

M40003/02A



Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures

seul
ea

THESE DE MAGISTER

Présentée par :

SANDJAK Khaled

Ingénieur d'Etat en Génie Civil (E.N.P)

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Pour obtenir le titre de MAGISTER en Génie Civil

Thème

**MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT MECANIQUE
DES GRAVES NON-TRAITEES : APPLICATION AU CALCUL
NON-LINEAIRE DES CHAUSSEES SOUPLES**

Soutenue publiquement le 27 janvier 2002 devant le jury composé de :

Président :	<i>M.K. Berrah</i>	<i>Professeur, ENP</i>
Directeur de Thèse :	<i>B. Tiliouine</i>	<i>Professeur, ENP</i>
Examineurs :	<i>S. Belkacemi</i>	<i>Maître de Conférences, ENP</i>
	<i>M. Hammoutène</i>	<i>Maître de Conférences, ENP</i>
	<i>B. Zeglache</i>	<i>Chargé de Cours, ENP</i>
Membres invités :	<i>A. Haouchine</i>	<i>Directeur Général, CTPP</i>
	<i>D. Bouchama</i>	<i>Ex. Chef de Département, DRART, CTPP</i>
	<i>A. Boudjellali</i>	<i>Directeur d'Unité de Recherche, CTPP</i>

REMERCIEMENTS



Je voudrais tout d'abord remercier Allah le Clément et le Miséricordieux, de m'avoir donné la volonté d'accomplir ce modeste travail.

Je voudrais aussi exprimer mes vifs remerciements à Monsieur le Professeur B. TILIOUINE, Directeur du Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures, au Département de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique (E.N.P) pour avoir bien voulu initier et diriger la présente recherche. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance et de ma sincère gratitude pour ses encouragements, la confiance qu'il m'a toujours accordée ainsi que pour ces nombreux et précieux conseils.

Je tiens également à exprimer mes chaleureux remerciements à Monsieur le Professeur M.K. BERRAH, Directeur de l'ENP pour son accord préalable lors de la mise en place initiale de ce premier programme de coopération scientifique et technique entre l'ENP et l'organisme national du Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP). Qu'il trouve aussi, ici, l'expression de ma sincère gratitude pour avoir bien voulu me faire l'honneur de présider le jury de soutenance de cette thèse de Magister.

Je saisis également la présente occasion pour remercier Monsieur A. HAOUCHINE, Directeur Général du CTTP pour son soutien moral et ses encouragements permanents. Qu'il soit remercié par avance de l'honneur qu'il me fait en participant à cette soutenance, malgré ses multiples obligations et un emploi du temps extrêmement chargé.

Je remercie Messieurs S. BELKACEMI, M. HAMMOUTENE, Maîtres de Conférences à l'ENP et Monsieur B. ZEGHLACHE, Chargé de Cours à l'ENP, qui ont bien voulu prendre de leur temps aux fins d'examiner avec la patience voulue ce travail de recherche et de participer au jury de soutenance.

Que Messieurs D. BOUCHAMA, A. BOUDJELLALI, B. TOUATI et A. AZZOUNI cadres techniques au CTTP, trouvent ici ma respectueuse gratitude pour l'intérêt qu'il ont bien voulu manifester à cette recherche et pour leur coopération effective.

Je ne saurai oublier en cette occasion de remercier vivement Monsieur D. BENSILEM, Chef de service Essais Mécaniques au CTTP pour sa disponibilité exemplaire et sa collaboration active dans la réalisation des essais expérimentaux à l'appareil triaxial à chargements répétés.

Enfin, que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation ainsi que tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, que ce soit par leur amitié, leurs conseils ou leur soutien moral, trouvent ici l'expression de ma sincère et profonde gratitude.

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

A La mémoire de mon Grand - Père.

A ma Grand- Mère.

A mes Parents

A mes Frères et Sœurs

A mes Oncles Mahieddine et Mohamed

A mes Tantes et Cousines

A mes Cousins Mohamed et Zoubir

A tous les membres de ma famille

A tous mes amis et tous ceux qui me sont chers

A tous ceux qui militent pour la bonne cause.

ملخص:

لقد جاء هذا البحث لتدعيم الأعمال السابقة في ميدان دراسة الخواص و تمثيل السلوك الميكانيكي للمواد الحصوية الغير معالجة بصفة عامة و الحصى الجزائرية بصفة خاصة، هذه المواد مستعملة بكثرة في بناء طبقات القاعدة للطرق المرنة.
في مرحلة أولى، تم تقديم النتائج الرئيسية لدراسة تحليلية أقيمت على المواد الحصوية باستعمال كل من علاقة بويس الأصلية و العالقة المعدلة.
و في مرحلة ثانية، تم تطوير برنامج إعلام آلي على الحاسوب لتحليل هياكل الطرق باستعمال نظرية العناصر المحدودة و ذلك بغية إدخال الطبيعة الغير خطية لسلوك المواد الحصوية في حساب سمك طبقات الطرق.
المرحلة الأخيرة من هذا البحث خصصت لعرض دراسة تقييمية لسلوك هياكل الطرق المرنة و طريقة مبسطة لتقييم التشوه السطحي الدائم للطرق.
أخيراً، تم تقديم بعض الخلاصات الميدانية المهمة.

Abstract :

The present research work is a modest contribution to efforts invested in particular in the subjects of characterization and modeling of the mechanical behavior of unbound granular materials in general and Algerian aggregates in particular, used fluently as base courses in flexible pavement structures.
In the first part, the main results of an analytical study of unbound granular materials behavior based on the Boyce's model and its modified formulation are presented.
In the second part, a non-linear finite element code for flexible pavement analysis (PANCH) is developed in order to introduce the non-linearity of the mechanical behavior of unbound granular materials in pavement analysis and design.
The last part is dedicated to the presentation of the main results of a parametric study on the behavior of flexible pavements structures and a F.E.M based method for rut estimation.
Finally, conclusions of engineering interest are formulated.

Résumé :

Le présent travail de recherche se veut une contribution aux efforts consentis dans les domaines de caractérisation et modélisation du comportement mécanique des matériaux granulaires non-traités en général et des graves Algériennes en particulier, utilisées couramment dans les corps de chaussées.
Dans le premier volet, les principaux résultats d'une étude analytique d'un modèle de comportement des graves non-traitées basé sur l'utilisation du modèle de Boyce et de sa formulation modifiée sont présentés.
Dans le deuxième volet, un programme d'analyse non-linéaire par éléments finis des chaussées souples (PANCH) est développé en vue d'introduire la non-linéarité du comportement mécanique des graves non-traitées dans l'analyse et le dimensionnement des chaussées.
Le dernier volet est consacré à la présentation des principaux résultats d'une étude paramétrique sur le comportement des structures de chaussées souples et d'une méthode d'estimation de l'ornièr.
Enfin des conclusions d'intérêt pratique pour la profession sont formulées.

كلمات المفاتيح :

الطرق المرنة ، السلوك الميكانيكي ، المواد الحصوية ، دراسة الخواص ، طريقة غير خطية ، نظرية العناصر المحدودة.

KEY MORDS

Flexible pavements , Mechanical behaviour , Characterisation , Modelling ,
Unbound granular materials , Finite element , Nonlinear analysis.

MOTS CLES

Chaussée souple , Comportement mécanique , Caractérisation , Modélisation ,
Grave non-traitée , Eléments finis , Analyse non-linéaire.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

CHAPITRE 1

ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE	5
--------------------------------------	---

1.1 INTRODUCTION.....	5
1.1.1 Différents types de structures de chaussées.....	5
1.1.2 Chaussées souples.....	5
1.1.3 Caractéristique des chaussées souples.....	6
1.2 PROBLEME DU DIMENSIONNEMENT.....	7
1.2.1 Introduction.....	7
1.2.2 Méthode de dimensionnement des chaussées souples.....	7
1.2.2.1 L'approche empirique.....	7
1.2.2.2 L'approche théorique.....	7
1.2.3 Les modèles de la mécanique des chaussées.....	8
1.2.3.1 Introduction.....	8
1.2.3.2 Le modèle mono-couche de boussinesq.....	8
1.2.3.3 Les modèles bi-couches.....	9
1.2.3.4 Les modèles multicouches: modèle de BURMISTER.....	10
1.2.3.5 Les modèles numériques.....	11
1.2.4 Critères de dimensionnement des chaussées souples.....	12
1.2.4.1 Hypothèse d'élasticité.....	12
1.2.4.2 Fatigue des matériaux.....	12
1.2.4.3 Les procédures de dimensionnement.....	12
1.2.5 Méthodologie de dimensionnement.....	12

CHAPITRE 2

CARACTERISATION DES MATERIAUX DE CHAUSSEES	15
---	----

2.1 INTRODUCTION.....	15
2.2 CARACTERISATION DES MATERIAUX BITUMINEUX.....	15
2.3 CARACTERISATION DES MATERIAUX GRANULAIRES.....	15
2.3.1 Introduction.....	15
2.3.2 Essai Triaxial à Chargements Répétés (T.C.R).....	16
2.3.3 Analogie de base.....	16
2.3.4 Principe de l'essai Triaxial à Chargements Répétés.....	17
2.3.4.1 Essai CLC.....	19
2.3.4.2 Essai CLV.....	19

2.4	MODELISATION DES GRAVES NON-TRAITEES	19
2.4.1	Introduction	19
2.4.2	Modèle de comportement des graves non-traités	20
2.4.2.1	Modèle K- θ	20
2.4.2.2	Modèle de Boyce	21
2.4.2.3	Modèle contour	22
2.5	MODELISATION DU SOL-SUPPORT	23
2.5.1	Introduction	23
2.5.2	L'approche empirique	24
2.5.3	L'approche rationnelle	24
2.5.3.1	Modèle simplifié de J.L. Paute	24
2.6	CONCLUSIONS	25

CHAPITRE 3

MODELISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES GRAVES NON-TRAITEES

3.1	INTRODUCTION	27
3.2	MESURES DE DEFORMATIONS REVERSIBLES	27
3.3	LOIS DE COMPORTEMENT DES GRAVES NON-TRAITEES	27
3.3.1	Principales caractéristiques des essais	27
3.3.2	Lois de Boyce	27
3.3.3	Quelques considérations théoriques	29
3.3.4	Modules d'élasticité	29
2.4.2.1	Formulation	29
2.4.2.2	Conditions sur le module d'élasticité	30
3.3.5	Coefficient de Poisson	31
3.3.5.1	Formulation	31
3.3.5.2	Conditions sur le coefficient de Poisson	31
3.4	ANALYSE CRITIQUE DE LA LOI DE BOYCE	32
3.4.1	Domaine de validité	32
3.4.2	Influence du taux de cisaillement sur le module de Young	33
3.4.3	Influence sur le coefficient de Poisson	34
3.5	MODELE DE COMPORTEMENT POUR LE CALCUL DES CHAUSSEES	35
3.5.1	Formulation du modèle de calcul	35
3.5.2	Détermination des coefficients du modèle de Boyce modifié	36
3.5.3	Comparaison entre le modèle de Boyce initial et le modèle modifié	38
3.5.3.1	Variation du coefficient de Poisson	38
3.5.3.2	Variation du module d'élasticité	38
3.6	PERFORMANCE MECANIQUE DE DEUX G.N.T ALGERRIENNES	40

CHAPITRE 4

MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DES STRUCTURES DE CHAUSSEES ...43

4.1	INTRODUCTION	43
4.2	PRINCIPES ET FORMULATION D'UN ELEMENT FINI.....	43
4.2.1	La discrétisation.....	43
4.2.2	Approximation du champ des déplacements.....	43
4.2.3	Choix des variables physiques.....	44
4.3	FONCTION DE DEPLACEMENT.....	44
4.4	EXPRESSION DES CONTRAINTES ET DES DEFORMATIONS.....	46
4.4.1	Introduction.....	46
4.4.2	Expression des déformations.....	46
4.4.3	Expression des contraintes.....	47
4.5	MATRICE DE RIGIDITE.....	48
4.5.1	Introduction.....	48
4.5.2	Expression de la matrice de rigidité.....	49
4.5.3	Calcul de la matrice de rigidité.....	50
4.5.4	Transformation en coordonnées normées.....	50
4.6	INTEGRATION NUMERIQUE.....	50
4.6.1	Ordre d'intégration.....	51
4.6.2	Principe.....	51
4.7	MODELISATION DES STRUCTURES DE CHAUSSEES.....	52
4.7.1	Position du problème de la chaussée.....	52
4.7.2	Modélisation de la structure.....	52
4.7.2.1	Maillage et conditions aux limites.....	52
4.7.3	Génération du maillage.....	53
4.7.3.1	Répartition horizontale des noeuds et des éléments.....	54
4.7.3.2	Répartition verticale des noeuds et des éléments.....	54
4.7.4	Méthode de résolution.....	53
4.7.4.1	Introduction.....	54
4.7.4.2	Choix de la méthode de résolution.....	55
4.7.4.3	Formulation du problème.....	56
4.7.4.4	Algorithme de résolution.....	56
4.7.5	Les lois de comportement des matériaux.....	59
4.7.5.1	Notations.....	59
4.7.5.2	Lois de comportement des graves non-traitées.....	59
4.7.6	Développement et mise en oeuvre d'un Programme d'analyse Non-linéaire des Chaussées souples (PANCH).....	59

CHAPITRE 5

INVESTIGATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES DE CHAUSSEES SOUPLES.....63

5.1	VALIDATION DU PROGRAMME PANCH	64
5.1.1	Introduction	64
5.1.2	Validation par comparaison avec le programme ALIZE.....	64
5.1.3	Validation par comparaison avec des résultats expérimentaux.....	65
5.2	SIMULATIONS NUMERIQUES.....	66
5.2.1	Introduction	66
5.2.2	Formulation mathématique du modèle de Boyce modifié.....	66
5.2.3	Structures de chaussées analysées: aspect géométriques et mécaniques.....	67
5.2.4	Résultats numériques et discussions	68
5.3	CALCUL NON-LINEAIRE ET LINEAIRE EQUIVALENT DES CHAUSSEES SOUPLES.....	71
5.3.1	Introduction	71
5.3.2	Calcul linéaire et non-linéaire.....	71
5.3.3	Calcul linéaire équivalent: méthodologie et exemple de calcul.....	76

CHAPITRE 6

ETUDE PARAMETRIQUE ET PRESENTATION D'UNE METHODE D'ESTIMATION DE L'ORNIERE.....78

6.1	ETUDE PARAMETRIQUE SUR LE COMPORTEMENT DES CHAUSSEES SOUPLES...79	
6.1.1	Introduction	79
6.1.2	Structures de chaussées souples analysées	79
6.1.3	Caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs.....	80
6.1.4	Investigation numérique	81
6.1.5	Résultats et discussions	81
6.2	PRESENTATION D'UNE METHODE D'ESTIMATION DE L'ORNIERE.....	83
6.2.1	Introduction	83
6.2.2	Modèle de déformations permanentes des graves non-traitées.....	84
6.2.3	Méthode pour un calcul d'ornièr.....	85
6.2.4	Implémentation du module ORNIERE dans le programme PANCH.....	86
6.2.5	Exemple de simulation	86

CONCLUSIONS GENERALES.....87

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....91

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION GENERALE

Le développement des infrastructures routières revêt un caractère économique et stratégique important. En Algérie, le réseau national, à l'instar de nombreux réseaux routiers dans le monde, est constitué principalement de structures de chaussées souples. Des statistiques récentes révèlent que pratiquement seule la moitié du réseau routier national revêtu présente un état relativement satisfaisant. La nécessité de remédier aux insuffisances structurelles de ce réseau d'une part, et l'importance de la route en tant que mode de transport dominant d'autre part, soulignent le degré d'urgence qu'il convient d'accorder au développement des méthodes modernes de caractérisation des matériaux locaux et d'analyse du comportement des structures de chaussées [24].

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures de chaussées souples, on utilise des modèles avec des degrés de sophistication variés [16, 20, 26, 28]. L'approche simple la plus souvent utilisée, est l'analyse élastique linéaire des systèmes multicouches [4, 8, 25]. Cette méthode est bien adaptée à l'étude des structures comportant des matériaux d'assise rigide, c'est à dire des matériaux dont le comportement peut être considéré comme élastique et linéaire. Il est toutefois important de noter que des écarts importants ont été relevés entre les déformations observées et celles calculées dans les structures de chaussées souples faisant appel à des matériaux non traités. Tel est le cas des graves non-traitées (GNT). Ces désaccords sont imputés au fait que les caractéristiques mécaniques des matériaux non liés dépendent de l'état de contrainte dans la structure de chaussée, et qu'ils ont par voie de conséquence un comportement non linéaire [16, 22, 27].

Divers modèles ont été développés pour modéliser le comportement réversible non-linéaire des matériaux granulaires constituant le corps de chaussée dans une structure de chaussées souples, mais le modèle le plus efficace demeure le modèle de Boyce. Il présente l'avantage d'être en accord avec les résultats d'essais réalisés à l'aide de l'appareil triaxial à chargements répétés et offre un compromis satisfaisant entre simplicité et précision dans la modélisation. En outre la production sans cesse croissante d'ordinateurs de plus en plus performants conjuguée à une amélioration continue de la connaissance des propriétés mécaniques des matériaux a induit un besoin pressant pour le développement de codes de calcul d'analyse non-linéaire par éléments finis et de dimensionnement rationnel des chaussées souples

Dans ce cadre, la présente recherche vise trois objectifs principaux. Le premier consiste à mieux comprendre et à mieux modéliser le comportement mécanique non-linéaire des matériaux granulaires non-traités notamment des GNT algériennes. Le second vise à introduire la non-linéarité de ce comportement dans l'analyse et le dimensionnement des chaussées souples alors que le troisième objectif a trait à une investigation de la sensibilité des critères de dimensionnement aux variations des caractéristiques des chaussées souples.

A cet effet, nous présentons dans ce qui suit, dans une première phase, les principaux résultats d'une étude analytique du comportement des graves non-traitées basée sur l'utilisation du modèle non-linéaire de Boyce et de sa formulation modifiée dont les paramètres sont déterminés au préalable à partir d'essais de mesure réalisés à l'aide de l'appareil triaxial à chargements répétés.

Dans une deuxième phase, un programme d'analyse par éléments finis permettant d'incorporer la non-linéarité du comportement réversible des GNT, est élaboré. Les problèmes de convergence inhérents à l'implémentation du modèle numérique sont identifiés et des solutions sont proposées en vue de surmonter ces difficultés. Des abaques de calcul sont également développés en vue de permettre un calcul linéaire équivalent des structures de chaussées souples.

En outre, dans une troisième phase, la sensibilité des critères de dimensionnement aux variations possibles des caractéristiques des couches de chaussée est examinée et une méthode d'estimation de l'orniérage est présentée.

Enfin des conclusions et des recommandations d'intérêt pratique pour la profession sont formulées.

CHAPITRE 1

ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1- INTRODUCTION

Le but de cette analyse bibliographique est de rappeler et de présenter brièvement le problème du dimensionnement des chaussées, plus particulièrement celui des chaussées souples. Après une brève présentation des aspects généraux des structures de chaussées et des matériaux qui la composent, beaucoup d'attention sera donnée d'une part aux différents modèles de calcul de structures et d'autre part aux modèles de comportement rhéologique des matériaux, en particulier les graves non-traitées et les sols supports.

1.1 .1- Différents types de structure de chaussées

De manière générale on peut dire que les chaussées sont des empilements de couches de matériaux pierreux de diverses provenances. Du fait de leur nature à la fois perméable et peu stable, on a été amené à leur conférer imperméabilité et cohésion grâce à l'adjonction de liants hydrocarbonés ou hydrauliques. Suivant le profil type, la nature et les épaisseurs des matériaux qui la compose, on peut distinguer trois types de structures de chaussées [32] :

- Les structures souples.
- Les structures rigides et semi-rigides.
- Les structures mixtes.

Les structures rigides et semi-rigides sont caractérisées de façon schématique par la présence de couches de grande rigidité mécanique (béton de ciment) ou structurale (forte épaisseur de matériaux traités). Par opposition, les structures souples sont constituées de matériaux granulaires non-traités revêtus de couches minces de matériaux bitumineux. Les structures mixtes ont de part leur nature un comportement intermédiaire. D'autre part il existe des structures de chaussées appelées structures inverses et dont la rigidité des matériaux qui la compose croît en profondeur, ce qui les distingue des structures classiques citées préalablement.

Dans le présent travail, on s'intéressera principalement à la modélisation des chaussées souples en proposant une amélioration dans la prise en compte des propriétés rhéologiques des matériaux granulaires utilisés.

1.1.2- Chaussées souples

La structure d'une chaussée souple peut être schématisée de façon générale par la figure 1.1. Elle est constituée à partir du sommet par [32] :

- un revêtement hydrocarboné parfois décomposé en une couche de surface et une couche de liaison.
- un corps de chaussée lui-même le plus souvent divisé en une couche de base et une couche de fondation .

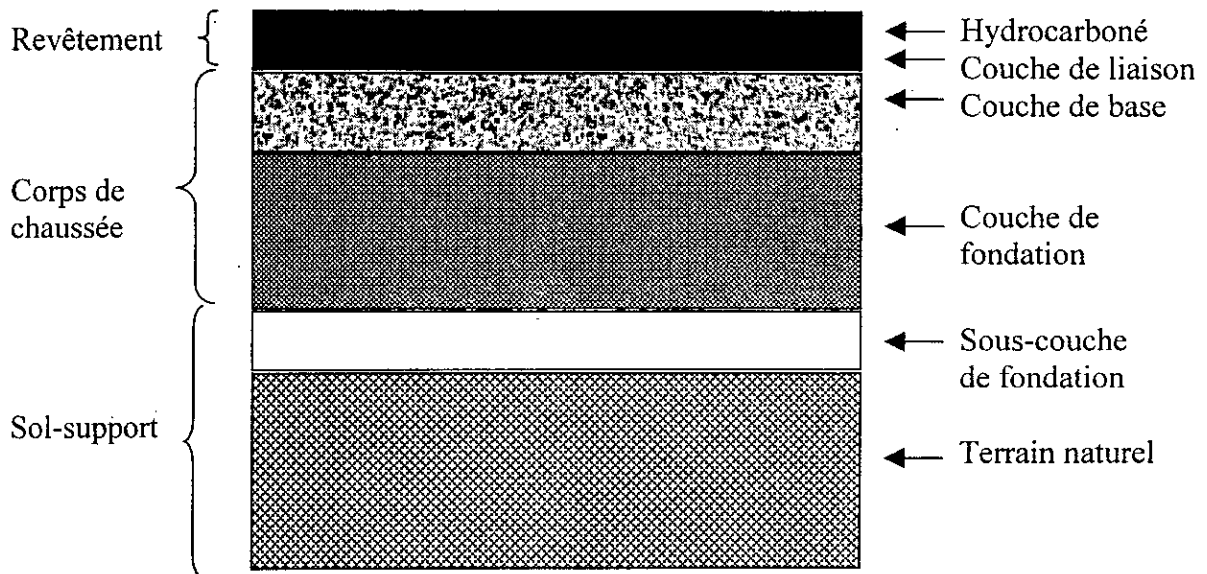


Figure 1.1 Coupe type d'une chaussée souple

3.1 – Caractéristique des chaussées souples

La principale caractéristique des chaussées souples est leur grande déformation au passage des charges roulantes, la flèche au voisinage de la charge étant relativement importante.

Ceci a pour effet de localiser les pressions sous le sol support dans un faible rayon autour de l'axe de la charge. Ainsi, pour diffuser ces pressions et les réduire, on augmente l'épaisseur de la chaussée. Ceci constitue la base de toutes les méthodes de calcul des chaussées souples, méthodes qui relient l'épaisseur requise à la pression maximale admissible sur le sol-support.

Selon l'importance de la route, le revêtement hydrocarboné peut être un simple enduit superficiel de 1,5 à 2 cm [12,35], ou un béton bitumineux de 8 à 10 cm d'épaisseur. Dans le premier cas le revêtement ne joue qu'un rôle de tapis d'usure et d'étanchéité, tandis que dans le second lorsqu'il est épais, assure une répartition importante des charges, sous réserve que sa rigidité et sa résistance soit suffisante pour qu'il ne se fissure pas. Le corps de chaussée diffuse très largement les pressions verticales imposées par les charges roulantes et c'est de lui que dépendra essentiellement la valeur maximale de pression sur le sol de fondation. D'autre part les matériaux pris en compte doivent être aptes à résister aux efforts qui les sollicitent.

1.2 - PROBLEME DU DIMENSIONNEMENT

1.2.1 - Introduction

Depuis l'avènement des modèles multicouches, l'importance de la rigidité élastique a été le centre de développements dans la conception des chaussées. La réduction des contraintes à un niveau acceptable pour le sol est le problème essentiel du dimensionnement qui devient optimal dans le cas de l'utilisation de couches de matériaux moins épaisses et plus rigides. En effet le prix payé pour une meilleure protection est le développement de contraintes de traction dans ces matériaux rigides.

A partir de ce point de vue, il devient clair qu'il est important de tenir compte du phénomène de fatigue par fissuration des matériaux. Les méthodes mécaniques de dimensionnement sont effectivement nées depuis que le besoin d'un calcul approprié devenait nécessaire pour optimiser le dimensionnement final [16].

1.2.2 – Méthode de dimensionnement des chaussées souples

De façon générale, on distingue deux approches différentes du dimensionnement des chaussées : celle qui relève de l'empirisme et celle qui relève de la théorie.

1.2.2.1 - L'approche empirique

Cette approche est basée essentiellement sur l'observation du comportement sous trafic des chaussées réelles ou expérimentales. Le principe, est de définir un critère de durée de vie de la chaussée et d'étudier statistiquement les relations entre cette durée de vie et ses caractéristiques géométriques et mécaniques. C'est à ce schéma que correspondent les essais A.A.S.H.O (American Association of State Highway Officials). L'inconvénient de cette approche est son coût relativement important et qu'elle ne s'applique qu'au matériaux étudiés, d'où la difficulté liée à sa généralisation.

1.2.2.2 - L'approche théorique

Il s'agit d'une approche de Mécanique de Milieux Continus. Où on établit un modèle reproduisant au mieux le fonctionnement mécanique de la structure de chaussée. On détermine alors les sollicitations subies par les matériaux et on compare aux sollicitations admissibles.

Dans une première étape on étudie le comportement du matériau à l'aide d'un modèle rhéologique, puis dans une seconde étape et à l'aide d'un modèle mathématique, on vérifie que les contraintes et les déformations dans les matériaux de la chaussée et dans le sol support sont admissibles. La vérification porte alors sur deux points :

- vis-à-vis de la rupture par fatigue des matériaux.
- vis-à-vis des déformations permanentes.

1.2.3 – Les modèles de la mécanique des chaussées

1.2.3.1 - Introduction

La mécanique des chaussées porte principalement sur la compréhension du fonctionnement des structures et sur les règles de dimensionnement. On définit alors le niveau de sollicitation de la structure à l'aide d'un modèle. Ce dernier doit représenter de façon réaliste le fonctionnement de la structure. Sans qu'il soit question ici de présenter toutes les méthodes, on indiquera seulement les plus importantes, notamment par chronologie, le modèle monocouche, le modèle bi-couche, le modèle multicouches et les modèles numériques [29].

Dans les modèles théoriques la loi de comportement de la grave et du sol a été supposée pendant longtemps élastique, linéaire et isotrope. Pour la grave, on peut dire qu'il y avait deux manières de considérer la rigidité :

- Une rigidité fixe.
- Une rigidité dépendant de celle du sol-support

Cette dernière approche se justifie, d'une part par des considérations théoriques, d'autre part par des considérations empiriques. Pour le sol support, jusqu'à présent la majorité des modèles le considère comme élastique linéaire, ce qui est bien sûr loin de la réalité, surtout depuis le développement des essais triaxiaux à chargements répétés.

1.2.3.2 - Le modèle mono-couche de Boussinesq

On part du principe que la pression q_0 exercée par le pneumatique ne peut pas être supportée par le terrain naturel, et que le rôle de la chaussée est de répartir cette pression pour l'amener à un seuil admissible. La méthode de dimensionnement simplifiée basée sur ce modèle peut être résumée par :

- On applique une charge schématisée par une pression sur le disque de rayon (a) et on recherche à quelle profondeur (H) du sol supposé élastique cette pression devient inférieure à un certain seuil.
- On assimile l'épaisseur (H) épaisseur de chaussée, en admettant que la répartition de contrainte verticale est la même dans la structure de chaussée et dans le massif homogène.

