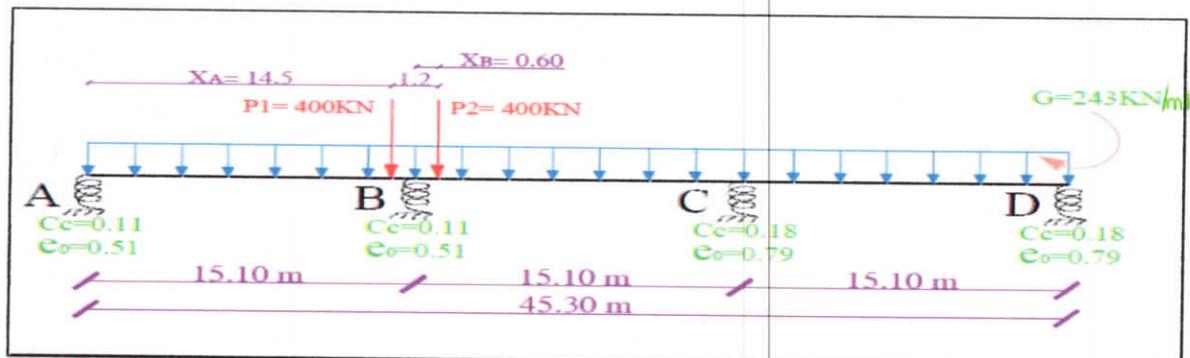


Figure (III.1.49) : Schéma statique de la poutre à trois travées (argile de Dozulé et argile de Verte)

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

	Tassement de l'appui			
	A	B	C	D
$\begin{cases} e_{0,AB} = 0,51 \\ e_{0,BC} = 0,79 \\ t = 10j \end{cases}$	0,01110496	0,04375751	0,04222832	0,01417546
$\begin{cases} e_{0,AB} = 0,48 \\ e_{0,BC} = 0,74 \\ t = 100j \end{cases}$	0,01141370	0,04458385	0,04324735	0,01473928
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,45 \\ e_{0,BC} = 0,69 \\ t = 1000j \end{cases}$	0,01173835	0,04544456	0,04431442	0,01534744
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,42 \\ e_{0,BC} = 0,63 \\ t = 2000j \end{cases}$	0,01207150	0,04638092	0,04563634	0,01614804
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,39 \\ e_{0,BC} = 0,57 \\ t = 3000j \end{cases}$	0,01242087	0,04736352	0,04703435	0,01614804
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,36 \\ e_{0,BC} = 0,51 \\ t = 4000j \end{cases}$	0,01278722	0,04839691	0,04851398	0,01800884
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,33 \\ e_{0,BC} = 0,45 \\ t = 5000j \end{cases}$	0,01317122	0,04948643	0,05008077	0,01909713
$\begin{cases} e_{0,ABD} = 0,30 \\ e_{0,BC} = 0,39 \\ t = 6000j \end{cases}$	0,01357337	0,05063858	0,05173981	0,02031471

Tableau (III.I.35) : Résultats de tassement d'un sol hétérogène en fonction de la variation de l'indice des vides avec le temps pour l'argile Dozulé et Verte

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

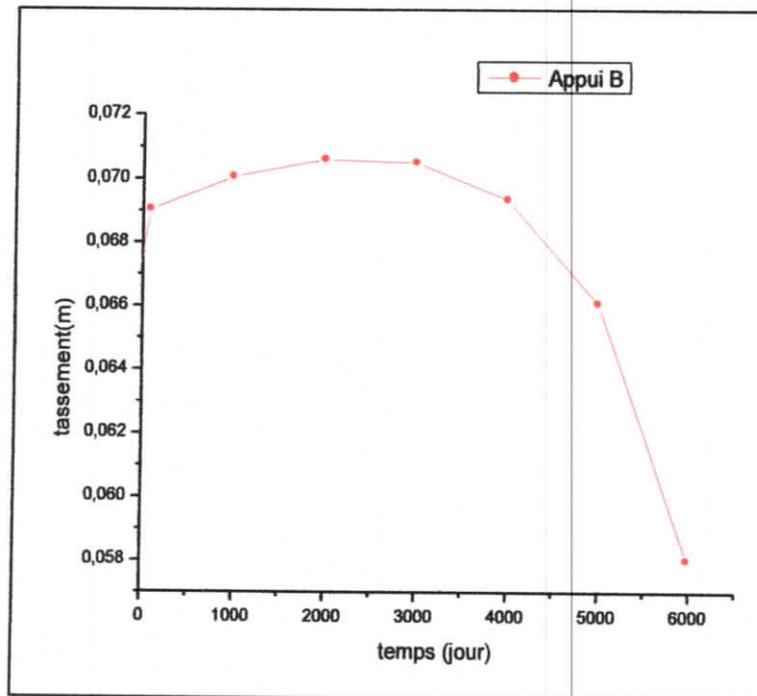


Figure (III.1.50) : Evolution de tassement avec le temps dans l'appui B pour l'argile Flandre et Verte

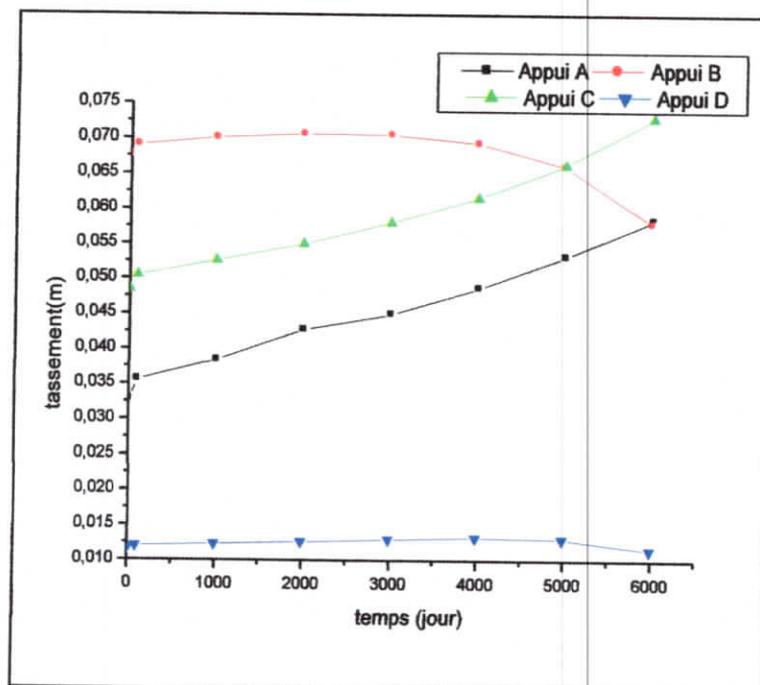
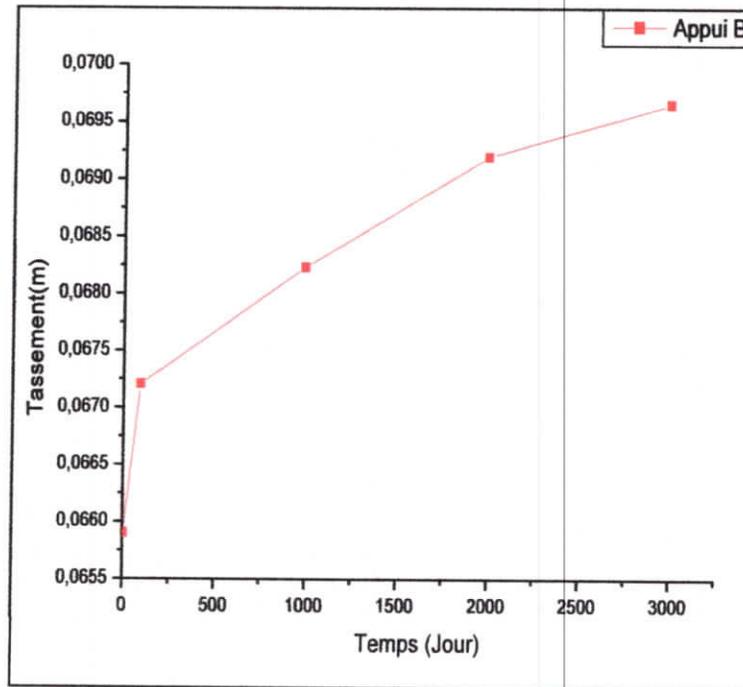


Figure (III.1.51) : Evolution de tassement avec le temps pour l'argile Flandre et Verte

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé



Figure(III.1.52) : Evolution de tassement avec le temps dans l'appui B pour l'argile Flandre et Dozulé.

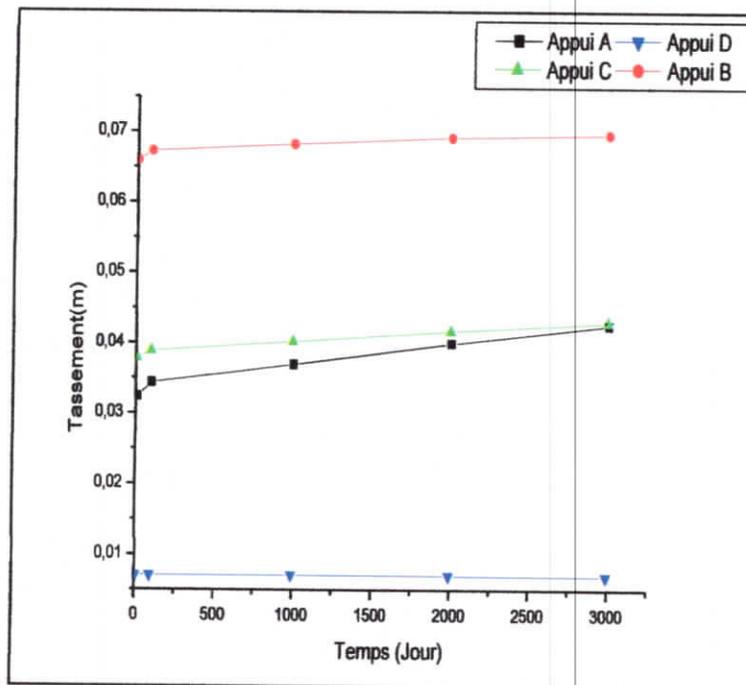


Figure (III.1.53) Evolution de tassement avec le temps pour l'argile Flandre et Verte

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

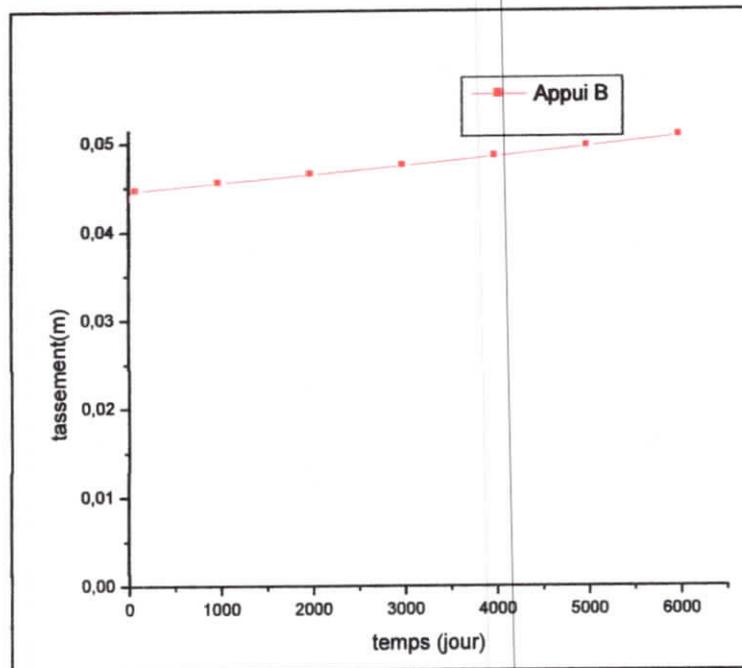


Figure (III.1.54) : Evolution de tassement avec le temps dans l'appui B pour l'argile Dozulé et Verte

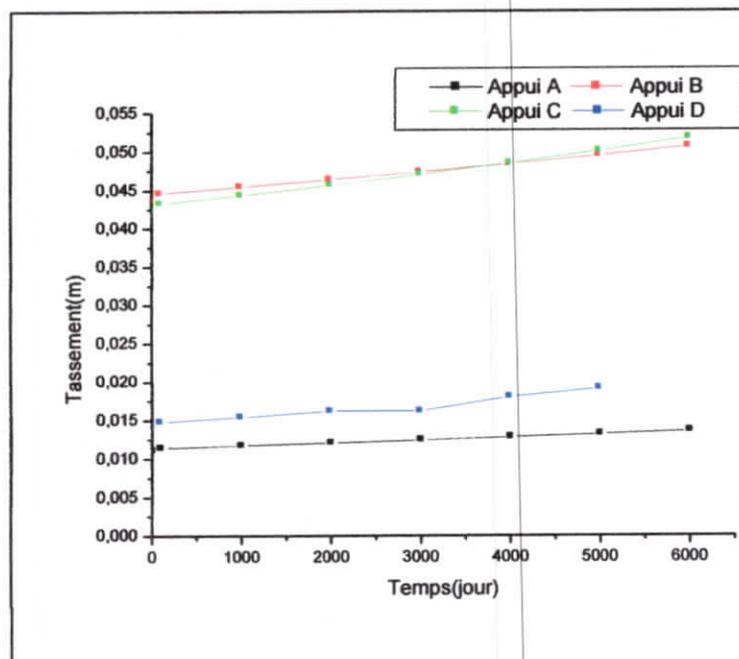


Figure (III.1.55) : Evolution de tassement avec le temps pour l'argile Dozulé et Verte

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

▪ Discussion

Les résultats montrés ci-dessus, on constate d'une part qu'il y avait accroissement de tassement différentiel entre l'appui A et B, C et D du pont en béton armé avec le temps pour les trois types d'argiles, et d'autre part, le tassement différentiel dans le cas d'un sol hétérogène dépend de la charge appliquée. Lorsqu'on change la valeur de l'indice des vides e_0 sur l'appui C, la grande valeur du tassement différentiel se trouve entre l'appui C et D.

III.4.7. Effet de l'interaction sol structure sur le comportement différé des sols argileux

Ainsi, après avoir les résultats de dimensionnement à l'E.L.S avec et sans la prise en compte de l'interaction sol structure pour les trois types d'argiles, nous allons maintenant monter le pourcentage de l'effet d'interaction sol structure sur le dimensionnement de pont.

Les résultats obtenus par le modèle numérique, sont montrés dans le tableau au-dessus

III.4.7.1. Cas de sol homogène

Type de sol	N°= d'appui	La position des charges	Type d'appui	Moment	P%
Argile Dozulé	B	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	Rigide	5756,61	29,51%
			Elastique linéaire	4788,17	
			Elastique non linéaire	4063,90	
Argile verte	B	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	rigide	5756,61	42,12%
			Elastique linéaire	4628,26	
			Elastique non linéaire	3319,79	
Argile Flandre	B	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	rigide	5756,61	60,81%
			Elastique linéaire	4735,96	
			Elastique non linéaire	2259,12	

Tableau (III.1.36) : L'effet de l'interaction sol-structure pour les trois types d'argiles.

III.4.7.2. Cas des sols hétérogènes

Type de sol	N°= d'appui	La position des charges	Type d'appui	Moment	P%
Argile Flandre+Argile Dozulé	B	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	Rigide	5765,61	72,10%
			Elastique linéaire	4788,17	
			Elastique non linéaire	4063,90	
Argile Flandre+Argile Dozulé	C		Rigide	5574,42	28,94%
			Elastique linéaire	5513,25	

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

		$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_C = 0,6 \end{cases}$	Elastique non linéaire	7187,83	
Argile Flandre+verte Dozulé	B	$\begin{cases} x_A = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	Rigide	5765,61	66,50%
			Elastique linéaire	4431,82	
			Elastique non linéaire	1931,15	
	C	$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_C = 0,6 \end{cases}$	Rigide	5574,74	21,77%
			Elastique linéaire	5056,81	
			Elastique non linéaire	6788,38	
Argile Dozulé+Argile verte	B	$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_B = 0,6 \end{cases}$	Rigide	5765,61	25,25%
			Elastique linéaire	5025,68	
			Elastique non linéaire	4309,55	
	C	$\begin{cases} x_B = 14,5 \\ y_C = 0,6 \end{cases}$	Rigide	5574,42	7,14%
			Elastique linéaire	4612,82	
			Elastique non linéaire	5176,21	

Tableau (III.1.37) : L'effet de l'interaction sol-structure pour les cas hétérogènes.

▪ **Discussions**

D'après les calculs du moment de flexion en appui B pour le cas d'un sol homogène obtenus par le modèle numérique dans le cas d'un calcul élastique non linéaire par rapport, aux résultats obtenus par un calcul d'appui rigide, on remarque que le moment fléchissant dans l'appui B pour les différents types d'argiles diminue avec le type de contact du "sol-structure" pour les différents cas de chargement à l'E.L.S, on peut voir une sensible diminution des moments de 29.51% sur l'appuis B dans le cas de l'argile de Dozulé et de 42.12 % toujours sur le même appui dans le cas de l'argile Verte, et de 60.81% dans le cas de l'argile de Flandre d'un calcul élastique non linéaire par rapport un calcul d'appui rigide, pour le cas d'un sol hétérogène, par contre, il n'y a un très grand écart signifiant de 72.10% , pour les moments dans l'appui B pour le cas d'un sol hétérogène (Argile Flandre avec argile de Dozulé).

