

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



Université EL HEDJ LAKHDAR BATNA
Faculté des sciences de l'ingénieur département de génie civil



Le mémoire

Présenté pour obtenir le diplôme de magister en génie civil

Option: géotechnique

Titre

**Le comportement élasto-plastique des interfaces
cas des chaussées
Modélisation d'un essai de double cisaillement**

Présenté par:

BENSMACHINE DALILA

Date de soutenance:01/03/2011

Devant le jury composé de:

Président:	P^r: K.ABECH	Université BATNA
Rapporteur:	D^r: T.KARECH	Université BATNA
Examineurs:	D^r: M.BAHEDDI	Université BATNA
	D^r: A.BEROUEL	Université CONSTANTINE

Dédicaces

A ceux qui ont été les soutient dans ma vie, et à ceux qui m'ont toujours entourés de leur affection, et amour, à ceux qui m'ont éclairé mon chemin à mes très chers parents

Je vous dédie ce modeste travail en qualité de ma reconnaissance, et de gratitude de tous vos sacrifices.

A mon très cher époux toute mon affection et attachement et reconnaissance pour ton soutien, et aide, sans omettre tes parents, que je remercie pour leur encouragement, ainsi que tes secours et frères qu'il soit petits ou grands.

A mes très chers frères et sœurs, je dédie ce travail en témoignage d'amour, pour les conseils des aînés, et les encouragements des petits.

En fin je dédie ce travail à tous ceux qui m'aiment, et dont partage le même sentiment.

Remerciements

Je remercie en premier Dieu pour tout.

Ce travail est le fruit des efforts de plusieurs personnes, dont je trouve le devoir agréable d'adresser mes vifs, et sincères, remerciements à tous ceux qui m'ont facilité notre tâche.

Tous mes sentiment de gratitude pour le directeur de cette thèse KARACH TOUFIK: docteur à l'université de BATNA, qui m'a guidé le long de ce chemin, et m'a prodigué de ces conseils, et aussi je tiens à remercier mes parents, mon époux, ses parents ces frères, mes frères, et mes collègues de travail pour leurs aide et encouragement

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter d'examiner mon travail.

RESUME

L'interface est la frontière qui sépare deux éléments dans la structure de chaussée, on définitive la zone de contact entre deux couches de matériaux, jouant un rôle prépondérant dans le comportement de la chaussée, en particulier sur sa durée de vie.

Pendant la période de service, l'apparition précoce de dégradation (fissures, faïençage, l'orniérage, anarchique), qui conduise à des travaux réfection coûteux à cause de décollement entre les différentes couches.

Ce travail comporte une étude théorique et numérique en élasto-plastique des interfaces entre différentes couches de matériaux de chaussée selon la disposition (matériau traité au bitume ou hydraulique, matériau non traité, et sol support). La modélisation est faite à partir d'un essai de double cisaillement, entre deux couches, l'interface est modélisée, en utilisant des éléments finis de type joints, on a choisi Plaxis comme outil de calcul éléments finis pour déterminer les contraintes de cisaillement en fonction du déplacement à l'interface et les facteurs influent sur le comportement des matériaux, comme la température, la teneur en eau, le pourcentage des fines, la nature de roche mère et taille des grains...etc., ces facteurs jouent un rôle important dans le comportement d'interface.

Enfin, on se simplifie à une suggestion relatif à l'appareil d'essai de double cisaillement, tout en gardant le même principe de l'essai, mais on change les dimensions de l'éprouvette.

Mots Clés: angle de frottement, comportement, interface, modèle

Abstract

Interface is the border that separates two elements in the structure of pavement, finally the area of contact between two layers of materials, playing a dominating role in the performance of pavement, especially on its duration.

During the service period the early onset of degradation (cracks, crazing, rutting, and anarchy), which leads to costly repair work because of the delamination between different layers.

This work includes a theoretical and numerical study of elasto-plastic interfaces between two different pavement materials according to available (treated materials bitumen, or hydraulic, untreated materials, and subgrade). Modeling is made from a double shear test, between two layers, the interface is modeled using finite elements as a function of displacement at the interface and the factors influencing the behavior of materials, such as temperature, water content, the percentage of fines, the nature of rock and grain size...etc, these factors are considered to play an important role in the interface behavior.

Finally, I suggest a modification concerning the double shear test, while keeping the same principle of the test, but we change the dimensions of the specimen.

Key words: angle of friction, behavior, interface, model.