Le raisonnement précédant repose sur un problème résolu par Boussinesq [5], qui est celui de la diffusion des pressions dans un massif homogène semi-infini (figure 1.2). La pression verticale sur l'axe de la charge en fonction de la profondeur, est donnée par :

$$\sigma_z = q_0 \left[1 - \frac{(z/a)^3}{(1+(z/a)^2)^{3/2}} \right]$$

L'inconvénient de cette méthode vient du fait que la contrainte σ_z ne dépend pas du module E_2 du sol support. D'autre part elle conduit à des structures non économiques dès que la contrainte admissible du sol devient relativement faible.

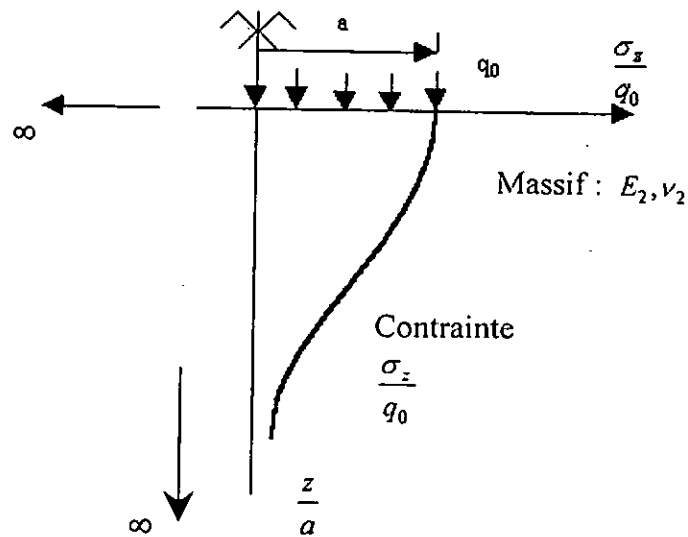


Figure 1.2 Problème de Boussinesq

1.2.3.2 - Les modèles bi-couches

D'après ce qui précède, on voit clairement que le principe qui consiste à répartir les pressions de la charge par une couche granulaire devient inadéquat si la pression admissible sur le sol est très faible. D'autre part l'épaisseur de la couche de chaussées est en fait fonction du rapport E_1/E_2 (rigidité du corps granulaire par rapport à la rigidité du sol), relation qui peut s'écrire sous la forme :

$$H = H_0 f\left(\frac{E_1}{E_2}\right)$$

Dans ce cas pour diminuer l'épaisseur H on augmente la rigidité E_1 en traitant le corps granulaire ou la couche de chaussée par un liant hydraulique (ciment, laitier, etc...). Cependant l'augmentation de la rigidité de la couche de chaussée modifie son fonctionnement, et dans ce cas la répartition de la charge se fait par flexion de la couche (figure 1.3) ce qui provoque des contraintes de traction. Ainsi on est amené à introduire en plus du critère de pression limite sur le sol support, un critère supplémentaire qui consiste à limiter ces déformations de traction.

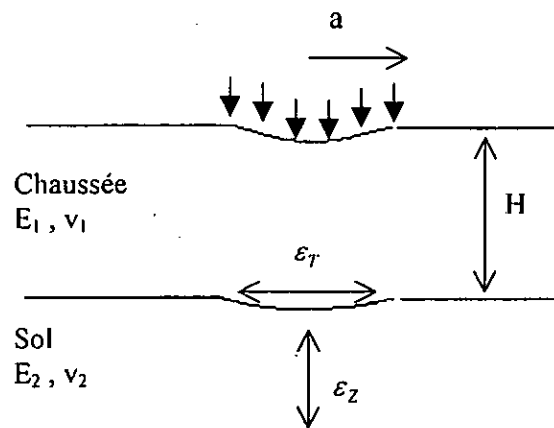


Figure 1.3 Modèle bicouche

Parmi les modèles bi-couches, on peut citer celui de :

- *Modèle de WESTERGAARD* :

De façon similaire, le modèle schématise la chaussée comme étant une plaque mince reposant sur le sol support assimilé à un ensemble de ressort dont le déplacement en un point dépend de la contrainte en ce point. Mathématiquement le problème est résolu par l'équation de Lagrange pour les plaques minces.

- *Modèle de HOGG* :

Dans ce modèle, la chaussée est schématisée par une plaque reposant sur un massif semi-infini de type Boussinesq.

1.2.3.4 - Les modèles multicouches : modèle de BURMISTER

L'intérêt des modèles précédents est qu'ils permettent de déterminer des tendances de variation, mais ne tiennent pas compte de la nature multi-couches de la structure de chaussée. D'autre part, ils ne modélisent pas correctement le fonctionnement mécanique des couches de chaussées. Partant de ces remarques, le modèle de Burmister (figure 1.4) traite les différentes couches comme des solides élastiques, avec des interfaces quelconques et permet aussi de prendre en compte le cas de charges multiples. La résolution du problème de Burmister est basée sur la recherche de fonctions de contraintes $\Phi(r, z)$ biharmoniques par l'utilisation de transformations mathématique appropriées [9].

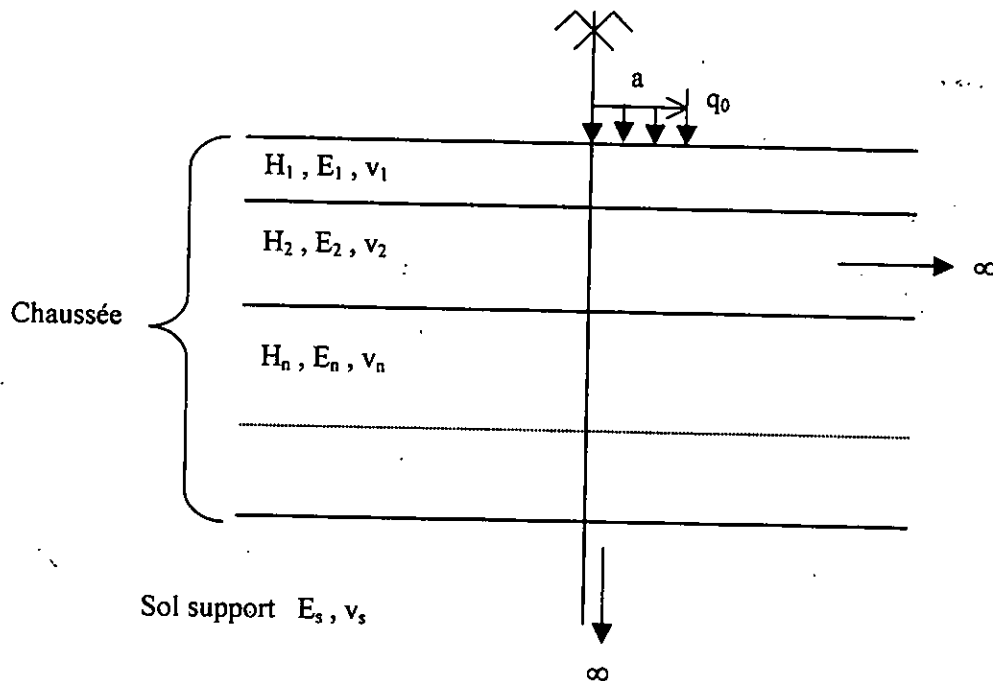


Figure 1.4. Modèle de Burmister

1.2.3.5 - Modèles numériques

Le développement des méthodes numériques et particulièrement la méthode des éléments finis, permet d'envisager l'utilisation de modèles encore plus réalistes. On peut ainsi prendre en compte la non-linéarité des matériaux, les conditions complexes de contacts entre les différentes couches. La modélisation par éléments finis des structures de chaussées a été abordée dès 1967 ; on peut citer :

Duncan [13], Westmann et Hicks [21].

Plus récemment, on note les contributions importante de Brown et Papin [6], Jouve, Martinez et Ragneau [29], Jouve, El-hannani, Guezouli [13].

De nos jours, plusieurs codes de calcul sont utilisées dans le dimensionnement et l'analyse des structures de chaussées, on peut citer :

- Les programmes ALIZE 3 et CESAR du LCPC (Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussée - France -) [3, 10].
- Le programme NOEL 8 de l'université de Nantes - France - [18].
- Le code de calcul FENLAP de l'université de Nottingham - Angleterre - [2].
- Le programme DIANA de l'université de Delft - Hollande - [40].

1.2.4 - Critères de dimensionnement des chaussées souples

1.2.4.1 - Hypothèse d'élasticité

Les premières méthodes de dimensionnement des chaussées étaient d'interprétation rationnelle peu élaborée, les autres partaient de l'hypothèse élasto-plastique ; la plasticité semble jouer un rôle très important dans la vie de la chaussée.

Au fur et à mesure que le trafic s'accrut et que les chaussées durent être construites de manière plus élaborée, l'hypothèse de la plasticité perdit de son importance. A l'heure actuelle on admet en général l'hypothèse du fonctionnement quasi réversible d'une chaussée pendant la plus grande partie de sa vie. Les essais A.A.S.H.O montre que l'indice de viabilité P.S.I (Present Serviability Index) qui mesure l'état de la chaussée, diminue très lentement pendant une grande partie de l'essai, puis décroît rapidement à partir d'un certain moment [32].

1.2.4.2 - Fatigue des matériaux

En ce qui concerne les matériaux enrobés, il semble que la fatigue ne soit fonction que de la déformation quels que soient le mode de sollicitations. Par contre pour les matériaux granulaires, la fatigue se traduit en général par une attrition qui provoque la naissance de fines et augment considérablement la sensibilité à l'eau (chute de rigidité) des couches granulaires. Dans le cas des sols fins et des sols de fondation les phénomènes de fatigue se traduisent soit par des ruptures plastiques soit par des tassements [31].

D'après les constatations précédentes, on peut retenir les critères suivants :

- Pour les sols support ; une pression verticale limite admissible à la surface sur l'axe de la charge (car on fait l'hypothèse que sur la face supérieure du sol le tenseur des contraintes dépend uniquement de la pression verticale qui doit être limitée).
- Pour les matériaux enrobés : la déformation radiale dans l'axe de la charge sur la face inférieure du matériau où la déformation est la plus forte.

1.2.4.3 - Les procédures de dimensionnement

Les mécanismes de rupture d'une chaussée sont très variés. On peut citer par exemple la fatigue par fissuration, l'orniérage, les contraintes de l'environnement (action du gel, effet thermique, dommages dus à l'eau, etc...). Toutes les méthodes de dimensionnement considèrent la rupture par fatigue en limitant les déformations de traction sous la couche bitumineuse. La majorité de ses méthodes tiennent compte indirectement de l'ornière en limitant la déformation verticale au sommet du sol support [12,35]. Plusieurs approches récentes de dimensionnement incluent aussi des considérations de rupture thermique etc...

1.2.5 - Méthodologie de dimensionnement

L'analyse élastique est considérée comme une part indissociable dans le processus de dimensionnement. Dans ce domaine, des contributions importantes ont été faites par Whiffin, Lister, Finn, Skok et Dormon [16]. Les premières solutions se limitent au système tri-couche élastique basé sur le travail de Burmister. Quelques solutions ont été avancées par Pister et Westman pour l'analyse de systèmes visco-élastiques. Cependant, depuis l'apparition des ordinateurs, on a assisté à un développement des méthodes numériques, le tableau 1.1 montre quelque uns des principaux programmes informatiques parmi ces programmes, il y a ceux qui traitent le cas axisymétrique comme ALIZE 3, BISTRO, CHEL 5L. Pour les problèmes de massifs soumis à un cisaillement de surface dû à l'effet de freinage par exemple (problème non axisymétrique), on peut citer les programmes BIZARD et EOLE (L.C.P.C).

A partir de la fin des années 60, on a vu apparaître plusieurs études notamment sur le plan expérimental, incluant des données pour valider l'hypothèse élastique. D'autre part d'autres études ont porté sur les lois de fatigue (mécanique et thermique) des matériaux. De telles études ont formé par la suite l'ossature analytique des procédures de dimensionnement décrites dans le tableau 1.2.

Programme informatique	Organisme
ALIZE 3	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
BISTRO	Shell Reseach
CRANLAY	Astralian Road Research Board
DIANA	Delft university
ELSYM 5	University of California, Berkeley
FENLAP	University of Nottingham
NOEL 8	Université de Nantes

Tableau 1.1 Analyse des systèmes multi-couches.

Method	Design Considerations	Authors
AASHTO - U.S.A -	Fatigue, rutting, and Thermal cracking	F. Finn, C. Saraf W. Smith, and A. Abdullah
University of Nottingham - United Kingdom -	Fatigue and rutting	S.F. Brown, P.S. Pell A.F. Stock, J.M. Brunton
LCPC - France -	Fatigue	P. Autret, A.B. De Boissoudy J.P. Marchand
University of Munich - Germany -	Fatigue (shear) and rutting	J. Eisenmann, C. Lempe G. Keykauf

Tableau 1.2 Quelques méthodes de dimensionnement.

CHAPITRE 2

CARACTERISATION DES MATERIAUX DE CHAUSSEES

2.1 -INTRODUCTION

Le dimensionnement des chaussées nécessite la connaissance des propriétés mécaniques des matériaux utilisées et leur comportement rhéologique. Ces matériaux peuvent être classés en général en deux types [32] :

- matériaux traités (cas des matériaux bitumineux, grave-ciment, etc...)
- matériaux non-traités (graves non-traitées et sols)

Ces deux types de matériaux sont complexes : leur comportement est en général hétérogène, anisotrope, non-linéaire, et leurs propriétés dépendent parfois du temps, de la température, de leurs états hydriques, etc... Ceci montre la difficulté de l'étude rhéologique de ces matériaux, plus particulièrement pour la loi de comportement reliant les déformations aux contraintes.

Dans le but d'analyser ces structures de chaussées, on utilise des modèles avec des degrés de sophistication variés. L'approche simple, la plus souvent utilisée est l'analyse élastique de systèmes multicouches nécessitant la connaissance des paramètres de rigidité, tels que le module de Young et le coefficient de Poisson. Par ailleurs avec l'introduction de plus en plus de la méthode des éléments finis pour le traitement de la non-linéarité, on est amené à caractériser avec plus de précision cette rigidité, en tenant compte de l'effet des nombreux paramètres qui peuvent l'affecter : comme l'état de contrainte, la température, ou les conditions hydriques pour les sols [4].

2.2 - CARACTERISATION DES MATERIAUX BITUMINEUX

Dans l'analyse d'une chaussée comportant une couche bitumineuse, on utilise la relation contraintes-déformations qui dépend souvent de la température et du temps. Ainsi pour un chargement rapide et une température faible, la rigidité est quasi élastique, contrairement au cas de chargement lent et des températures élevées où le comportement est visco-élastique.

La plupart des méthodes de dimensionnement tiennent compte de la température et de la vitesse d'application de la charge dans la détermination d'une rigidité élastique équivalente. Cette rigidité est le facteur le plus important pour la détermination de l'épaisseur de la couche bitumineuse. Par exemple une grande rigidité améliore la dissipation de la charge et de ce fait réduit les déformations dans les couches granulaires sous-jacentes et sur le sol support, mais réduit aussi le potentiel de fatigue de cette couche. Dans ce cas la rigidité doit être déterminée sous des conditions reproduisant raisonnablement celles attendues quand le matériau forme une part de la structure de chaussée sous les conditions réelles de service [12,35].

2.3 - CARACTERISATION DES MATERIAUX GRANULAIRES

2.3.1 - Introduction

Malgré la large utilisation de la théorie de l'élasticité linéaire dans l'analyse des structures de chaussées, il est reconnu que les matériaux granulaires non liés ont un comportement élastique non-linéaire, leur rigidité étant fonction de l'état de contrainte [6,13,19].

Dans la dernière décennie, la plupart des recherches de caractérisation des couches de base granulaires, ont demandé le développement d'essais triaxiaux à chargements répétés et l'application de modèles non-linéaires [36,39].

2.3.2 - Essai Triaxial à Chargements Répétés (T.C.R)

L'essai C.B.R. été souvent considéré comme le seul essai permettant d'estimer la qualité mécanique d'une couche de matériaux (sol ou G.N.T), cependant, son caractère empirique ne permet pas d'améliorer ou d'étudier rationnellement le dimensionnement des chaussées souples. L'équipement triaxial (T.C.R) (figure 2.1) a été développé en premier lieu en 1974 à l'Université de Nottingham par Brown et son équipe, et à partir de 1980 en France par l'équipe de Paute du L.R.P.C. de st Briec. Cet essai est apparu comme l'outil adéquat pour l'étude du comportement des graves non-traitées de part la similitude qu'il présente par rapport aux contraintes induites par le trafic, surtout en simulant la répartition des charges [30].

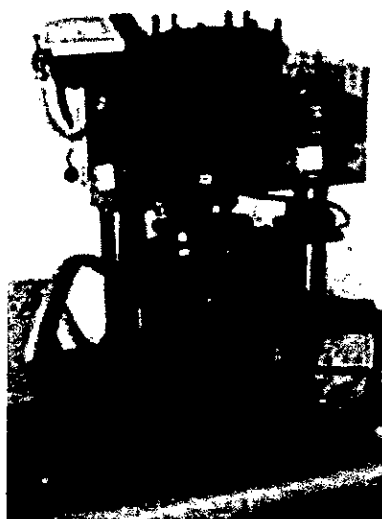


Figure 2.1 Le triaxial à chargement répétés L.P.C

Les résultats expérimentaux issus des essais triaxiaux ont beaucoup aidé au développement des modèles de comportement théoriques dans le cas élastique non-linéaire et pour les déformations permanentes des matériaux granulaires [7]. Ces modèles ont été utilisés dans des calculs par éléments finis pour prédire la réponse des structures de chaussée. D'autres études ont considéré plus particulièrement le cas des sols et l'influence de leur état hydrique [31].

2.3.3 - Analogie de base

La contrainte induite dans un élément de sol M (figure 2.2) varie en fonction de la position x de la roue. Soient, σ_h et τ les contraintes verticale, horizontale et de cisaillement respectivement.

L'approche expérimentale globale, incluant l'ensemble de la structure de chaussée, simplifiée au cas bi-dimensionnel, reste difficile à simuler localement au niveau du matériau par une application simultanée de contraintes normales et de cisaillements. Néanmoins, l'essai triaxial reste une bonne approche du problème, surtout sur l'axe de la charge ($x = 0$) où les contraintes sont principales.

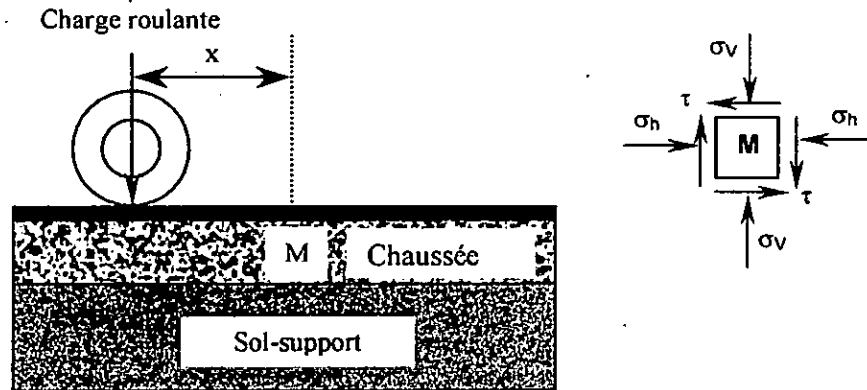
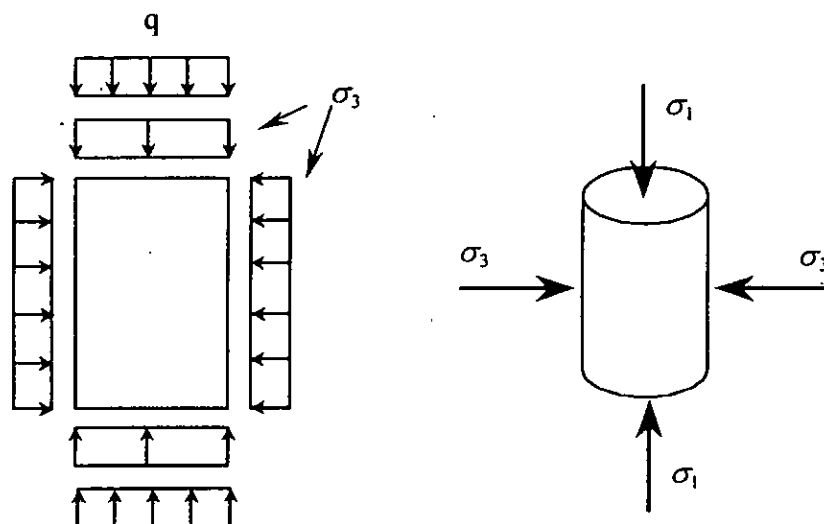


Figure 2.2 Sollicitations mécaniques dues au passage d'une charge roulante

2.3.4 - Principe de l'essai Triaxial à Chargement répété

Cet essai consiste à appliquer à une éprouvette une pression de confinement (obtenue par l'air comprimé) et un déviateur (délivré par un vérin pneumatique) durant un grand nombre de cycles de chargement. L'étreinte latérale σ_3 (contrainte principale minimale) est obtenue par la pression du fluide de la cellule. La contrainte principale maximale σ_1 est la somme de la pression du fluide et de la contrainte de chargement axiale (figure 2.3) :

$$\sigma_1 = q + \sigma_3 \quad (2.1)$$



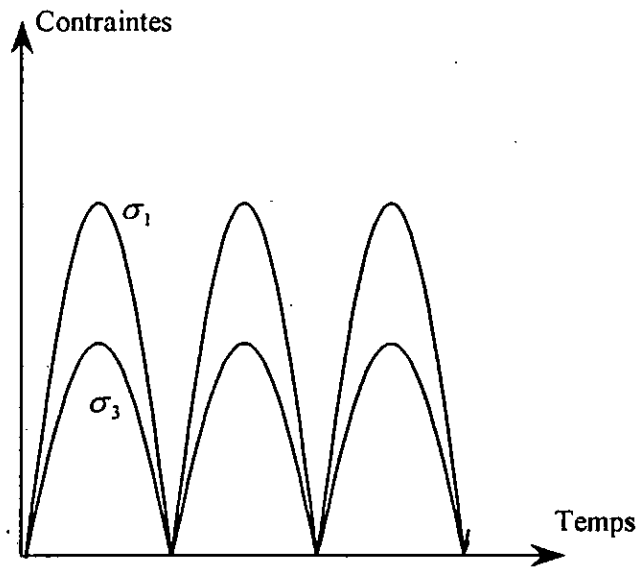


Figure 2.3 Principe de l'essai T.C.R

On distingue deux méthodes dans la pratique de l'essai triaxial à chargement répétés (figure 2.4)

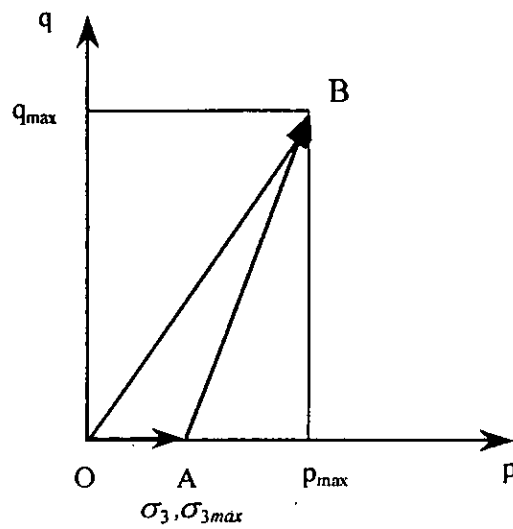


Figure 2.4 Essais CLC et CLV

2.3.4.1 – Essai CLC

Pour l'essai effectué à contrainte latérale constante (CLC), on applique une pression de confinement σ_3 constante (vecteur OA), et par suite le déviateur des contraintes $q = \sigma_1 - \sigma_3$ variant cycliquement entre 0 et une valeur maximale q_{max} (vecteur AB).

L'essai CLC est un cas particulier de chargement réel à condition que σ_3 reste au plus égale à 15 kPa à la base de la couche de fondation, ce qui correspond à la contrainte due au poids propre de la chaussée.

On note que : $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3 = q / 3 + \sigma_3$, ce qui donne :

$$p_{max} = \frac{q_{max}}{3} + \sigma_{3max} \quad (2.2)$$

D'où une pente égale 1/3 pour le vecteur AB.

2.3.4.1 – Essai CLV

Pour l'essai effectué à contrainte latérale variable (CLV), la pression de confinement σ_3 varie cycliquement de 0 à σ_{3max} , en phase avec le déviateur des contraintes q , qui lui varie toujours entre 0 et q_{max} (vecteur OB)

L'essai CLV correspond le mieux au chargement appliqué sur une chaussée réelle.

2.4 - MODELISATION DES GRAVES NON-TRAIEES

2.4.1 - Introduction

Le comportement des sols et des matériaux granulaires soumis à un chargement répété est complexe. Chaque application de la charge provoque une certaine déformation du matériau qui est partiellement réversible lors de la suppression de la charge. La déformation réversible après chaque application de la charge est à peu près constante et est assimilée à une déformation élastique, tandis que la déformation non-réversible s'accumule (figure 2.5).

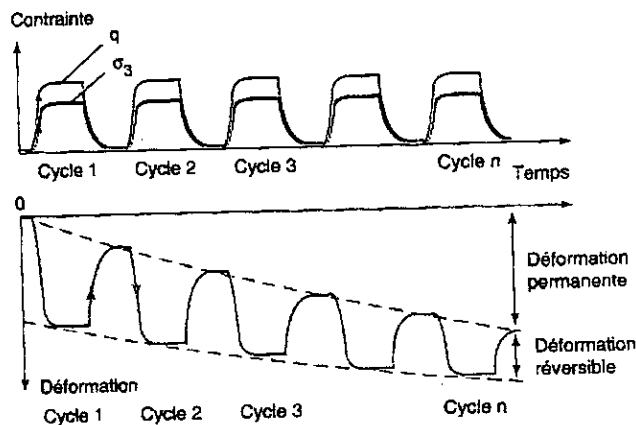


Figure 2.5 Déformation d'un matériau granulaire sous chargements cycliques

Il y a trois processus qui peuvent contribuer à la déformation d'un matériau granulaire :

- les déformation des particules autour des points de contact.
- le glissement des particules aux points de contact.
- l'écrasement des particules aux points de contact.

Toutefois, on considère que seules les déformations des particules sont responsables des déformations élastiques, car l'écrasement, processus irréversible, est éliminé, ainsi que le glissement des particules puisqu'il correspond à une certaine dissipation d'énergie.

2.4.2 – Modèle de comportement des graves non-traitées

Deux approches différentes existent pour estimer les propriétés des matériaux granulaires utilisés dans les structures de chaussées. Dans l'approche empirique ou semi-empirique, certaines méthodes utilisent des valeurs de rigidité qui dépendent du type de matériaux (fonction des caractéristiques physiques : densité, état hydrique, etc...), ignorant l'aspect dépendance du comportement vis à vis des contraintes. D'autres méthodes caractérisent la rigidité effective en la reliant à la couche sous-jacente (sol support) [12,35], avec un rapport qui varie généralement entre 1,5 à 5 avec 2 comme valeur usuelle.

Dans l'approche rationnelle, le comportement du matériau est décrit par une relation contrainte-déformation du type :

- loi reliant le module réversible aux contraintes de compression ou modèle $K-\theta$.
- loi reliant les modules de compressibilité et de cisaillement aux invariants de contraintes.

Dans les paragraphes suivants, on donne un bref aperçu sur les différents modèles.

D'autre part, seule la formulation du modèle de Boyce sera un peu plus détaillée car elle est importante pour notre travail.

2.4.2.1 - Modèle $K-\theta$

Plusieurs études expérimentales du comportement élastique des matériaux granulaires, ont été faites dans les vingt dernières années ; Boyce [6] cite les travaux de Hicks [21], Rowe [33].

Le résultat le plus important qui découle, est que la rigidité augmente de façon marquée avec le niveau de contrainte. Plusieurs de ces expériences (Allen et Thomson [1]) ont été des essais triaxiaux de compression dans lesquels la contrainte de confinement σ_3 a été maintenue constante pendant que la contrainte déviatorique $\sigma_1 - \sigma_3$ a été, à plusieurs reprises appliquée à partir de zéro. Les résultats sont généralement exprimés sous la forme :

$$M_r = K_1 \theta^{k_2} \quad (2.3)$$

où M_r est le module réversible (déviateur des contraintes q / déformation axiale réversible) et θ le maximum de la somme des contraintes principales, K_1 et k_2 sont les constantes du matériau .