Ces résultats s'expliquent clairement l'impact de l'effet de l'interaction "sol-structure" sur le comportement différé des sols argileux dans le cas d'un sol hétérogène par apport au cas d'un sol homogène ou les caractéristiques de compressibilité de sol ne sont pas les mêmes d'un appui à l'autre appui de pont. Ces résultats obtenus ont démontré le rôle important du choix des propriétés de compressibilité des sols fins qui sont influencées par le phénomène interactif "sol-structure".

III.5. Conclusion

Cette partie de ce travail aura permis de souligner que :

- Quelle que soit le type d'argile utilisée et la nature du contact entre le sol et la structure on peut voir une sensible diminution des moments sur appuis, par contre, il n'y a un peu écart signifiant pour les moments dans la travée. Ces résultats s'expliquent clairement l'impact de l'interaction sol-structure sur le comportement de pont en béton armé, dans l'appui que dans la travée.
- Le tassement du fluage augmente avec le temps pour tous les appuis de pont en béton armé et les déformations du sol homogène ou d'un sol hétérogène deviennent infiniment grandes.
- Selon la nature et la complexité du sol (compressibilité du sol) et les conditions du chargement, le mouvement dû à la déformation plastique du sol peut se développer et produire des tassements verticaux.
- Le fluage est important pour des problèmes qui montrent un tassement primaire important, c'est le cas de ce pont qui fondé sur un sol peu compressible où les forts tassements primaires sont suivis par les tassements du fluage dans les années qui suivent.
- Le modèle du fluage, formé par Vermeer et al (1997 & 1999), est capable de prévoir le comportement des sols argileux, incluant un effet dû au temps.
- On peut conclure que le fluage est un phénomène complexe, donc, il est difficile de palier à ce problème, car il s'agit d'un problème de nature visqueuse qui se manifeste avec le temps et durera plus de 30 ans.
- Cependant, une étude plus approfondie est nécessaire pour définir parfaitement la phase conception des structures des ponts en béton armé en fonction de tous les paramètres de compressibilité des sols fins en tenant compte le phénomène interactif sol-structure.



Pratie 2

Partie 2 : Bâtiment à usage d'habitation

III.2.1. Introduction :

L'objectif primordial de cette deuxième partie de ce travail est d'étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec la prise en compte de l'interaction du sol avec la structure, et de la consolidation secondaire, un des phénomènes les plus importants dans le domaine de la géotechnique qui pouvant influencer sur la conception et le dimensionnement de ce type de structure.

Nous présenterons tout d'abord, le cas traité dans cette deuxième partie qui consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, sa structure est composée par un rez de chaussé et quatre étages, il comporte dans chaque étage trois appartements de (F3), et implantée à Texana dans la wilaya de JIJEL, Cette région est classée en zone sismique IIa selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA99/Version2003), La hauteur total du bâtiment est de 15,3 m, la hauteur de l'étage courant est de 3,06 m, la hauteur de rez de chaussé est de 3,06 m ainsi que la hauteur de l'acrotère est de 0,50 m, La contrainte admissible de sol donnée par le rapport du sol est de $\sigma_{sol} = 1$ bars.

III.2.2. Modélisation numérique

Afin d'étudier le comportement du sol sur le dimensionnement de ce bâtiment à usage d'habitation, nous avons réalisé un calcul numérique pour dimensionner notre structure.

III.2.3. Calcul des sollicitations maximales dans la poutre à l'E.L.S

Avant d'appliquer les procédures de dimensionnement à l'E.L.S de la structure en béton armé étudié en tenant compte le comportement linéaire et non linéaire du sol, une analyse avec des appuis rigide a été réalisée, cette analyse consiste à simuler le contact entre le sol et la fondation par des éléments d'interface rigide, pour avoir un dimensionnement de la fondation, Les calculs des sollicitations ont été effectués avec la combinaison fondamentale la plus défavorable [G+Q] à l'E.L.S.

Le dimensionnement à l'E.L.S à pour but de calculer les tassements des appuis de notre bâtiment ainsi dans cette partie de ce chapitre nous allons comparer les résultats du programme numérique avec la théorie de Terzaghi, afin d'avoir une idée sur la vraisemblance du programme numérique.

a) Cas des fondations superficielles reposant sur un sol fin (TVO sable jaunâtre)

Nous avons présenté dans ce paragraphe, le modèle mécanique du bâtiment en béton armé, soumis à un chargement statique une analyse élastique linéaire et non linéaire, fait l'objet de cette partie, Ainsi, des éléments d'interaction entre le sol et les fondations bâtiment sont modélisées avec un modèle ressort ; chaque contact constitue un appui unidirectionnel indépendant des autres, Les schémas du modèle mécanique du bâtiment en béton armé à trois travées dans le cas d'un sol homogène et hétérogène sont présentés sur les figures (III.2.1), (III 2.3).

Cas d'un appui rigide

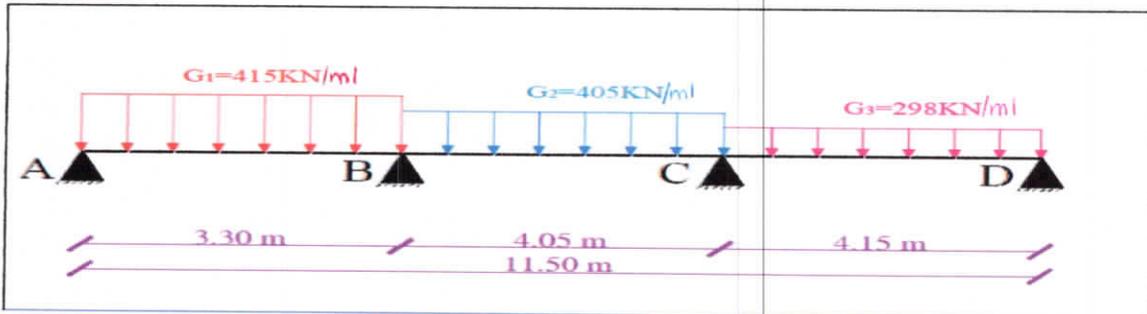


Figure (III.2.1) : Modèle mécanique de la poutre du bâtiment pour des appuis rigides.

Cas d'un appui élastique linéaire et non linéaire

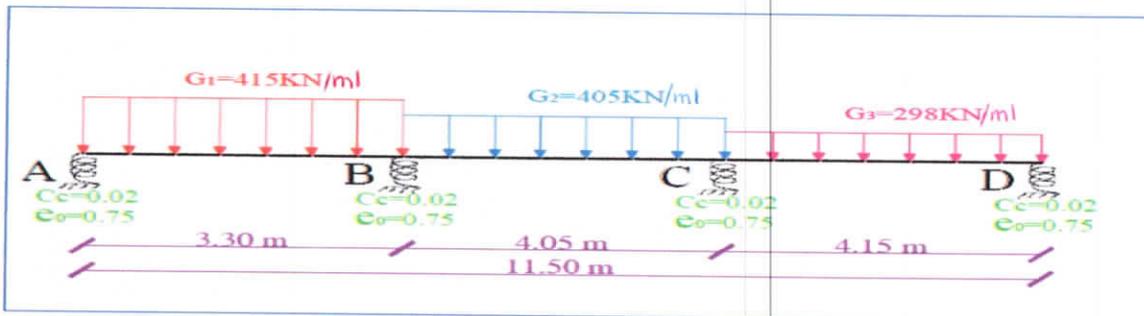


Figure (III.2.2) : Modèle mécanique de la poutre du bâtiment pour des appuis élastique linéaire et non linéaire (cas d'un sol homogène).

Cas d'un appui élastique linéaire et non linéaire

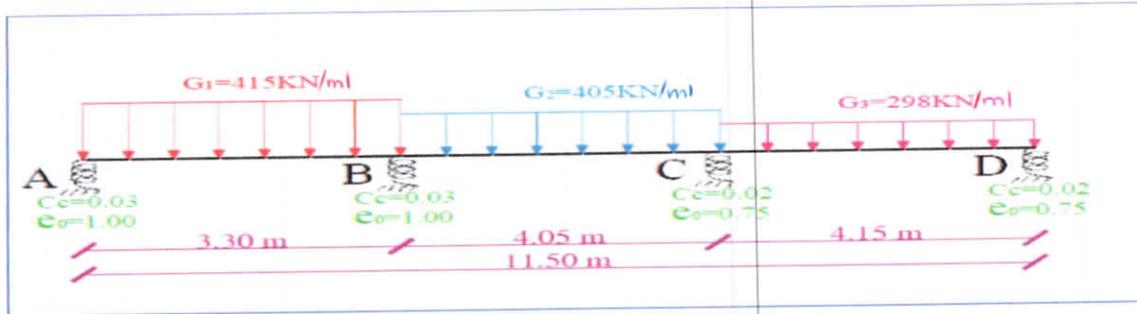


Figure (III.2.3) : Modèle mécanique de la poutre du bâtiment pour des appuis élastique linéaire et non linéaire (cas d'un sol hétérogène).

		Sol homogène			Sol hétérogène		
		Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire	Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire
Moment sur appui (kN.m)	A	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0000	-0,0000
	B	-559,01	-588,57	-501,74	-559,01	-634,83	-496,92
	C	-596,75	-582,73	-620,94	-596,75	-575,91	-634,22
	D	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0000	0,0000
Réaction (kN)	A	-548,35	-539,39	-565,70	-548,35	-525,37	-567,16
	B	-1697,94	-1717,67	-1660,48	-1697,94	-1744,79	-1654,55
	C	-1591,59	-1577,44	-1617,53	-1591,59	-1562,70	-1625,19
	D	-474,55	-477,93	-468,72	-474,55	-479,57	-465,52
Moment en travée (kN.m)	A-B	345,28	333,632	367,85	345,28	315,40	363,53
	B-C	252,56	244,532	269,59	252,56	224,47	265,47
	C-D	377,83	383,19	368,60	377,83	385,79	369,73

Tableau (III.2.1) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour le cas homogène et hétérogène.

➤ **Cas de sol homogène**

a) Appui rigide :

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7,35 \text{ m} \\ M_{app} = 596,75 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position: $\begin{cases} x_A = 9,869 \text{ m} \\ M_{trav} = 377,83 \text{ kN.m} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire :

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 3,30 \text{ m} \\ M_{app} = 588,57 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position: $\begin{cases} x_A = 9,869 \text{ m} \\ M_{trav} = 383,19 \text{ kN.m} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire :

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7,35 \text{ m} \\ M_{\text{app}} = 620,94 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 9,869 \text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 368,60 \text{ kN.m} \end{cases}$

➤ Cas de sol hétérogène

d) Appui rigide :

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7,35 \text{ m} \\ M_{\text{app}} = 596,75 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 9,869 \text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 377,83 \text{ kN.m} \end{cases}$

e) Appui élastique linéaire :

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 3,30 \text{ m} \\ M_{\text{app}} = 634,83 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 9,869 \text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 385,79 \text{ kN.m} \end{cases}$

f) Appui élastique non linéaire :

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7,35 \text{ m} \\ M_{\text{app}} = 634,22 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 9,869 \text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 369,73 \text{ kN.m} \end{cases}$

III.2.4. Diagramme des moments

L'effet de l'interaction statique « sol-bâtiment », est entrepris selon les résultats du modèle mécanique présenté sur les figures (III.2.3 et III.2.4), pour les trois types de contact entre le sol d'assise et les appuis du bâtiment (i.e., appui rigide, appui élastique linéaire et appui élastique non linéaire), Les calculs des sollicitations ont été effectués avec la combinaison fondamentale la plus défavorable.

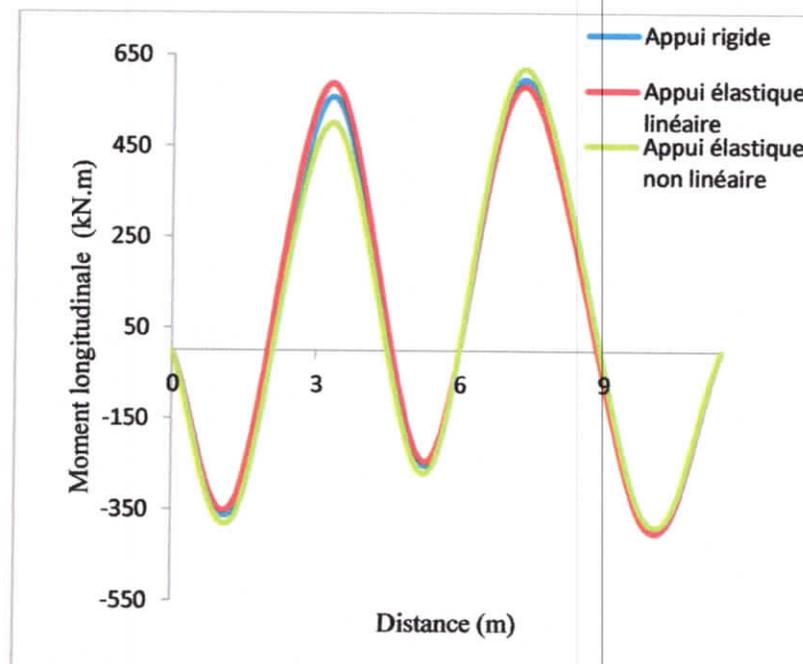


Figure (III.2.4) : Diagramme des moments fléchissant (cas d'un sol homogène).

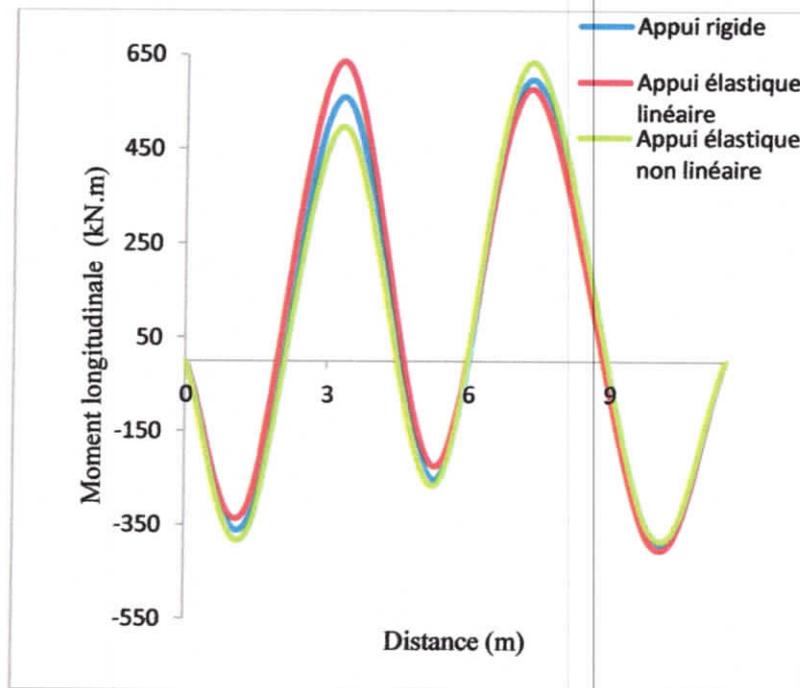


Figure (III.2.5) : Diagramme des moments fléchissant (cas d'un sol hétérogène).

- **Discussion et interprétation des résultats**

D'après les courbes des moments fléchissant, le maximum des moments se trouve sur l'appui B de la poutre du bâtiment au cas de contact de sol-structure est élastique linéaire et pour les deux cas d'un sol homogène et hétérogène, contrairement dans le cas d'un calcul élastique non linéaire et pour aussi dans le cas d'un sol hétérogène le maximum des moments fléchissant se trouve dans appui C, Ce résultat explique l'effet des propriétés de compressibilité des sols (cas d'un sol homogène ou d'un sol hétérogène) et aussi le type de chargement sur la réponse et le dimensionnement de la structure à l'E.L.S, ainsi que l'importance de choisir une loi de comportement qui donne le mieux possible de comportement réel du sol.

III.2.5. Etudes paramétriques

Suite au travail mené jusqu' ici, le but de cette partie de ce chapitre est d'avoir une idée sur l'influence des paramètres de compressibilité du sol sur le comportement de la structure.

III.2.5.1. Influence des paramètres de compressibilité du sol sur l'estimation de tassement

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

Les résultats d'un calcul du tassement et les rotations des appuis des fondations superficielles du bâtiment en béton armé étudié par le choix des paramètres de compressibilité (*i.e.* e_0 et C_c), ainsi qu'une comparaison avec des résultats issus d'un calcul linéaire élastique et non linéaire, par le modèle numérique dans le cas d'un sol homogène et hétérogène sont montrés dont le tableau (III.2.2 et III.2.3).