المخلص:

السطح الفاصل هو الحدود التي تفصل بين عنصرين في هيكل الرصف وبصفة نهائية هي منطقة التلامس بين طبقتي المادة التي تلعب دورا هاما في سلوك الرصف بصفة خاصة في مدة حياتها.

أثناء فترة الانجاز تظهر بعض الأضرار مبكرا (تشققات، تجزع، تخذد،...) التي تؤدي إلى زيادة قيمة تصلحها نتيجة عدم التصاق الطبقات بعضها البعض.

هذا العمل يحتوي على دراسة نظرية وحسابية (elastoplastiques) للسطح الفاصل بين مختلف عناصر طبقات الرصف حسب توضعها.

نمذجة تجربة ثنائي القص بين طبقتين، وبالتالي السطح الفاصل قد تتمذج باستعمال (elements finis) حسب نوع الفواصل، ونختار (plaxis) من اجل تحديد اجهادات القص بدلالة التحرك على مستوى السطح الفاصل.

العوامل التي تؤثر على سلوك المواد مثل (الحرارة، مقدار الماء، نسبة المكونات الدقيقة وطبيعة الصخرة الأم... الخ)، هذه العوامل تلعب دورا هاما في سلوك السطح الفاصل. وأخيرا اقتراح آلة لتجربة القص الثنائي مع الحفاظ على نفس المبدأ وتغيير أبعاد العينة.

الكلمات المفتاحية:

زاوية الاحتكاك، التماسك، السلوك، سطح فاصل، النموذج.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL.....		1
CHAPITRE I. STRUCTURE DE CHAUSSEE.....		3
I-1	Constitution des structures de chaussée.....	3
I-1-1	La couche de forme.....	4
I-1-2	La couche d'assise.....	5
I-1-3	La couche de surface.....	5
I-2	Les grandes familles de chaussée.....	6
I-2-1	Chaussée souple.....	6
I-2-2	Chaussée bitumineuse épaisse.....	7
I-2-3	Chaussée semi rigide.....	7
I-2-4	Chaussée mixte.....	7
I-2-5	Chaussée à structure inverse.....	8
I-2-6	Chaussée rigide.....	8
I-3	Fonctionnement d'une chaussée.....	10
I-3-1	Les sollicitations lies au trafic.....	10
I-3-2	Les sollicitation lies d'origine thermiques.....	12
I-4	Dégradation des différents types de chaussée.....	14
I-4-1	Les chaussées souples et les chaussées bitumineuses épaisses.....	14
I-4-2	Les chaussées semi rigides.....	15
I-4-3	Les chaussées a structure mixte.....	15
I-4-4	Les chaussées a structure inverse.....	15
I-4-5	Les chaussées en béton de ciment.....	16
I-5	Dimensionnement de la structure de chaussée.....	17
I-5-1	Principe de dimensionnement de la structure de chaussée.....	17
I-5-2	La méthode Française de dimensionnement (SETRA, LCPC)....	20
I-5-3	La méthode Algérienne de dimensionnement.....	21
I-5-3-1	Détermination de type réseau.....	21
I-5-3-2	Les données d'entrées du dimensionnement.....	21
I-5-4	La démarche de calcul du dimensionnement des structures de chaussée	23