2.4.2.2 - Modèle de Boyce (modèle K-G)

Le modèle permet de calculer les déformations réversibles en fonction de l'état de contraintes maximal. Il est basé sur la loi de Hooke généralisée [38] dans laquelle les paramètres sont fonction des contraintes. C'est donc un modèle élastique non-linéaire isotrope, les paramètres considérés sont le module de compressibilité sécant K et le module de cisaillement sécant G . Les composantes du tenseur des déformations ε_{ij} s'obtiennent suivant la loi :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3K} \delta_{ij} P + \frac{1}{2G} S_{ij} \quad (2.4)$$

où δ_{ij} est le symbole de Kronecker, P est la contrainte moyenne et S_{ij} est une composante du déviateur des contraintes.

Pour les matériaux granulaires, soumis à des charges répétées, Boyce suppose que G et K ne sont fonction que de la contrainte moyenne p et la contrainte déviatorique q , définies par :

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \right]^{1/2} \quad (2.5)$$

où, σ_1, σ_2 et σ_3 sont les contraintes principales.

Soient ε_v et ε_q la déformation volumique et la déformation de cisaillement, qui sont définies par :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \left[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 \right]^{1/2} \quad (2.6)$$

avec $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ et ε_3 les déformations principales.

Le type de loi isotrope non-linéaire s'écrit alors :

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K} p \quad , \quad \varepsilon_q = \frac{1}{3G} q \quad , \quad K = K(p, q) \quad \text{et} \quad G = G(p, q) \quad (2.7)$$

Pour que ce type de loi dérive d'un potentiel élastique la relation suivante doit être satisfaite pour tout état de contraintes [38] :

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial q} = \frac{\partial \varepsilon_q}{\partial p} \quad (2.8)$$

A partir des études expérimentales, on constate en première approximation que la rigidité d'un matériau granulaire est proportionnelle à la contrainte normale élevée à une puissance. Dans un modèle K-G la rigidité peut être exprimée par les fonctions :

$$\begin{aligned} K &= K_1 p^{1-n} \\ G &= G_1 p^{1-n} \end{aligned} \quad (2.9)$$

Cependant, un tel comportement ne dérive pas d'un potentiel élastique. Brown et Hyde [8] et Boyce [6] indiquent que G croît avec la contrainte normale seule comme il est indiqué dans l'équation précédente. Il en résulte que, pour que le comportement dérive d'un potentiel le module de compressibilité K doit aussi être fonction du déviateur q. En corrigeant l'équation précédente Boyce propose la loi suivante [6] :

$$K = K_1 p^{1-n} \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right]^{-1} \quad (2.10)$$

$$G = G_1 p^{1-n} \quad (2.11)$$

avec:

$$\beta = \frac{(n-1) K_1}{6 G_1} \quad (2.12)$$

Ceci implique un accroissement du module de cisaillement K pour des grandes valeurs du rapport de contraintes q/p. Pour un modèle K-G les invariants de contraintes et de déformations peuvent être reliées par les expressions :

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \frac{1}{K_1} p^n \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right] \\ \varepsilon_q &= \frac{1}{3 G_1} p^n \frac{q}{p} \end{aligned} \quad \text{avec: } n > 0 \quad (2.13)$$

2.4.2.3 - Modèle " contour "

Le modèle développé par Brown et Pappin [8] est basé lui aussi sur une relation contraintes-déformations non-linéaire, capable de tenir compte des contraintes effectives moyennes et déviatoriques, avec influence du chemin de contraintes. Les déformations sont exprimées en termes de déformations volumiques et de cisaillement, correspondant à des modules de compressibilités et de cisaillement dépendant des invariants p et q.

Ce modèle est connu souvent sous le nom de " contour ", car il utilise de nombreux chemins de contraintes dans l'espace p-q. L'expression de la déformation volumique est similaire à celle donnée par le modèle de Boyce :

$$\varepsilon_v = \left(\frac{p'}{A}\right)^m \left[1 - B\left(\frac{q'}{p'}\right)^n\right] \quad (2.14)$$

Pour la déformation de cisaillement, l'expression est plus compliquée, car elle dépend du chemin de contrainte entre les points (p'_1, q_1) et (p'_2, q_2) est donnée par :

$$\varepsilon_q = C \left\{ \left[\frac{q_1}{p'_1 + D} \right] - \left[\frac{q_2}{p'_2 + D} \right] \right\} \left(\frac{I_r}{p'_m} \right) \quad (2.15)$$

ou I_r est la longueur du chemin égale à :

$$I_r = \sqrt{p_r'^2 + q_r^2} \quad (2.16)$$

C et D sont les paramètres de la déformation de cisaillement normalisée définie par :

$$\varepsilon_m = \frac{C q}{p' + D} \quad (2.17)$$

Le modèle nécessite donc la connaissance de sept paramètres : A, B, C, D, m, n et r, ce qui le rend plus complexe que celui de Boyce, outre le grand nombre de chemins de contrainte qu'il nécessite.

2.5 - MODELISATION DU SOL SUPPORT

2.5.1 - Introduction

Le sol support peut être considéré comme un matériau granulaire particulier avec une granulométrie plus étendue. Sa réponse aux chargements peut être très dépendante d'une certaine manière des conditions hydriques, de son histoire, etc... Le matériau sol a un comportement non-linéaire, qui se complique lors du dimensionnement par ses variations dans le profil en long de la chaussée et dans son état hydrique suivant les saisons.

L'utilisation d'une théorie élastique linéaire requière la connaissance de la valeur du module réversible, valeur qui affecte clairement le dimensionnement. Pour cela il existe, comme pour les graves non-traitées, deux approches : l'approche empirique utilisant la notion d'indice de portance CBR et l'approche rationnelle qui caractérise cette rigidité à l'aide des essais à chargements répétés.

2.5.2 - L'approche empirique

Le sol support est le seul matériau dans la structure de chaussée qui est imposé, et de ce fait, il est le point de départ dans le processus de dimensionnement. L'approche la plus largement utilisée dans ce cas pour évaluer la rigidité E_r du sol est de la relier à l'indice de portance $C.B.R.$ sous la forme générale suivante :

$$E_r = K \times CBR \quad (\text{MPa}) \quad (2.18)$$

Dans certains cas, la valeur de la constante K est elle-même fonction du CBR , mais la relation la plus utilisée reste celle proposée par Heukelom et Klomp basée sur la corrélation des essais CBR avec des essais dynamiques in situ [20]:

$$E_r = 10 \times CBR \quad (\text{MPa}) \quad (2.19)$$

Il y a plusieurs objections à cette simple procédure. D'abord, l'essai CBR est un essai de pénétration sur une petite surface de sol chargée jusqu'à la rupture et ne présente pas les conditions de chargement dues au trafic où le niveau de contraintes répétées est bien inférieur à la contrainte de rupture. D'autres part, cet essai ne mesure pas la courbe caractéristique contraintes-déformations et les résultats sont beaucoup influencés par les conditions hydriques. Ainsi, la relation précédente est loin d'être satisfaisante, mais son grand avantage est sa simplicité.

2.5.3 – L'approche rationnelle

De façon similaire aux graves non-traitées, la caractérisation de la rigidité du sol requière des essais triaxiaux à chargements répétés sous des conditions appropriées. Fondamentalement, les même principes du comportement non-linéaire s'appliquent au matériau sol considéré comme un cas particulier des matériaux granulaires.

Comme pour les graves non-traitées, une approche utilisant un modèle du type K-G semble être la plus prometteuse pour caractériser avec précision les propriétés réversibles du sol support.

2.5.3.1 - Modèle simplifié de J.L. Paute

Brown a montré que le module réversible non-linéaire M_r d'un sol cohérent est relié aux contraintes par la relation :

$$M_r = \frac{K}{\left(\frac{q_r}{p_0}\right)^n} \quad (2.20)$$

ou K et n sont les constantes du sol, q_r le déviateur répété des contraintes dû au trafic et p_0 la contrainte effective moyenne dans le sol due au poids propre.

Cette relation empirique s'applique aux sols saturés ou partiellement saturés. Elle tient compte de la dépendance du module réversible à la succion du sol, ce qui permet de simuler plus ou moins bien les conditions de drainage dans les chaussées. J.L. Paute propose un tel modèle basé sur le modèle de Boyce, en admettant qu'il peut également traduire les relations entre les déformations réversibles et les contraintes totales [29].

On rappelle que dans ce cas les modules sécants K et G sont reliés aux invariants de déformations correspondants ε_v et ε_q par :

$$\begin{aligned}\varepsilon_v &= \frac{p}{K} \\ \varepsilon_q &= \frac{q}{3G}\end{aligned}\tag{2.21}$$

2.6 - CONCLUSIONS

A partir de l'étude des modèles de comportement de graves et de sols, il ressort que pour une modélisation rationnelle de la structure de chaussée, il est nécessaire de tenir compte des propriétés intrinsèques des matériaux qui la composent. Ainsi, on a été amené à choisir, entre les modèles de comportements discutés précédemment, nous avons opté pour un modèle du type Boyce, ce choix a été motivé par les considérations suivantes :

- la simplicité de formulation du modèle de Boyce défini seulement à partir de trois paramètres indépendants (K_1 , G_1 et n).
- la compatibilité de ce modèle avec les lois de la Mécanique (existence d'un potentiel élastique).
- Il est défini à partir d'un nombre restreint d'essais en opposition au modèle "contour" qui nécessite des chemins de contraintes plus nombreux.
- Il donne de bonnes corrélations avec les résultats expérimentaux effectués au triaxial à chargements répétés, pour les graves non-traitées.

CHAPITRE 3

MODELISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES GRAVES NON-TRAITEES

3.1 - INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on se propose d'étudier la loi de comportement des matériaux granulaires formulée par Boyce. Le choix de cette loi a été motivé d'une part, par sa simplicité de formulation et d'autre part, par une meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux des essais effectués à l'appareil triaxial à chargements répétés.

3.2 - LES MESURES DE DEFORMATIONS REVERSIBLES

Les essais de déformation réversible ont été mis au point au Laboratoire des Ponts et Chaussées sur l'appareil triaxial à chargements répétés, les contraintes latérales étant variables (essais C.L.V.). Les résultats sont donnés sous forme de tableaux où figurent les valeurs mesurées des déformations ϵ et γ en fonction des contraintes p et q correspondantes.

Une méthode d'ajustement, régulièrement améliorée, est proposée par J.L. Paute [31]. Elle est basée sur l'hypothèse d'un comportement isotrope des G.N.T. et consiste à effectuer des ajustements non-linéaires sur les mesures de ϵ , puis sur celles de γ . Cette méthode donne souvent des résultats satisfaisants.

3.3 - LOIS DE COMPORTEMENT DES GRAVES NON-TRAITEES

3.3.1 - Principales caractéristiques des essais

L'analyse des résultats d'essais sur des G.N.T., montre qu'en déformation réversible, ces matériaux ont des comportements que l'on peut caractériser de la façon suivante :

- Les rigidités, volumique et de cisaillement, augmentent avec la contrainte moyenne p , on peut admettre qu'elles sont proportionnelles à p^{1-n} .
- La rigidité volumique augmente lorsque le taux de cisaillement q/p augmente.

3.3.2 – Loi de Boyce

Le matériau décrit par cette loi est supposé élastique pour permettre de caractériser le domaine des déformations réversibles. La non-linéarité est exprimée par une rigidité fonction de l'état de contrainte, ce qui est différent de la relation contraintes-déformations existant dans n'importe quel matériau pendant la transition de l'état élastique à l'état plastique. Notons ici que le modèle n'inclut pas de critère de rupture.

Dans un matériau élastique isotrope les états de déformations sont liés aux états de contraintes par la relation de Hooke généralisée, résumée par :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{3\nu}{E} p \delta_{ij} \quad (3.1)$$

où les ε_{ij} sont les composantes du tenseur de déformations, p étant la contrainte moyenne et σ_{ij} les composantes du tenseur des contraintes.

Dans le cas d'un matériau élastique non-linéaire, on suppose que E et ν sont des fonctions des invariants de contraintes p et q , définis de façon générale par :

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) \quad (3.2)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{xz}^2 + \sigma_{yz}^2)} \quad (3.3)$$

Dans le cas des contraintes principales (cas d'un essai triaxial par exemple) les expressions de p et q se réduisent simplement pour les contraintes à :

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (3.4)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.5)$$

La rigidité du matériau peut être caractérisée à l'aide des modules K et G qui sont reliés aux déformations par les relations classiques :

$$K = \frac{p}{\varepsilon_v} \quad (3.6)$$

$$G = \frac{q}{3\varepsilon_q} \quad (3.7)$$

Les relations de Boyce donnent les variations de ces modules en fonction de p et de q :

$$K = K_1 p^{1-n} \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right]^{-1} \quad (3.8)$$

$$G = G_1 p^{1-n} \quad (3.9)$$

où K_1 , G_1 et n sont les paramètres intrinsèques du modèle, la valeur de β est donnée par :

$$\beta = \frac{(1-n)K_1}{6G_1} \quad (3.10)$$

Ces relations expriment que la rigidité du matériau définie par les modules K et G croît avec l'augmentation de la contrainte sphérique. Le terme $D(q/p)=[1-\beta (q/p)^2]^1$ peut être interprété comme un terme de dilatance, et traduit l'influence du rapport des contraintes p/q sur le module K . Il a été introduit pour des considérations théoriques, pour que les déformations réversibles dérivent d'un potentiel [Boyce, 1976]. Dans ce cas, les fonctions K et G ne peuvent être quelconques et doivent vérifier la condition définie par :

$$p \frac{\partial}{\partial q} \left(\frac{1}{K} \right) = q \frac{\partial}{\partial p} \left(\frac{1}{3G} \right) \quad (3.11)$$

3.3.3 – Quelques considérations théoriques

L'application d'une relation de comportement au calcul de structures, plus particulièrement aux calculs par éléments finis en déplacement, impose certaines conditions.

Dans le cas d'une formulation sécante par la loi de Hooke, la matrice d'élasticité $[D]$ reliant déformations et contraintes, doit être définie positive. En d'autres termes, il faut que ses valeurs propres soient positives.

La matrice d'élasticité $[D]$ est bien définie dans le cas d'un matériau isotrope par deux coefficients qui sont le module d'élasticité E et le coefficient de Poisson ν . Les valeurs propres λ_i de cette matrice sont :

$$\lambda_1 = \frac{(1-2\nu)}{E} \quad \lambda_2 = \lambda_3 = \frac{1+\nu}{E} \quad \lambda_4 = \lambda_5 = \lambda_6 = \frac{2(1+\nu)}{E} \quad (3.12)$$

Ainsi, la condition de non-singularité de la matrice d'élasticité se traduit par :

- le module de Young E doit être strictement positif
- le coefficient de Poisson ν doit être inférieur à 0.5

Ces deux conditions, qui sont tout à fait raisonnables, ont pour effet de limiter sensiblement le choix et le domaine de validité des fonctions non-linéaires de rigidité $K=f(p,q)$ et $G=g(p,q)$.

3.3.4 – Module d'élasticité

3.3.4.1 - Formulation

L'expression du module de Young E en fonction de K et G , est donnée par la relation classique générale :

$$E = \frac{9KG}{3K+G}$$

En remplaçant dans cette relation K et G par les expressions de Boyce, il vient alors :

$$E = \frac{9 G_1 p^{1-n}}{3 + \frac{G_1}{K_1} \left[1 - \beta \left(\frac{p}{q} \right)^2 \right]} \quad (3.13)$$

3.3.4.2 - Conditions sur le module d'élasticité

Cette expression du module E n'est positive que pour des sollicitations de compression et lorsque le rapport des contraintes q/p est inférieur à une certaine limite fonction des coefficients du modèle. Cette limite est définie par :

$$\left(\frac{q}{p} \right)_{\max} = \frac{1}{\sqrt{\beta}} \sqrt{1 + 3 \frac{K_1}{G_1}} = \frac{\Omega_0}{\sqrt{\beta}} \quad (3.14)$$

Afin d'illustrer cette condition, on trace sur la figure 3.1 l'allure de la variation du module E en fonction de (q/p) pour une contrainte normale p fixée ; ainsi, on voit clairement que le module d'élasticité E varie de façon asymptotique au voisinage du seuil $\Omega_0/\sqrt{\beta}$, ce qui n'est pas réaliste physiquement, d'où la restriction du rapport q/p au seuil $\Omega_0/\sqrt{\beta}$

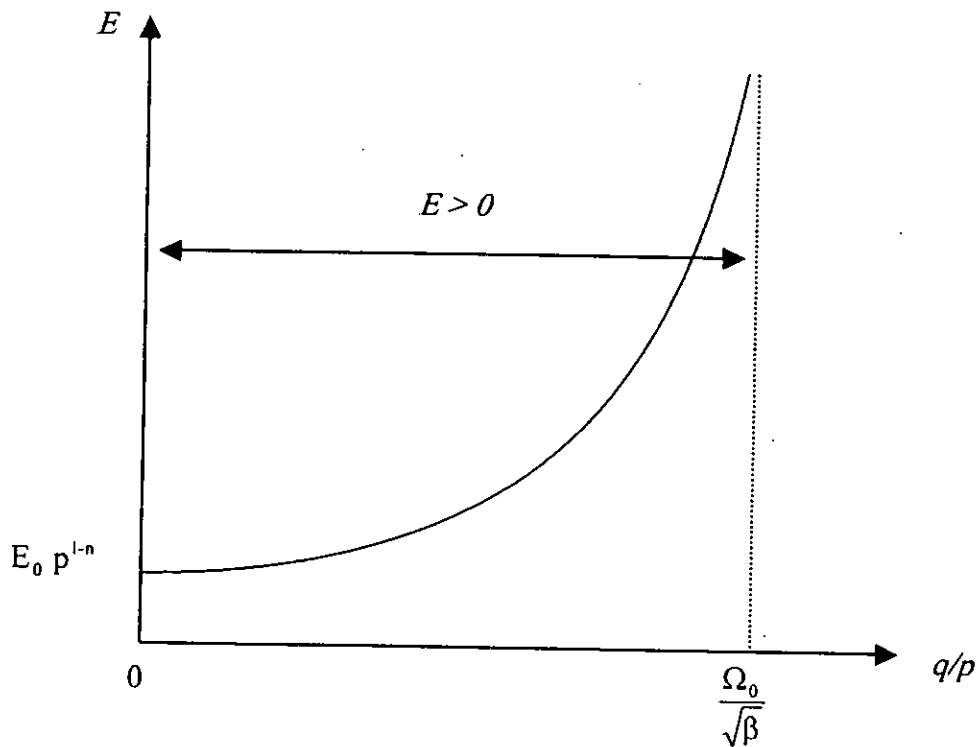


Figure 3.1 Variation du module E en fonction de q/p

3.4.2 – Influence du taux de cisaillement sur le module de Young

A partir de l'expression (3.13), on peut écrire le module E sous une forme plus explicite, mettant en évidence la contribution séparée de la contrainte moyenne p et celle du cisaillement représenté par le taux de cisaillement q/p . Dans ce cas, on peut écrire :

$$E = E_0 p^{1-n} \frac{1}{1 - \lambda \left(\frac{q}{p} \right)^2} \quad \text{avec : } E_0 = \frac{9 G_1}{3 + \frac{G_1}{K_1}} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{\beta \frac{G_1}{K_1}}{3 + \frac{G_1}{K_1}} \quad (3.18)$$

Dans l'expression ci-dessus, on remarque la présence du rapport q/p au carré au dénominateur, ce qui montre la très forte sensibilité du module d'élasticité E du modèle vis à vis du rapport q/p . On remarque aussi que le module E varie d'une façon très prononcée au voisinage du seuil Ω_{Lim} (équation 3.16). Ainsi, à deux états de contraintes très voisins de ce seuil, correspondent des rigidités très différentes (figure 3.3), ce qui n'est pas réaliste du point de vue pratique. En effet, toutes les études expérimentales montrent la prédominance de l'effet de la contrainte moyenne p sur le coefficient de compressibilité K et par suite sur la rigidité du matériau.

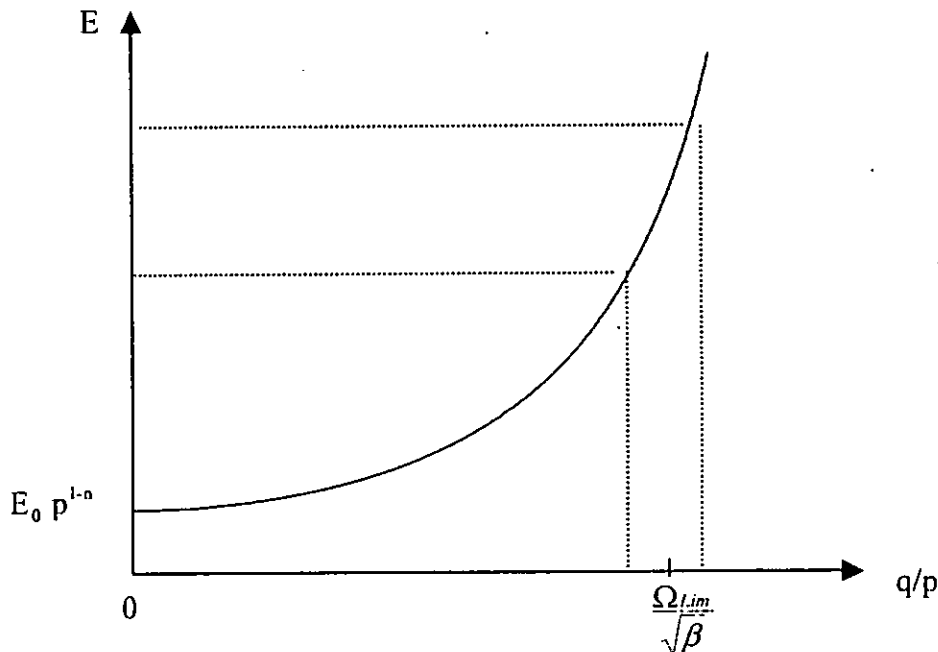


Figure 3.3 Variation du module E au voisinage du seuil $\frac{\Omega_{Lim}}{\sqrt{\beta}}$

Dans la figure (3.4), on a tracé l'allure de variation du module d'élasticité E en fonction du taux de cisaillement q/p , pour une grave non-traitée provenant de la carrière de Bordj Bou-Arridj, (désignée ci-après : GNT BBA), les caractéristiques mécaniques de cette grave sont déterminées à partir de résultats d'essais réalisés à l'aide de l'appareil triaxial à chargements répétés au Laboratoire de l'Organisme National du Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP). De cette figure, on remarque qu'au voisinage de la valeur limite du taux de

cisaillement q/p (égal à 6.21 dans le cas de la GNT BBA) une petite variation de ce rapport induit une très grande variation du module pour une même valeur de la contrainte moyenne p et dès que l'on atteint cette limite, le module E devient infini, et au-delà de cette limite il devient négatif, ce qui n'est pas admissible.

D'autre part, cette très grande sensibilité du terme de dilatance D vis à vis de q/p , pose surtout du point de vue numérique, le problème de la convergence du processus itératif utilisé pour la résolution du problème non-linéaire.

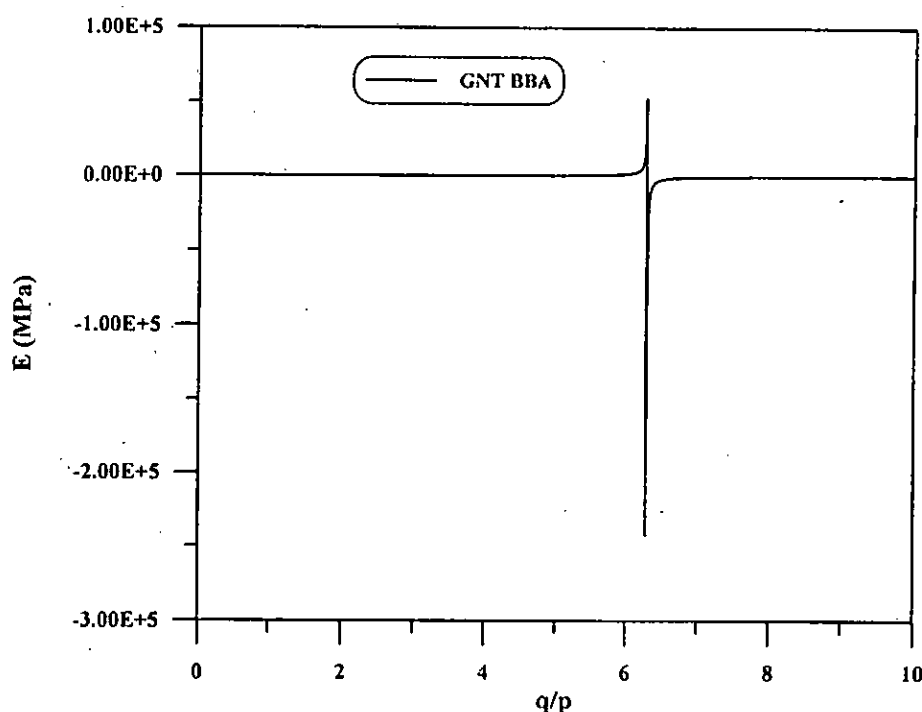


Figure 3.4 Variation du module E en fonction de q/p

3.4.3- Influence sur le coefficient de Poisson

La même remarque peut être faite pour décrire la forte sensibilité du coefficient de Poisson vis à vis du taux de cisaillement q/p . En effet, on peut mettre le coefficient ν sous la forme :

$$\nu = \nu_0 \frac{1 + \theta \left(\frac{q}{p}\right)^2}{1 - \lambda \left(\frac{q}{p}\right)^2} \quad \text{avec :} \quad \nu_0 = \frac{3 - \frac{G_1}{K_1}}{3 + \frac{G_1}{K_1}} \quad \text{et} \quad \theta = \frac{\beta \frac{G_1}{K_1}}{3 - \frac{G_1}{K_1}} \quad (3.19)$$

Dans ce cas, on voit clairement sur la figure 3.5 que le coefficient de Poisson varie très fortement (variation hyperbolique) et la dilatance volumique ($\nu > 0.5$) est rapidement atteinte pour des rapports q/p voisin du seuil $1/\sqrt{\beta}$ (égal à 4.52 dans le cas de la GNT BBA), rapport que l'on rencontre dans la partie inférieure de la couche de grave sur l'axe de la structure de chaussée modélisée.

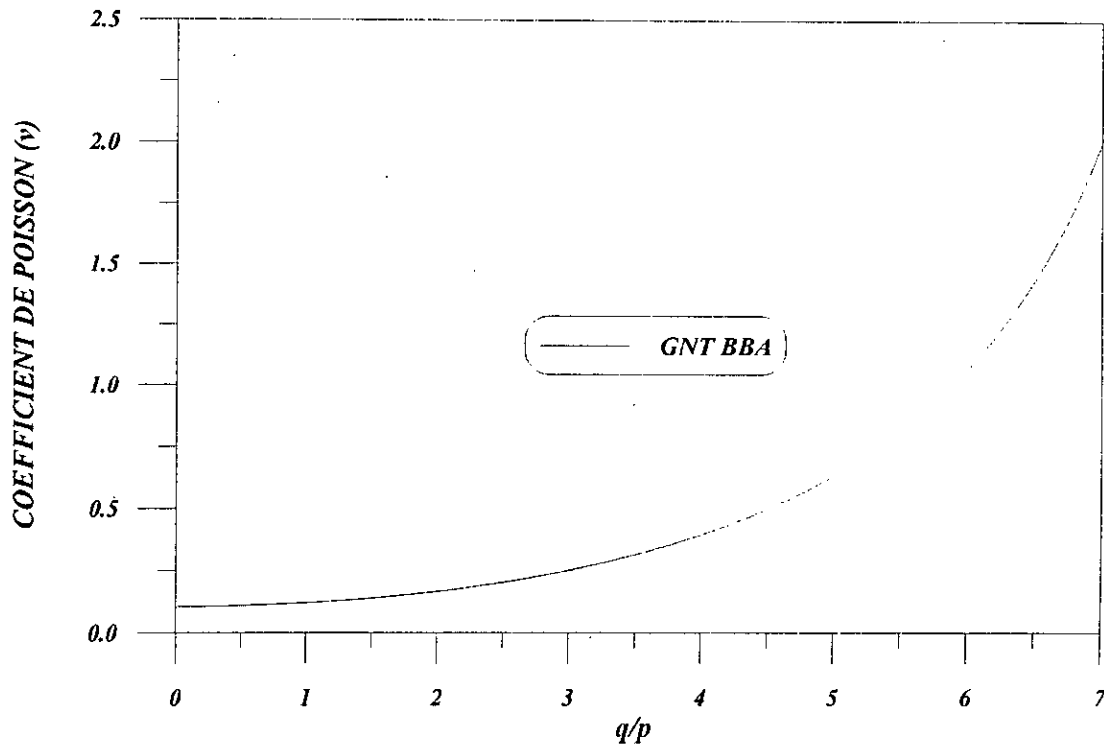


Figure 3.5 Variation du coefficient de Poisson en fonction de q/p

3.5 - MODELE DE COMPORTEMENT POUR LE CALCUL DE CHAUSSEES

Les remarques précédentes montrent qu'il y a plusieurs aspects à considérer pour formuler un modèle de comportement applicable au calcul de structures de chaussées. D'abord l'aspect expérimental, où les essais montrent que le fait le plus important caractérisant le comportement du matériau granulaire soumis à un chargement répété, est l'accroissement de la rigidité avec l'augmentation de la contrainte normale.