		N° appuis	1 ^{er} cas $\begin{cases} e_0 = 0,80 \\ C_c = 0,05 \end{cases}$	2 ^{ème} cas $\begin{cases} e_0 = 1 \\ C_c = 0,03 \end{cases}$	3 ^{ème} cas $\begin{cases} e_0 = 0,75 \\ C_c = 0,02 \end{cases}$
Tassement (m)	A		0,02209756	0,02588203	0,01855164
	B		0,02053529	0,02163974	0,01691021
	C		0,02842402	0,02197045	0,01699563
	D		0,02842402	0,02238894	0,01645539
Tassement Différentiel (m)	A- B		0,00156227	0,00424229	0,00164143
	B- C		0,00788873	0,00033071	8,54E-05
	C- D		0	0,00041849	0,00054024
Rotation (kN)	A		0,00206351	0,00121678	0,00219922
	B		-0,00018629	-0,00092922	-0,00052967
	C		0,00504487	0,00080480	0,00053936
	D		0,00405086	-0,00390324	-0,00411705

Tableau (III.2.2) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Cas d'un sol homogène).

		N° appuis	1 ^{er} cas $\begin{cases} e_0 = 0,80; 1 \\ C_c = 0,05; 0,03 \end{cases}$	2 ^{ème} cas $\begin{cases} e_0 = 1; 0,75 \\ C_c = 0,03; 0,02 \end{cases}$	3 ^{ème} cas $\begin{cases} e_0 = 0,80; 0,75 \\ C_c = 0,05; 0,02 \end{cases}$
Tassement (m)	A		0,01923049	0,02586849	0,05283378
	B		0,01165096	0,01990445	0,01021634
	C		0,02298523	0,01830936	0,01665238
	D		0,02576557	0,01647742	0,01886728
Tassement différentiel (m)	A- B		0,00757953	0,00596404	0,04261744
	B- C		0,01133427	0,00159509	0,00643604
	C- D		0,00278034	0,00183194	0,0022149
Rotation (kN)	A		-0,00082031	0,00067993	-0,01364023
	B		0,00011111	-0,00142075	-0,00610169
	C		0,00309807	0,00030570	0,00378662
	D		-0,00419620	-0,00446710	-0,00474484

Tableau (III.2.3) : Tassement, tassement différentiel et la rotation des appuis de pont (Cas d'un sol hétérogène).

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

• Discussion et interprétation des résultats

D'après les tableaux précédents, on voit bien que les résultats de calcul de tassement se diffèrent d'un comportement à l'autre, ainsi les déplacements varient selon le comportement de sol, car lorsque le sol a un comportement rigide le déplacement est nul et s'il a un comportement élastique linéaire ou non linéaire et pour le cas d'un sol homogène ou hétérogène les déplacements sont de l'ordre de 2 à 2,5 cm, ainsi on remarque que le comportement élastique non linéaire surestime les déplacements des fondations par rapport au comportement élastique linéaire, Donc, la prise en compte des paramètres de compressibilité du sol dans le modèle de comportement du sol s'avère nécessaire, afin d'étudier les déplacements et les déformations des bâtiments en béton armé.

III.2.5.2. Calcul de l'erreur

Les résultats d'un calcul du tassement des fondations superficielles par la formule directe de la poutre du bâtiment en béton armé étudiée, ainsi qu'une comparaison avec des résultats issus d'un calcul linéaire élastique par notre modèle numérique aux éléments finis sont montrés dans le tableau suivant :

		N° appui	E (kpa)	ν	q_{ref} (kN/m ²)	B (m)	C_r	S_{TERZ} (m)	S_{prog} (m)	ΔS %
Appui élastique	Cas homogène	A	40000	0,33	431,51	1,25	1,5	0,01802439	0,01855164	2,92%
		B	90000	0,33	687,06	2,5	1,5	0,01700684	0,01691021	0,56%
		C	90000	0,33	630,97	2,5	1,5	0,01561841	0,01699563	8,81%
		D	40000	0,33	382,04	1,25	1,5	0,01595793	0,01645539	3,11%
	Cas hétérogène	A	26000	0,33	420,29	1,25	1,5	0,02006388	0,02586849	4,22%
		B	100000	0,33	661,82	2,5	1,5	0,02743734	0,01990445	9,99%
		C	90000	0,33	625,08	2,5	1,5	0,01903113	0,01830936	3,79%
		D	40000	0,33	383,65	1,25	1,5	0,01602543	0,01647742	2,82%

Tableau (III.2.4) : Calcul de l'erreur sur le tassement de la fondation.

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

- **Discussion**

Donc, l'erreur n'est pas importante et nous pouvons conclure que l'ensemble des résultats obtenus sont globalement satisfaisants et concordent assez bien avec les résultats de la méthode directe dans le tassement des appuis du bâtiment.

III.2.5.3. Calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir des résultats de modèle numérique

Les résultats obtenus par le modèle numérique, d'un sol homogène et d'un sol hétérogène pour calculer la capacité portante des fondations superficielles reposant sur un sol peu compressible (TVO sable jaunâtre) avec trois méthodes différentes (Terzaghi, Meyerhof et in-situ) sont montrés dans le tableau suivant :

		Méthode de calcul							
		Type de sol	Appui	Terzaghi			Meyerhof		
				q_{ul} (KN/m ²)	q_{ad} (KN/m ²)	B (m)	q_{ul} (kN/m ²)	q_{ad} (KN/m ²)	B (m)
Appui élastique	Cas homogène	A	1002,77	358,25	1	/	/	/	
		B	/	/	/	1616,97	562,99	3,80	
		C	/	/	/	1594,57	555,52	3,60	
		D	1002,77	358,25	1,35	/	/	/	
	Cas hétérogène	A	1002,77	358,25	1,5	/	/	/	
		B	/	/	/	1577,82	549,94	3,80	
		C	/	/	/	1572,30	548,10	3,70	
		D	1002,77	358,25	1,35	/	/	/	

Tableau (III.2.5) : Les résultats de la capacité portant dans le cas d'un sol homogène et hétérogène.

L'ensemble des résultats obtenus par la méthode de Terzaghi dans le cas d'un sol homogène sont globalement satisfaisants et concordent assez bien avec les résultats obtenus de la même méthode dans le cas d'un sol hétérogène, Cependant, quelques petites différences sont observées dans le calcul de la capacité portante de fondations obtenues par la méthode de Meyerhof dans le d'un sol homogène et hétérogène.

III.2.5.4. Effet du fluage sur un sol peu compressible (Cas d'un TVO sable jaunâtre)

Nous avons réalisé des simulations numériques en prenant en compte le temps de consolidation sur un sol peu compressible qui a les mêmes caractéristiques de compressibilité, cette fois l'effet de fluage a été traité d'une façon que le sol soumis à des charges permanente et variable durant 10 jours, 100 jours, 1000 jours, 1500 jours, 3000 jours, 6000 jours, et 12000 jours, pour le cas d'un sol homogène et un sol hétérogène, Les résultats des simulations numériques pour le cas d'un sol homogène et hétérogène sont montrés sur les tableaux suivants:

Cas d'un sol homogène

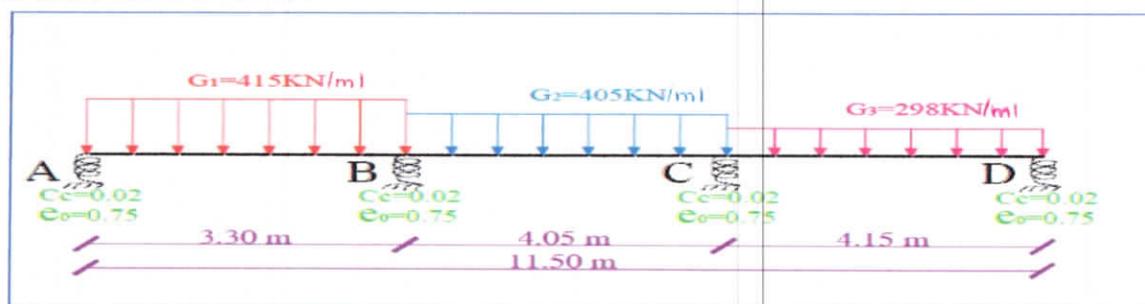


Figure (III.2.6) : Schéma statique de la poutre à trois travées (sol homogène).

	Tassement dans l'appui			
	A	B	C	D
$\begin{cases} e_0 = 0,75 \\ t = 10j \end{cases}$	0,01855164	0,01691021	0,01699563	0,01645539
$\begin{cases} e_0 = 0,73 \\ t = 100j \end{cases}$	0,01880627	0,01709084	0,01718260	0,01666887
$\begin{cases} e_0 = 0,71 \\ t = 500j \end{cases}$	0,01906802	0,01727528	0,01737372	0,01688784
$\begin{cases} e_0 = 0,69 \\ t = 1000j \end{cases}$	0,01933719	0,01746367	0,01756911	0,01711253
$\begin{cases} e_0 = 0,67 \\ t = 1500j \end{cases}$	0,01961413	0,01765611	0,01776893	0,01734313
$\begin{cases} e_0 = 0,65 \\ t = 3000j \end{cases}$	0,01989917	0,01785273	0,01797333	0,01757990
$\begin{cases} e_0 = 0,63 \\ t = 6000j \end{cases}$	0,02019269	0,01805366	0,01818247	0,01782307
$\begin{cases} e_0 = 0,61 \\ t = 12000j \end{cases}$	0,02049509	0,01825904	0,01839650	0,01807291

Tableau (III.2.6) : Evolution de tassement de sol avec le temps (Cas d'un sol homogène).

Cas d'un sol hétérogène

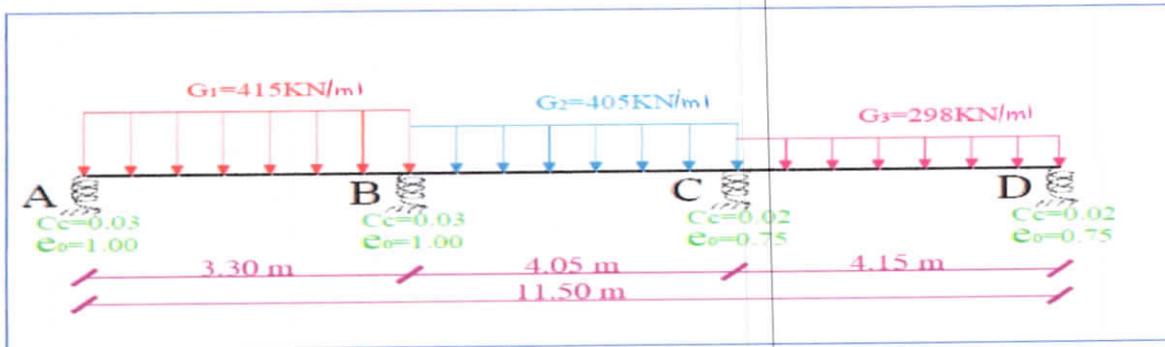


Figure (III.2.7) : Schéma statique de la poutre à trois travées (sol hétérogène).

	Tassement de l'appui			
	A	B	C	D
$\begin{cases} e_{0A,B} = 1 \\ e_{0C,D} = 0,75 \\ t = 10j \end{cases}$	0,02586849	0,01990445	0,01830936	0,01647742
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,98 \\ e_{0C,D} = 0,73 \\ t = 100j \end{cases}$	0,02620807	0,02007290	0,01851416	0,01669287
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,96 \\ e_{0C,D} = 0,71 \\ t = 1000j \end{cases}$	0,02655750	0,02024396	0,01872341	0,01691379
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,94 \\ e_{0C,D} = 0,69 \\ t = 2000j \end{cases}$	0,02691727	0,02041769	0,01893725	0,01714039
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,92 \\ e_{0C,D} = 0,67 \\ t = 3000j \end{cases}$	0,02728790	0,02059410	0,01915583	0,01737287
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,90 \\ e_{0C,D} = 0,65 \\ t = 4000j \end{cases}$	0,02766997	0,0207732	0,01937930	0,01761146
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,88 \\ e_{0C,D} = 0,63 \\ t = 5000j \end{cases}$	0,02806408	0,02095511	0,01960782	0,01785639
$\begin{cases} e_{0A,B} = 0,86 \\ e_{0C,D} = 0,61 \\ t = 6000j \end{cases}$	0,02847087	0,02113977	0,01984156	0,01810789

Tableau (III.2.7) : Evolution de tassement de sol avec le temps (Cas d'un sol hétérogène).

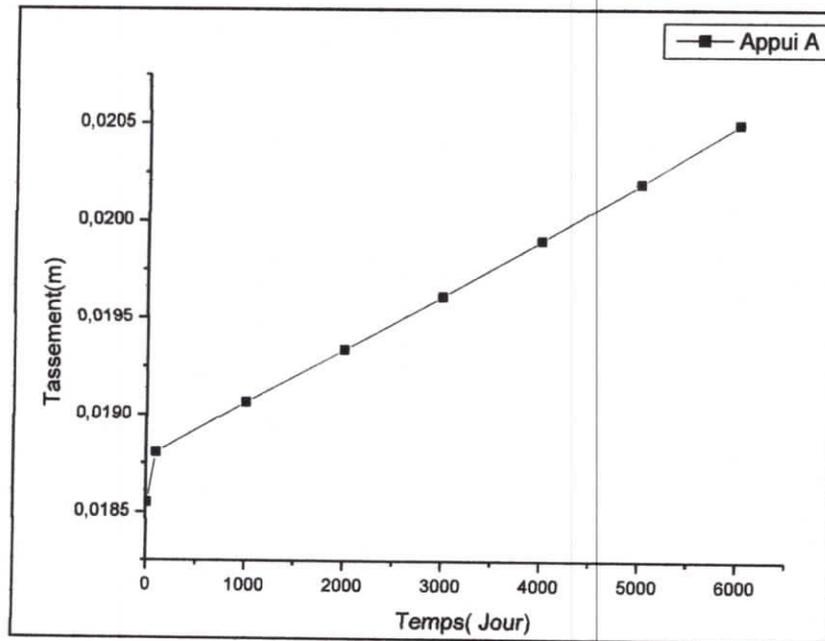


Figure (III.2.8) : Valeur de variation du tassement avec le temps dans l'appui A (Cas d'un sol homogène).

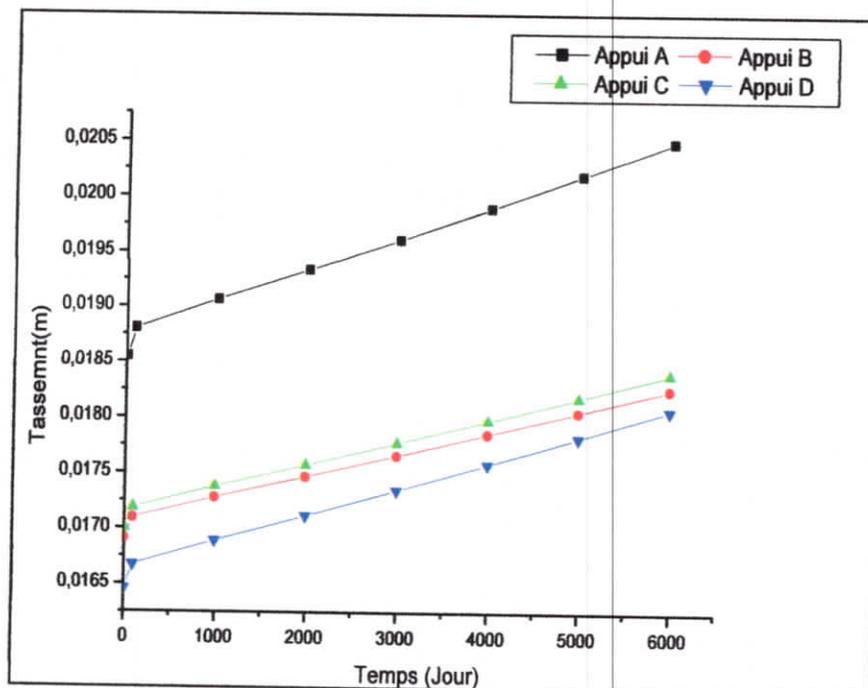


Figure (III.2.9) : Valeur de variation du tassement avec le temps (Cas d'un sol homogène).

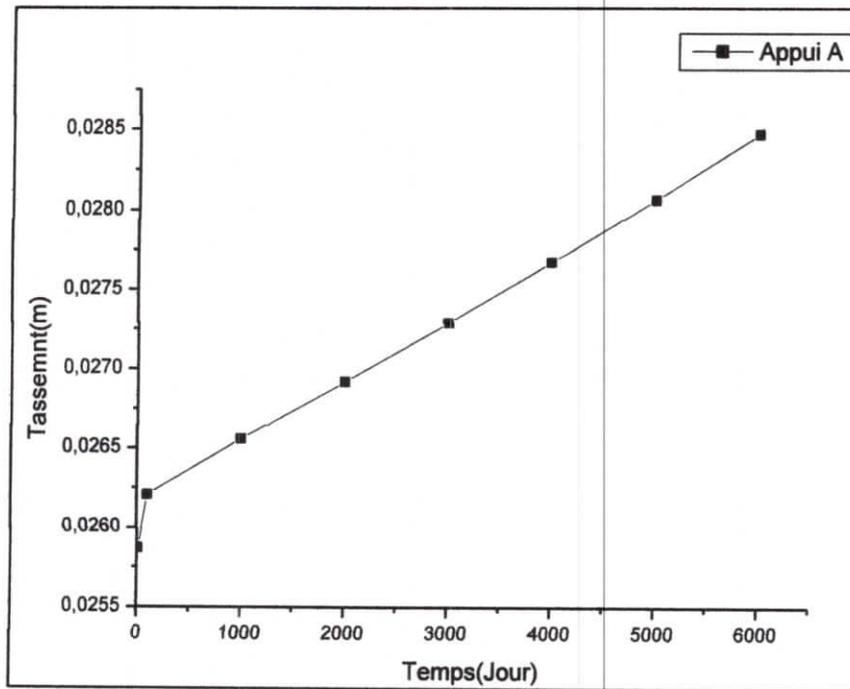


Figure (III.2.10) : Valeur de variation du tassement avec le temps dans l'appui A (Cas d'un sol hétérogène).