CHAPITRE II LES INTERFACES ENTRE COUCHES DE CHAUSSEE.....	24
II-1	Fonctionnement de l'interface..... 24
II-2	Dégradation des interfaces..... 30
II-3	Les causes peuvent affecter le niveau de collage à l'interface..... 34
II-3-1	L'effet de la couche d'accrochage aux interfaces..... 35
II-4	Facteurs influençant sur le comportement des interfaces... 37
II-4-1	Pour les matériaux non liés (Graves Non Traitée, sol support)..... 37
II-4-1-1	<i>influence de la nature minéralogique des matériaux..... 37</i>
II-4-1-2	<i>Influence de la teneur en eau..... 37</i>
II-4-1-3	<i>Influence de la densité..... 40</i>
II-4-1-4	<i>Influence de la teneur en fines et de la morphologie des granulats... 40</i>
II-4-2	Pour les matériaux bitumineux..... 40
II-4-2-1	<i>Effet du dosage en couche d'accrochage..... 40</i>
II-4-2-2	<i>Effet de nature de liant..... 41</i>
II-4-2-3	<i>Effet de teneur en liant..... 41</i>
II-4-2-4	<i>Influence de la forme et la texture des granulats..... 41</i>
II-4-2-5	<i>Effet de rugosité de l'interface..... 42</i>
II-4-2-6	<i>Influence de la température..... 43</i>
II-5	Situation d'interface entre couches de structure chaussée en Algérie..... 44
CHAPITRE III. LES MATERIAUX.....	45
III-1	les matériaux traités au bitume (les enrobés)..... 45
III-1-1	Composition d'enrobé..... 45
III-1-2	les types d'enrobés..... 48
III-1-2-1	<i>Béton Bitumineux (BB)..... 48</i>
III-1-2-2	<i>Grave Bitume (GB)..... 48</i>
III-1-2-3	<i>Sable Bitume (SB)..... 49</i>
III-1-3	Comportement d'enrobé..... 50
III-2	les matériaux traités au liant hydraulique 51
III-2-1	les types des matériaux traités au liant hydraulique..... 51
III-2-1-1	<i>Grave- Laitier (GL)..... 51</i>
III-2-1-2	<i>Grave Ciment (GC)..... 52</i>
III-2-1-3	<i>Béton de Ciment (BCg) Béton non armé et goujonné..... 53</i>
III-3	Les matériaux non traitées..... 54
III-3-1	types des matériaux non traités..... 54
III-3-1-1	<i>Grave Non Traitée (GNT)..... 54</i>
III-3-1-2	<i>Tufs Calcaires (TUF)..... 56</i>
III-3-1-3	<i>Sables Gypseux (SG)..... 58</i>
III-3-1-4	<i>Arènes Granitiques..... 60</i>

CHAPITRE VI: AUSCULTATION DE L'ETAT DES INTERFACES DES STRUCTURES DE CHAUSSEE..... 62

IV-1	Objectifs et méthode d'auscultation.....	62
IV-1-1	Méthode de relevé des dégradations de surface.....	63
IV-1-2	Méthode de technique d'essai destructif.....	64
IV-1-2-1	L'essai de carottage.....	64
IV-1-2-2	L'essai d'ovalisation.....	64
IV-1-2-3	L'essai de torsion.....	64
IV-1-2-4	L'essai de traction directe.....	66
IV-1-2-5	L'essai de cisaillement direct.....	67
IV-1-2-6	L'essai de double cisaillement.....	68
IV-1-2-7	L'essai de cisaillement oblique en compression.....	69
IV-1-2-8	L'essai de flexion (3 ou 4 points).....	69
IV-1-2-9	L'essai de fendage en coin.....	70
IV-1-3	Méthode de mesure de déformabilité de surface.....	70
IV-1-3-1	l'essai de déflactographe.....	71
IV-1-3-2	L'essai de Déflactomètre FWD.....	72
IV-1-4	Méthode de mesure par technique radar.....	72
IV-1-5	Méthode d'impédance mécanique.....	73
IV-1-5-1	L'essai de collometre.....	73
IV-1-5-2	L'essai de collographe.....	74
IV-1-6	Méthode de propagation d'ondes mécaniques.....	74
IV-1-7	Méthode de thermographie infrarouge.....	75

CHAPITRE V: MODELISATION DES INTERFACES..... 77

V-1	Contact entre deux solides.....	77
V-2	Modélisation de l'interface entre deux solides.....	80
V-2-1	Approche de type contacte.....	80
V-2-1-1	Adaptation de la rigidité.....	81
V-2-1-2	Lois élastoplastiques.....	87
V-2-1-3	Loi incrémentale.....	88
V-2-1-4	Contacte avec des conditions supplémentaires.....	88
V-3	Formulation du problème d'interface par la Méthodes des Eléments Finis (M.E.F).....	88
IV-3-1	Formulation variationnelle du problème.....	90
IV-3-2	Discrétisation du domaine de Ω	90

CHAPITRE VI: MODELISATION D'ESSAI DE DOUBLE CISAILLEMENT..... 94

VI-1	Principe et dispositif d'essai de double cisaillement.....	94
VI-2	Modélisation de l'essai de double cisaillement.....	95
VI-2-1	Le dispositif d'essai.....	95
VI-2-2	La Géométrie de l'éprouvette.....	96
VI-2-3	Simulation du modèle.....	96
VI-2-4	Les matériaux utilisés.....	97
VI-3	Les résultats numériques.....	102
VI-3-1	Influence de la température.....	102
VI-3-2	Influence de la rugosité.....	108
VI-3-3	Influence de la nature minéralogique et morphologique des granulats.....	109
VI-3-4	Influence de la teneur en eau et teneur en fines et la densité.....	110
VI-3-5	Influence de change de matériau (GC au lieu GB).....	114
VI-4	Conclusion.....	116
VI-5	Proposition.....	118
VI-5-1	VI-5-1 Les résultats numériques.....	119