D'autre part, l'influence du taux cisaillement sur le coefficient de compressibilité K doit être prise de telle sorte que le phénomène de la dilatance réversible soit limité. Un autre aspect aussi important est le suivant : le modèle doit donner un comportement réaliste ($E > 0$ et $0 < \nu < 0.5$), concordant avec les observations sur le terrain, quel que soit l'état de contraintes obtenu lors du calcul.

3.5.1 – Formulation du modèle de calcul

L'analyse précédente montre que, dans le problème de la modélisation du comportement d'une chaussée, il y a deux parties différentes à considérer. La première concerne le comportement Local qui est celui du modèle rhéologique du matériau (considéré dans les conditions de l'essai expérimental), la seconde porte sur le comportement global qui est celui du modèle de calcul de structures.

En ce qui concerne le modèle rhéologique, les essais expérimentaux sont interprétés de façon appropriée par rapport au modèle de Boyce. Les paramètres initiaux du modèle de Boyce K_1 et G_1 , ont la dimension d'une contrainte élevée à la puissance n . Afin de ramener ces paramètres à la dimension d'une contrainte, on fait intervenir une pression de référence P_a et l'on appelle les nouveaux paramètres K_a et G_a . Les relations qui lient les anciens et nouveaux paramètres s'écrivent :

$$K_a = K_1 p_a^{(1-n)} \quad G_a = G_1 p_a^{(1-n)} \quad (3.20)$$

On propose de mettre les coefficients de rigidité K et G sous la forme : [17]

$$K = K_a \left(\frac{p_t}{p_a} \right)^{1-n} D \left(\frac{q}{p_t} \right) \quad (3.21)$$

$$G = G_a \left(\frac{p_t}{p_a} \right)^{1-n} \quad (3.22)$$

avec

$$D \left(\frac{q}{p_t} \right) = \frac{1 + \gamma \left(\frac{q}{p_t} \right)^2}{1 + \beta \left(\frac{q}{p_t} \right)^2} \quad (3.23)$$

- P_a désigne une pression de référence (prise conventionnellement égale à 100 kPa).
- Le terme D désigne l'influence du rapport q/p_t sur le coefficient K . Il permet de limiter la variation de K pour des grandes valeurs de q/p_t , ce qui revient aussi à limiter le coefficient de Poisson.
- P_t est la contrainte normale totale ; elle inclue donc :
 - l'effet du poids propre de la structure de chaussée.
 - l'effet de la pression due à la charge roulante.

Les paramètres K_a , G_a et n sont les paramètres du modèle expérimental. Les coefficients γ et β du modèle de Boyce modifié sont déterminés pour limiter le module de compressibilité K en limitant le coefficient de Poisson ν .

3.5.2 - Détermination des coefficients du modèle de Boyce modifié

Lorsque le rapport q/p_t est petit, l'expression précédente du module K est équivalente à :

$$K = K_a \left(\frac{p_t}{p_a} \right)^{1-n} \left[1 + (\beta - \gamma) \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right]^{-1}$$

On impose alors à cette expression d'être semblable à celle de la loi de Boyce ce qui donne :

$$\beta' - \gamma' = -\beta \quad (3.24)$$

Lorsque q/p_t devient grand, l'expression de G/K devient équivalente à :

$$\frac{\beta' G_a}{\gamma' K_a}$$

si on introduit une limite supérieure v_{Lim} pour v , on admet alors :

$$v_{Lim} = \frac{\frac{3}{2} \frac{\beta' G_a}{\gamma' K_a}}{3 + \frac{\beta' G_a}{\gamma' K_a}}$$

soit :

$$\frac{\beta'}{\gamma'} = \frac{3}{2} \frac{1 - 2v_l K_a}{1 + v_l G_a} \quad (3.25)$$

Dans ces conditions, on peut exprimer le module de Young et le coefficient de Poisson sous la forme suivante :

$$E = E_0 \left(\frac{p}{p_a} \right)^{1-n} \frac{1 + \gamma' \left(\frac{q}{p_t} \right)^2}{1 + \delta \left(\frac{q}{p_t} \right)^2} \quad \text{et} \quad v = v_0 \frac{1 + \omega \left(\frac{q}{p_t} \right)^2}{1 + \delta \left(\frac{q}{p_t} \right)^2} \quad (3.26)$$

avec

$$E_0 = \frac{9 G_a}{3 + \frac{G_a}{K_a}}, \quad v_0 = \frac{\frac{3}{2} - \frac{G_a}{K_a}}{3 + \frac{G_a}{K_a}}, \quad \delta = \frac{3\gamma' + \beta' \frac{G_a}{K_a}}{3 + \frac{G_a}{K_a}}, \quad \omega = \frac{\frac{3}{2}\gamma' - \beta' \frac{G_a}{K_a}}{\frac{3}{2} - \frac{G_a}{K_a}}$$

3.5.3 – Comparaison entre le modèle de Boyce initial et le modèle modifié

La comparaison entre le modèle de Boyce initial et le modèle modifié proposé, est faite sur la GNT BBA étudié au T.C.R du C.T.T.P (Alger).

La GNT BBA est définie pour le modèle de Boyce par les paramètres :

$$\begin{aligned}K_a &= 137 \text{ Mpa} \\G_a &= 147 \text{ Mpa} \\n &= 0.38\end{aligned}$$

Les paramètres additionnels du modèle modifié (β' , γ') sont calculer pour une valeur du coefficient de Poisson limite: $\nu_{Lim}=0.49$, ce qui donne :

$$\begin{aligned}\beta' &= 0.002 \\ \gamma' &= 0.05\end{aligned}$$

3.5.3.1 - Variation du coefficient de Poisson

La figure 3.6 illustre bien la différence entre les deux modèles. En effet, on voit clairement que, pour le modèle de Boyce, le coefficient de Poisson varie de façon très prononcée et atteint rapidement des valeurs supérieures à 0.5 pour des rapport q/p voisins de 4.52. Cependant dans le cas du modèle proposé, le coefficient de Poisson devient asymptotique et tend vers la valeur limite ν_{Lim} pour des rapport q/p très grands.

En remarque qu'il y a une bonne concordance des deux modèles pour des rapport q/p allant jusqu'à 2.5 ($q/p = 2.5$ correspond à la limite expérimentale dans les essais T.C.R.). Ceci montre bien que le modèle modifié est une bonne extrapolation du modèle de Boyce au-delà du champ de contraintes expérimental.

3.5.3.2 - Variation du module d'élasticité

La même remarque peut être conduite en ce qui concerne la variation du module d'élasticité E en fonction de la contrainte normale p et pour différents rapports q/p ; ainsi comme le montre la figure 3.7; le module E varie de façon régulière quand q/p augmente; ce qui correspond mieux à la réalité physique.

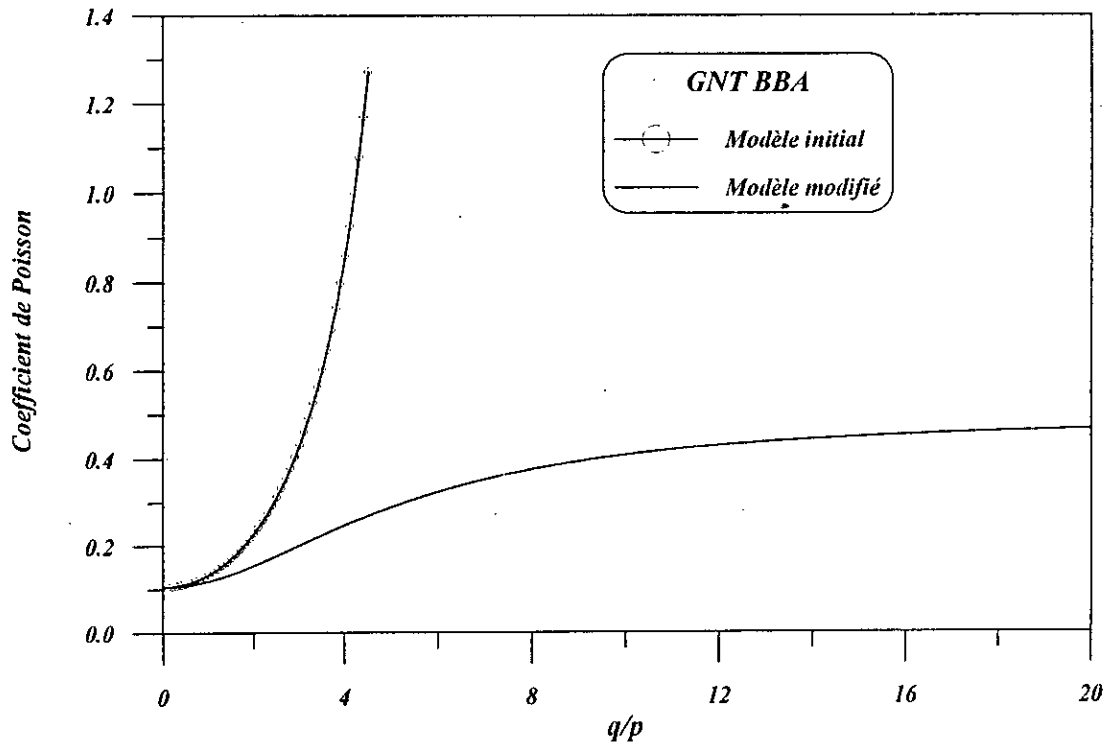


Figure 3.6 Variation du coefficient de Poisson - comparaison entre les deux modèles -

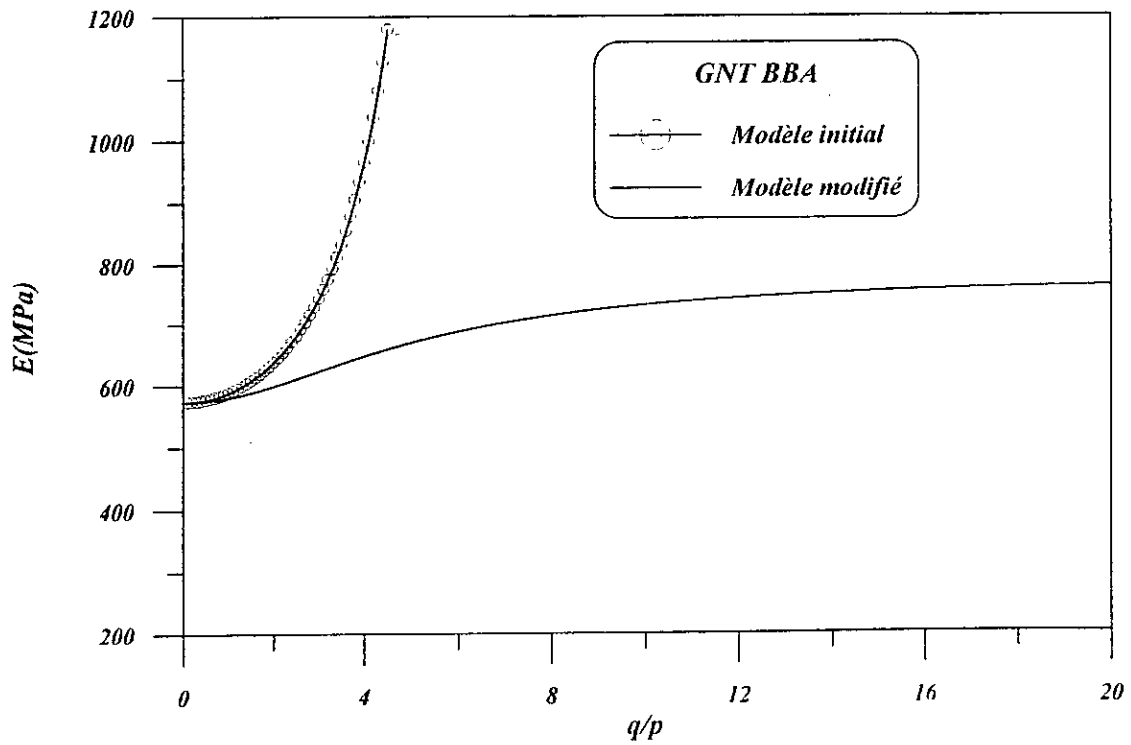


Figure 3.7 Variation du module d'élasticité - comparaison entre les deux modèles -

3.6 – PERFORMANCE MECANIQUE DE DEUX G.N.T ALGERIENNES

La performance mécanique de deux GNT algériennes est examinée en comparant leur comportement à celui de deux GNT type. Le modèle de Boyce est utilisé pour tracer l'évolution du module de rigidité des différentes GNT en fonction du rapport (q/p).

Les paramètres de ce modèle (tableau 3.1) sont déterminés au préalable à partir de résultats d'essais réalisés à l'aide de l'appareil triaxial à chargements répétés au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc, France pour les GNT Française C1 et C2, et au Laboratoire de l'Organisme National du Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP) pour les GNT de Cap-Djenet (wilaya de Boumerdès, désignée, ci-après, GNT Cap) et de Bordj Bou-Argeridj, notée GNT BBA.

Type de grave	K_a (MPa)	G_a (MPa)	n
GNT C1	256	234	0.47
GNT BBA	147	137	0.38
GNT CAP	104	125	0.45
GNT C2	88	90	0.47

Tableau 3.1 Paramètres du modèle de Boyce pour chaque type de grave non-traitée utilisée

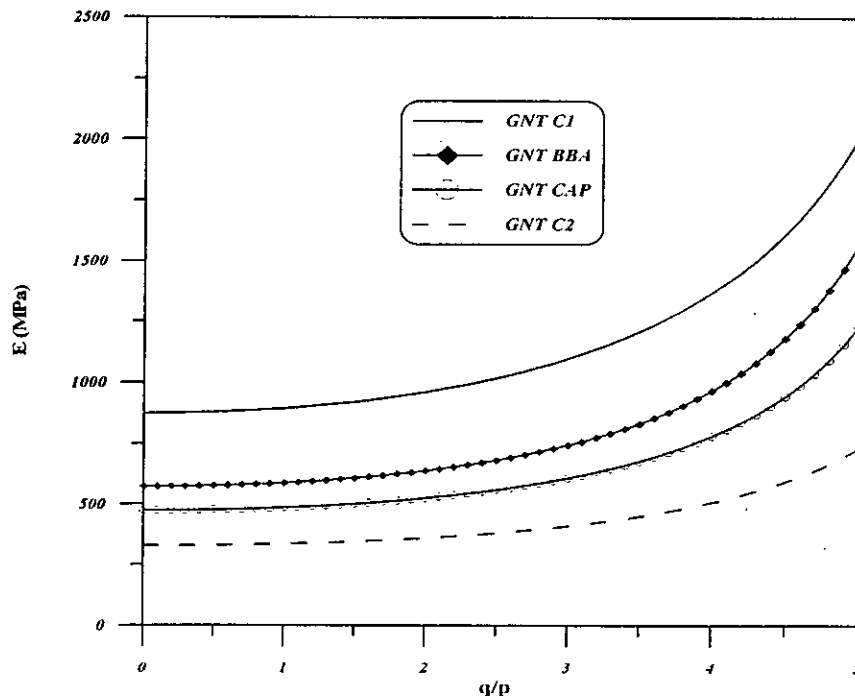


Figure 3.8 Variation du module de rigidité en fonction de q/p pour les différentes graves considérées.

La figure 3.8 montre que les deux courbes représentant la variation du module de rigidité en fonction du rapport (q/p) pour les deux graves algériennes (GNT BBA et GNT CAP),

s'inscrivent à l'intérieur du domaine délimité par les deux courbes des GNT Françaises C1 et C2. Un programme de travail expérimental plus approfondie permettra de mieux caractérisé le comportement des différentes GNT Algériennes et d'établir une classification basée sur les performances mécaniques de chaque GNT.

CHAPITRE 4

MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DES STRUCTURES DE CHAUSSEES

4.1 - INTRODUCTION

Depuis plusieurs années on a assisté à un développement considérable et une généralisation des méthodes matricielles de calcul, surtout après l'apparition des calculateurs électroniques dotés de grandes capacités de mémoire. La méthode des éléments finis s'inscrit à l'heure actuelle parmi les méthodes les plus connues et les plus utilisées pour résoudre la plupart des problèmes pratiques relevant de la mécanique des structures. Les applications en Génie Civil deviennent de plus en plus nombreuses, particulièrement dans la modélisation des structures de chaussées comme on l'a montré dans la première partie.

Dans notre cas, où on est amené à évaluer des champs de contraintes et de déformations dans des massifs, les méthodes analytiques classiques ne donnent que des solutions approchées, compte tenu des hypothèses très restrictives utilisées. Ainsi les solutions prédites par ces modèles ne sont pas souvent conformes aux observations expérimentales, car les structures de chaussées sont souvent hétérogènes, orthotropes et de comportement mécanique généralement non-linéaire.

4.2 - PRINCIPES ET FORMULATION D'UN ELEMENT FINI

Dans la démarche fondamentale de la méthode des éléments finis, il faut distinguer trois aspects :

- la discrétisation de la structure en éléments.
- le choix d'une approximation pour chaque élément.
- le choix des coordonnées généralisées pour chaque élément

4.2.1 – La discrétisation

On subdivise la structure ou le milieu continu, en une juxtaposition d'éléments de formes simples, déformables de manière à approximer le mieux possible sa géométrie. Ces éléments sont reliés aux points nodaux situés sur leurs frontières et dont le comportement peut être aisément étudié par la Mécanique des Milieux Continus.

4.2.2 – Approximation du champ des déplacements

Les déplacements des points nodaux constituent la principale inconnue du problème des éléments finis ce qui veut dire que l'approximation est faite sur le champ de déplacements à l'intérieur de chaque élément et prend le plus souvent la forme d'un polynôme dépendant d'un certain nombre de paramètres qui peuvent être interprétés comme les déplacements inconnus de la discrétisation.

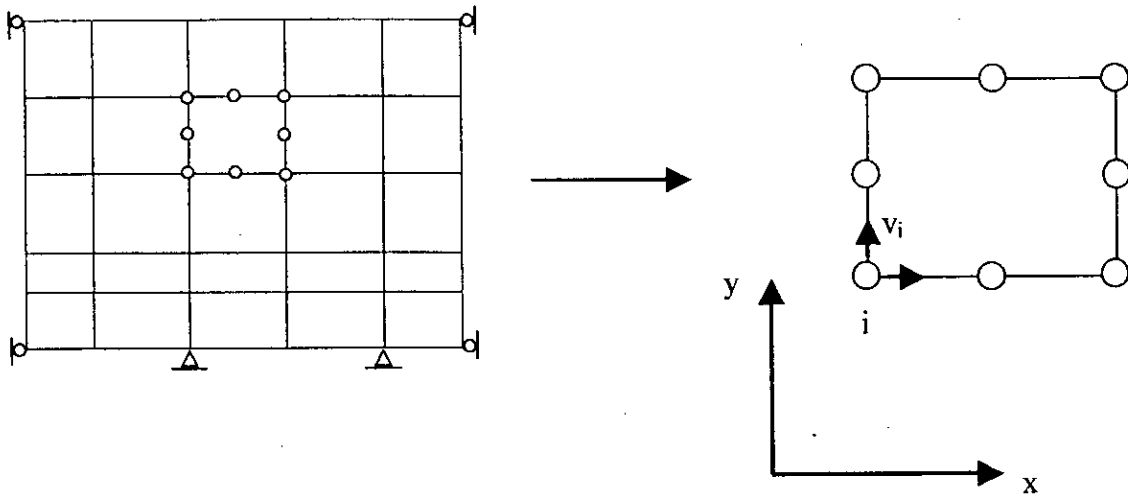


Figure 4.1 Discretisation de la structure

4.2.3 – Choix des variables physiques

Une étape très importante consiste à définir le long des frontières de l'élément un ensemble de déplacements généralisés aux nœuds noté $\{\delta\}_e$ qui permet d'assurer la compatibilité des déplacements au travers de l'interface et d'exprimer les conditions d'équilibre à ces nœuds. Notons que ce choix varie en fonction de la nature du problème à traiter et de la précision voulue.

4.3 - FONCTION DE DEPLACEMENT

Considérant l'élément de forme rectangulaire à huit nœuds numérotés de 1 à 8 dans le sens trigonométrique (figure 4.2).

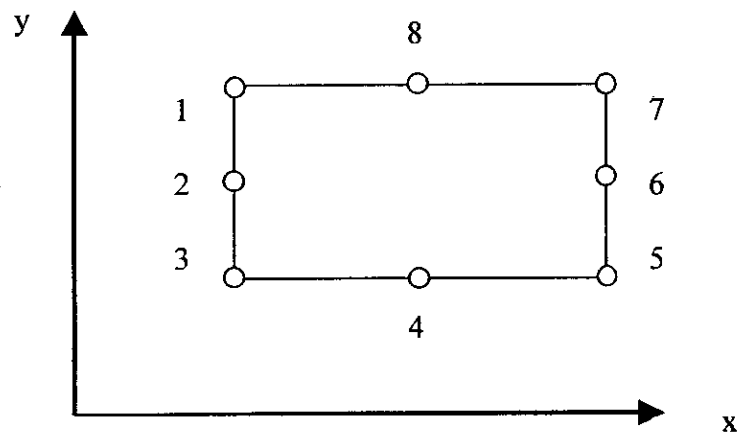


Figure 4.2 Élément rectangulaire à huit nœuds en coordonnées réelles

Les déplacements d'un nœud sont définis par deux composantes telles que :

$$\{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

Les huit composantes du déplacement sont regroupées dans le vecteur $\{\delta_e\}$ tel que :

$$\{\delta_e\} = \{\delta_1 \quad \dots \quad \delta_8\} \quad (4.2)$$

Dans ce cas on peut exprimer l'approximation du champ des déplacements sous la forme :

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N(m)]_e \{\delta\}_e \quad (4.3)$$

Avec $[N(m)]_e$ une matrice d'interpolation dont les éléments dépendent des coordonnées de l'espace, $\{d\}$ étant le vecteur déplacement au point $m(x,y)$.

Plus précisément cette relation permet de caractériser les déplacements d'un point de l'élément en termes d'interpolation des déplacements aux nœuds. Les valeurs prises par la fonction déplacement aux nœuds sont les paramètres de l'élément. Cette fonction d'interpolation doit être choisie de manière à assurer la continuité des déplacements inter-éléments, c'est à dire qu'elle doit satisfaire aux critères de convergences relatifs à tout problème d'approximation.

D'autre part, il est difficile d'exprimer les fonctions d'interpolation en coordonnées réelles de l'élément. Ainsi il est plus commode dans l'étude de l'élément rectangulaire particulièrement, d'utiliser des coordonnées normées ou intrinsèques.

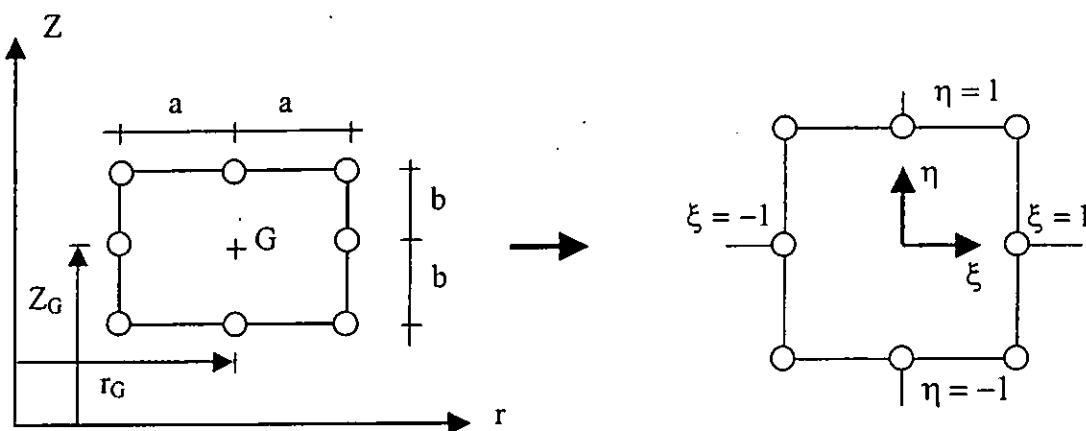


Figure 4.3 Coordonnées normées pour un élément rectangulaire

Les fonctions d'interpolation d'un élément rectangulaire à huit nœuds peuvent s'écrire sous la forme suivante [41] :

- pour les nœuds de sommet :

$$N_i = \frac{1}{4}(1 - \xi_0)(1 - \eta_0)(\xi_0 + \eta_0 - 1) \quad \text{avec } \xi_0 = \xi \xi_i \quad \text{et} \quad \eta_0 = \eta \eta_i \quad (4.4)$$

- pour les nœuds intermédiaires :

$$\begin{aligned} \xi_i = 0 & \quad N_i = \frac{1}{2}(1 - \xi^2)(1 + \eta_0) \\ \eta_i = 0 & \quad N_i = \frac{1}{2}(1 - \eta^2)(1 + \xi_0) \end{aligned} \quad (4.5)$$

4.4 - EXPRESSION DES CONTRAINTES ET DES DEFORMATIONS

4.4.1 - Introduction

L'évaluation du champ de contraintes dans les massifs de révolution soumis à des chargements symétriques présente un grand intérêt pratique et économique du point de vue coût de calcul, car le problème se réduit à une analyse bidimensionnelle. Pour des raisons de symétrie les deux composantes du déplacement dans une section plane quelconque passant par l'axe de symétrie définissent complètement l'état de déformation et par conséquent l'état de contrainte.

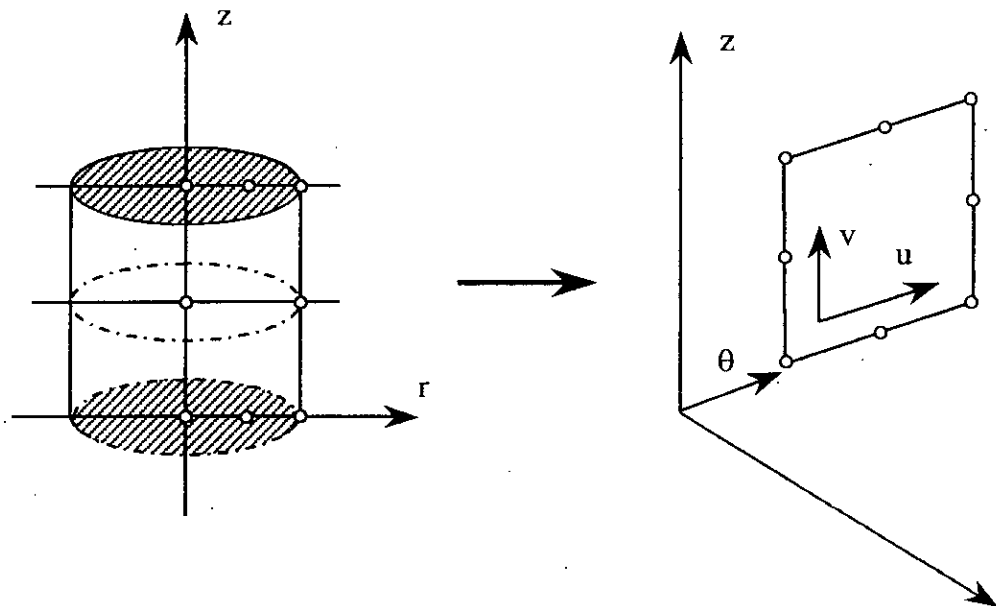


Figure 4.4 Problème axisymétrique

Dans la figure ci-dessus r et z désignent respectivement les coordonnées radiales et axiales ; u et v étant les déplacements correspondants. On peut voir que le déplacement à l'intérieur d'un élément est le même pour toutes les sections passant par l'axe de symétrie. Ainsi on utilisera les mêmes fonctions de déplacement que celles d'un élément plan ; la seule différence réside dans le fait que le volume de matière associé à l'élément est celui d'un tore de révolution, toute les intégrales doivent être rapportées à ce volume.