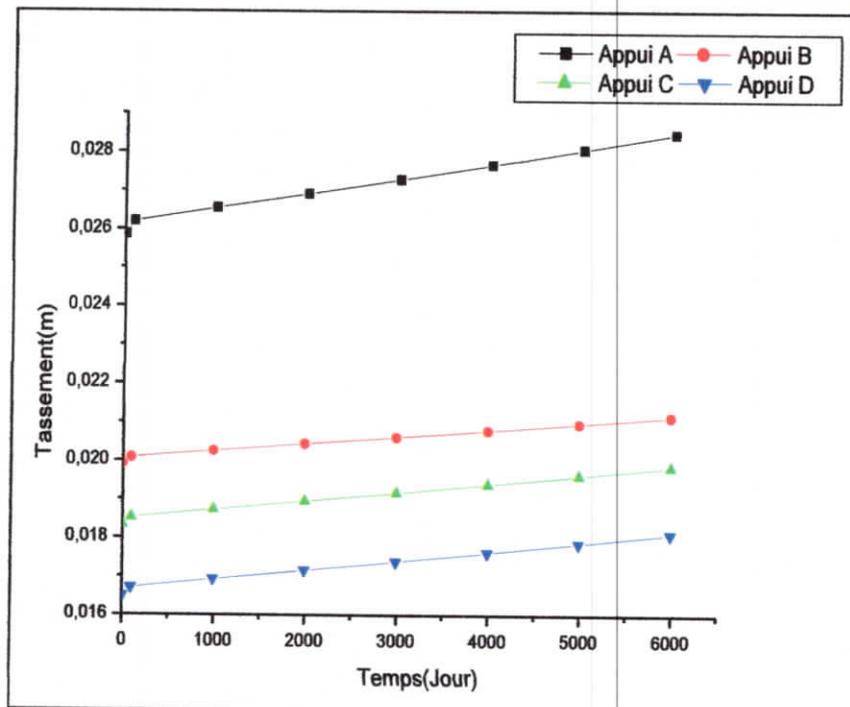


Figure (III.2.11) : Valeur de variation du tassement avec le temps (Cas d'un sol hétérogène).

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

• Discussion

Les résultats montrés ci-dessus, on constate d'une part qu'il y avait accroissement des tassements du fluage de chaque appui A, B, C et D du bâtiment à l'usage d'habitation avec le temps, et d'autre part, le tassement du sol homogène et hétérogène dépend de la charge appliquée la grande variation de tassement se trouve sur l'appui A pour les doux cas. Finalement, le tassement augmente avec le temps pour tous les appuis du bâtiment et les déformations du sol hétérogène deviennent infiniment grandes.

III.2.5.5. Effet de l'interaction sols structure

L'effet de l'interaction sol-structure, est entrepris selon les résultats du modèle mécanique présenté sur le tableau (III.2.8) suivants, pour les trois types de contact entre le sol d'assise et les appuis du pont (i.e., appui rigide, appui élastique linéaire et appui élastique non linéaire), Les calculs des sollicitations ont été effectués avec la combinaison fondamentale la plus défavorable.

Ainsi, après avoir les résultats de dimensionnement à l'E.L. S avec et sans la prise en compte de l'interaction sol-structure, nous allons maintenant monter le pourcentage d'effet d'interaction sol structure sur le dimensionnement.

Avec :

$$P(\%) = (M1 - M2) / M2 * 100.$$

Les résultats obtenus par le modèle numérique, sont montrés dans le tableau N° (III.2.8) :

	N° d'appui	Type d'appui	Moment(KN.m)	P%
Sol homogène	B	Rigide	-559,00147	10,24%
		Elastique linéaire	-588,57955	
		Elastique non linéaire	-501,74842	
Sol hétérogène	B	Rigide	-559,00147	11,10%
		Elastique linéaire	-596,75979	
		Elastique non linéaire	-496,92454	
	C	Rigide	-596,75979	5,90%
		Elastique linéaire	-575,91658	
		Elastique non linéaire	-634,22117	

Tableau (III.2.8) : L'effet de l'interaction sol-structure (cas d'un sol homogène et un sol hétérogène).

• **Interprétation des résultats obtenus**

En comparaison avec le cas d'un appui totalement rigide sous le cas de chargement à l'E.L. S, l'examen du comportement élastique non linéaire du sol conduit à l'augmentation de 10,24% du moment négative sur l'appui B dans le cas d'un sol homogène et de 11,10% dans le cas d'un sol hétérogène et une réduction d'environ 6% du moment négative sur l'appui C dans le cas d'un sol hétérogène. Donc le calcul des différentes grandeurs maximums des sollicitations agissant sur notre bâtiment, sont également influencé par plusieurs facteurs liés au modèle du comportement du sol choisi, les propriétés de compressibilité du sol.à l'intensité de la charge appliquée sur la structure ainsi qu'aux méthodes de calcul.

III.2.6. Calcul des sollicitations maximales dans la poutre à l'E.L. S

b) Etude numérique du fluage unidimensionnel des sols argileux

Dans le but de définir plus précisément l'effet des caractéristiques de compressibilité des sols fins sur le dimensionnement du bâtiment étudié, comme nous avons vue dans la première partie de ce chapitre. Nous avons réalisé plusieurs simulations numériques sous Matlab en prenant en compte une trois types d'argiles dont les caractéristiques de compressibilité sont les suivantes : ($C_c=0,11$ et $e_0=0,51$) ; ($C_c=0,11$; $0,02$ et $e_0=0,51$; $0,75$).

Cas d'un appui rigide

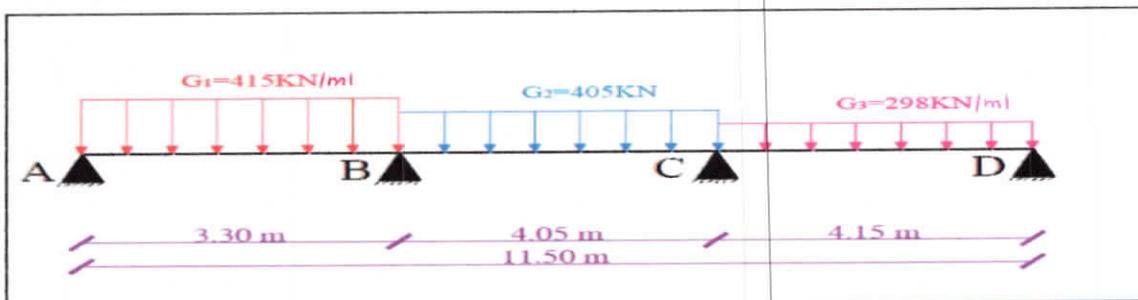


Figure (III.2.12) : Modèle mécanique de la poutre du bâtiment

Cas d'un appui élastique linéaire et non linéaire

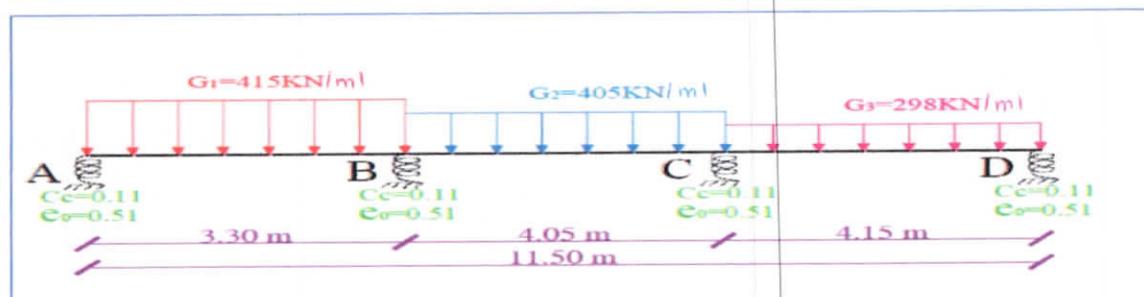


Figure (III.2.13) : Modèle mécanique de la poutre du bâtiment (cas homogène).

Cas d'un appui élastique linéaire et non linéaire

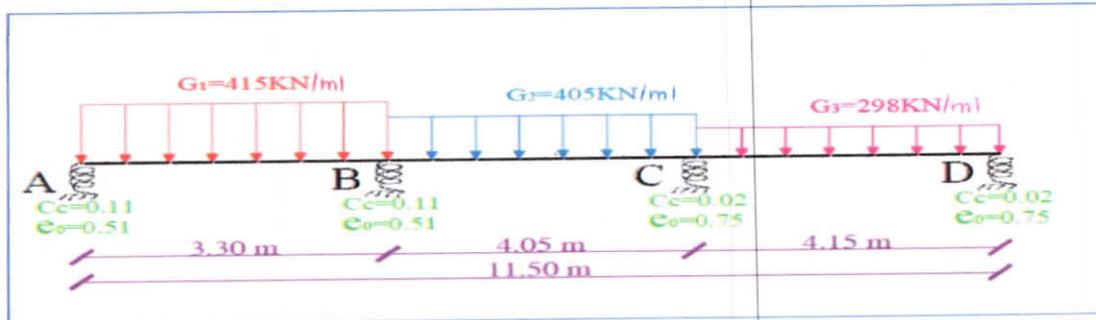


Figure (III.2.14) : Modèle mécanique de la poutre du bâtiment (cas hétérogène),

		Sol homogène			Sol hétérogène		
		Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire	Appui rigide	Appui élastique linéaire	Appui élastique non linéaire
Moment sur appui (kN.m)	A	0,00000	0,0000000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
	B	-559,01	-995,63	-766,46	-559,01	-1095,21	-861,62
	C	-596,75	-426,63	-530,59	-596,75	-444,50	-552,15
	D	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
Réaction (kN)	A	-548,35	-416,04	-485,48	-548,35	-385,86	-456,65
	B	-1697,94	-1980,07	-1828,37	-1697,94	-2030,42	-1875,38
	C	-1591,59	-1400,78	-1508,09	-1591,59	-1384,91	-1495,11
	D	-474,55	-515,54	-490,49	-474,55	-511,23	-485,30
Moment en travée (kN.m)	A-B	345,28	173,28	263,55	345,28	134,04	226,07
	B-C	252,56	143,42	185,75	252,56	91,09	130,64
	C-D	377,83	442,77	403,09	377,83	435,94	394,87

Tableau (III.2.9) : Valeur de moment max (M_{max}) et les réactions dans les appuis pour le cas homogène et hétérogène.

Cas de sol homogène

a) Appui rigide :

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7,35 \text{ m} \\ M_{app} = 596,75 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 9,869 \text{ m} \\ M_{trav} = 377,83 \text{ kN.m} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire :

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 3,30 \text{ m} \\ M_{app} = 995,63 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 9,869 \text{ m} \\ M_{trav} = 442,77 \text{ kN.m} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire :

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7,35 \text{ m} \\ M_{\text{app}} = 766,46 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 9,869 \text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 403,09 \text{ kN.m} \end{cases}$

Cas de sol hétérogène

a) Appui rigide :

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7,35 \text{ m} \\ M_{\text{app}} = 596,75 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 9,869 \text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 377,83 \text{ kN.m} \end{cases}$

b) Appui élastique linéaire :

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 3,30 \text{ m} \\ M_{\text{app}} = 1095,21 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 9,869 \text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 435,94 \text{ kN.m} \end{cases}$

c) Appui élastique non linéaire :

- Le moment maximal sur appuis se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 7,35 \text{ m} \\ M_{\text{app}} = 861,62 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Le moment maximal en travée se trouve à la position : $\begin{cases} x_A = 9,869 \text{ m} \\ M_{\text{trav}} = 394,87 \text{ kN.m} \end{cases}$

III.2.7. Diagramme des moments

Dans cette section, on représente les diagrammes des moments finissant dans la poutre du bâtiment obtenus lors de la simulation numérique pour les différentes caractéristiques de compressibilité d'une argile dans le cas d'un sol homogène et hétérogène.

1^{er} cas : sol homogène

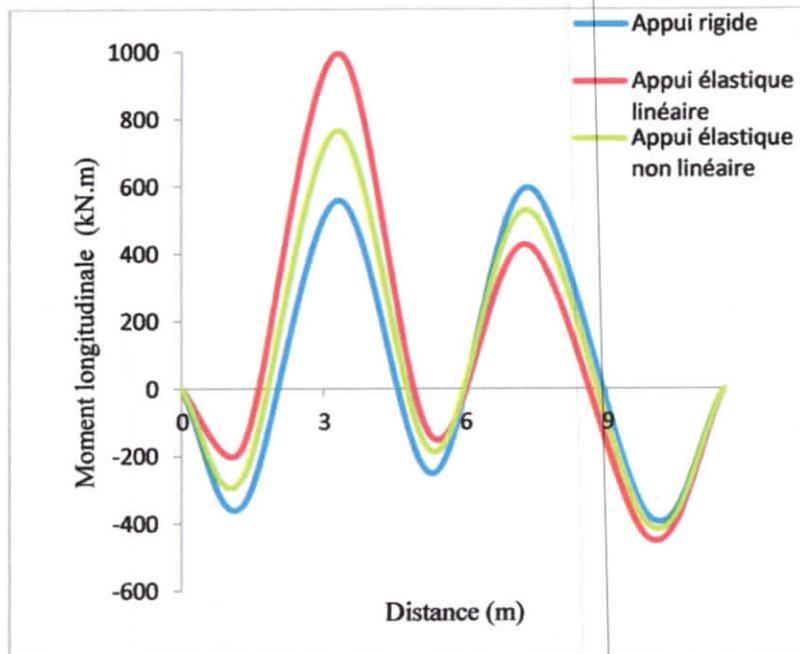


Figure (III.2.15) : Diagramme des moments fléchissant (sol homogène).

• Discussion

Le cas d'un sol homogène, l'allure du diagramme des moments fléchissant sur la poutre hyperstatique du bâtiment est représenté sur la figure (III.2.15), nous pouvons apercevoir le moment maximum sur l'appui B (distance 3,30 m), dans le cas d'un appui élastique linéaire ou non linéaire est strictement supérieur par rapport au cas d'un appui rigide, contrairement dans la travée 1 de la poutre, le moment maximum est donné par le cas d'un appui rigide. Ces résultats s'expliquent que les fibres supérieures de la poutre sont tendu sur appuis, et les fibres inférieurs sont tendus sur les travées de la poutre en tenant compte de la variation de la compressibilité du sol et la nature de contact sol-structure qui sont deux paramètres importants leurs de dimensionnement de la structure à l'E.L.S.

2^{ème} cas : sol hétérogène

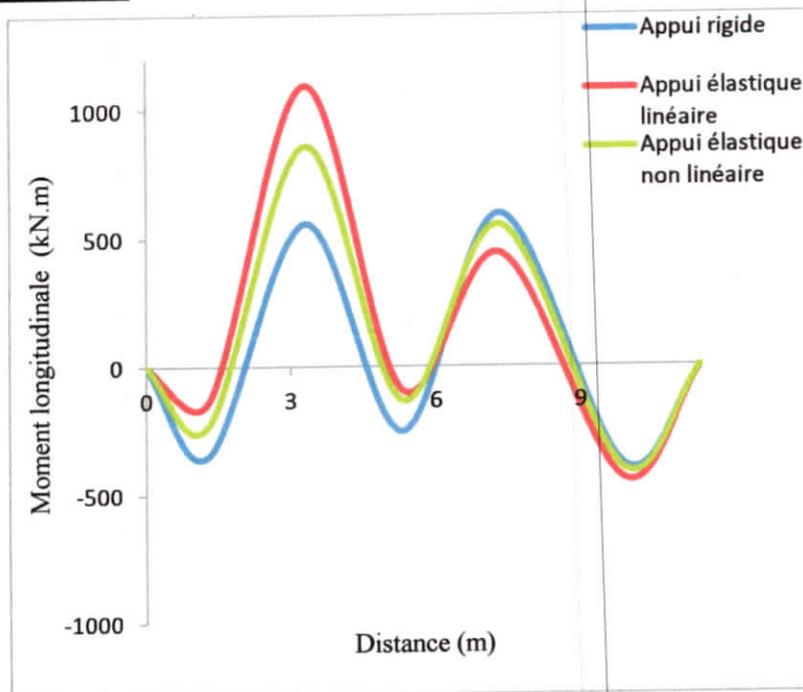


Figure (III.2.16) : Diagramme des moments fléchissant (sol hétérogène).

• Discussion

Le cas d'un sol hétérogène, l'allure du diagramme des moments fléchissant sur la poutre hyperstatique du bâtiment est représenté sur la figure (III.2.16), nous pouvons apercevoir le moment maximum sur l'appui B (distance 3.30 m), dans le cas d'un appui élastique linéaire ou non linéaire est strictement supérieur par rapport au cas d'un appui rigide, contrairement dans la travée 1 de la poutre, le moment maximum est donné par le cas d'un appui rigide quelle que soit les caractéristiques de compressibilité du sol et la nature de contact sol-structure.