CONCLUSION GENERALE..... 124

BIBLIOGRAPHIE126

ANNEXE A144

ANNEXE B.....168

LISTE DE NOTATION ET ABREVIATION

LES MATERIAUX

AG	Arène Granitique
BAC	Béton Armé Continu
BB	Béton Bitumineux
BBSG	Béton Bitumineux Semi Grenu
BCg	Béton de Ciment goujonné
BCMC	Béton de Ciment Mince Collé
CPA	Ciment Portland Artificiel
CPJ	Ciment Portland avec ajout
CRS	Ciment résistant aux sulfat
GB	Grave Bitume
GB3	Grave Bitume classe 3
GH	Grave traité au liant Hydraulique
GNT	Grave Non Traitée
MNT	Matériau Non Traité
MTB	Matériaux Traité au Liant Bitumineuse
MTLH	Matériaux Traité au Liant Hydrauliques
PF3	Plate Forme classe 3
SB	Sable Bitume
SG	Sable Gypseux
SG1	Sable Gypseux classe 1
SG2	Sable Gypseux classe 2
TUF	Tuf (encroûtement calcaire)
TUF1	Tuf classe 1
TUF2	Tuf classe 2

LISTE DES NOTIONS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation and Officials
ASTRA	Ancona Shear Testing Research and Analysis
CNER	Centre National des Etudes et Recherche (en Maroc)
CTTP	Contrôle Technique des Travaux Public
CW	Chemin de Wilaya
LCPC,LCP	Laboratoire Centrale de Pont et Chaussée
LPDS	Layer Parallel Direct Shear
LRPC	Laboratoire Régional des Ponts et Chaussée
MEF	Méthode des Eléments Finis
3MsGC	Mécanique et Modélisation des Matériaux et structure de Génie Civil
RN	Route Nationale
RP	Réseau Principale
RS	Réseau Secondaire
SETRA	Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes
TPL	Trafic de Poids Lourds

SYMBOLES

Ω	Domaine
Γ	Frontiere
Γ_i	La surface de contact
f_i	Force de volume
T_i	Force de surface
U_i	Déplacement imposé
W_i	Travail des forces intérieures
W_e	Travail des forces extérieures
W_l	Travail des forces de liaison
ε^i	Déformation relative
σ^i	Contraintes à l'interface
C	Matrice de comportement des éléments volumiques

LISTE DE NOTION ET ABREVIATION

C^i	Matrice de comportement des éléments d'interface
σ_n	La contrainte normale
τ	La contrainte tangentielle
ΔU_t	Déplacement relatif tangentiel
ΔU_n	Déplacement normal
L	La longueur
e	L'épaisseur
φ	L'angle de frottement
ψ	L'angle de dilatance
γ_{unsat}	Poids volumique non saturé
γ_{sat}	Poids volumique saturé
K_x	Perméabilité horizontale
K_y	Perméabilité verticale
E_{ref}	Module d'Young
ν	Coefficient de poisson
c_{ref}	La cohésion
R_{inter}	La résistance d'interface
EA	Raideur normale
EI	Produit d'inertie
D	Epaisseur équivalent
W	Poids
ϵ_t	Déformation de traction flexion à la base des matériaux
ϵ_z	Déformation verticale sur le sol
$\epsilon_{t, ad}$	Déformation de traction flexion à la base des matériaux admissible
$\epsilon_{z, ad}$	Déformation verticale sur le sol admissible
$\sigma_{t, ad}$	Contrainte admissible de traction flexion a la base des matériaux traités aux bitumes

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I-1	Les différentes couches de chaussée Romane	4
Figure I-2	Comparaison entre chaussée Romane et chaussée actuelle	4
Figure I-3	Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches	6
Figure I-4	Fonctionnement d'une chaussée sous sollicitations liée au trafic	11
Figure I-5	Fonctionnement d'une chaussée sous sollicitations liée au trafic (matériaux liés et matériaux non liés)	11
Figure I-6	Fonctionnement d'une chaussée sous les sollicitations thermiques	13
Figure I-7	Déformations de cambrure induites par les gradients thermiques	14
Figure I-8	L'orniérage de la chaussée de RN3 section MOULYA	14
Figure I-9	Fissures transversaux et en coins	16
Figure I-10	Décollage de dalle	16
Figure I-11	Pompage près des joints	16
Figure I-12	Les Zones climatiques en Algérie	22