4.4.2 – Expression des déformations

Dans le cas des problèmes de contraintes ou de déformations planes, on ne tient compte que de trois composantes de la déformation. Par contre dans le cas de la symétrie de révolution, où tout déplacement radial induit une déformation tangentielle, il y a quatre composantes de déformation.

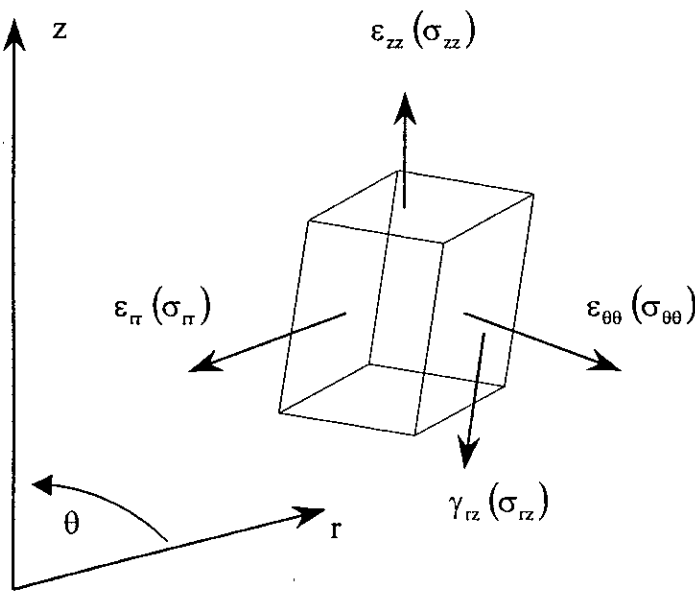


Figure 3.5 Déformations et contraintes dans le cas axisymétrique

D'après les équations de la cinématique, les déformations s'expriment en fonction des déplacements par :

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial r} & 0 \\ \frac{1}{r} & 0 \\ \frac{r}{\partial} & \frac{\partial}{\partial r} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

ou encore sous forme condensée en introduisant l'opérateur [L] :

$$\{\varepsilon\} = [L] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [L]\{d\}$$

En exprimant la relation d'interpolation $\{d\} = [N]\{\delta_e\}$, on trouve finalement :

$$\{\varepsilon\} = [L]\{d\} = [L][N]\{\delta_e\} = [B]\{\delta_e\} \quad (4.7)$$

La matrice [B] est appelée matrice cinématique de l'élément.

4.4.3 – Expression des contraintes

Dans le cas général, on peut supposer que le matériau peut être soumis à des déformations initiales ε_0 qui peuvent avoir des origines très diverses comme les effets de la température ou du conditionnement du matériau. Les contraintes proviennent alors de la différence entre les déformations réelles et les déformations initiales. En outre, on peut supposer que le matériau est le siège de contraintes initiales notées. Dans ce cas et dans l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire plus général, on peut écrire :

$$\{\sigma\} = [D](\varepsilon - \varepsilon_0) + \{\sigma_0\} \quad (4.8)$$

Expression dans laquelle [D] est la matrice d'élasticité classique du matériau reliant les contraintes aux déformations. Le vecteur contrainte contient quatre composantes correspondantes aux déformations. L'expression de la matrice [D] est donnée par :

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \text{sym} & & 1 & 0 \\ & & & \frac{1-2\nu}{2(1-2\nu)} \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

4.5 - MATRICE DE RIGIDITE

4.5.1 - Introduction

Pour établir les conditions d'équilibre aux nœuds, il convient de calculer les forces nodales équivalentes aux forces volumiques et aux forces de surfaces. Ces relations sont obtenues en appliquant le Théorème des Travaux Virtuels, localement pour un élément, ou globalement à toute la structure.

La relation fondamentale d'équilibre s'écrit alors en négligeant les forces dues aux déformations et aux contraintes initiales :

$$[K]\{U\} - \{F_v\} - \{F_s\} = \{R\} \quad (4.10)$$

$[K]$ est la matrice de rigidité du domaine entier dont le terme général s'écrit :

$$[K] = \int_v [B]^t [D][B] dV \quad (4.11)$$

$\{F_v\}$ et $\{F_s\}$ sont les vecteurs forces nodales dues aux forces volumiques et surfaciques, $\{R\}$ étant le vecteur forces nodales ponctuelles.

On a les relations suivantes :

$$\{F_v\} = \int_v [N]^t \{f_v\} dV \quad (4.12)$$

$$\{F_s\} = \int_s [N]^t \{f_s\} dS \quad (4.13)$$

4.5.2 - Expression de la matrice de rigidité

La matrice de rigidité d'un élément peut s'écrire compte tenu des relations précédentes :

$$[K_{ij}] = \int_v [B_i]^t [D][B_j] dV \quad (4.14)$$

$[B_i]$ est la matrice cinématique définie pour le nœud (i)

Dans le cas axisymétrique l'intégration est faite sur toute la couronne de matière élémentaire et c'est la seule différence qui existe entre l'état de déformation plane et axisymétrique. L'élément de volume dV s'écrit en coordonnées cylindriques sous la forme :

$$dV = \int_0^{2\pi} (r dr dz) d\theta = 2\pi r dr dz \quad (4.15)$$

L'expression de la matrice de rigidité devient alors :

$$[K_{ij}] = 2\pi \iint [B_i]^t [D][B_j] r dr dz \quad (4.16)$$

4.5.3 - Calcul de la matrice de rigidité

Pour pouvoir intégrer l'équation précédente, on écrit la matrice cinématique [B] dans le système de coordonnées normées ξ, η , car les fonctions d'interpolation et leurs dérivées sont construites dans ce repère, ce qui revient à effectuer un simple changement de variables.

4.5.4 - Transformation en coordonnées normées

La transformation des dérivées des fonctions d'interpolation N_i se fait dans ce cas de façon simple en prenant en compte l'expression de la transformation géométrique :

$$r = a \xi + r_G \quad \text{et} \quad z = b \eta + z_G \quad (4.17)$$

Dans ce cas on peut mettre la matrice [B] sous la forme :

$$[B_i] = \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{b} \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{1}{a} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} & 0 \\ N_i & 0 \\ a \xi + r_G & 0 \\ \frac{1}{b} \frac{\partial N_i}{\partial \eta} & \frac{1}{a} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

L'expression de la matrice de rigidité élémentaire s'écrit alors :

$$[K_{ij}] = 2\pi a b \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} [B_i]^t [D] [B_j] (a \xi + r_G) d\xi d\eta \quad (4.19)$$

4.6 - INTEGRATION NUMERIQUE

Le calcul des matrices de rigidité par intégration directe ne peut être effectué que dans le cas d'éléments simples. Par ailleurs, l'intégration exacte entraîne de sérieuses difficultés pour les éléments dont les nœuds sont situés sur l'axe de révolution du fait de la présence du terme $(1/r)$ dans l'expression de la matrice cinématique [B]. Dans ce cas, on peut soit écarter les nœuds sur l'axe d'une certaine distance très faible soit modifier les expressions incriminées au voisinage de l'axe. Pour ces raisons, il est bien préférable d'avoir recours à l'intégration numérique.

4.6.1 - Ordre d'intégration

L'intégration numérique de la matrice de rigidité avec la méthode de Gauss utilise en général 9 points (3×3). Cependant, une intégration réduite, qui utilise 4 points de Gauss (2×2) améliore d'après beaucoup d'auteurs les performances de l'élément et minimise le temps de calcul, surtout pour des maillages assez fins. [2, 27, 41]

4.6.2 - Principe

De façon générale, on peut dire que le calcul des différents termes de la matrice de rigidité ou du vecteur forces nodales, se ramène à l'intégration d'expressions simple de la forme $F(\xi, \eta)$. L'intégration numérique transforme l'intégrale sur un domaine rectangulaire en une somme pondérée comme le montre la relation ci - dessous :

$$\int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} F(\xi, \eta) d\xi d\eta = \sum_{i=1}^n F(\xi_i, \eta_i) W_i \quad (4.20)$$

avec $W_i=1$ et $\xi_i = \pm \frac{1}{\sqrt{3}}$ $\eta_i = \pm \frac{1}{\sqrt{3}}$

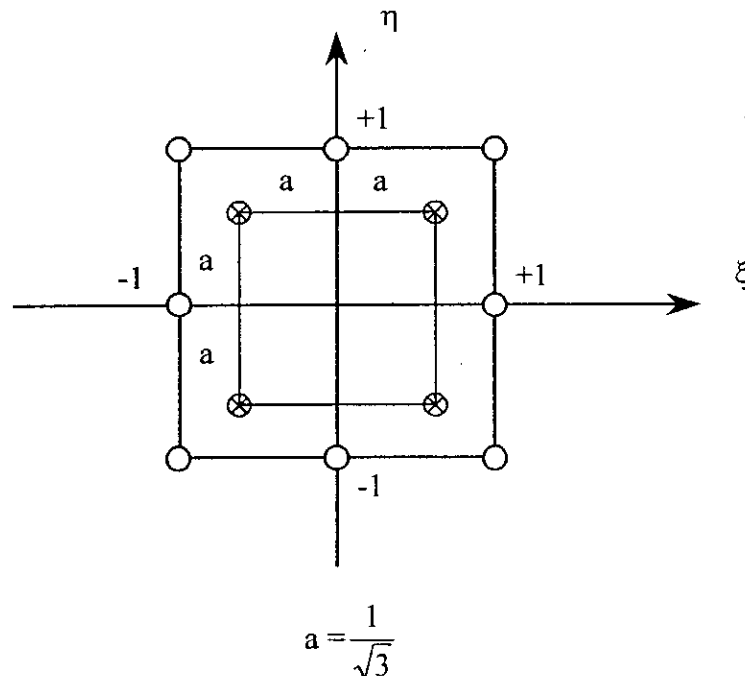


Figure 4.6 Intégration réduite de Gauss (2×2)

La matrice de rigidité intégrée numériquement est calculée par la " méthode du triple produit matriciel " [10, 41], ce qui évite le calcul du produit sur les nombreux zéros que renferment les matrices [B] et [D]. Cette méthode consiste simplement à expliciter nœud par nœud les produits :

$$[Q_j] = [D][B_j] \quad \text{et} \quad [K_{ij}] = [B_i]^t [Q_j] \quad (4.21)$$

Cette méthode de produit est intéressante, surtout du point de vue temps de calcul, car on évite les nombreux zéros et on ne calcule que la moitié de la matrice de rigidité élémentaire, l'autre moitié de la matrice est construite par symétrie et assemblée en structure de bande dans la matrice globale.

4.7 - MODELISATION DES STRUCTURES DE CHAUSSEES

4.7.1 – Position du problème de la chaussée

Les structures considérées sont des massifs multicouches ayant une symétrie axiale d'axe Oz, le chargement étant constitué par une charge répartie sur un disque de diamètre 35 cm. La charge est statique égale à 65 kN [12, 35]. On suppose que chaque couche de matériau est homogène, isotrope, et que les couches adhèrent parfaitement les unes aux autres [34, 37].

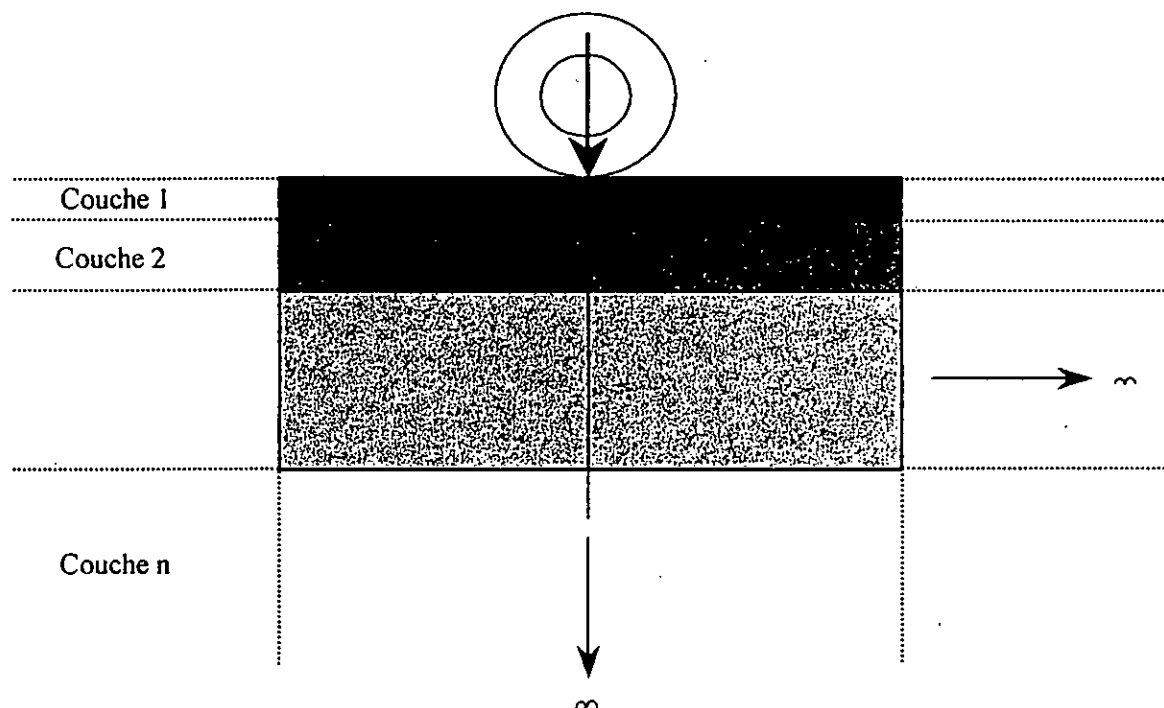


Figure 4.7 Type de structure de chaussée considérée

4.7.2 – Modélisation de la structure

4.7.2.1 - Maillage et condition aux limites

Pour résoudre le problème axisymétrique représenté par la figure 4.7, on utilise un maillage orthogonal, les éléments étant des rectangles à 8 nœuds. Une schématisation de ce maillage est donnée pour une structure tricouche (figure 4.8).

Chaque couche de matériau est divisée en plusieurs couches d'éléments ayant des hauteurs identiques, ou en progression géométrique.

Verticalement on définit trois zones de maillages. La première se trouve sous la charge (de 2 à 4 colonnes d'élément). La seconde est adjacente et symétrique à la première, pour permettre un maillage relativement serré dans les parties de la structures où les gradients de contraintes sont importants. La troisième zone est extérieure à la charge et comporte souvent autant d'éléments que dans les deux autres.

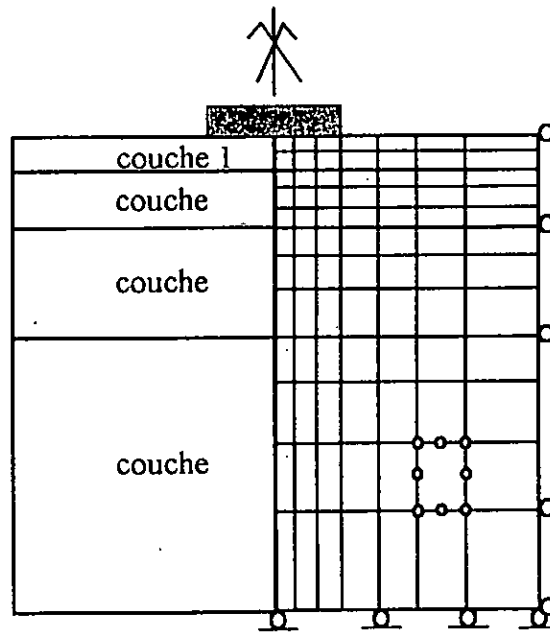


Figure 4.8 - schématisation du maillage et conditions aux limites

Les conditions aux limites sont :

- Pour le fond : déplacement vertical nul ($w=0$)
- Pour le bord : déplacement horizontal nul ($u=0$)

Pour un problème axisymétrique, on a sur l'axe :

- Egalité des contraintes normales horizontales ($\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta}$)
- Contrainte de cisaillement nulle ($\sigma_{rz} = 0$)
- Déplacement horizontal nul ($u = 0$)

4.7.3 – Génération du maillage

La nature axisymétrique du maillage nous amène à nous limiter à la génération de la moitié de la structure. Le programme de génération du maillage a été conçu dans le cas particulier de la modélisation d'une structure de chaussée et de ce fait les nœuds générés sont alignés sur des droites horizontales ou verticales.

4.7.3.1 - Répartition horizontale des nœuds et des éléments

On définit horizontalement trois zones verticales (figure 4.9). La zone 1 étant directement chargée, le maillage est plus ou moins serré ; les nœuds sont répartis soit régulièrement soit en progression géométrique (l'espacement diminue en s'éloignant de l'axe de la charge)

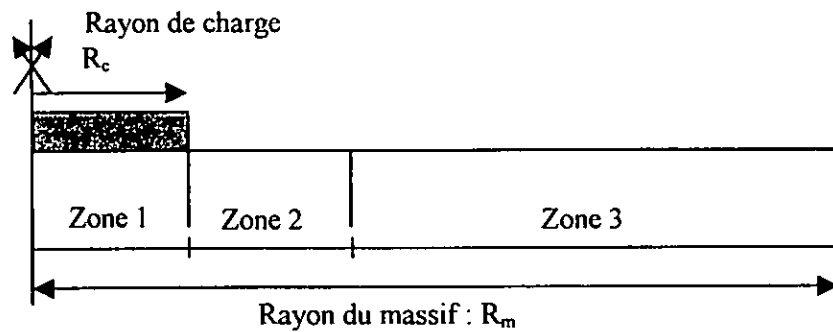


Figure 4.9 - schématisation des trois zones du maillage horizontal

La zone 2 est considérée comme une zone de transition entre les éléments directement chargés et les éléments au-delà du disque de la charge. Cette disposition a été prise pour palier au problème du fort gradient de contrainte dans cette zone. La zone 3 étant relativement loin de la charge, l'effet s'atténuant au-delà d'une certaine distance, l'espacement des éléments peut être pris en progression géométrique.

4.7.3.2 - Répartition verticale des nœuds et des éléments

La même démarche s'applique dans le cas de la répartition vertical en subdivisant la structure de chaussée en un nombre réduit de couches horizontales (généralement 4 couches) qui constituent les différentes couches de matériaux composant une structure de chaussée souple. Pour chaque couche (i), la génération des éléments se fait par la donnée de trois paramètres, qui sont :

- l'épaisseur de la couche (i)
- le nombre d'élément de cette couche
- le type d'espacement des nœuds (identique ou en progression)

4.7.4 – Méthode de résolution

4.7.4.1 - Introduction

La plupart des phénomènes en Mécanique sont non-linéaires, cependant dans beaucoup d'applications il est avantageux d'utiliser une formulation linéaire plus simple. Dans les calculs de structures, les non-linéarités peuvent être de deux sortes :

- propriétés non-linéaires du matériau.
- non-linéarité géométrique.

Dans notre cas c'est le premier aspect qui nous intéresse car les non-linéarités qui apparaissent dans la formulation du problème viennent des propriétés physiques qui dépendent du champ des contraintes. La méthode des éléments finis en déplacements conduit à une formulation discrétisée des problèmes non-linéaires qui peut s'écrire sous la forme générale :

$$[K(U)]\{U\} = \{F\} \quad (4.22)$$

Résoudre le problème non-linéaire c'est chercher un vecteur $\{U\}$ qui vérifie l'équation précédente. Cette recherche se fait de manière itérative suivant le schéma général de la figure 4.10

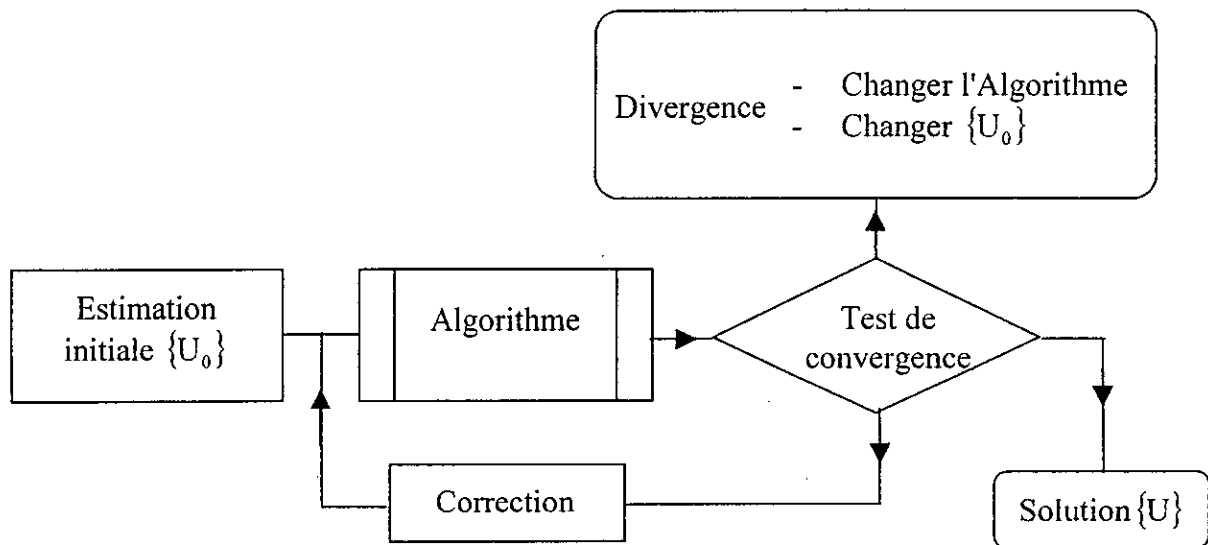


Figure 4.10 Algorithme général de résolution non-linéaire

4.7.4.2 - Choix de la méthode de résolution

La majorité des algorithmes conduit à résoudre un système d'équations linéaires à chaque itération. Le choix d'un algorithme de résolution doit tenir compte de plusieurs facteurs :

- le type de la non-linéarité.
- la précision et la rapidité de convergence.
- le risque de divergence.

En pratique il n'existe pas de méthode générale valable pour tous les cas et la stratégie de résolution doit s'adapter par expérience à une classe de problèmes donnée en faisant appel aux deux méthodes itératives suivantes :

- méthode sécante.
- méthode tangente.

Dans notre cas, on a été amené à résoudre le système d'équations non-linéaires par une méthode sécante (direct itération method) [41], car elle a l'avantage d'être simple, facile à comprendre et à mettre en œuvre. Par contre, elle a l'inconvénient de converger lentement.

D'autre part la nature et le type de loi de comportement utilisé (loi du type Boyce) rendent difficile l'utilisation de la méthode tangente du fait du risque de divergence si la solution initiale est trop loin de la solution.

4.7.4.3 - Formulation du problème

Comme on l'a vu dans la partie précédente, la formulation par éléments finis en déplacements se réduit à l'équation :

$$[K]\{U\} = \{F\} \quad (4.23)$$

avec

$\{U\}$: vecteur colonne des déplacements nodaux

$\{F\}$: vecteur colonne des forces nodales

$[K]$: matrice de rigidité définie par :

$$[K] = \sum_i \int_{v_i} [B_i]^T [D_i] [B_i] dv \quad (4.24)$$

$[B_i]$ est la matrice cinématique de l'élément i , $[D_i]$ est la matrice d'élasticité dépendant de la loi de comportement choisie pour l'élément considéré. Pour les graves non-traitées $[D_i]$ dépend du champ de contraintes, plus particulièrement des invariants des contraintes p et q . Ainsi, on peut considérer que la matrice de rigidité $[K]$ de la structure est fonction des déplacements nodaux.

4.7.4.4 - Algorithme de résolution

Le principe de l'algorithme de résolution est basé sur l'ajustement de la rigidité à l'itération (n) en fonction de l'état de contrainte à l'itération ($n-1$).

On peut écrire schématiquement les équations suivantes :

$$\{U^n\} = [K^{n-1}]^{-1} \{F\} \quad (4.25)$$

et :

$$\{\sigma_i^n\} = [D_i^{n-1}] [B_i] \{U^n\} \quad (4.26)$$

$\{\sigma_i\}$ est le vecteur colonne des contraintes de l'élément i , il faut noter que la matrice $[D_i^0]$ est calculer à partir du seul champ de contraintes initiales. Les figures 4.11 et 4.12 donnent respectivement une schématisation et un résumé de la méthode de résolution utilisée.

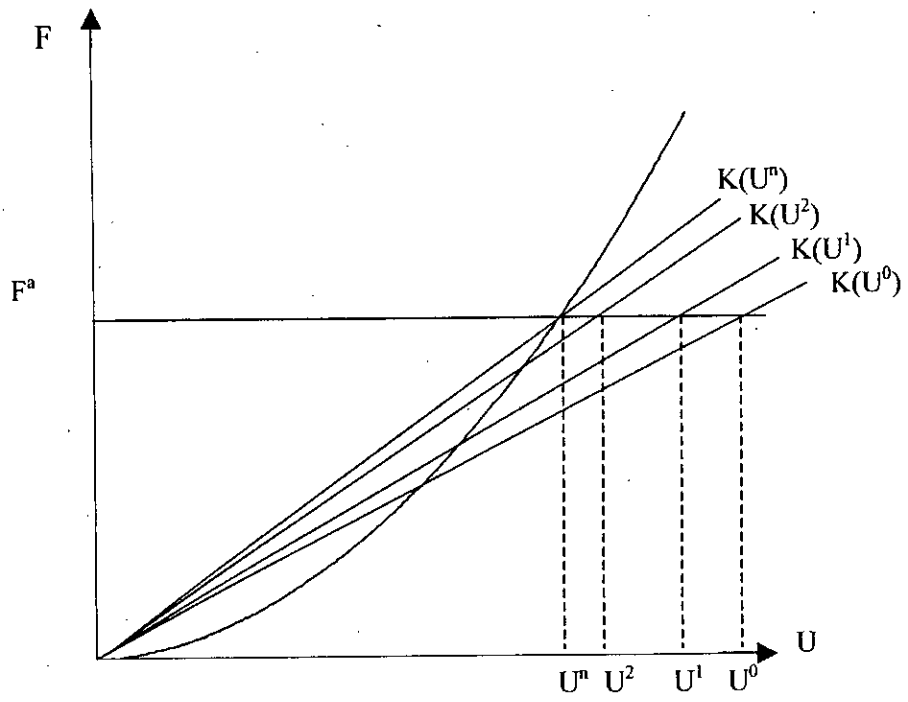


Figure 4.11 Schématisation de la méthode de résolution utilisée.

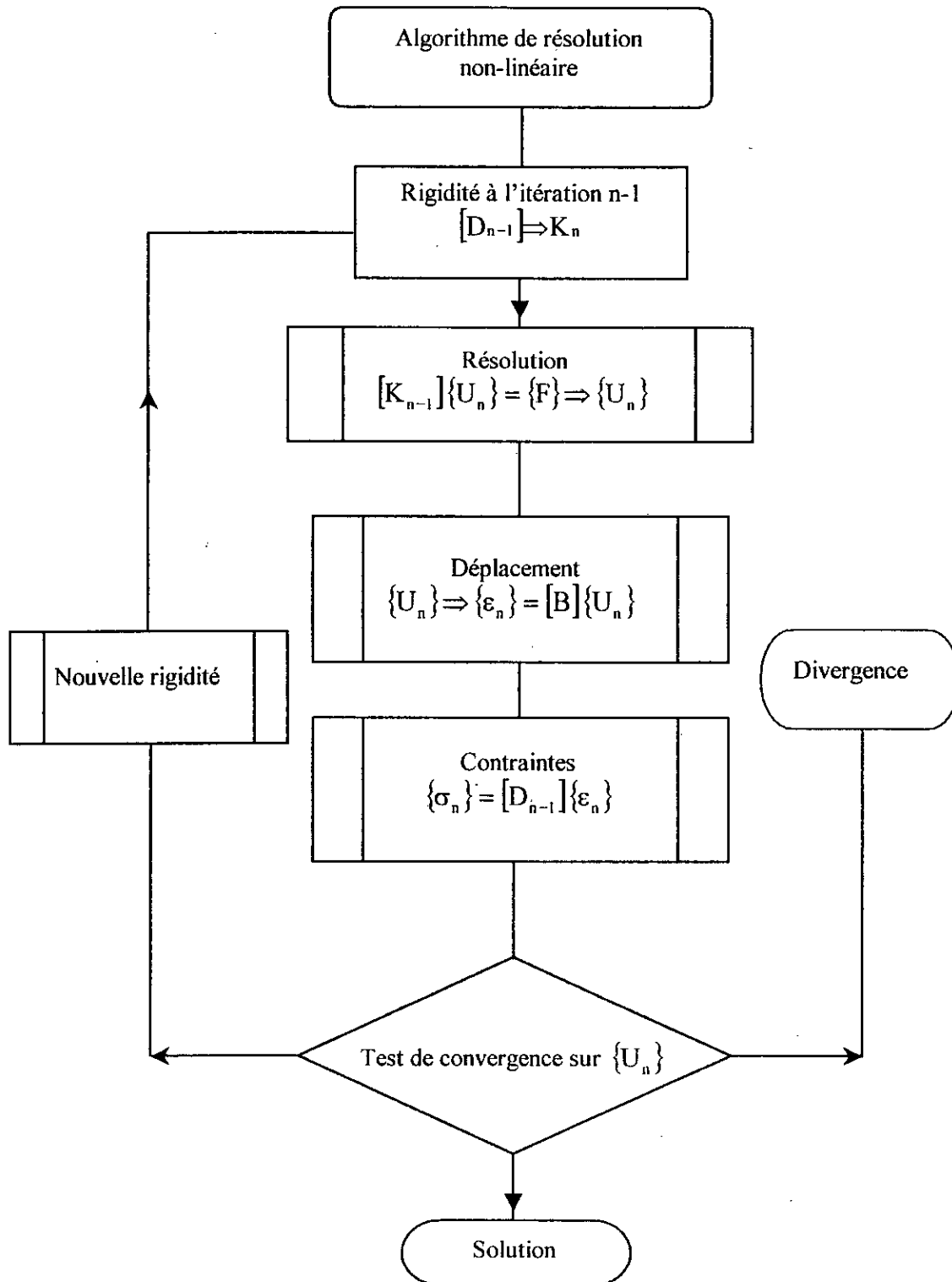


Figure 4.12 Algorithme de résolution non-linéaire

4.7.5 – Les lois de comportement des matériaux

Dans le cadre de cette étude sur les G.N.T., les lois de comportement utilisées pour les matériaux des différentes couches, sont :

- le modèle linéaire (loi de Hooke), qui est utilisé pour le béton bitumineux, pour le sol support et quelquefois pour les G.N.T.
- un modèle issu de la loi de Boyce, qui est particulièrement adapté aux G.N.T.