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressibles : Application aux ouvrages en béton armé

quelle que soit les caractéristiques de compressibilité du sol et la nature de contact sol-structure.

III.2.8. Etudes paramétriques

III.2.8.1. Calcul de tassement

Le tableau ci-dessous présente les résultats des déplacements des appuis en mètre en fonction des paramètres de compressibilité (e_0 et C_c) dans le cas d'un sol homogène et hétérogène :

	N° appuis	1 ^{er} cas $\left\{ \begin{matrix} e_0 = 0,51 \\ C_c = 0,11 \end{matrix} \right.$	2 ^{ème} cas $\left\{ \begin{matrix} e_0 = 0,51; 0,75 \\ C_c = 0,11; 0,02 \end{matrix} \right.$	3 ^{ème} cas $\left\{ \begin{matrix} e_0 = 0,75; 0,51 \\ C_c = 0,02; 0,11 \end{matrix} \right.$
Tassement (m)	A	0,04102216	0,04203444	0,00324149
	B	0,01912081	0,00777285	0,00638979
	C	0,02407230	0,00608987	0,01224001
	D	0,02332997	0,00251386	0,02413070
Tassement différentiel (m)	A- B	0,02190135	0,03426159	0,0031483
	B- C	0,00495149	0,00168298	0,00585022
	C- D	0,00074233	0,00357601	0,01189069
Rotation (KN)	A	-0,00578278	-0,00997910	0,00375091
	B	-0,00298379	-0,00582772	0,00072124
	C	-0,00298379	0,00138158	0,00267691
	D	-0,00505436	-0,00563543	-0,00069272

Tableau (III.2.10) : Tassement et la rotation des appuis de bâtiment.

Discussions des résultats

Selon les résultats montrés ci-dessous, les valeurs des tassements calculés pour les différentes valeurs du (e_0 et C_c) que ce soit pour un sol homogène ou pour un sol hétérogène sont sensibles à l'augmentation de ce dernier, Ces résultats s'expliquent clairement les deux paramètres de compressibilité du sol rapport (e_0 et C_c) est important pour des problèmes qui montrent un tassement primaire important : c'est le cas de construction des bâtiments sur des sols compressibles où les forts tassements primaires sont suivis par les tassements du fluage dans les années qui suivent.

III.2.8.2. Calcul de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur des sols fins compressibles

Les résultats obtenus par le modèle numérique, d'un sol homogène et d'un hétérogène pour calculer la capacité portante des fondations superficielles reposant sur un sol peu, moyenne et

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressible : Application aux ouvrages en béton armé

très compressible avec les deux méthodes (Terzaghi, et Meyerhof) sont montrés dans le tableau suivant :

		Méthode de calcul							
		Type de sol	N° appui	Terzaghi			Meyerhof		
				q_{ul} (KN/m ²)	q_{ad} (KN/m ²)	B (m)	q_{ul} (KN/m ²)	q_{ad} (KN/m ²)	B (m)
Appui élastique	Argile Dozulé	A	2251,35	780,39	0,55	/	/	/	
		B	/	/	/	2774,91	953,07	3,07	
		C	/	/	/	3025,30	1037,63	2	
		D	2261,99	782,39	0,65	/	/	/	
	Argile hétérogène	A	2251,35	780,39	0,65	/	/	/	
		B	/	/	/	4215,78	1435,20	2,5	
		C	/	/	/	1732,19	601,39	3	
		D	950,61	340,87	1,5	/	/	/	

Tableau (III.2.11) : Les résultats de la capacité portant dans le cas d'un sol homogène et hétérogène.

• **Discussion**

L'ensemble des résultats obtenus par la méthode de Terzaghi dans le cas d'un sol homogène sont globalement satisfaisants et concordent assez bien avec les résultats obtenus de la même méthode dans le cas d'un sol hétérogène, Cependant, quelques petites différences sont observées dans le calcul de la capacité portante de fondations obtenues par la méthode de Meyerhof dans le d'un sol homogène et hétérogène.

III.2.8.3. Effet du fluage sur un sol argileux

Nous avons réalisé des simulations numériques en prenant en compte le temps de consolidation sur un sol peu compressible qui a les mêmes caractéristiques de compressibilité, cette fois l'effet de fluage a été traité d'une façon que le sol soumis à des charges permanente et variable durant 10 jours, 100 jours, 1000 jours, 1500 jours, 3000 jours, 6000 jours, et 12000 jours, pour le cas d'un sol homogène et un sol hétérogène, Les résultats des simulations numériques pour le cas d'un sol homogène et hétérogène sont montrés sur les tableaux suivants:

Chapitre III : Effet de l'interaction sol-structure sur le comportement différé des sols fins compressibles : Application aux ouvrages en béton armé

	Tassement dans l'appui			
	A	B	C	D
$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0,51 \\ t = 10j \end{array} \right.$	0,04102216	0,01912081	0,02407230	0,02332997
$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0,43 \\ t = 100j \end{array} \right.$	0,04687440	0,01837849	0,02515019	0,02481332
$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0,34 \\ t = 500j \end{array} \right.$	0,05835566	0,01518862	0,02673452	0,02609134
$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0,26 \\ t = 1000j \end{array} \right.$	-0,07220770	0,00795390	0,03063026	0,03890361
$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0,15 \\ t = 1500j \end{array} \right.$	-0,17751691	-0,00109833	0,03933656	0,04446185
$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0,13 \\ t = 3000j \end{array} \right.$	-0,65434724	0,02741968	0,47987867	0,09536586
$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0 \\ t = 6000j \end{array} \right.$	0,02705345	0,01512978	0,02251678	0,05924288

Tableau (III.2.12) : Les résultats de tassement d'un sol homogène en fonction de variation de l'indice de vide avec le temps.

	Tassement de l'appui			
	A	B	C	D
$\left\{ \begin{array}{l} e_{0,AB} = 0,51 \\ e_{0,BC} = 0,75 \\ t = 10j \end{array} \right.$	0,04203444	0,00777285	0,00608987	0,00251386
$\left\{ \begin{array}{l} e_{0,AB} = 0,38 \\ e_{0,BC} = 0,61 \\ t = 100j \end{array} \right.$	0,05515975	0,00330915	0,00646104	0,00286578
$\left\{ \begin{array}{l} e_{0,ABD} = 0,24 \\ e_{0,BC} = 0,48 \\ t = 500j \end{array} \right.$	0,17711951	0,01148643	0,00365287	0,00356680
$\left\{ \begin{array}{l} e_{0,ABD} = 0,37 \\ e_{0,BC} = 0,08 \\ t = 1000j \end{array} \right.$	-0,15052860	0,02293260	0,18731603	0,00728442

Tableau (III.2.13) : Les résultats de tassement d'un sol homogène en fonction de variation de l'indice de vide avec le temps.

• **Interprétation des résultats obtenus**

Le calcul de fluage avec l'utilisation de coefficient de compressibilité de l'argile de Dozulé donner des bonnes résultats dans le cas de pont au contraire de cas de bâtiment il n'est y a pas d'équilibre $\sum M \neq \sum R$ et la différences entre les deux c'est la longueur des travées et les section des fondations qui sont en relation avec les charges et d'autre facteur.

III.2.8.4. Pourcentage d'effet d'interaction sols structure

Ainsi, après avoir les résultats de dimensionnement à l'E.L.S avec et sans la prise en compte de l'interaction sol structure, nous allons maintenant monter le pourcentage d'effet d'interaction sol structure sur le dimensionnement, Les résultats obtenus par le modèle numérique, dans le cas d'un sol homogène et non homogène sont montrés dans le tableau au-dessus :

	N° d'appui	Type d'appui	Moment(KN.m)	P%
Sol homogène	B	Rigide	-559,00147	37,11%
		Elastique linéaire	-995,63248	
		Elastique non linéaire	-766,46266	
Sol hétérogène	B	Rigide	-559,00147	54%
		Elastique linéaire	-1095,21757	
		Elastique non linéaire	-861,62754	
	C	Rigide	-596,75979	7,47%
		Elastique linéaire	-444,50915	
		Elastique non linéaire	-552,15444	

Tableau (III.2.14) : l'effet d'interaction sols structure (sol homogène et hétérogène).

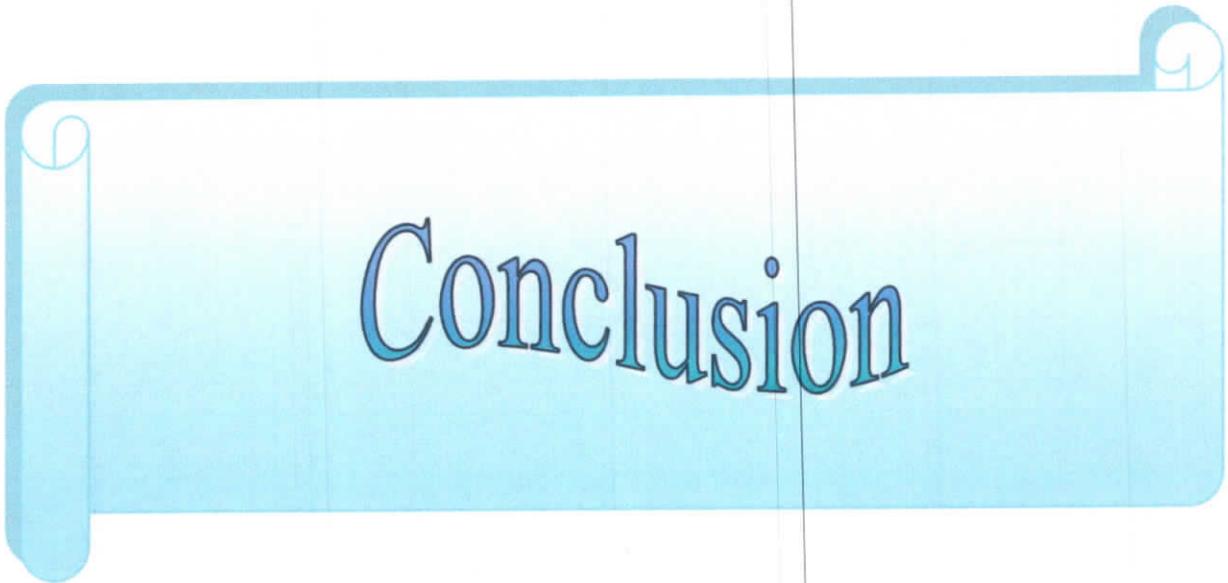
• **Interprétation des résultats obtenus**

En comparaison avec le cas d'un appui totalement rigide sous le cas de chargement à l'E.L.S, l'examen du comportement élastique non linéaire du sol conduit à 37,11% du moment négative sur l'appui B dans le cas d'un sol homogène et de 54% dans le cas d'un sol hétérogène et un réduction de 7,47% du moment négative sur l'appui C dans le cas d'un sol hétérogène, Donc le calcul des différentes grandeurs maximums des sollicitations agissant sur notre bâtiment, sont également influencé par plusieurs facteurs liés au modèle du comportement du sol choisi, les propriétés de compressibilité du sol, à l'intensité de la charge appliquée sur la structure ainsi qu'aux méthodes de calcul.

III.2.9. Conclusion

Cette partie de ce travail aura permis de souligner que :

- Le calcul avec la prise en compte de l'interaction sol-structure donne des résultats différents au cas rigide, les résultats expliquent l'effet des propriétés de compressibilité des sols (cas d'un sol homogène ou d'un sol hétérogène) et aussi le type de chargement sur la réponse et le dimensionnement de la structure à l'E.L. S, ainsi que l'importance de choisir une loi de comportement qui donne le mieux possible de comportement réel du sol.
- Le tassement est différent d'un comportement à l'autre, le comportement élastique non linéaire surestime les déplacements des fondations par rapport au comportement élastique linéaire.
- La grande variation de tassement se trouve toujours sur l'appui qui a des grandes charges et qui pose sur des sols très compressibles, le tassement augmente avec le temps pour tous les appuis du bâtiment et les déformations du sol hétérogène deviennent infiniment grandes.
- Le modèle du fluage, formé par Vermeer et al (1997 & 1999), est capable de prévoir le comportement des sols argileux, incluant un effet dû au temps.



Conclusion

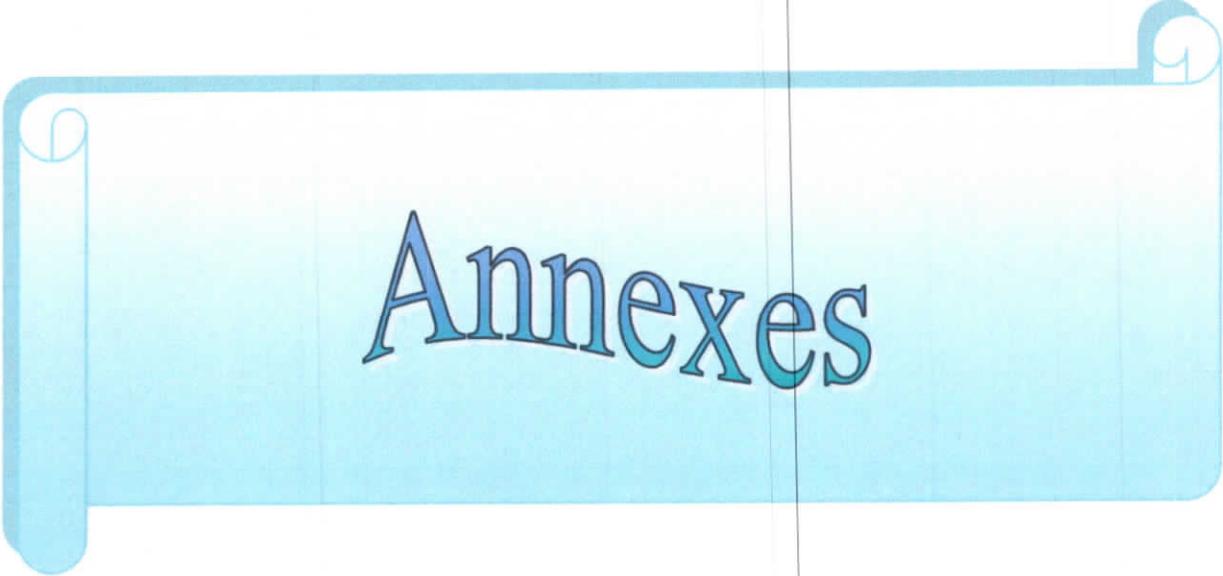
Conclusion générale

Le comportement des sols fins, a fait l'objet de nombreux travaux de recherches. Les observations effectuées en laboratoire et *in-situ* sur les argiles molles naturelles montrent que les déformations ne sont pas instantanées, ce qui conduit à modéliser également des phénomènes visqueux (effet du temps et de la vitesse de déformation), qui peuvent être approchés par des lois de type viscoélastique (lorsque les déformations sont totalement réversibles) ou élasto-viscoplastiques (lorsque les déformations sont en partie irréversibles). A la fin de ce modeste travail, nous tenons à signaler que notre travail mis en évidence :

1. Quelle que soit le type d'argile utilisée et la nature du contact entre le sol et la structure on peut voir une sensible diminution des moments sur appuis, par contre, il n'y a un peu écart signifiant pour les moments dans la travée. Ces résultats s'expliquent clairement l'impact de l'interaction sol-structure sur le comportement des ponts en béton armé, dans l'appui que dans la travée.
2. Le tassement du fluage augmente avec le temps pour tous les appuis de la poutre de pont en béton armé et les déformations du sol homogène ou hétérogène deviennent infiniment grandes. Donc selon la nature et la complexité du sol (compressibilité du sol) et les conditions du chargement, le mouvement dû à la déformation plastique du sol peut se développer et produire des tassements verticaux.
3. Le fluage est important pour des problèmes qui montrent un tassement primaire important, c'est le cas d'une structure qui fondé sur un sol peu compressible où les forts tassements primaires sont suivis par les tassements du fluage dans les années qui suivent.
4. Les valeurs des tassements différentiels calculés pour les différentes valeurs de (e_0 et C_c) que ce soit pour un sol homogène ou pour un sol hétérogène sont très sensibles à l'augmentation de ce dernier. On constate alors que le (SSCM) est sensible au paramètre de compressibilité (e_0 et C_c).
5. Le modèle du fluage (SSCM), formé par Vermeer et al., (1999), est capable de prévoir le comportement des sols argileux, incluant un effet dû au temps.
6. Le calcul des différentes grandeurs maximums des sollicitations agissant sur le bâtiment, sont également influencé par plusieurs facteurs liés au modèle du comportement du sol choisi, les propriétés de compressibilité du sol, à l'intensité de la charge appliquée sur la structure ainsi qu'aux méthodes de calcul.

7. On peut conclure que le fluage est un phénomène complexe, donc, il est difficile de palier à ce problème, car il s'agit d'un problème de nature visqueuse qui se manifeste avec le temps et durera plus de 30 ans.

Cependant, une étude plus approfondie est nécessaire pour définir parfaitement la phase conception des structures en béton armé en fonction de tous les paramètres de compressibilité des sols fins en tenant compte le phénomène interactif sol-structure.