CHAPITRE II

Figure II-1	Coupe verticale d'un corps de chaussée	24
Figure II-2	Fonctionnement des interfaces entre couches de chaussée	25
Figure II-3	Effet de l'état de l'interface sur la distribution des valeurs de déformation horizontale	26
Figure II-4	Influence du collage sur le diagramme des contraintes (a) interface non collée, (b) interface collée	27
Figure II-5	L'orniérage structurelle dégradation d'interface (GB/GNT)	27
Figure II-6	Fonctionnement de l'interface cas de l'orniérage structurelle	28
Figure II-7	Dégradation de la chaussée de RN3 entre BATNA BISKRA (section	

LISTE DES FIGURES

	MOULYA PK 248+500 au PK 256+723)	29
Figure II-8	Les modes de sollicitations d'une fissure	29
Figure II-9	Le coût d'entretien de collage des couches de chaussée	31
Figure II-10	Dégradation du un défaut de collage à l'interface	32
Figure II-11	Dégradation de RN1	33
Figure II-12	Pollution de l'interface pendant les travaux	34
Figure II-13	Présence d'eau au niveau de l'interface	34
Figure II-14	Influence de la nature minéralogique des matériaux sur le comportement des interfaces	37
Figure II-15	Evaluation de la déformation d'une chaussée lors d'un apport d'eau [Maree et al 1982]	38
Figure II-16	Relation entre E_c , et la teneur en eau et évaluation de la déformation [Balay et al 1998]	39
Figure II- 17	Effet du dosage en émulsion sur la performance mécanique du collage à l'interface	41
Figure II-18	Effet de la rugosité de l'interface	42
Figure II-19	Influence de la température	43
 CHAPITRE III		
Figure III-1	Obtention des goudrons	46
Figure III-2	Distillation des bitumes	47
Figure III-3	Types de comportement des matériaux bitumineux [Di. Benedetto et corté 2005]	50
Figure III-4	comportement cyclique non linéaire des GNT [Hornych et al 1998]	56
 CHAPITRE IV		
Figure IV-1	Principe d'essai de torsion	65
Figure IV-2	Dispositif d'essai de torsion sur chantier	65
Figure IV-3	Dispositif d'essai de torsion en laboratoire	66
Figure IV-4	Principe d'essai de traction directe [BERTRAND POUTAU 04]	66
Figure IV-5	Dispositif d'essai de traction directe in situ	67

LISTE DES FIGURES

Figure IV-6	Principe et dispositif d'essai de cisaillement direct	68
Figure IV-7	Principe et dispositif d'essai de double cisaillement	68
Figure IV-8	Essai de cisaillement oblique en compression principe et exemple de dispositif	69
Figure IV-9	Fonctionnement et dispositif d'essai de pendage au coin	70
Figure IV-10	Effet de l'état de l'interface sur la valeur du rayon de courbure [KOBICH 2004]	71
Figure IV-11	Appareillage et principe de fonctionnement du FWD	72
Figure IV-12	Le collomètre en position de mesure	73
Figure IV-13	Le collographe en position de mesure	74
Figure IV-14	Principe de détection des défauts d'adhérence en modes et nocturne	76

CHAPITRE V

Figure V-1	Modélisation de contact	77
Figure V-2	Élément joint de type GTB	81
Figure V-3	Premier modèle de Goodman (sol)	83
Figure V-4	Deuxième modèle de Goodman (roche)	83
Figure V-5	Élément joint à 6 nœuds	84
Figure V-6	Élément d'interface isoparamétrique 2D, 3D	85
Figure V-7	Élément joint type de ressort	85
Figure V-8	Élément d'interface d'épaisseur non nul	87
Figure V-9	Système de deux corps en contact	89
Figure V-10	Discrétisation du domaine Ω et de l'interface Γ_i	91

CHAPITRE VI

Figure VI-1	principe et dispositif de l'essai de double cisaillement	94
Figure VI-2	le dispositif d'essai de double cisaillement	95
Figure VI-3	Dimension d'éprouvette d'essai de double cisaillement [Dia, 2007]	96
Figure VI-4	Simulation du modèle étudié	97
Figure VI-5	Droite de rupture du matériaux obtenues pour les deux teneur en eau	98
Figure VI-6	Contrainte de cisaillement à l'interface (GNT gneiss W=4% / GB T	