4.7.5.1 - Notations

L'état initial dû au poids des terres, est l'état de référence pour les déplacements des nœuds et pour les déformations ; les contraintes de cet état portent l'indice 0. Les contraintes et les déformations réversibles dues à la charge ne portent pas d'indice ; les contraintes totales portent l'indice t.

On utilise les notations suivantes :

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) \quad (4.27)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{xz}^2 + \sigma_{yz}^2)} \quad (4.28)$$

Dans le cas particulier de l'essai triaxial, les définitions précédentes redonnent les valeurs que nous avons déjà utilisées :

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (4.29)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (4.30)$$

Les modèles élastiques utilisés (linéaires ou non) sont basés sur la formulation de la loi de Hooke :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{3\nu}{E} p \delta_{ij} \quad (4.31)$$

4.7.5.2 - Lois de comportement des G.N.T.

Pour un calcul de structures de chaussée, la simulation du comportement des graves non-traitées est faite en utilisant un modèle de comportement non-linéaire dérivé du modèle de Boyce donné par les expressions suivantes :

$$K = K_a \left(\frac{p_t}{p_a} \right)^{1-n} D \left(\frac{q}{p_t} \right) \quad (4.32)$$

$$G = G_a \left(\frac{p_t}{p_a} \right)^{1-n} \quad (4.33)$$

avec

$$D \left(\frac{q}{p_t} \right) = \frac{1 + \gamma \left(\frac{q}{p_t} \right)^2}{1 + \beta \left(\frac{q}{p_t} \right)^2} \quad (4.34)$$

ou

$p_t = p_0 + p$, p_0 étant le poids des terres au-dessus du point considéré.

Cette loi est généralisée pour un état de contraintes quelconque, en admettant la formulation de Hooke avec E et ν variables, que l'on calcule à partir des relations :

$$E = \frac{9 K G}{3 K + G} \quad (4.35)$$

$$\nu = \frac{3 K - 2 G}{6 K + 2 G} \quad (4.36)$$

Dans la partie suivante une simulation numérique est présentée pour faire une comparaison entre le modèle de Boyce initial et le modèle modifier.

4.7.6 – Développement et mise en œuvre d'un Programme d'Analyse Non-linéaire des Chaussées souples (PANCH)

Le programme développé désigné sous l'appellation PANCH (voir figure 4.13) est écrit en FORTRAN 90 et comporte environ 2400 instructions

Les dimensions maximales des structures ont été fixées à :

- 40 couches d'éléments réparties dans 20 couches de matériaux différents au maximum.
- 20 rangées d'éléments disposées verticalement dans trois zones d'influence de la charge.

Pour des calculs de dimensions moyenne et pour une convergence après une dizaine d'itérations, le temps C.P.U. de passage sur un pentium 2 (400MHz) ne dépassant pas les 30 secondes.

La convention de signe utilisée pour les contraintes est celle que l'on prend habituellement dans les calculs de mécanique des sols, à savoir que les contraintes de traction sont négatives. Les contraintes de compression étant positives. L'axe vertical est positif vers le haut, l'origine étant à la surface de la structure. Les cotes verticales des nœuds et en général les déplacements verticaux, sont négatifs.

Les unités choisies doivent être cohérentes. On prend habituellement le mètre (m) et le kilonewton (kN) comme unités de base ; la charge, les contraintes et les modules de rigidité sont donc exprimés en kPa et les poids volumiques en kNm^{-3}

L'introduction des données se fait de façon conversationnelle. Elles portent sur le calcul à effectuer et sur les sorties des résultats. Les données du calcul se font dans l'ordre suivant :

- principaux argument pour définir le maillage, celui-ci s'effectuant automatiquement
- caractéristiques mécaniques et physiques des différents matériaux
- données relatives au processus itératif
- données relatives au chargement

Les données de sortie des résultats permettent d'obtenir deux sortes d'impression.

La première est une impression totale de tous les résultats du calcul obtenus après la dernière itération :

- déplacements en tous les nœuds
- contraintes et déformations, modules de rigidité et coefficient de Poisson en tous les points d'intégration de Gauss.

Le deuxième type est une impression partielle donnant tous les résultats précédents sur l'axe, à la surface et aux interfaces.

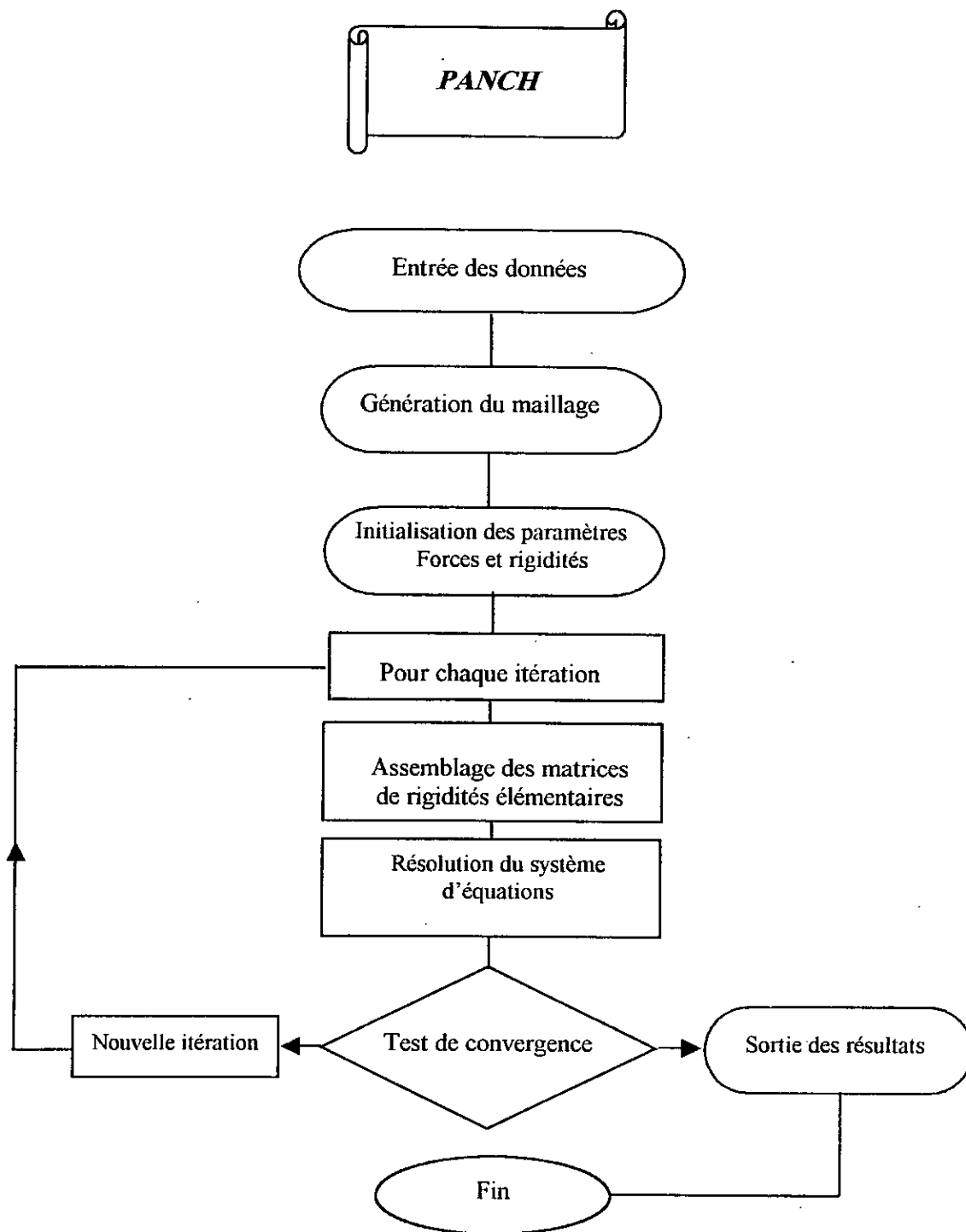


Figure 4.13 Organigramme du programme PANCH.

CHAPITRE 5

INVESTIGATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES DE CHAUSSEES SOUPLES

5.1 - VALIDATION DU PROGRAMME PANCH

5.1.1 - Introduction

Dans une première partie, le problème de la validation des options linéaire et non-linéaire du programme de calcul développé dans cette étude est adressé. C'est pourquoi les testes de validation porteront d'abord sur le calcul d'une structure de chaussée souple en élasticité linéaire. Les résultats obtenus sont comparés directement à ceux fournis par le programme ALIZE [3].

Ensuite, la simulation numérique d'un essai sur une section expérimentale de chaussée souple a été effectuée, et les résultats numériques obtenus ont été confrontés aux résultats expérimentaux [11].

5.1.2 - Validation par comparaison avec le programme ALIZE : cas d'une structure types du Catalogue Algérien de Dimensionnement des Chaussées Neuves

La validation des résultats du programme de calcul avec ceux fournis par le programme ALIZE est réalisée sur une structure de chaussée dont les caractéristiques sont données dans le tableau suivant [12]:

Nature des couches	Epaisseur (m)	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson
Béton bitumineux	0.06	4000.	0.35
Grave Bitume	0.20	7000.	0.35
GNT	0.30	125.	0.25
Sol-support	10.0	50.	0.35

Tableau 5.1 Caractéristiques de la structure de chaussée utilisée

La charge a pour intensité 676 kPa et est appliquée sur un cercle de 0.35 m de diamètre. Le rayon du massif est de 4 m. Un maillage assez raffiné composé de 150 éléments (Q8) est utilisé. Les résultats obtenus pour la déflexion de surface (W), la déformation radiale (ϵ_r) à la base du béton bitumineux et la déformation verticale (ϵ_{zz}) à la surface du sol-support sont reportés dans le tableau 5.2. En voit bien que la comparaison entre les résultats des deux codes de calcul est satisfaisante et les écarts entre les valeurs calculées par les deux codes ne dépassent pas 4 %.

Code de calcul	W (mm)	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_{zz} (10^{-6})$
ALIZE	0.56	-114.	340.
PANCH	0.54	-110.	334.

Tableau 5.2 Comparaison entre les résultats des codes de calcul PANCH et ALIZE.

5.1.3 - Validation par comparaison avec des résultats expérimentaux

Dans ce qui suit, les résultats des simulations numériques sont confrontés à ceux issus d'un programme expérimental réalisé sur une section expérimentale de chaussée à l'université de Nottingham [11]. Les caractéristiques de la structure de chaussée analysée sont résumées dans la figure 5.1.

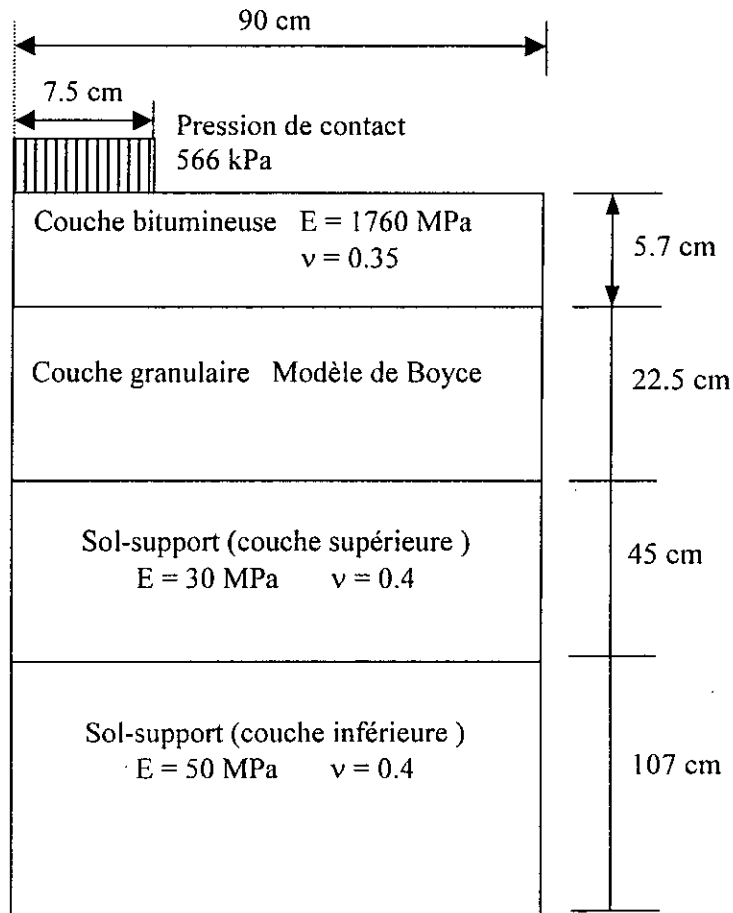


Figure 5.1 Section expérimentale de chaussée analysée

Cette structure est composée de quatre couches de matériaux : une couche bitumineuse comme couche de roulement, une couche granulaire et deux couches argileuses constituant le sol-support. Le béton bitumineux et le sol-support sont considérés comme deux matériaux élastiques linéaires. En revanche le comportement du matériau granulaire (dolomite concassée de taille maximale 5 mm) est modélisé en utilisant la loi non-linéaire de Boyce dont les paramètres sont :

$$K_1 = 153.18 \quad G_1 = 392.77 \quad n = 0.24$$

La comparaison est faite sur les valeurs de la déformation radiale à la base du béton bitumineux et de la déformation verticale au sommet du sol –support, comme indiqué dans le tableau 5.3.

Déformation (10^{-6})	Mesurée	Calculée	Ecart
ϵ_{rr}	-600	-620	3.22%
ϵ_{zz}	1100	1107	0.6%

Tableau 5.3 Comparaison entre valeurs mesurées et calculées

On constate que les résultats donnés par le programme PANCH sont en excellent accord avec ceux mesurés expérimentalement ce qui justifie l'utilisation d'un modèle de type Boyce pour la modélisation du comportement des matériaux granulaires.

5.2 - SIMULATIONS NUMERIQUES

5.2.1 - Introduction

Dans cette deuxième partie, les principaux résultats d'une investigation numérique sur le comportement des GNT basée sur le modèle de Boyce et de sa formulation modifiée sont présentés. En particulier, les problèmes de convergence inhérents à l'implémentation numérique sont identifiés et des solutions sont proposées

5.2.2 - Formulation mathématique du modèle de Boyce modifié

Comme indiqué dans le chapitre 3, on rappelle que Le modèle de Boyce dans sa formulation initiale présente des inconvénients dans les cas suivants :

- Valeurs non-realistes du module réversible et du coefficient de Poisson pour de faibles valeurs de la pression moyenne et pour des valeurs élevées du rapport (q/p)
- Valeurs du coefficient de Poisson supérieures à 0.5
- Le processus itératif ne converge pas pour de grandes valeurs de (q/p)

Afin de surmonter ces problèmes, la formulation du modèle de Boyce peut être modifié comme suit [18, 23] :

$$K = K_a \left(\frac{P_t}{P_a} \right)^{1-n} F \left(\frac{q_t}{P_t} \right) \quad (5.1)$$

$$G = G_a \left(\frac{P_t}{P_a} \right)^{1-n}$$

où

$$F\left(\frac{q_t}{P_t}\right) = \frac{1 + \gamma \left(\frac{q_t}{P_t}\right)^2}{1 + \beta \left(\frac{q_t}{P_t}\right)^2}$$

avec

K_a, G_a, β, γ et n sont les paramètres du modèle.

Le module réversible E et le coefficient de Poisson ν peuvent être alors calculés en utilisant la relation classique suivante :

$$E = \frac{9KG}{3K + G} \quad (5.2)$$

$$\nu = \frac{3K - 2G}{6K + 2G} \quad (5.3)$$

Pour utiliser le modèle de Boyce, on introduit une valeur limite du coefficient de Poisson ν_{lim} (prise dans ce cas égale à 0.49) et une valeur minimale de la pression moyenne ($P_{min}=10$ kPa). Les investigations suivantes sont effectuées essentiellement pour illustrer les problèmes numériques rencontrés et présenter les solutions préconisées.

5.2.3 - Structures de chaussées analysées : aspects géométriques et mécaniques

Deux structures de chaussées sont analysées en utilisant deux types de matériaux granulaires (GNT C1, GNTC2). Les caractéristiques géométriques des deux structures sont données dans le tableau 5.4.

Numéros de la structure	Epaisseur de la couche bitumineuse (m)	Epaisseur de la couche de base (m)	Epaisseur de la couche de base (m)	Sol-support (m)
S1	0.06	0.20	0.35	5.0
S2	0.12	0.20	0.35	5.0

Tableau 5.4 Epaisseurs des couches des deux structures

Dans toutes les simulations effectuées, le béton bitumineux est supposé élastique linéaire avec un module de 4000. MPa et un coefficient de Poisson de 0.35. Les deux formulations non-linéaire du modèle de Boyce sont utilisées pour modéliser le comportement des deux graves non-traitées utilisées.

Le sol-support est un sol de type S2, caractérisé par un module et un coefficient de Poisson respectivement égaux à 50 MPa et 0.35 [12].

5.2.4 - Résultats numériques et discussions

Les principaux résultats des simulations non-linéaires sont présentés en terme de variation du module réversible et du coefficient de Poisson en profondeur pour les deux types de structures en utilisant dans un premier lieu le modèle initial de Boyce.

Les figures 5.2-a et 5.2-b illustrent la variation du module réversible E et du coefficient de Poisson ν des deux GNT utilisées en fonction de la profondeur sous l'axe de la charge pour la structure S1.

Dans la figure 5.2-a et pour la GNTC1, des discontinuités sont observées pour les valeurs du module réversible dans la couche de fondation, ce qui peut être expliqué par des discontinuités dans les valeurs du rapport (q/p) due à des valeurs négatives de la pression moyenne (p). Il faut noter aussi que le processus itératif ne converge pas dans ce cas ; les résultats considérés étant ceux donnés par la troisième itération.

Par contre pour la GNTC2 ; le processus itératif converge d'une façon monotone aucune discontinuité n'est observée. Des conclusions similaires sont faites pour la variation du coefficient du Poisson en profondeur.

Il faut noter que les problèmes numériques sus-cités n'apparaissent pas dans le cas de la structure S2 (figures 5.3-a et 5.3-b) et cela pour les deux types de matériaux granulaires utilisés.

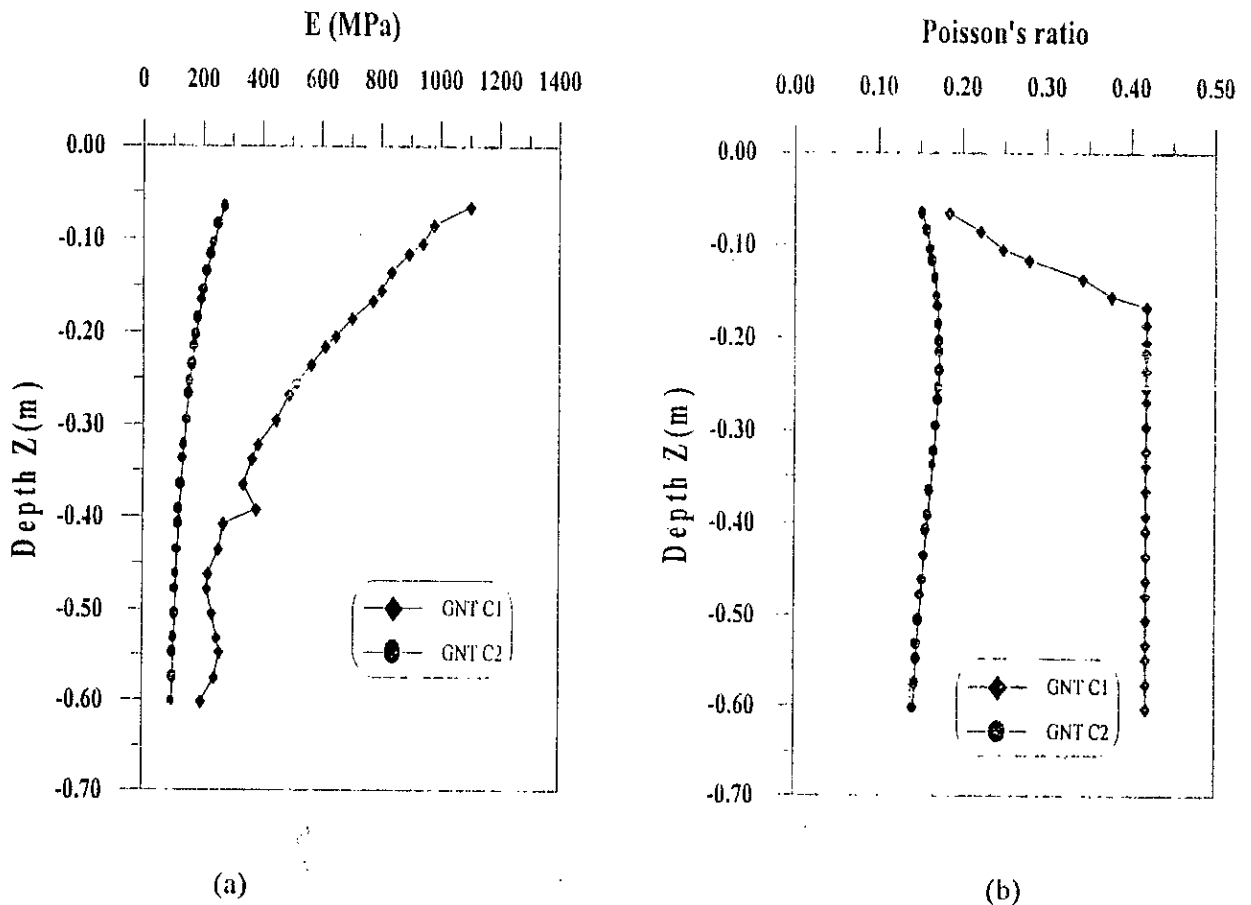


Figure 5.2 Variation en profondeur du module d'élasticité et du coefficient de Poisson dans la couche granulaire de la structure S1

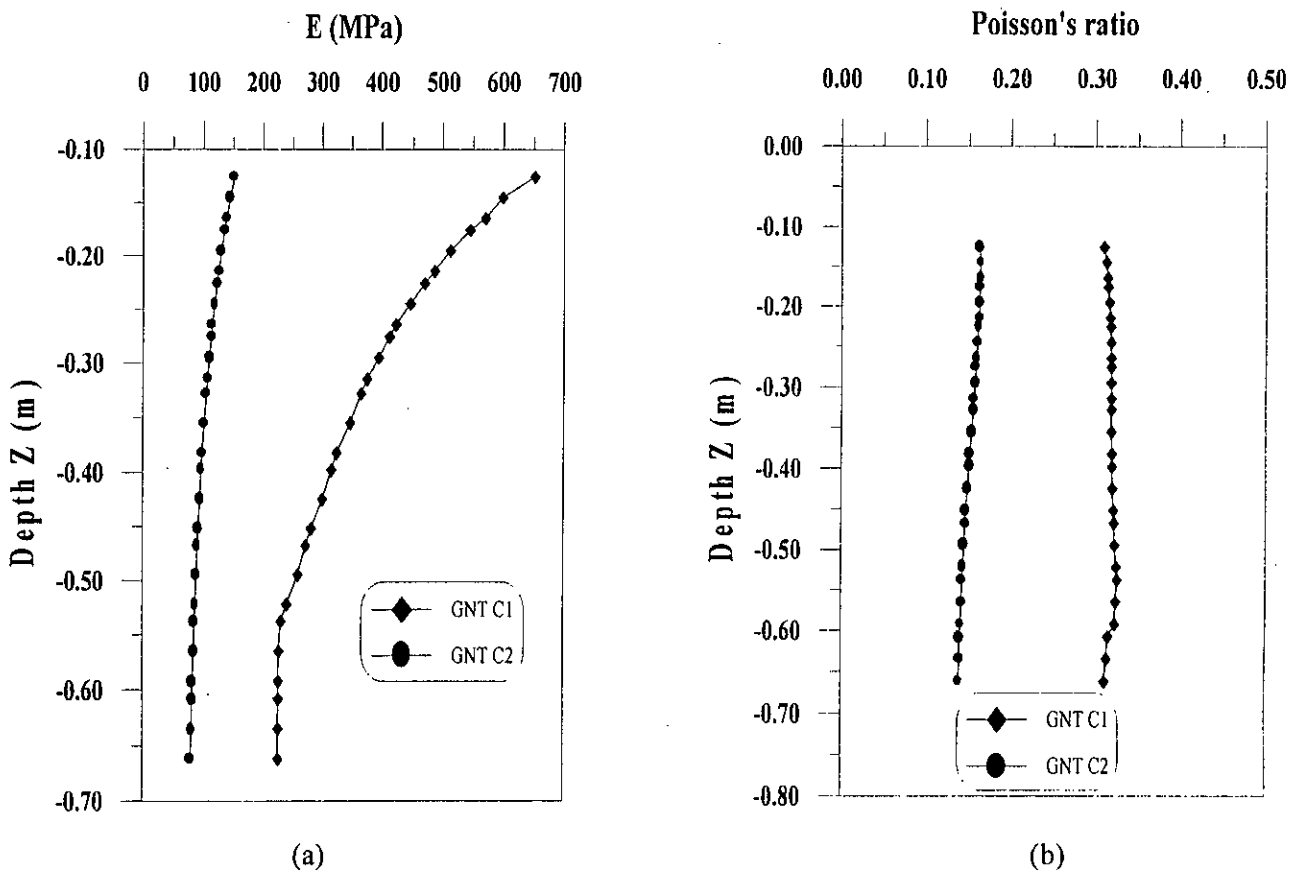


Figure 5.3 Variation en profondeur du module d'élasticité et du coefficient de Poisson dans la couche granulaire de la structure S2

Dans les figures 5.4 et 5.5, une comparaison est effectuée entre les résultats obtenus en utilisant le modèle de Boyce initial et le modèle modifié. Ces deux figures montrent que le modèle modifié donne une évolution plus réaliste du module d'élasticité et du coefficient de Poisson en profondeur dans la couche granulaire. Il est à noter aussi que la convergence du processus itératif est assurée quelque soit la nature du matériau granulaire et l'épaisseur de la couche bitumineuse utilisées.