Annexes

Annexe A

MATLAB et ses fonctionnalités

MATLAB est un logiciel de calcul matriciel à syntaxe simple. Avec ses fonctions spécialisées, MATLAB peut être aussi considéré comme un langage de programmation adapté pour les problèmes scientifiques.

MATLAB est un interpréteur : les instructions sont interprétées et exécutées ligne par ligne.

MATLAB fonctionne dans plusieurs environnements tels que X-Windows, Windows, Macintosh.

Il existe deux modes de fonctionnement :

1. mode interactif : MATLAB exécute les instructions au fur et à mesure qu'elles sont données par l'utilisateur.
2. mode exécutif : MATLAB exécute ligne par ligne un "fichier M" (programme en langage MATLAB).

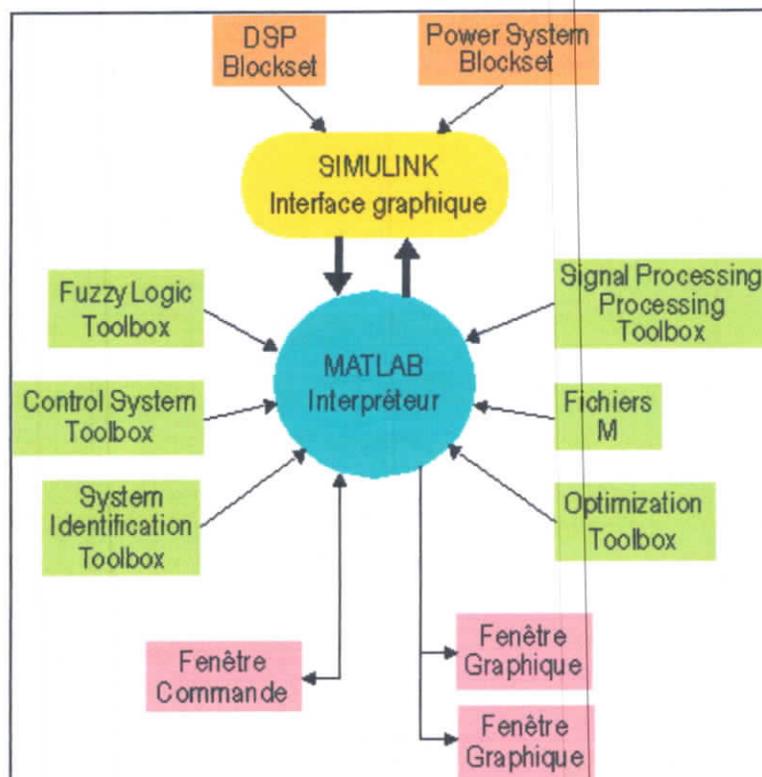


Figure 1 : Environnement MATLAB

Fenêtre Commande : Dans cette fenêtre, l'utilisateur donne les instructions et MATLAB retourne les résultats.

Fenêtres Graphique : MATLAB trace les graphiques dans ces fenêtres.

Fichiers M : Ce sont des programmes en langage MATLAB (écrits par l'utilisateur).

Toolboxes : Ce sont des collections de fichiers M développés pour des domaines d'application spécifiques (Signal Processing Toolbox, System Identification Toolbox, Control System Toolbox, u-Synthesis and Analysis Toolbox, Robust Control Toolbox, Optimization Toolbox, Neural Network Toolbox, Spline Toolbox, Chemometrics Toolbox, Fuzzy Logic Toolbox, etc.)

Simulink : C'est l'extension graphique de MATLAB permettant de travailler avec des diagrammes en blocs.

Blocksets : Ce sont des collections de blocs Simulink développés pour des domaines d'application spécifiques (DSP Blockset, Power System Blockset, etc.).

Annexe B

Programme source en Matlab pour calculer le moment fléchissant et les déplacements des appuis de la poutre hyperstatique

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%
% Programme de calcul non linéaire d'une poutre continue à plusieurs
% travées soumise à des charges différentes
% Modèle du fluage de sol de Vermeer
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%
clear all
clc
fid = fopen('data.txt');
nb_trave = fscanf(fid, '%g', [1 1]);
nb_ddl = (nb_trave + 1)*2; % le nombre de degré de liberté
Eb= fscanf(fid, '%g', [1 1]); % Module de Young du béton en KPa
l=fscanf(fid, '%g ', [1 nb_trave]);
b=fscanf(fid, '%g ', [1 nb_trave]);
h=fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave]);
DL = fscanf(fid, '%g', [1 1]);
ULL= fscanf(fid, '%g', [1 1]);
CLL= fscanf(fid, '%g', [1 1]);
G=fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave]);
Q=fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave]);
S=fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave+1]);
Z=fscanf(fid, '%g', [1 1]);
C = fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave+1]);
phi= fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave+1]);
qult= fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave+1]);
sigma3 = fscanf(fid, '%g %g', [1 nb_trave+1]);
P1 =zeros(1,nb_trave);
P2 =zeros(1,nb_trave);
sigma_dev =zeros(1,nb_trave+1);
Kh =zeros(1,nb_trave+1);
n =zeros(1,nb_trave+1);
S_i =zeros(nb_ddl,1);
Eini =zeros(1,nb_trave+1);
for (i=1:nb_trave);
Q(i) = DL*G(i)+ULL*Q(i);
end;
for (i=1:nb_trave+1);
S_i(2*i-1,1) = S(i);
end;
% Modèle de Vermeer
temps_final =fscanf(fid, '%g', [1 1]);
nb_temps=fscanf(fid, '%g', [1 1]);
nb_pas =fscanf(fid, '%g', [1 1]);
fclose(fid);
delta_t = temps_final/nb_temps;
delta_Q = Q/nb_pas; % la charge appliquée par palier
delta_P1 = P1/nb_pas;
delta_P2 = P2/nb_pas;
Ut = zeros(nb_temps,nb_ddl);
Ft = zeros(nb_temps,nb_ddl);
Et =zeros(1,nb_trave+1);
```

```

eps_B = zeros(nb_ddl,1);

% Calcul du deuxième terme de la déformation
sigma0=45;
sigmap0= 45;
sigmap = 45+18;
Eoed = 34192;
for j=1:nb_trave+1;
K = 1-sind(phi(j));
e0 = K/tand(phi(j));
Ca = 1e-6*Eoed/10;
Cae = Ca*(1+e0);
Cc = Cae/0.02;
Cr = 0.04*Cc;
A = Cr/(2.3*(1+e0));
B = (Cc-Cr)/(2.3*(1+e0));
C = Cae/(2.3*(1+e0));
eps_B(2*j-1,1) = B*log(sigmap/sigmap0);
end;

X = zeros(nb_temps,1);
Y = zeros(nb_temps,1);
tt=zeros(nb_temps,1);

f1=fopen('Evolution_avec_le_temps.txt','w');
for i=1:nb_temps;
fprintf(f1,'%12.8f %12.8f %12.8f %12.8f\n',Ut(i,:),Ft(i,:));
end;
fclose(f1);
f1=fopen('Pultime.txt','w');
fprintf(f1,'%12.8f %12.8f %12.8f %12.8f\n',Ft(nb_temps,:));
fclose(f1);
%
x1=0;
if (P1(2)>0);
x1=a1(3);
else
x1 = l(3)/2.;
x1=9.06; % position Momont_max en travée3
end;
if (P2(2)>0);
x2=a2(3);
else
end;
fprintf(f1,' %12.8f \n',Ft(nb_temps,1)*l(1)-Q(1)*l(1)*l(1)/2.);
fprintf(f1,' %12.8f \n',Ft(nb_temps,1)*(l(1)+l(2))+Ft(nb_temps,2)*l(2)-
Q(1)*l(1)*(l(2)+l(1)/2.)-Q(2)*l(2)*l(2)/2.);
fprintf(f1,' %12.8f
\n',Ft(nb_temps,1)*(l(1)+l(2)+x1)+Ft(nb_temps,2)*(l(2)+x1)+Ft(nb_temps,3)*x
1-Q(1)*l(1)*(x1+l(2)+l(1)/2.)-Q(2)*l(2)*(x1+l(2)/2.)-Q(3)*x1*x1/2.);
fprintf(f1,' %12.8f P1(3)*(x2-x1));
fprintf(f1,' %12.8f
)\n',Ft(nb_temps,1)*(l(1)+l(2)+l(3))+Ft(nb_temps,2)*(l(2)+l(3))+Ft(nb_temps
,3)*l(3)-Q(1)*l(1)*(l(3)+l(2)+l(1)/2.)-Q(2)*l(2)*(l(3)+l(2)/2.)-
Q(3)*l(3)*l(3)/2.-P1(3)*(l(3)-x1)-P2(3)*(l(3)-x2));
fclose(f1);
f1=fopen('Moments.txt','w');

```

Annexe C

Fichier des données et les résultats obtenus par le programme numérique pour calculer le moment fléchissant et le tassement de la poutre hyperstatique

1^{er} Cas : Ouvrage d'art

sol homogène

```
Fichier Edition Format Affichage ?
3
30e6
15.10 15.10 15.10
0.35 0.35 0.35
0.90 0.90 0.90
135
108
200
1 1 1
1 1 1
1 1 0
14.5 0.6 0
14.5 0.6 0
15 30 30 15
4.5
0 0 0 0
21 21 23 23
45 45 45 45
45 45 45 45
85 85 73 73
15e3 15e3 20e3 20e3
1e-8 1e-8 8e-8 8e-8
0.05 0.05 0.05 0.05
0.80 0.80 0.80 0.80
48 48 65 65
174 174 174 174
45.5 45.5 48.5 48.5
10
10
1
100
10e-3
```

sol hétérogène

```
Fichier Edition Format Affichage ?
3
30e6
15.10 15.10 15.10
0.35 0.35 0.35
0.90 0.90 0.90
135
108
200
1 1 1
1 1 1
1 1 0
14.5 0.6 0
14.5 0.6 0
15 30 30 15
4.5
0 0 0 0
21 21 23 23
45 45 45 45
45 45 45 45
85 85 73 73
15e3 15e3 20e3 20e3
1e-8 1e-8 8e-8 8e-8
0.05 0.05 0.02 0.02
0.80 0.80 0.75 0.75
48 48 65 65
174 174 174 174
45.5 45.5 48.5 48.5
10
10
1
100
10e-3
```

*** Cas d'un sol homogène**

1 - Moments et Réactions

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Momentsfluage.txt
1  Rigide
2  0.00000000 -5765.61208030 -5544.30599724 0.00000000
3  -1468.71542515 -4833.99656711 -4037.71059034 -1467.47741740
4  Sol_A_et_B
5  0.00000000 -5427.82651388 -5503.83598296 0.00000000
6  -1491.08533021 -4791.93689038 -4054.72022861 -1470.15755080
7  Sol_C
8  0.00000000 -4817.36187497 -5908.05106477 -0.00000000
9  -1531.51345199 -4684.31143610 -4148.68677183 -1443.38834008
10
```

2- Tassements et Rotations

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Tassement.txt
1  Sz
2  0.04666374
3  0.00634630
4  0.05647190
5  -0.00161756
6  0.05246240
7  0.00127598
8  0.04349161
9  -0.00608330
```

*** Cas d'un sol hétérogène**

1 - Moments et Réactions

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Momentsfluage.txt
1  Rigide
2  -0.00000000 -5645.14017118 -5574.42397452 -0.00000000
3  -1460.79965754 -4431.93949456 -4449.67799853 -1465.48284937
4  Sol_A_et_B
5  0.00000000 -4906.56836674 -6060.54617686 -0.00000000
6  -1509.71169757 -4301.92189117 -4562.97708523 -1433.28932604
7  Sol_C
8  0.00000000 -4300.07388653 -6430.86587103 0.00000000
9  -1549.87689493 -4197.06701338 -4652.19124871 -1408.76484298
10
```

2 - Tassements et Rotations

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Tassement.txt
1
2      0.04498264
3      0.00607245
4      0.04785919
5     -0.00246506
6      0.02622875
7      0.00049842
8      0.01657215
9     -0.00576264
10
```

Donnée d'argile de Flandre

```
B
30e6
15.10 15.10 15.10
0.35 0.35 0.35
0.90 0.90 0.90
135
108
200
1 1 1
1 1 1
0 1 1
14.5 0.6 0
14.5 0.6 0
30 60 60 30
3
0 0 0 0
21 21 23 23
45 45 45 45
45 45 45 45
85 85 73 73
15e3 15e3 20e3 20e3
1e-8 1e-8 8e-8 8e-8
0.29 0.29 0.29 0.29
1.01 1.01 1.01 1.01
48 48 65 65
174 174 174 174
45.5 45.5 48.5 48.5
10
10
1
100
10e-3
```

Donnée d'argile de Dozulé

```
3
30e6
15.10 15.10 15.10
0.35 0.35 0.35
0.90 0.90 0.90
135
108
200
1 1 1
1 1 1
0 1 1
14.5 0.6 0
14.5 0.6 0
30 60 60 30
3
0 0 0 0
21 21 23 23
45 45 45 45
45 45 45 45
85 85 73 73
15e3 15e3 20e3 20e3
1e-8 1e-8 8e-8 8e-8
0.11 0.11 0.11 0.11
0.51 0.51 0.51 0.51
48 48 65 65
174 174 174 174
45.5 45.5 48.5 48.5
10
10
1
100
10e-3
```

Donnée d'argile Verte

```

3
30e6
15.10 15.10 15.10
0.35 0.35 0.35
0.90 0.90 0.90
135
108
200
1 1 1
1 1 1
0 1 1
14.5 0.6 0
14.5 0.6 0
30 60 60 30
3
0 0 0 0
21 21 23 23
45 45 45 45
45 45 45 45
85 85 73 73
15e3 15e3 20e3 20e3
1e-8 1e-8 8e-8 8e-8
0.18 0.18 0.18 0.18
0.79 0.79 0.79 0.79
48 48 65 65
174 174 174 174
45.5 45.5 48.5 48.5
10
10
1
100
10e-3
    
```

Argile de Flandre + de Dozulé

```

3
30e6
15.10 15.10 15.10
0.35 0.35 0.35
0.90 0.90 0.90
135
108
200
1 1 1
1 1 1
0 1 1
14.5 0.6 0
14.5 0.6 0
30 60 60 30
3
0 0 0 0
21 21 23 23
45 45 45 45
45 45 45 45
85 85 73 73
15e3 15e3 20e3 20e3
1e-8 1e-8 8e-8 8e-8
0.29 0.29 0.11 0.11
1.01 1.01 0.51 0.51
48 48 65 65
174 174 174 174
45.5 45.5 48.5 48.5
10
10
1
100
10e-3
    
```

Argile de Flandre + Verte

```

3
30e6
15.10 15.10 15.10
0.35 0.35 0.35
0.90 0.90 0.90
135
108
200
1 1 1
1 1 1
0 1 1
14.5 0.6 0
14.5 0.6 0
30 60 60 30
3
0 0 0 0
21 21 23 23
45 45 45 45
45 45 45 45
85 85 73 73
15e3 15e3 20e3 20e3
1e-8 1e-8 8e-8 8e-8
0.29 0.29 0.18 0.18
1.01 1.01 0.79 0.79
48 48 65 65
174 174 174 174
45.5 45.5 48.5 48.5
10
10
1
100
10e-3
    
```

Argile de Dozulé + Verte

```

B
30e6
15.10 15.10 15.10
0.35 0.35 0.35
0.90 0.90 0.90
135
108
200
1 1 1
1 1 1
0 1 1
14.5 0.6 0
14.5 0.6 0
30 60 60 30
3
0 0 0 0
21 21 23 23
45 45 45 45
45 45 45 45
85 85 73 73
15e3 15e3 20e3 20e3
1e-8 1e-8 8e-8 8e-8
0.11 0.11 0.18 0.18
0.51 0.51 0.79 0.79
48 48 65 65
174 174 174 174
45.5 45.5 48.5 48.5
10
10
1
100
10e-3
    
```

* Fichier résultats : Moments, Réactions, Tassements et Rotations

1. Argile de Flandre

```

C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Momentsfluage.bt
1  Rigide
2  -0.00000000 -5645.14017118 -5574.42397452 -0.00000000
3  -1460.79965754 -4431.93949456 -4449.67799853 -1465.48284937
4  Sol_A_et_B
5  -0.00000000 -4809.13123620 -4750.73693843 0.00000000
6  -1516.16448767 -4375.75864463 -4395.94520799 -1520.03165971
7  Sol_C
8  -0.00000000 -2421.94262652 -6541.91016681 0.00000000
9  -1674.25644857 -3940.95397922 -4791.27865610 -1401.41091611
10
    
```

```

C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Tassement.txt
1  Sz
2  0.02640563
3  0.00869920
4  0.06797872
5  -0.00003052
6  0.06816950
7  0.00015689
8  0.02734503
9  -0.00868802
10
    
```

2. Argile de Dozulé

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Momentsfluage.txt
1  Rigide
2  -0.00000000 -5645.14017118 -5574.42397452 -0.00000000
3  -1460.79965754 -4431.93949456 -4449.67799853 -1465.48284937
4  Sol_A_et_B
5  0.00000000 -5082.06311851 -5000.29081526 -0.00000000
6  -1498.08952858 -4395.38181601 -4410.92374252 -1503.50491290
7  Sol_C
8  0.00000000 -4387.68397758 -5545.42863524 -0.00000000
9  -1544.07490215 -4267.30922648 -4529.11280085 -1467.40307051
10
```

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Tassement.txt
1  Sz
2  0.00968332
3  0.00764054
4  0.03798066
5  -0.00055076
6  0.03821359
7  0.00066735
8  0.01005278
9  -0.00768527
10
```

3. Argile Verte

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Momentsfluage.txt
1  Rigide
2  -0.00000000 -5645.14017118 -5574.42397452 -0.00000000
3  -1460.79965754 -4431.93949456 -4449.67799853 -1465.48284937
4  Sol_A_et_B
5  0.00000000 -4943.73973400 -4864.08615214 0.00000000
6  -1507.25001762 -4386.08101430 -4402.04387883 -1512.52508926
7  Sol_C
8  0.00000000 -3689.03115507 -5830.85220638 0.00000000
9  -1590.34330099 -4155.87020555 -4613.18564621 -1448.50084726
10
```

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Tassement.txt
1  Sz
2  0.01521777
3  0.00818764
4  0.05040283
5  -0.00027654
6  0.05067730
7  0.00040001
8  0.01577495
9  -0.00822130
10
```

4. Argile de Flandre + Argile de Dozulé

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Momentsfluage.txt
1  Rigide
2  -0.00000000 -5645.14017118 -5574.42397452 -0.00000000
3  -1460.79965754 -4431.93949456 -4449.67799853 -1465.48284937
4  Sol_A_et_B
5  -0.00000000 -4329.98318213 -5513.25642081 0.00000000
6  -1547.89614688 -4261.79734725 -4528.67282513 -1469.53368074
7  Sol_C
8  -0.00000000 -1935.17895993 -7187.83347642 -0.00000000
9  -1706.49245298 -3833.70559228 -4909.06741675 -1358.63453799
10
```

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Tassement.txt
1  Sz
2  0.02714894
3  0.00852722
4  0.06136746
5  -0.00114772
6  0.04274462
7  -0.00040130
8  0.00863388
9  -0.00774200
10
```

5. Argile de Flandre + Argile Verte

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Momentsfluage.txt
1  Rigide
2  -0.00000000 -5645.14017118 -5574.42397452 -0.00000000
3  -1460.79965754 -4431.93949456 -4449.67799853 -1465.48284937
4  Sol_A_et_B
5  0.00000000 -4637.39657834 -5056.81620570 -0.00000000
6  -1527.53764382 -4332.74218218 -4447.85866444 -1499.76150956
7  Sol_C
8  0.00000000 -2247.44143598 -6788.38873709 -0.00000000
9  -1685.81281881 -3901.51815463 -4835.48119458 -1385.08783198
10
```

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Tassement.txt
1  Sz
2  0.02727457
3  0.00844860
4  0.06335842
5  -0.00061990
6  0.05427832
7  -0.00016747
8  0.01463430
9  -0.00840858
10
```

6. Argile de Dozulé + Argile Verte

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Momentsfluage.txt
1  Rigide
2  -0.00000000 -5645.14017118 -5574.42397452 -0.00000000
3  -1460.79965754 -4431.93949456 -4449.67799853 -1465.48284937
4  Sol_A_et_B
5  0.00000000 -5339.27611763 -4612.82911838 -0.00000000
6  -1481.05555512 -4455.10947794 -4342.57033902 -1529.16462792
7  Sol_C
8  -0.00000000 -4648.23958229 -5176.21327968 -0.00000000
9  -1526.81956409 -4326.27125066 -4462.95476669 -1491.85441856
10
```

```
C:\Users\Afak\Desktop\PROGRAMME\Programme\Programme_Fluage\Tassement.txt
1  Sz
2  0.00924544
3  0.00761704
4  0.03974186
5  -0.00006686
6  0.04854241
7  0.00089431
8  0.01611434
9  -0.00822265
10
```

2^{ème} Cas : Bâtiment à l'usage d'habitation

sol homogène

```

3
30e6
3.30 4.05 4.15
0.35 0.35 0.35
0.35 0.35 0.35
435
405
298
0
1 0 0
0 1 0
0 0 1
0 0 0
0 0 0
0 0 0
0 0 0
1.25 2.5 2.5 1.25
1
0 0 0 0
21 21 23 23
45 45 45 45
45 45 45 45
85 85 73 73
15e3 15e3 20e3 20e3
1e-8 1e-8 8e-8 8e-8
0.02 0.02 0.02 0.02
0.75 0.75 0.75 0.75
48 48 65 65
174 174 174 174
45.5 45.5 48.5 48.5
10
10
1
100
10e-3
    
```

sol hétérogène

```

3
30e6
3.30 4.05 4.15
0.35 0.35 0.35
0.35 0.35 0.35
435
405
298
0
1 0 0
0 1 0
0 0 1
0 0 0
0 0 0
0 0 0
0 0 0
1.25 2.5 2.5 1.25
1
0 0 0 0
21 21 23 23
45 45 45 45
45 45 45 45
85 85 73 73
15e3 15e3 20e3 20e3
1e-8 1e-8 8e-8 8e-8
0.03 0.03 0.02 0.02
1 1 0.75 0.75
48 48 65 65
174 174 174 174
45.5 45.5 48.5 48.5
10
10
1
100
10e-3
    
```

Fichier de résultats : Moments, Réactions, Tassements et Rotations

1. Sol homogène

```

C:\Users\ACER\Desktop\Programme_Fluage_Batiment\Momentsfluage.txt
1 Rigide
2 0.00000000 -559.00147927 -596.75979285 -0.00000000
3 -548.35561234 -1697.94634727 -1591.59558084 -474.55245955
4 Sol_A_et_B
5 0.00000000 -737.73622517 -542.08552861 0.00000000
6 -539.39255813 -1717.67645583 -1577.44815498 -477.93282106
7 Sol_C
8 0.00000000 -542.90208589 -620.46169977 0.00000000
9 -565.70502640 -1660.48874166 -1617.53151526 -468.72471668
10
    
```

```
C:\Users\ACER\Desktop\Programme_Fluage_Batiment\Tassement.txt
1 Sz
2 0.01874293
3 0.00219922
4 0.01256805
5 -0.00052967
6 0.01220468
7 0.00053936
8 0.00411705
9 -0.00249457
```

2. Sable hétérogène

```
C:\Users\ACER\Desktop\Programme_Fluage_Batiment\Momentsfluage.txt
1 Rigide
2 0.00000000 -559.00147927 -596.75979285 -0.00000000
3 -548.35561234 -1697.94634727 -1591.59558084 -474.55245955
4 Sol_A_et_B
5 0.00000000 -737.73622517 -542.08552861 0.00000000
6 -525.37456212 -1744.79916258 -1562.70135289 -479.57491254
7 Sol_C
8 0.00000000 -542.90208589 -620.46169977 0.00000000
9 -567.166080398 -1654.55779021 -1625.19978574 -465.52562374
10
```

```
C:\Users\ACER\Desktop\Programme_Fluage_Batiment\Tassement.txt
2 0.02586849
3 0.00067993
4 0.01990445
5 -0.00142075
6 0.01830936
7 0.00030570
8 0.01647742
9 -0.00446710
10
```

3. Argile de dozoulé

```
C:\Users\ACER\Desktop\Programme_Fluage_Batiment\Momentsfluage.txt
1 Rigide
2 0.00000000 -559.00147927 -596.75979285 -0.00000000
3 -548.35561234 -1697.94634727 -1591.59558084 -474.55245955
4 Sol_A_et_B
5 0.00000000 -737.73622517 -542.08552861 0.00000000
6 -416.04318325 -1880.07466789 -1400.78610459 -515.54604128
7 Sol_C
8 0.00000000 -542.90208589 -620.46169977 0.00000000
9 -485.48858985 -1828.37454703 -1508.09187324 -490.49499821
10
```

```
C:\Users\ACER\Desktop\Programme_Fluage_Batiment\Tassement.txt
1 Sz
2 0.04102216
3 -0.00578278
4 0.01912081
5 -0.00298379
6 0.02407230
7 -0.00298379
8 0.02332997
9 -0.00505436
```

4. Sol hétérogène (argile + sable)

```
C:\Users\ACER\Desktop\Programme_Fluage_Batiment\Momentsfluage.txt
1 Rigide
2 0.00000000 -559.00147927 -596.75979285 -0.00000000
3 -548.35561234 -1697.94634727 -1591.59558084 -474.55245955
4 Sol_A_et_B
5 0.00000000 -737.73622517 -542.08552861 0.00000000
6 -385.86588112 -2030.42785368 -1384.91689012 -511.23924147
7 Sol_C
8 0.00000000 -542.90208589 -620.46169977 0.00000000
9 -456.65074589 -1875.38736921 -1495.11115227 -485.30073512
```

```
C:\Users\ACER\Desktop\Programme_Fluage_Batiment\Tassement.txt
1 Sz
2 0.04203444
3 -0.00997910
4 0.00777285
5 -0.00582772
6 0.00608987
7 -0.00138158
8 0.00251386
9 -0.00563543
```

Annexe D

Présentation de PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves) :

Le programme d'entrée de données (Input)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

Le programme de calcul (Calculations)

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

Le programme de résultats (Output)

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

Le programme courbe (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. La démarche suivie dans le développement de *Plaxis* est

de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans *Plaxis* : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc.

III. Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM).

Le SSCM permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé la quasi reconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

paramètre de PIAXIS	Sable		Argile		
			Argile de Flandre	Argile de Dozulé	Argile verte
	$\begin{cases} e_0 = 0.80 \\ C_c = 0.05 \end{cases}$	$\begin{cases} e_0 = 0.75 \\ C_c = 0.02 \end{cases}$	$\begin{cases} e_0 = 1.01 \\ C_c = 0.29 \end{cases}$	$\begin{cases} e_0 = 0.51 \\ C_c = 0.11 \end{cases}$	$\begin{cases} e_0 = 0.79 \\ C_c = 0.18 \end{cases}$
C	1	1	14	17	19
φ	30	30	16	30	20
C_r	$5 \cdot 10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-3}$	0,029	0,011	0,018
$C_{\alpha e}$	$2 \cdot 10^{-3}$	$8 \cdot 10^{-4}$	0,0116	$4,4 \cdot 10^{-3}$	$7,2 \cdot 10^{-3}$
k^*	$1,28 \cdot 10^{-3}$	$7,49 \cdot 10^{-4}$	$9,059 \cdot 10^{-3}$	0,0456	0,0631
λ^*	0,012	$4,96 \cdot 10^{-4}$	0,0627	0,03167	0,04371
C_α	$1,1109 \cdot 10^{-3}$	$4,57 \cdot 10^{-4}$	0,02668	0,01012	0,01656
μ^*	$2,683 \cdot 10^{-4}$	$1,135 \cdot 10^{-4}$	$5,771 \cdot 10^{-3}$	$3,3509 \cdot 10^{-3}$	$4,022 \cdot 10^{-3}$

Tableau 1 : Les paramètres utilisés dans PIAXIS

La géométrie du modèle

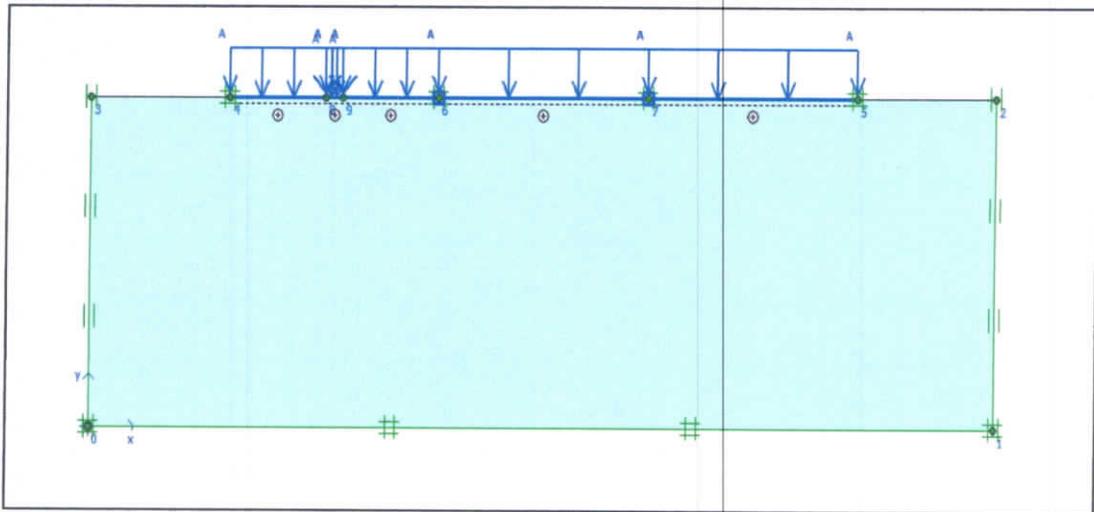


Figure 2 : Modèle de modélisation avec Plaxis.

Génération du maillage

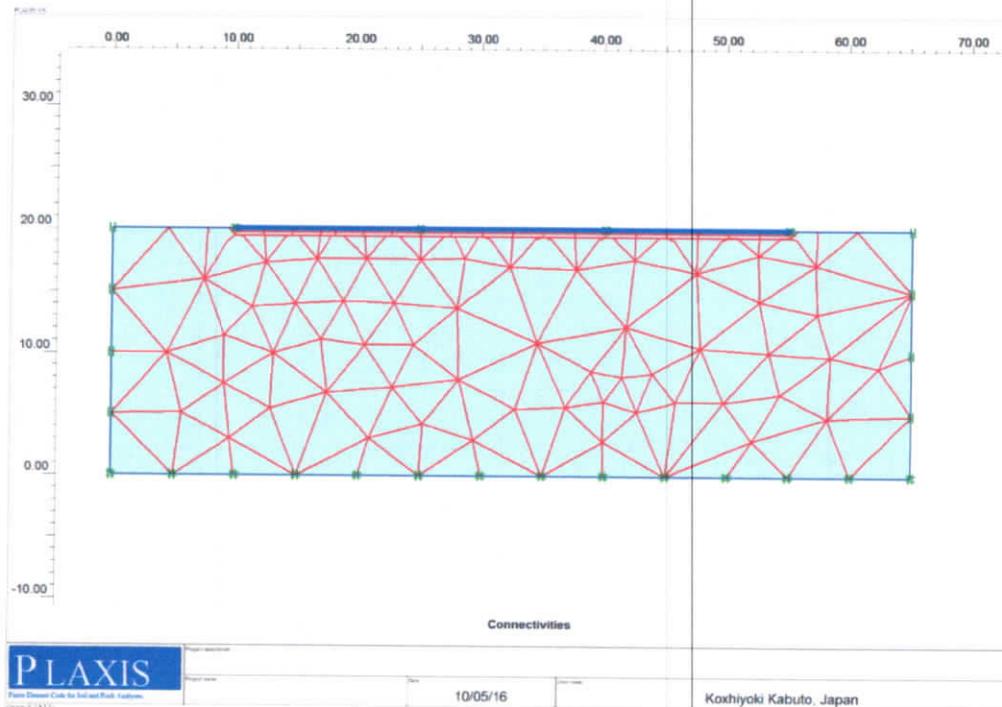


Figure 3 : maillage du modèle.