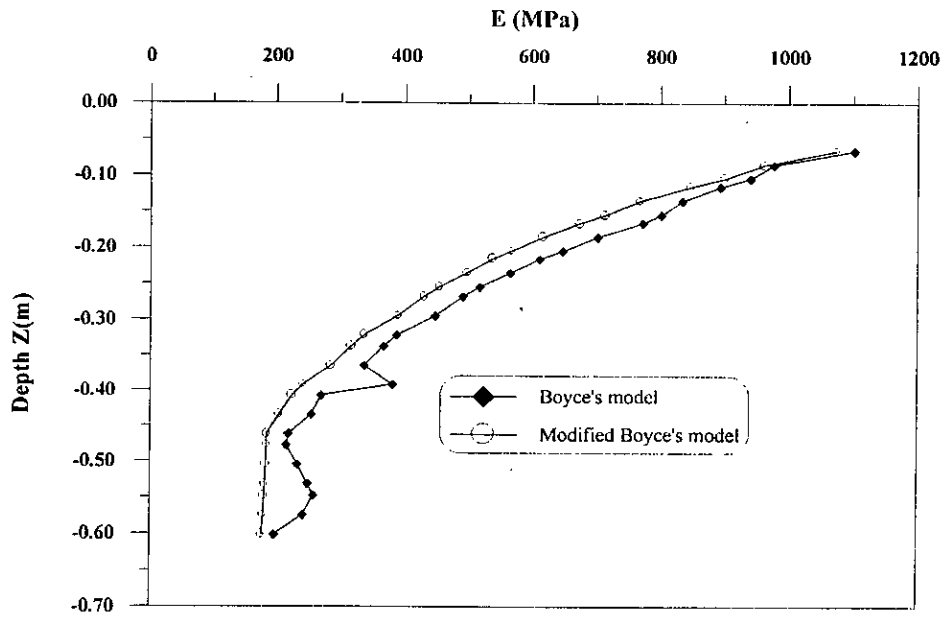


Figure 5.4 Variation du module réversible en utilisant le modèle de Boyce initial et le modèle de Boyce modifié dans la couche granulaire GNT C1 de la structure S1

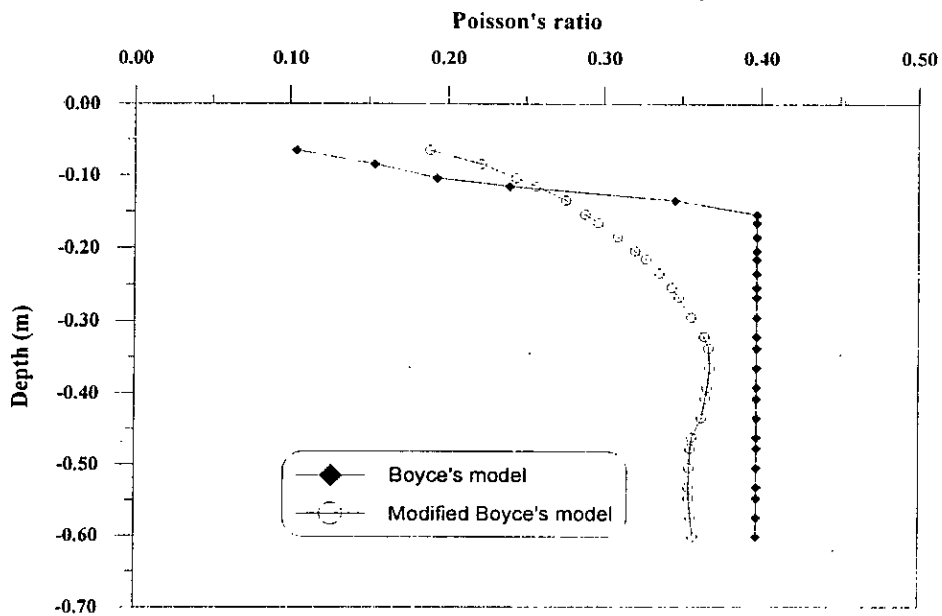


Figure 5.5 Variation du coefficient de Poisson en utilisant le modèle de Boyce initial et le modèle de Boyce modifié dans la couche granulaire GNT C1 de la structure S1

5.3 - CALCUL NON-LINEAIRE ET LINEAIRE EQUIVALENT DES CHAUSSEES SOUPLES

5.3.1 - Introduction

Dans le cas d'une modélisation élastique linéaire du comportement d'une chaussée souple, la rigidité d'une couche de GNT est supposée constante et est fixée empiriquement sur la base d'essais expérimentaux où encore en fonction des rigidités des couches sous-jacentes [16, 12, 35]. Toutefois des essais mécaniques effectués sur les GNT à l'aide de l'appareil triaxial à chargements répétés ont révélé un comportement élastique non-linéaire dépendant fortement de l'état de contrainte [6, 4, 29].

C'est pourquoi nous avons jugé utile pour les simulations suivantes de procéder à une comparaison des résultats de l'analyse d'une structure de chaussée souple en utilisant successivement les deux hypothèses de comportement linéaire et non-linéaire des GNT.

5.3.2 - Calcul linéaire et non-linéaire

Les deux types de simulations sont réalisées sur la structure multicouche suivante :

- couche de béton bitumineux :

$$h_b=0.06 \text{ m} \quad E_b=4000 \text{ MPa} \quad \nu_b=0.35$$

- couche de GNT1 (base)

$$h_1=0.20 \text{ m} \quad E_1=500 \text{ MPa} \quad \nu_1=0.25$$

- couche de GNT2 (fondation)

$$h_2=0.15 \text{ m} \quad E_2=312.5 \text{ MPa} \quad \nu_2=0.25$$

- sol-support :

$$h_3=5 \text{ m} \quad E_3=125 \text{ MPa} \quad \nu_3=0.35$$

Pour le calcul non-linéaire basé sur le modèle de Boyce modifié, les paramètres du modèle utilisés pour le calcul non-linéaire, sont déterminés au préalable à partir de résultats d'essais réalisés sur la GNT CAP.

Les valeurs des paramètres de dimensionnement calculées sous l'axe de chargement pour les deux lois de comportement considérées sont regroupées dans le tableau 5.5. Dans ce tableau, W désigne la déflexion de surface, ϵ_{rr} la déformation radiale à la base de la couche bitumineuse et ϵ_{zz} la déformation verticale au sommet du sol-support.

Paramètres	Calcul linéaire	Calcul non-linéaire	Ecart
W (mm)	0.6	0.85	29.41%
$\epsilon_{rr} (10^{-6})$	-155.	-225.	39.21%
$\epsilon_{zz} (10^{-6})$	610.	811.	24.78%

Tableau 5.5 Valeurs des paramètres de dimensionnement pour les deux lois considérées

On peut immédiatement noter des écarts considérables entre les valeurs des critères de dimensionnement calculés en utilisant dans un premier cas l'hypothèse de comportement linéaire pour la grave non-traitée et dans un deuxième cas l'hypothèse non-linéaire.

On se propose dans ce qui suit, dans le but d'interpréter ces écarts mentionnés dans le tableau 5.5 ci-dessus, d'examiner les variations des contraintes et des caractéristiques mécaniques dans la couche granulaire.

La figure 5.6 présente la variation de la contrainte radiale en profondeur dans la couche granulaire sous l'axe de chargement, sur cette figure on voit clairement que l'hypothèse linéaire fait fonctionner la grave non-traitée davantage en flexion; les contraintes de traction sont cependant surestimées, car le calcul linéaire ne prend pas en compte le poids propre de la structure.

Les valeurs de la contrainte verticale en profondeur dans la couche granulaire (figure 5.7) calculées par les deux hypothèses sont généralement voisines.

Sur les figures 5.8, 5.9, 5.10 et 5.11, on constate que le coefficient de Poisson et surtout le module de rigidité varient considérablement d'un point à l'autre de la grave. Utiliser des caractéristiques linéaires conventionnelles, comme on le fait souvent, peut donc conduire à des approximations grossières. Ces différences de comportement des structures de chaussées sont dues à la différence des lois de comportement utilisées pour la grave non-traitée.

Les écarts entre les valeurs des critères de dimensionnement calculées en utilisant les deux hypothèses de comportement sont considérables, ce qui peut affecter sensiblement la durée de vie théorique de la chaussée. En d'autres termes l'hypothèse d'élasticité linéaire du comportement des matériaux granulaires tend à surestimer de façon significative la durée de vie théorique de la chaussée.

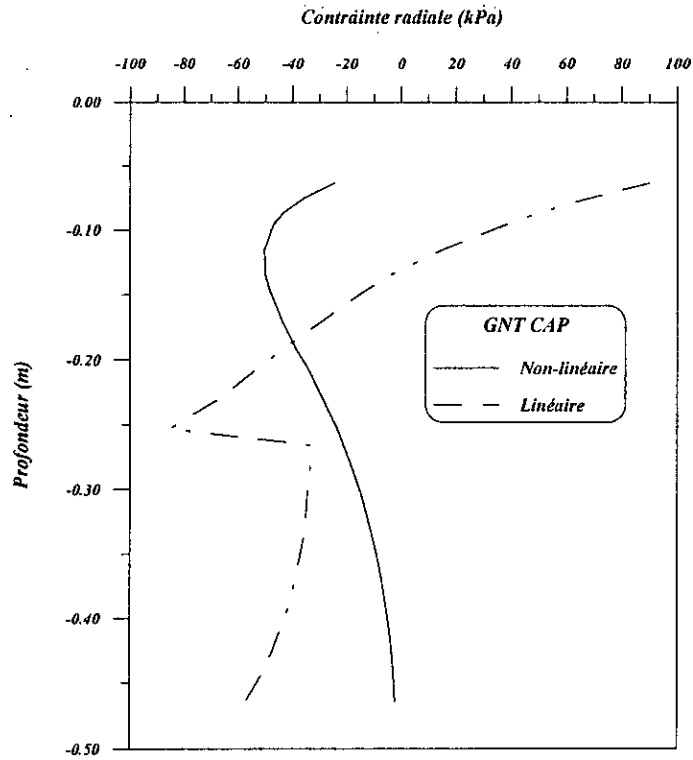


Figure 5.6 Variation de la contrainte radiale sur l'axe dans la couche de grave non-traitée en fonction de la profondeur

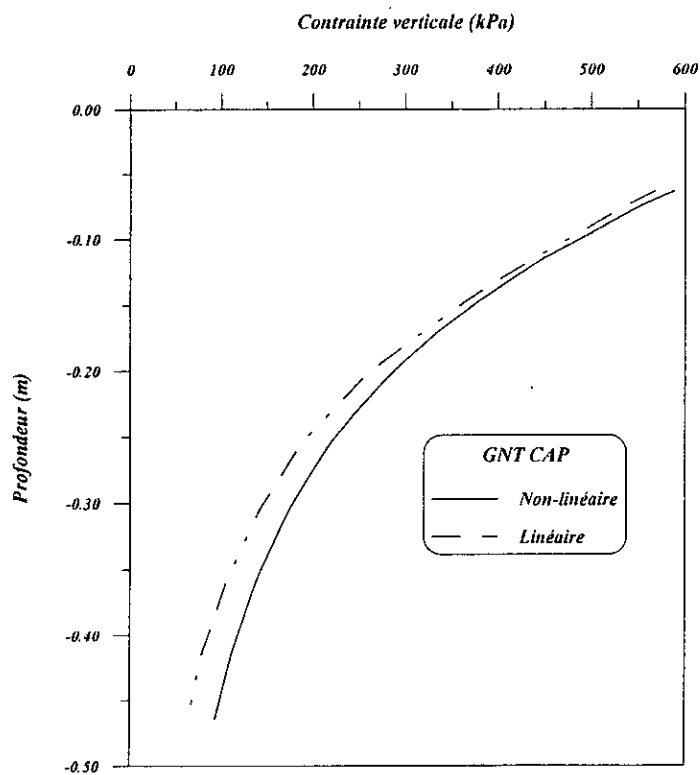


Figure 5.7 Variation de la contrainte verticale sur l'axe dans la couche de grave non-traitée en fonction de la profondeur

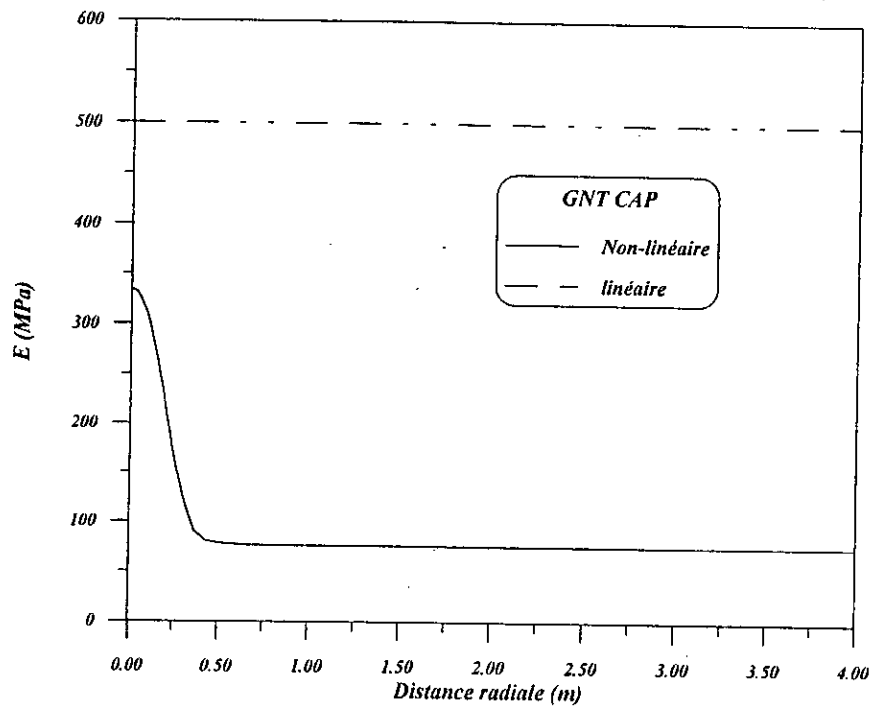


Figure 5.8 Variation du module de rigidité de la couche de grave non-traitée en fonction de la distance radiale

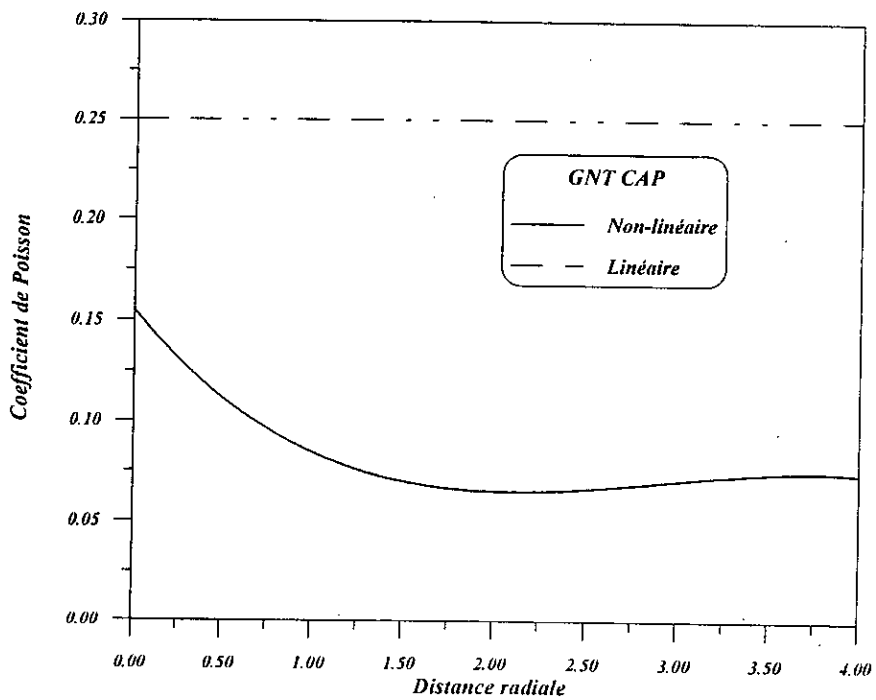


Figure 5.9 Variation du coefficient de Poisson de la couche de grave non-traitée en fonction de la distance radiale

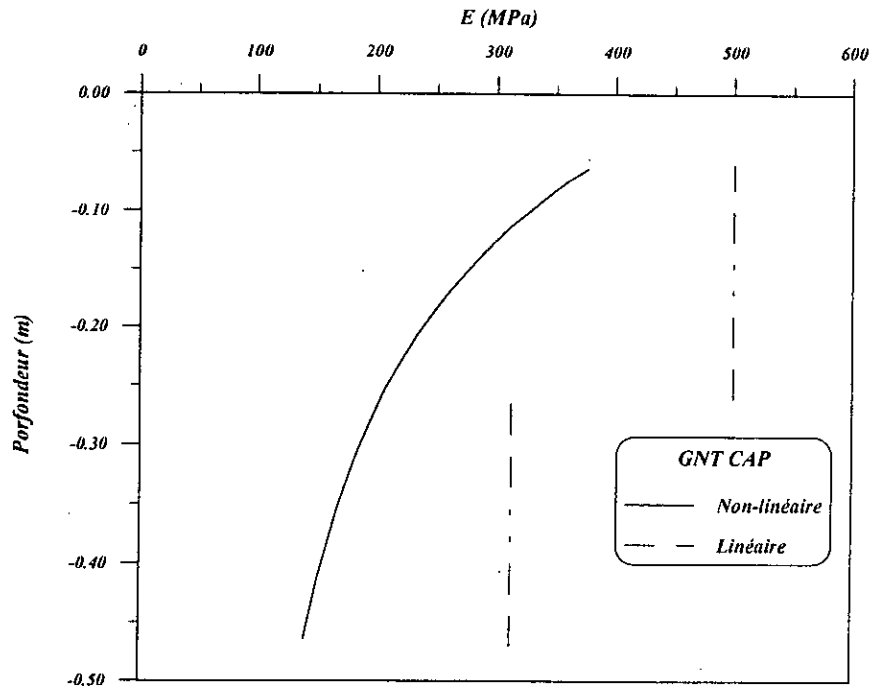


Figure 5.10 Evolution du module de rigidité sur l'axe de la grave non-traitée en fonction de la profondeur

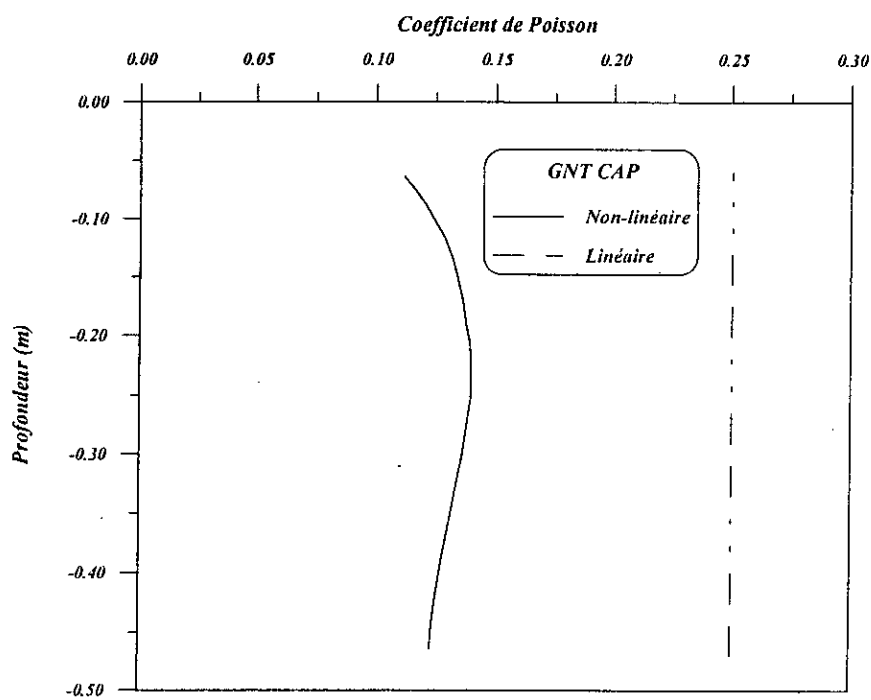


Figure 5.11 Evolution du coefficient de Poisson sur l'axe de la grave non-traitée en fonction de la profondeur

5.3.3 - Calcul linéaire équivalent : méthodologie et exemple de calcul

Afin d'approcher le comportement non-linéaire des chaussées souples par un calcul linéaire simplifié d'une part, et de réduire les écarts enregistrés entre les valeurs des paramètres de dimensionnement des chaussées d'autre part. On se propose de faire un calcul linéaire équivalent plus réaliste que le calcul linéaire conventionnel, en choisissant des caractéristiques élastiques issues de l'essai triaxial à chargements répétés. Pour cela, on considère des modules d'élasticité et des coefficients de Poisson constants par couche, calculés à partir du modèle de Boyce.

Pour tenir compte de la variation de la pression moyenne (p) dans les deux couches granulaires (base et fondation), on subdivise chaque couche en deux sous-couches. La variation de (p) dans les couches granulaires en fonction de l'épaisseur de la couche de roulement est donnée par l'abaque ci-dessous (figure 5.12).

Les valeurs des modules d'élasticité et des coefficients de Poisson relatifs à la grave non-traitée considérée (GNT Cap) sont regroupés dans le tableau 5.6 :

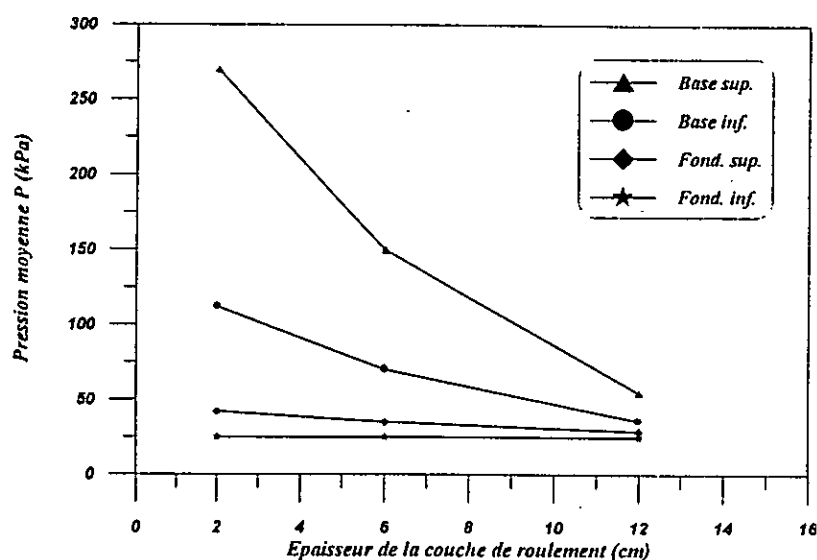


Figure 5.12 Variation de la pression moyenne en fonction de l'épaisseur de la couche de roulement

Sous-couches	P (kPa)	q/p	E (MPa)	ν
Base Sup.	150	2	330	0.10
Base Inf.	70	2	220	0.10
Fondation Sup.	35	2	140	0.10
Fondation Inf.	25	2	125	0.10

Tableau 5.6 Modules de rigidité et coefficients de Poisson proposés pour un calcul linéaire équivalent

Les principaux résultats des simulations sont présentés dans le tableau 5.7 :

Paramètres	Calcul non-linéaire	Calcul linéaire équivalent	Ecart
W (mm)	0.85	0.78	8.2%
$\epsilon_{rr} (10^{-6})$	-225.	-205.	8%
$\epsilon_{zz} (10^{-6})$	811.	735.	9.37%

Tableau 5.7 Principaux résultats de la méthode proposée

Ces simulations montrent bien que le calcul linéaire équivalent permet d'approcher avec une précision raisonnable (écart < 10% indépendamment du critère de dimensionnement considéré) le comportement réel de la structure de chaussée souple. Il serait en conséquence particulièrement intéressant d'étendre ce type d'étude à d'autres types de GNT. Le développement des abaques correspondants pourrait être intégré dans une version améliorée du catalogue Algérien de dimensionnement des chaussées neuves, permettant ainsi à l'ingénieur de bureau d'études de procéder à des calculs non-linéaires plus réaliste sans investir d'efforts particuliers

CHAPITRE 6

ETUDE PARAMETRIQUE ET PRESENTATION D'UNE METHODE D'ESTIMATION DE L'ORNIERE

6.1 - ETUDE PARAMETRIQUE SUR LE COMPORTEMENT DES CHAUSSEES SOUPLES

6.1.1 - Introduction

L'objectif fondamental de l'étude paramétrique est de mieux appréhender la sensibilité des critères de dimensionnement aux variations possibles des dimensions et des rigidités des couches de chaussée. Cette étude est réalisée sur plusieurs structures de chaussée comportant des couches de roulement en béton bitumineux. Ces structures de chaussée sont analysées en faisant varier de manière adéquate les dimensions des différentes couches constituant la chaussée, ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux. Afin d'illustrer l'effet de la variation de la rigidité du sol-support de chaussée sur les différents critères de dimensionnement, trois types de sol-support sont considérés.

Les résultats des simulations permettent, entre autres, d'établir des comparaisons entre les valeurs des critères de dimensionnement pour différentes structures de chaussées. L'étude souligne également la nécessité d'avoir une bonne connaissance des performances réelles des matériaux constitutifs ce qui permet leur utilisation rationnelle dans les structures de chaussées et la réduction substantielle du coût de construction des routes.

6.1.2 - Structures de chaussées souples analysées

Les structures de chaussées analysées sont représentées essentiellement par des chaussées souples comportant une couverture bitumineuse (couche de roulement), une ou plusieurs couches de grave non - traitée (corps granulaires en couche de base et fondation) et une plate forme de sol support reposant sur un substratum rocheux rigide. Le modèle de structure de chaussée souple analysée peut être typiquement représenté par la figure 6.1.

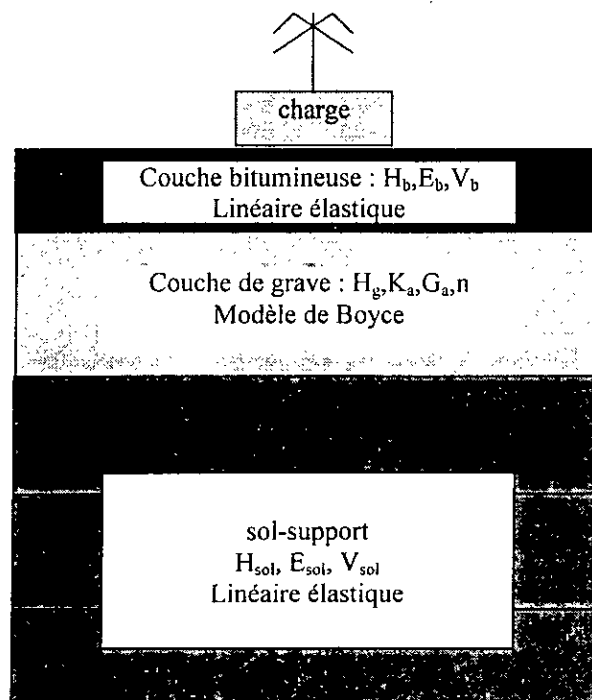


Figure 6. 1 Modèle de structure de chaussée analysée

Compte tenu de l’importance du paramètre épaisseur de couches des structures de chaussées sur les critères de dimensionnement, trois épaisseurs de la couche bitumineuse sont considérées :

$$H_b=0.10m,0.15m,0.25m.$$

De manière analogue, les épaisseurs de la grave sont fixées comme suit :

$$H_g=0.30m, 0.40m, 0.50m.$$

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont présentées dans la sous-section suivante.

6.1.3 - Caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs

Les valeurs des modules de rigidité de la couche du béton bitumineux présentent également une importance considérable sur le comportement mécanique des chaussées souples. Trois valeurs de module sont considérées à cet effet : $E_b=2000, 5000$ et 8000 MPa. Ces valeurs peuvent être considérées respectivement comme représentatives de modules relativement faible, moyen, et élevé. Le coefficient de Poisson considéré fixe dans cette étude est pris égal à 0.35. Le comportement du béton bitumineux est supposé élastique linéaire, hypothèse couramment admise dans la pratique.

Un modèle de type Boyce est utilisé pour la modélisation du comportement non-linéaire réversible des graves non traitées. Pour montrer l’influence de la qualité des matériaux granulaires, trois types de graves non-traitées sont utilisées : GNT C1, GNTC2 et la GNT Cap.

Par ailleurs, afin d’illustrer l’effet de la variation de la rigidité du sol-support de chaussée sur les différents critères de dimensionnement, trois types de sol-support sont considérés. Chaque type est subdivisé en trois sous couches de module de rigidité croissant en profondeur. Les valeurs des modules, ainsi que leurs variations en profondeur pour chaque type de sol sont indiquées dans le tableau 1.6 ci-après. Le coefficient de Poisson est pris égal à 0.45 [14,34].