Définition des conditions initiales

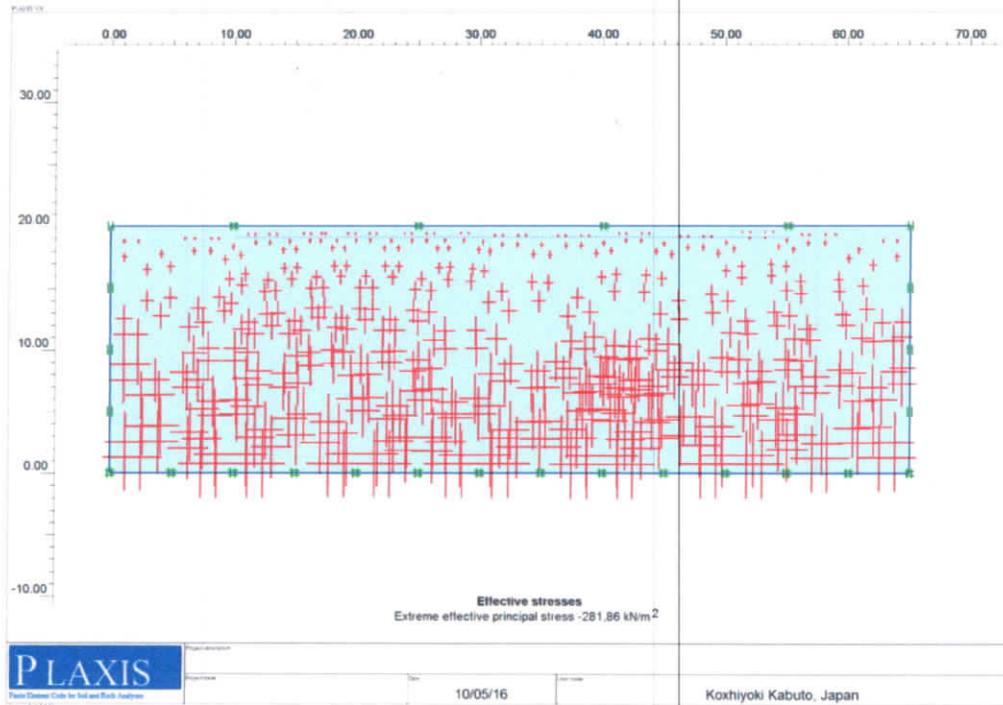


Figure 4 : Génération des contraintes initiales

Le moment maximum au niveau de l'appui B est : $3,25 \cdot 10^3$ kN.m/m

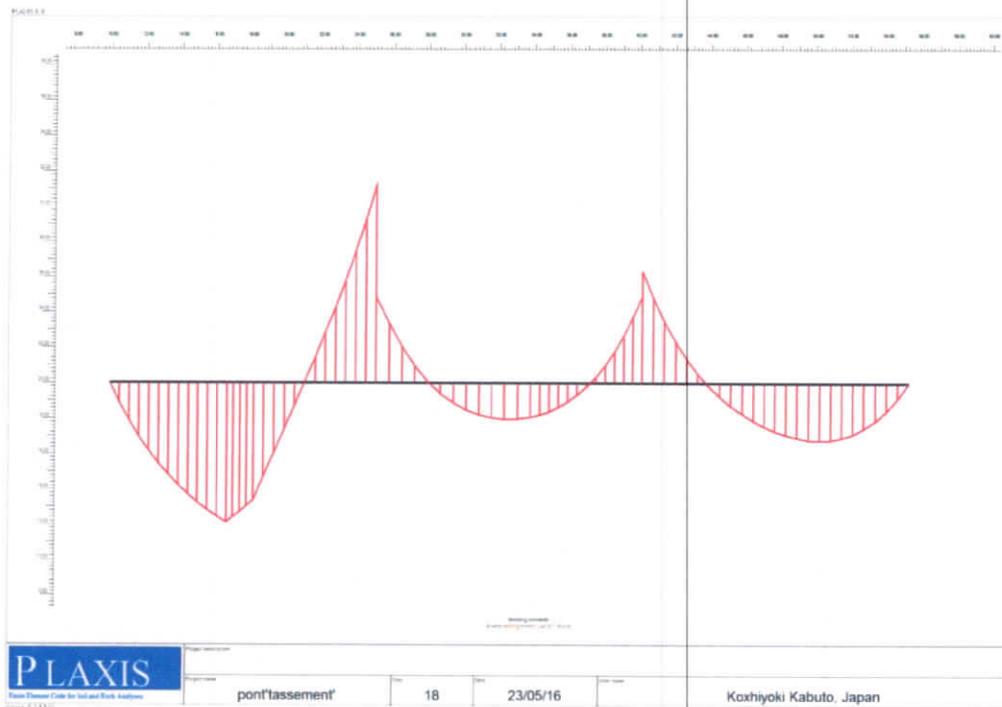


Figure 5 : Diagramme de moment pour l'argile verte (1^{ère} cas de chargement)

Le moment maximum au niveau de l'appui B est : $2,44 \cdot 10^3$ kN.m/m

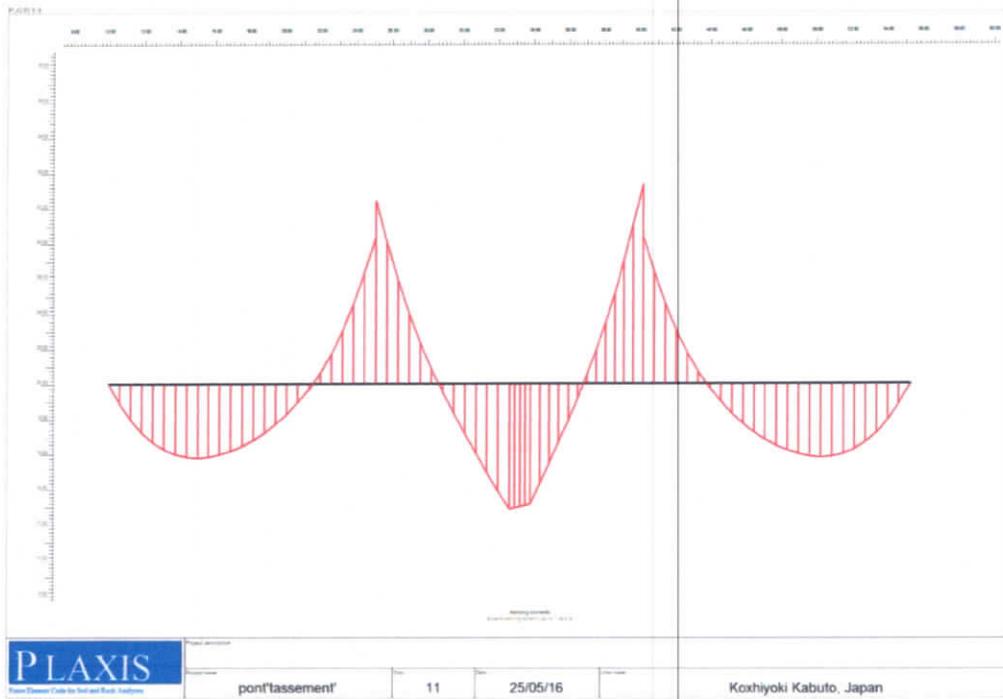


Figure 6 : Diagramme de moment pour l'argile verte (1^{ère} cas de chargement)

Le moment maximum au niveau de l'appui N⁰2 est : $4,80 \cdot 10^3$ kN.m/m

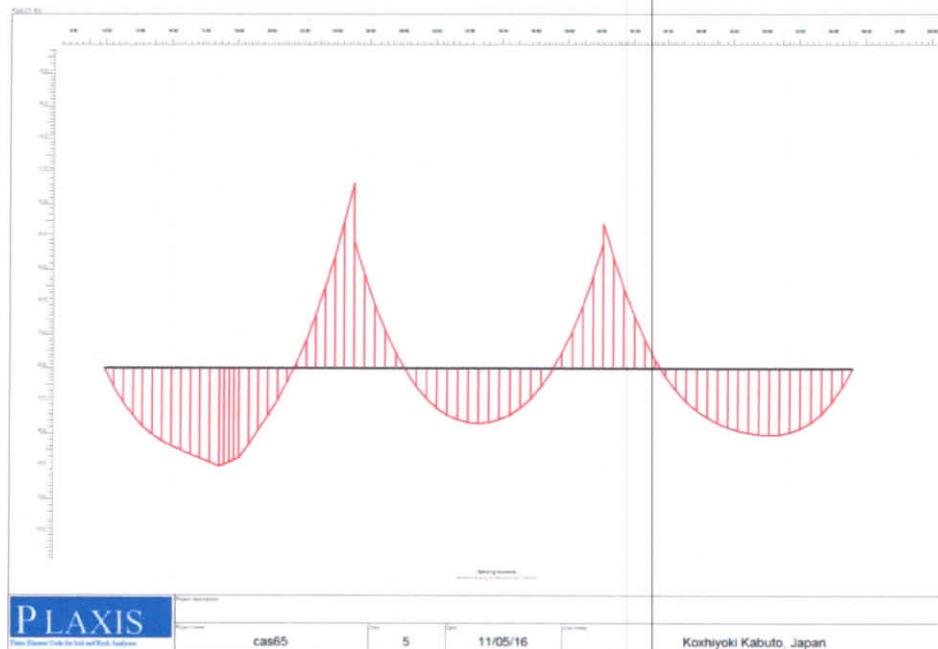


Figure 7 : Diagramme du moment pour le sable (le 1er cas de chargement)

Le moment maximum au niveau de l'appui N^o2 est : $4.19 \cdot 10^3 \text{ kN.m/m}$

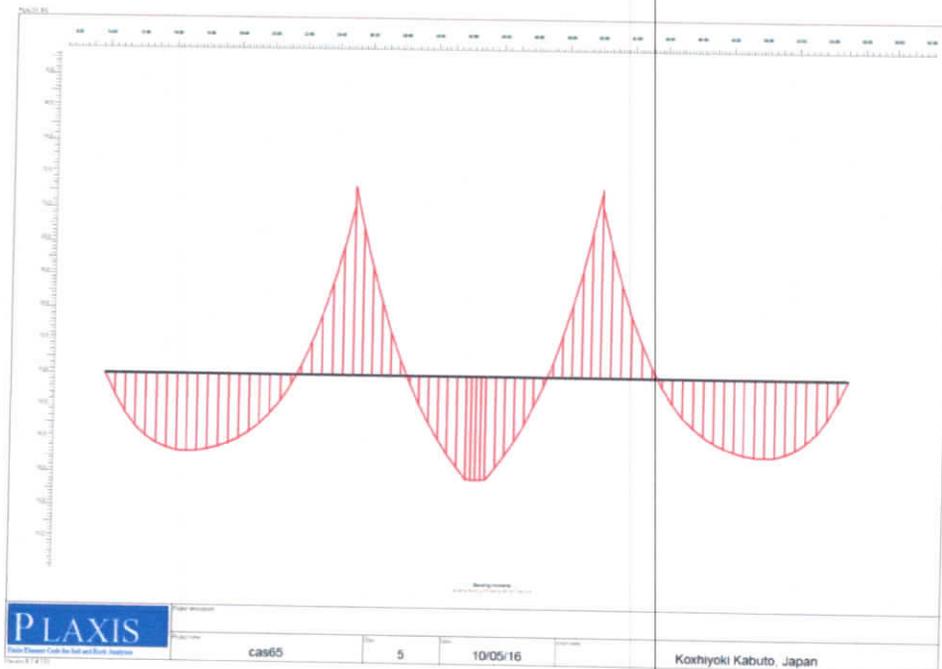
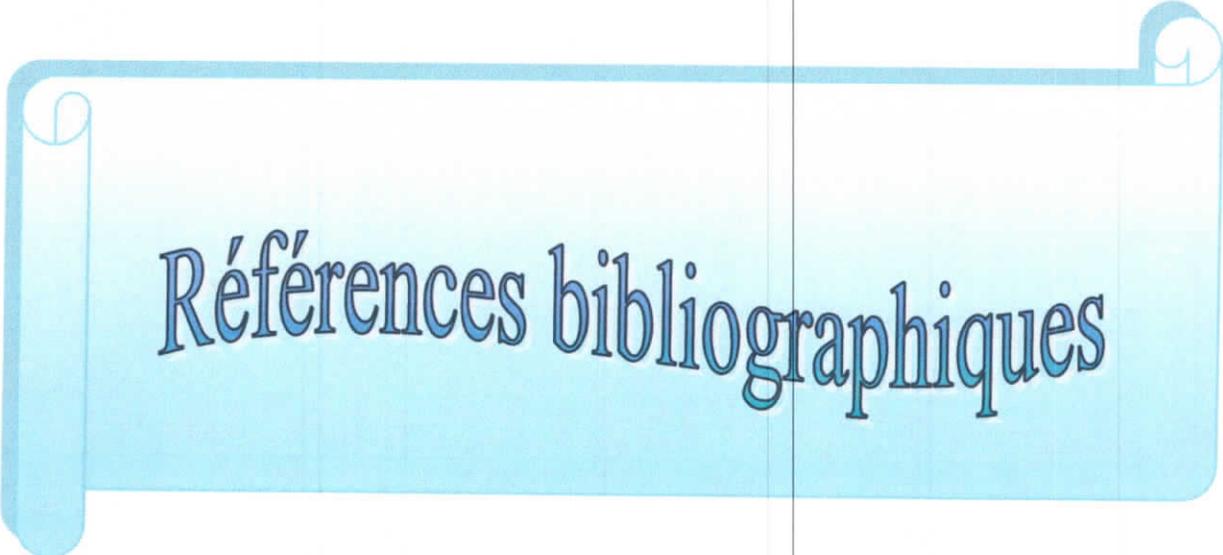


Figure 8 : Diagramme du moment pour le sable (le 2^{ème} cas de chargement)



Références bibliographiques

Référence bibliographique

B

Berardi, R., and Lancellotta, R., (1991). "*Stiffness of granular soil from field performance.*" *Geotechnique*, 41(1), 149-157.

Boucly-Norotte V., 1991. "Evolution des caractéristiques mécaniques et de la perméabilité de matériaux argileux sous l'effet de sollicitations thermiques". Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées en géologie de l'ingénieur.

Bozozuk.M., 1978." *Bridge foundations*" *move*.Transportation Research Record678:17-21

Braja M. Das et Nagaratnam Sivakugan., (2007). "*Settlements of shallow foundations on granular soil - an overview*". *International Journal of Geotechnical Engineering* 1: (19-29) DOI 10.3328/IJGE.2007.01.01.19-29.

C

Claude. Plumelle., (2013). "*Théorie et pratique de la géotechnique*". Groupe Moniteur (Edition du Moniteur), Paris, France.

D

Denis A., Elachachi S.M., Ni-Andou H., Chrétien M. (2007). "Influence du retrait et de la variabilité naturelle des sols argileux sur le comportement des fondations de maisons individuelles". *Revue française de géotechnique*, 120-121: 165-174.

Document technique unifié (DTU) n° 13.12. (1988). "*Fondations superficielles*". Règles pour le calcul des fondations superficielles (12 p.), CSTB Paris 12 p. (référence AFNOR P 11-711).

Douglas, D.J., (1986). "*State-of-the-art.*" *Ground engineering*,19(2), 2-6.

F

Fascicule n° 62, titre V, (1993)."*Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*". Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés publics de travaux. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports. Textes Officiels, n° 93-3 182 p.

G

Gérard.Philiponat., Bertrand.Hubert., (2002). "*Fondation et ouvrage en terre*". Editions Eyrolles.Paris, France.

H

Hetényi M., (1946). "Beams on elastic foundation; theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering". Ann Arbor, The University of Michigan Press.

K

Kamel M.W., (1981). "Etude de l'imbibition, du gonflement et du dessèchement de quelques argiles". Thèse Sci., Toulouse, France.

Karl Terzaghi., Ralph B. Peck., (1948). "*Fondation pressure and settlements of buildings on footing and rafts*". International Conference on Soil Mechanics and Fondation Engineering,2 Rotterdam. Proceeding, Vol.6, p.118.

Karl Terzaghi., Ralph B. Peck., Gholamreza Mesri.,(1996). "*Soil Mechanics in Engineering Practice*". A Wiley-Interscience Publication JOHN WILEY & SONS, INC. New York Chichester Brisbane Toronto Singapore.

Kerr A.D. (1964). "Elastic and viscoelastic foundation models". Journal of Applied Mechanics, vol. 31, n°3, pp. 491-498.

L

LE Thi NgocHà., 2009. "Comportement des sols fins utilisés en couverture étanche des installations de stockage de déchets: approche expérimentale et numérique". Thèse doctorat. Université Grenoble I- Joseph Fourier., Ecole doctorat Terre-Univers-Environnement.

M

Mayne, P.W., and Poulos, H.G., (1999). "*Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations.*" J. Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE, 125(6), 453-460.

Ménad C et Nicolas R., (2008) "fondationconception, dimensionnement et réalisation"SCTB.

Mesta P., Prat M. (1999). "Ouvrages en interaction", *Hermes Science Publications*, Paris.

Mohammad AL HUSEIN., (2001) : "Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques", Thèse Science., l'université JOSEPH FOURIER – Grenoble 1, France.

Moulton.L.K., (1986). "*Tolerable movement criteria for highway bridges*". 86 pp. Report No. FHWA-TS-85-228. Federal Highway Administration, Washington, D.C.

P

Philippe MESTAT., (1993). "Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis", études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées. Série géotechnique GT52. LCPC Paris, France.

R

Rico R., (1984): " Thermodynamique de l'échange cationique dans les argiles". Thèse Sci., Strasbourg, France.

Robitaille V et Tremblay D., 1997. "Mécanique des sols théorie et pratique", Modulo éditeur. Roger. Frank.,(1994). "*Fondations superficielles*". Doc C246-2, Technique de l'Ingénieur.

S

Saadi LA., 2003. "Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses". Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon (France)

Salasca S., (1998). "Calcul par éléments finis des états de contraintes dans les chaussées rigides : Evaluation des phénomènes de contact associés aux effets de retrait et de température, application à l'interprétation d'expérimentations sur site". *Thèse de Doctorat*, Ecole Centrale de Nantes.

T

TARDY Y; TOURET O., (1987) : "Hydration energies of smectites: A model for glauconite, illite and corrensite formation". Proc. Int. Clay Conf. Denver, 46-52.

V

Vermeer P. A, Neher, H. P., (1999): "A soft soil model that accounts for creep". Beyond 2000 in computational geotechnics-10 years of PLAXIS international. Amsterdam/ The Netherlands/18-20 March 1999, pp.249- 261.

Vermeer P.A., Stolle D.F.E., Bonnier P.G., (1997): "From the classical theory of secondary compression to modern creep". Computer Methods and Advances in Geomechanics, Vol. 4, Wuhan 1997, pp. 2469- 2478.

W

Winkler E., 1867. "Die Lehre Von Elasticitaet Und Festigkeit". 1st Edition, H. Dominicus, Prague.

Xiang-Ling LI., 1999. Comportement Hydromécanique des sols fins : " de l'état saturé à l'état non saturé". Thèse de Doctorat en Sciences appliquées, Université de Liège