Type de sol support	Profondeur (m)	E_{sol} (MPa)	ν
Sol 1	0.75	40	0.45
	1.50	60	0.45
	3.00	80	0.45
Sol 2	1.00	60	0.45
	2.00	120	0.45
	3.00	180	0.45
Sol 3	1.00	90	0.45
	2.00	180	0.45
	3.00	270	0.45

Tableau 6.1 Variation en profondeur de la rigidité pour trois types de sol-support.

6.1.4 - Investigations numériques

Afin d’illustrer le caractère décisif des variables fondamentales de dimensionnement sur le comportement mécanique des chaussées souples, plusieurs structures caractérisées par des épaisseurs de couches et par des modules de rigidités variables sont analysées. Ces caractéristiques sont choisies de sorte à couvrir la plage des valeurs courantes des propriétés géométriques et mécaniques des matériaux constitutifs des chaussées. Comme indiqué précédemment, l’objectif fondamental de l’étude est de mieux appréhender la sensibilité des critères de dimensionnement aux variations possibles des dimensions et des rigidités des couches de chaussée.

Les résultats des simulations sont établis par rapport à une structure de référence constituée d’une couche bitumineuse de 0.15 m d’épaisseur et de module de rigidité de 5000 MPa, d’une GNT Cap et d’un sol-support de type 2.

6.1.5 - Résultats et discussions

Les résultats des analyses exprimant les variations des valeurs de critères de dimensionnement en fonction des variables fondamentales sont résumés dans le tableau 6.2. Dans ce tableau, w désigne la déflexion de surface, ϵ_{rr} la déformation radiale à la base de la couche bitumineuse sous l’axe de chargement et ϵ_{zz} la déformation verticale au sommet du sol-support.

Il est rappelé que H_b et E_b représentent respectivement l’épaisseur et la rigidité de la couche du béton bitumineux. H_b varie de 0.10 m à 0.25 m par rapport à une épaisseur de référence fixée à 0.15 m, alors que le module de la couche bitumineuse E_b varie de 2000 MPa à 8000 MPa par rapport à une valeur du module de rigidité de référence prise égale à 5000 MPa. De manière analogue, H_g et E_g désignent respectivement l’épaisseur et le module de rigidité de la grave considérée.

Les variations sont exprimées par rapport à une épaisseur standard de 0.40 m pour les trois graves utilisées. La GNT Cap. est prise comme GNT de référence. Pour les sols supports, une valeur du module de rigidité E_{sol} de la couche supérieure égal à 60 MPa est prise comme valeur de référence.

Les valeurs des variables fondamentales associées à la structure de référence sont indiquées entre parenthèses dans la première colonne du tableau 6.2, ci-après.

Variables	Critères	W			ϵ_{rr}			ϵ_{zz}		
H_b (0.15m)	+66%	-41%			-44%			-50%		
	-33%	+35%			+25%			+55%		
E_b (5000 MPa)	+60%	-14%			-25%			-18%		
	-60%	+27%			+57%			+35%		
H_g (0.40m)	+25%	GNT C1	GNT Cap	GNT C2	GNT C1	GNT Cap	GNT C2	GNT C1	GNTCap	GNTC2
	-25%	-7%	-2.5%	-1.3%	-8%	-2%	-2%	-20%	-18%	-16%
E_g (GNT Cap)	GNT C1	-20%			-20%			-20%		
	GNT C2	+4.5%			+5%			+6%		
E_{sol} (60MPa)	+50%	-14%			-4%			-25%		
	-33%	+20%			+6%			+30%		

Tableau 6.2 Principaux résultats de l'étude paramétrique

Les résultats de l'étude paramétrique montrent clairement que :

1- Un changement de l'épaisseur ou de la rigidité de la couche bitumineuse affecte d'une manière significative l'ensemble des valeurs des différents critères de dimensionnement, d'où l'importance cruciale du choix de ces deux paramètres dans le dimensionnement des chaussées souples.

2- La déformation verticale au sommet du sol-support semble le critère le plus sensible à des variations de rigidité ou d'épaisseur des matériaux constituant la chaussée

3- La déformation radiale à la base du béton bitumineux est pratiquement insensible aux changements des dimensions de la couche granulaire et aux changements de rigidité du sol-support.

En revanche la déformation radiale montre une certaine sensibilité à la qualité des matériaux granulaires utilisés. Il s'ensuit qu'une bonne connaissance des caractéristiques mécaniques des GNT est importante non seulement pour la protection du sol-support mais aussi pour dimensionnement de la couche bitumineuse.

4- L'épaisseur de la couche granulaire n'a pas d'effet considérable sur les critères de dimensionnement excepté sur la déformation verticale au sommet du sol-support. Cette dernière est aussi affectée par la variation de l'épaisseur de la couche bitumineuse, ce qui devrait permettre de remplacer l'épaisseur de la couche bitumineuse par une autre couche de GNT pour le même niveau de protection du sol-support. Le choix de l'épaisseur de couche à réduire reste, toutefois, fonction de la disponibilité et du coût de chaque matériau.

5- Par ailleurs plusieurs simulations utilisant le modèle non-linéaire de Boyce pour diverses catégories de GNT montrent que le module de rigidité et le coefficient de Poisson demeurent essentiellement constants en profondeur pour des épaisseurs de couches de béton bitumineux supérieures à 0.25m, indépendamment de la qualité de la GNT, de la raideur de la couche bitumineuse et du type de sol-support considérés. Dans de telles situations, il est recommandé (sans risque d'erreur préjudiciable) d'utiliser l'hypothèse simplifiée d'un comportement linéaire des matériaux granulaires.

6.2 - PRESENTATION D'UNE METHODE D'ESTIMATION DE L'ORNIERE

6.2.1 - Introduction

Le dernier volet de cette recherche a trait au développement d'une méthode d'estimation de l'ornière d'une chaussée souple sous l'effet du fluage cyclique de ses matériaux constitutifs et ce pour un nombre élevé de chargements.

En l'absence de modèles d'évolution des déformations permanentes pour le béton bitumineux et le sol-support, seul le fluage des couches de G.N.T sera considéré dans cette étude. En effet la couche de béton bitumineux étant d'épaisseur relativement faible, elle ne peut participer notablement à la déformation permanente de la structure que pour des températures élevées. En outre le sol-support sera considéré comme étant rigide du point de vue fluage cyclique.

Cette méthode estimation de l'ornière est basée sur les résultats du calcul réversible non-linéaire des contraintes dans la structure de chaussée et sur les lois de déformation permanente déduite des essais triaxiaux à chargements répétés. En tenant compte des contraintes calculées à partir d'un comportement élastique non-linéaire, la méthode donne directement la profondeur de l'ornière avec une seule itération supplémentaire.

6.2.2 - Modèle de déformations permanentes des graves non-traitées

Le modèle expérimental pour les graves non-traitées exprime en général la déformation axiale permanente du matériau comme étant le produit d'une fonction "contraintes" par une fonction "nombre de cycles" [22,26,28].

La déformation axiale permanente obtenue expérimentalement, s'écrit alors :

$$\varepsilon_{1f} = A_1(p, q) g(N) \quad (6.1)$$

avec

$$A_1(p, q) = \frac{\frac{q}{p + p^*}}{a - b \frac{q}{p + p^*}} \quad (6.2)$$

et

$$g(N) = 1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \quad (6.3)$$

a, b : paramètres positifs de la fonction "contraintes", où a/b=M, avec : M pente de la droite de rupture du matériau d'équation : $q_f = M p + S$.

p^* : pression moyenne qui traduit la faculté cohésive du matériau, lie à la droite de rupture par : $p^* = S/M$

N : nombre de cycles

B : paramètre positif de la fonction "nombre de cycles"

Pour un grand nombre de cycles N tend vers $+\infty$ et la fonction nombre de cycles tend vers 1 ; on a alors :

$$\varepsilon_{1f} = \frac{1}{a (p + p^*)} \frac{q}{\left[1 - \frac{q}{M (p + p^*)} \right]} \quad (6.4)$$

Pour pouvoir programmer cette loi dans un calcul de structure, il est nécessaire de connaître l'évolution des déformations en fonction des contraintes réversibles.

On peut exprimer des modules de compressibilité volumique K_f et de cisaillement G_f de fluage par des expressions analogues à celles utilisées en élasticité comme suit [17] :

$$K_f = K_{af} \left(\frac{p + p^*}{p_a} \right)^{1-n} \quad (6.8)$$

$$G_f = G_{af} \left(\frac{p + p^*}{p_a} \right)^{1-n} \left[1 - \frac{q}{M (p + p^*)} \right] \quad (6.9)$$

K_{af} , G_{af} et n sont les paramètres du modèle de fluage considéré. Dans les équations précédentes l'indice f est associé au phénomène de fluage.

On en déduit un module de fluage E_f et un coefficient de Poisson de fluage ν_f par des expressions analogues à celles utilisées en élasticité :

$$E_f = \frac{9 K_f G_f}{3 K_f + G_f} \quad ; \quad \nu_f = \frac{3 K_f - 2 G_f}{6 K_f + 2 G_f} \quad (6.10)$$

ce qui permet d'introduire une matrice de fluage $[D_f]$, semblable à la matrice d'élasticité $[D]$.

6.2.3 – Méthode pour un calcul d'ornièrè

Afin de calculer l'ornièrè d'une chaussée souple due au fluage cyclique des matériaux, on minimise l'écart qui existe entre les déformations obtenues en utilisant d'une part les relations contraintes-déformations liées par le biais de la matrice de souplesse de fluage :

$$\{\varepsilon_f^*\} = [S_f] \{\sigma\} \quad (6.11)$$

avec

$$[S_f] = [D_f]^{-1}$$

et d'autre part, en utilisant les relations cinématiques intervenant dans la formulation par éléments finis :

$$\{\varepsilon_f\} = [B] \{U_f\} \quad (6.12)$$

Dans l'équation (6.11) $\{\sigma\}$ représente l'état de contrainte réversible obtenu à la dernière itération après convergence du processus itératif.

On peut aisément montrer que le problème de minimisation de l'écart par rapport à U_f peut être ramener à une méthode de moindre carrés qui correspond à une méthode par élément finis. On aboutit à la résolution du système d'équations linéaires suivant :

$$[K_f] \{U_f\} = \{P_f\} \quad (6.13)$$

où

$$[K_f] = \sum_i \int_v [B]^T [D_f] [B] dv : \text{matrice de rigidité de fluage de la structure.} \quad (6.14)$$

$\{U_f\}$: vecteur des déplacements de fluage.

$$\{P_f\} = \sum_i \int_v [B]^T [D_f] \{\varepsilon_f^*\} dv : \text{vecteur force équivalente} \quad (6.15)$$

Pour calculer l'ornièrè d'une chaussée souple, il suffit donc de faire un calcul additionnel après convergence du processus itératif découlant d'une analyse de comportement réversible.

6.2.4 – Implémentation du module ORNIERE dans le programme PANCH

On présente sur la figure 6.2 , l'insertion de la procédure qui permet le calcul de l'ornière d'une chaussée souple dans le programme PANCH. Le module ORNIERE est appelé après convergence du processus itératif. Une itération additionnelle est alors exécutée.

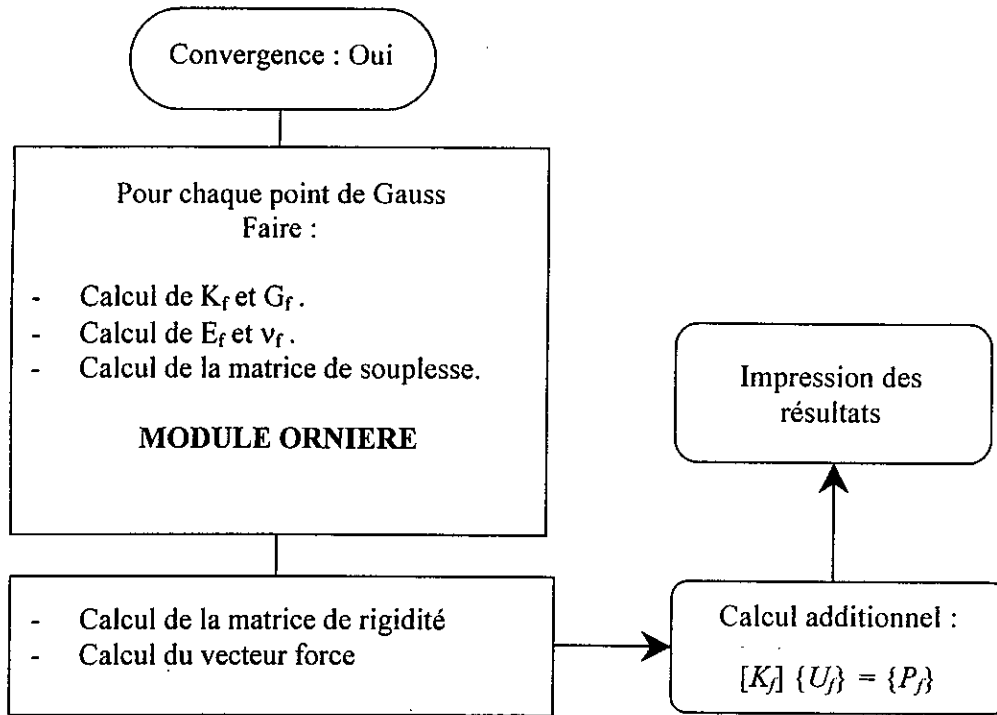


Figure 6.2 Principe du calcul de l'ornière.

6.2.5 - Exemple de simulation

On se propose, à titre illustratif de calculer l'ornière d'une structure de chaussée souple constituée des couches suivantes :

- couche de béton bitumineux :

$$h_b=0.06 \text{ m} \quad E_b=4000. \text{ MPa} \quad \nu_b=0.35$$

- couche granulaire (GNT C1 en base et fondation)

$$h_g=0.35 \text{ m}$$

Les paramètres relatifs au modèle de fluage sont [17] :

$$K_{af}=36.6 \text{ MPa} \quad G_{af}=40 \text{ MPa} \quad n=0.47$$

avec

$$M=2.52 \quad p^*=16 \text{ kPa}$$

- sol-support :

$$h_s=5. \text{ m} \quad E_s=125. \text{ MPa} \quad \nu_s=0.35$$

Les résultats de la présente simulation sont présentés sous forme de courbe de variation de la déflexion et de l'ornière en fonction de la distance radiale (figure 6.3).

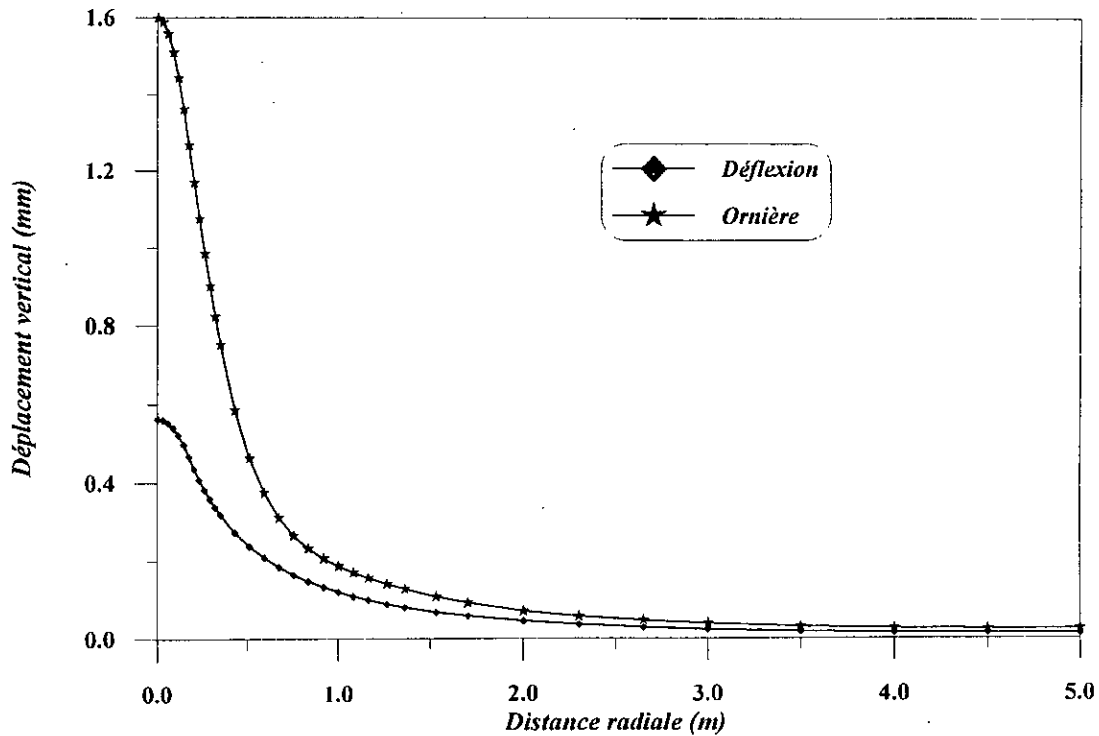


Figure 6.3 Déflexion et ornière de la structure de chaussée souple analysée

On constate que malgré les nombreuses hypothèses du modèle, la déflexion sous l'axe de chargement est de l'ordre de 35% de la valeur de l'ornière.

Cette simulation montre qu'il est ainsi possible d'effectuer un calcul d'ornière en utilisant une itération supplémentaire après un calcul réversible. Il reste néanmoins indispensable de prendre en compte l'effet des comportements permanents du béton bitumineux et du sol-support afin d'obtenir une valeur de l'ornière quantitativement plus réaliste.

CONCLUSIONS GENERALES

La présente recherche se veut une modeste contribution aux efforts consentis dans les domaines de caractérisation et modélisation du comportement mécanique des matériaux granulaires non-traités en général et des graves Algériennes en particulier, utilisées couramment dans les corps de chaussée. Le programme de travail s'est articulé au tour de trois volets principaux de recherche.

Dans le premier volet, les principaux résultats d'une étude analytique d'un modèle de comportement des graves non-traitées basé sur l'utilisation du modèle de Boyce et de sa formulation modifiée ont été présentés. Les paramètres de la loi constitutive utilisée ont été préalablement déterminés à partir des résultats d'essais obtenus à l'aide de l'appareil triaxial à chargements répétés du laboratoire de l'organisme national de Contrôle Technique des Travaux Publics.

Les résultats d'une analyse critique du modèle de Boyce ont révélé un comportement non-linéaire, fortement dépendant de l'état de contrainte, aussi bien pour les graves étrangères que pour les graves Algériennes. En outre, il a été montré analytiquement que l'utilisation des équations du modèle de Boyce peut conduire dans certains cas à des valeurs irréalistes des caractéristiques mécaniques des graves considérées.

Les modifications apportées au modèle de Boyce initial ont montré clairement que la formulation modifiée offre du fait de la présence d'asymptotes horizontales des évolutions moins brutales des propriétés mécaniques pour de fortes valeurs du taux de cisaillement. L'étude de performance des graves Algériennes considérées a révélé que les valeurs des modules réversibles de ces dernières s'inscrivent en général à l'intérieur du fuseau délimité par les courbes de variations des graves Françaises.

Dans le deuxième volet, un programme d'analyse non-linéaire par éléments finis des chaussées souples (PANCH) a été développé en vue d'introduire la non-linéarité du comportement mécanique des graves non-traitées dans l'analyse et le dimensionnement des chaussées.

Les résultats des simulations obtenus à partir des options linéaire et non-linéaire du code de calcul sont en excellent accord avec ceux issus du programme ALIZE dans le cas de modélisation linéaire d'une part et d'un programme expérimental réalisé sur une section de chaussée dans le cas d'une modélisation non-linéaire d'autre part.

Les résultats numériques issus de l'application du modèle de Boyce initial ont montré que la convergence du processus itératif peut être assurée pour le cas des structures comportant des couches bitumineuses suffisamment épaisses et des graves de moyenne rigidité. Des problèmes numériques peuvent surgir pour les faibles valeurs de la pression moyenne et pour les grandes valeurs du taux de cisaillement ; l'algorithme de résolution non-linéaire ne converge pas pour des valeurs élevées de la rigidité du matériau granulaire et du taux de cisaillement. L'application du modèle de Boyce modifié permet d'assurer la convergence du processus itératif indépendamment de la nature du matériau granulaire et de l'épaisseur de la couche bitumineuse utilisée.

La comparaison des résultats numériques fondés sur l'hypothèse non-linéaire et linéaire du comportement des graves non-traitées (hypothèse couramment admise dans la pratique) a montré que cette dernière tend à rigidifier la structure de chaussée au détriment de la sécurité. Un calcul linéaire équivalent a été développé illustrant ainsi la possibilité d'incorporer la non-linéarité du comportement des graves non-traitées dans l'analyse et le dimensionnement des chaussées souples via des abaques pour le calcul des caractéristiques mécaniques des couches granulaires.

Le troisième et le dernier volet de ce programme de recherche a été consacré à la présentation des principaux résultats d'une étude paramétrique sur le comportement des structures de chaussées souples et d'une méthode d'estimation de l'ornière.

L'étude paramétrique a montré, entre autres, la nécessité de mieux appréhender la sensibilité des critères de dimensionnement aux variations possibles des dimensions et des rigidités des couches de chaussée (notamment des-couches bitumineuses). En outre cette étude a permis de souligner l'importance qu'il convient d'accorder à une meilleure connaissance des caractéristiques mécaniques des couches bitumineuses et des matériaux locaux constitutifs des corps de chaussées, ainsi que leur utilisation dans le cadre d'une méthodologie de dimensionnement rationnel des chaussées, ceci devrait permettre de réduire de façon substantielle le coût de construction des routes.

Enfin, les résultats de la méthode d'estimation de l'ornière présentée dans ce travail, montrent qu'il est possible d'évaluer d'une manière suffisamment réaliste la profondeur de l'ornière (ainsi que sa variation en fonction de la distance radiale) avec une seule itération supplémentaire après convergence du processus itératif de calcul réversible non-linéaire des contraintes dans la structure de chaussée.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Allen J.J, Thompson M.R. "*Resilient response of granular materials subjected to time dependent lateral stresses*", Transportation Research Record 540, U.S.A, 1974.
- [2] Almeida J.R. "*Development and validation of a finite element code for pavement analysis*", Flexible Pavements, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1996.
- [3] Autret P., De Boissoudy A.B. et Marchand J.P. "*Pratique d'ALIZE 3*", Proc. 5th Inter. Conf. On the structural design of asphalt pavements, Delft, Netherlands, 1982.
- [4] Balay J., Gomes Correia A., Jouve P., Paute J.L "*Mechanical behaviour of soils and unbound granular materials, modelling of flexible pavements, recent advances*", Proc. 8th inter. Conf. On asphalt pavements, Seattle, U.S.A, 1997.
- [5] Boussineq J. "*Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des corps élastiques*", Gauthier Villars, Paris, France, 1885.
- [6] Boyce H.R. "*A non-linear model for elastic behavior of granular materials under repeated loading*", Proc. Inter. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, U.K, 1980.
- [7] Brown S.F, Barksdale R.D "*Pavement design and materials*", Proc. 6th Inter. Conf. On the structural design of asphalt pavements, Ann Arbor, U.S.A, 1987.
- [8] Brown S.F, Hyde A.F. "*The significance of cyclic confining stress in repeated load triaxial testing of granular material*", Transportation Research Record 537, U.S.A, 1975.
- [9] Burmister D.M. "*The theory of stresses and displacements in layered systems and application of the design of airport runways*", Proc. Highway Research Bord, Vol. 23, U.S.A, 1943.
- [10] CESAR-LCPC, "*Manuel théorique*", LCPC, Paris, France, 1997.
- [11] Chan F. "*Permanent deformation resistance of granular layers in pavements*", PhD. Thesis, University of Nottingham, U.K, 1990.
- [12] CTTT – Direction des routes "*Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves*", Alger, Algérie, 2001.
- [13] Dancan J.M., Chang C.Y. "Non-linear analysis of stress and strain in soils", Journal of the Soils Mechanics and Fondation Division, Proc. Of ASCE Vol 96, U.S.A, 1970.
- [14] Dawson A.R, Correia A.G "*The effects of clay condition on the structural behavior of road pavements*", Proc. Euro. Symp. On Flexible Pavements, Lisbonne, Portugal, 1993.
- [15] De Boissoudy A. "*Introducing the non-linearity of the granular material in routine analytical pavement design*", Flexible Pavements, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1996.
- [16] De Boissoudy A., Bonnot J. "*La mécanique des chaussées: son évolution, ses préoccupations actuelles*", Bull. Iason Labo. P. et Ch., n°125, Paris, France, 1983.

- [17] Guezouli S. "*Comportement des chaussées souples: Modélisation et simulation numérique*", Thèse de Doctorat, Université de Nantes, France, 1994.
- [18] Guezouli S., Elhannani M. et Jouve P. "*NOEL : A Non Linear Finite Code for Pavement Analysis*", Proc. Euro. Symp. On Flexible Pavements, Lisbonne, Portugal, 1993.
- [19] Harr M.E. "*Mécanique des milieux formés de particules*", Presses polytechniques romandes, Lausanne, Suisse, 1981.
- [20] Heukelon W., Klomp A.J. "*Road design and dynamic loading*", Proc. Asphalt Pavement Technologist, Vol. 33, U.S.A, 1964.
- [21] Hicks R.G. "*Factors influencing the resilient properties of granular materials*", Ph. D. Dissertation, University of California, Berkeley, U.S.A, 1970.
- [22] Hornych P., Corté J.F, Paute J.L "*Etude des déformations permanentes sous chargement répété de trois graves non-traitées*", Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°184, Paris, France, 1993.
- [23] Jouve P., Guezouli S., Elhannani M. "*Comportement mécanique des graves non-traitées – Application aux chaussées souples*", Proc., 11^{ème} Congrès Français de la mécanique, Lille, France, 1993.
- [24] Jouve P., Guezouli S., "*Evolution and recommendations for finite element programs*", Proc. Euro. Symp. On Flexible Pavements, Lisbonne, Portugal, 1993.
- [25] Jouve P., Elhannani M. "*Application des modèles non-linéaires au calcul des chaussées souples*", Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°190, Paris, France, 1994.
- [26] Lekarp F., Dawson A.R "*Modelling permanent deformation behavior of unbound granular materials*", Construction and Building materials, Vol. 2, n°1, Nottingham, U.K, 1998.
- [27] Mestat P. "*Modèle d'élément finis et problèmes de convergence en comportement non-linéaire*", Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°214, Paris, France, 1998.
- [28] Olsson J., Zeng L., Wiberg N.E "*Finite element analysis of road rutting*", Proc. Euro. Congr. On Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, Barcelona, Spain, 2000.
- [29] Paute J.L, Jouve P., Martinez J., Ragneau E. "*Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples*", Proc. 6th Inter. Conf. On the structural design of asphalt pavements, Ann Arbor, U.S.A, 1987.
- [30] Paute J.L, Marignier J., Vidal B. "*Le triaxial à chargements répétés LPC pour l'étude des GNT*", Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°190, Paris, France, 1994.
- [31] Paute J.L, Hornych P., Benaben J.P "*Comportement mécaniques des graves non-traitées*", Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°190, Paris, France, 1994.
- [32] Peyronne C.H, Caroff G. "*Cours de routes : Dimensionnement des chaussées*", Presses E.N.P.C, Paris, France, 1984.

- [33] Rowe P.W. "Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soils. Stress-strain behavior of soils", Proc. Roscoe Mem. Sym., Cambridge, 1971.
- [34] Sandjak K., Tiliouine B. "Etude paramétrique sur les structures de chaussées souples", Proc. 1^{er} Séminaire National de Génie Civil, Tébessa, Algérie, 2001.
- [35] SETRA-LCPC, "Manuel de Conception des Chaussées neuves à Faible Trafic", Paris, France, 1981.
- [36] Sweer G.T "Unbound granular bases for roads", PhD. Thesis, Delft University of Technology, Netherlands, 1990.
- [37] Tiliouine B., Sandjak K. "Non-linear finite element modelling of unbound granular materials in flexible pavement analysis", Proc. Euro. Conf. On Computational mechanics, Cracow, Poland, 2001.
- [38] Timoshenko S.P, Goodier J.N. "The theorie of elasticity", Mc Graw-Hill, New york, U.S.A, 1970.
- [39] Tutumluer E. "Predicting behavior of flexible pavements with granular bases", PhD. Dissertation, Georgia Institute of Technology, Atlanta, U.S.A, 1995.
- [40] Van Schelt W., Galjaard P.J "The non-linear elastic model of Boyce: An evaluation of the model in the FEM-program DIANA", Proc. Euro. Symp. On Flexible Pavements,, Lisbonne, Portugal, 1993.
- [41] Zienkiewicz O.C, Taylor R.L "The finite element method", 4th Edition, Mc Graw Hill, U.K, 1989.