LISTE DES FIGURES

	différentes) en fonction de déplacement relatif	102
Figure VI-7	Contrainte de cisaillement à l'interface (GNT gneiss W=5% prog1 / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif	03
Figure VI-8	Contrainte de cisaillement à l'interface (GNT gneiss W=5% prog2 / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif	104
Figure VI-9	Contrainte de cisaillement à l'interface (GNT gneiss W=6% / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif	105
Figure VI-10	Contrainte de cisaillement à l'interface (GNT microgranite W=4% / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif	106
Figure VI-11	Contrainte de cisaillement à l'interface (Sable légèrement argileux W=11% / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif	107
Figure VI-12	Contrainte de cisaillement à l'interface (BB de T=20°C et $R_{inter}=0,63$ / GNT gneiss W=6% et GB T=20°C $R_{inter}=0,80$ / GNT gneiss W=6%) en fonction de déplacement relatif	108
Figure VI-13	Contrainte de cisaillement à l'interface entre GNT gneiss W=4%, GNT microgranite W=4% et GB en fonction de déplacement relatif	109
Figure VI-14	Contrainte de cisaillement à l'interface entre (GB/ GNT gneiss prog1) en fonction de déplacement tangentiel relatif	110
Figure VI-15	Contrainte de cisaillement à l'interface entre (GB/GNT gneiss W=5%prog2, W=5% prog 1) en fonction de déplacement relatif	111
Figure VI-16	Contrainte de cisaillement à l'interface (GB/GNT gneiss Prog 1,2) en fonction de déplacement	112
Figure VI-17	Contrainte de cisaillement à l'interface (GB/GNT et GC/GNT) en fonction de déplacement	114
FigureVI-17'	Contrainte de cisaillement à l'interface (GB/Sable et GC/Sable) en fonction de déplacement	114
Figure VI-18	Contrainte de cisaillement à l'interface (GNT gneiss W=6% et GNT microgranites / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif	116
Figure VI-19	Contrainte de cisaillement à l'interface (GNT gneiss W=5% progr2 et GNT microgranites / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif	116
Figure VI-20	Simulation du modèle proposé (mode de charge déplacement)	118
Figure VI-21	Contrainte de cisaillement à d'interface supérieure (GB T=10°C et GNT	

	gneiss), et interface inférieur (GNT gneiss/Sable légèrement Argileux) en fonction de déplacement relatif	119
Figure VI-22	Contrainte de cisaillement à des interfaces (supérieur (GB T=10°C et GNT gneiss), et interface inférieur (GNT gneiss/Sable légèrement Argileux) en fonction de déplacement relatif (grand échelle)	119
Figure VI-23	Simulation du modèle proposé (mode de charge :charge)	120
Figure VI-24	Contrainte de cisaillement à des interfaces (Interface GB/GNT, (+) est une interface supérieur de GB, (-) est une interface inférieur de GNT).Interface GNT/Sable, (+) est une interface supérieur de GNT, (-) est une interface inférieur de Sable) en fonction de déplacement relatif avec grande échelle	121
Figure VI-25	Contrainte de cisaillement à des interfaces (Interface GB/GNT (+) est une interface supérieur de GB, (-) est une interface inférieur de GNT). Interface GNT/Sable, (+) est une interface supérieur de GNT, (-) est une interface inférieur de Sable) en fonction de déplacement relatif	122

ANNEX A

Figure A1	Maillage de déformation d'exemple 1	127
Figure A2	les vecteurs de déplacement (phase9) d'exemple 1	128
Figure A3	Dégradation les déplacements (phase9) d'exemple 1	128
Figure A4	les vecteurs de déplacement (phase 11) d'exemple 1	129
Figure A5	Dégradation les déplacements (phase11) d'exemple 1	129
Figure A6	Les points plastiques à l'interface (phase 11) d'exemple 1	130
Figure A7	vecteurs de déplacement (dernière phase) d'exemple 1	130
Figure A8	Dégradation des déplacements (dernière phase) d'exemple 1	131
Figure A9	les points plastiques (dernière phase) d'exemple 1	131
Figure A10	vecteurs de déplacement à l'interface d'exemple 1	132
Figure A11	Les contraintes de cisaillement à l'interface d'exemple1	132
Figure A12	Inverse de l'essai de double cisaillement (exemple M, Diakhate)	133
Figure A13	Les dimensions changées et ajoute la charge Et le déplacement appliquer sur la couche centrale	133
Figure A14	Change les déplacements centraux aux déplacements latéraux	134

LISTE DES FIGURES

Figure A15	Applique des charges au lieu des déplacements	135
Figure A16	La diminution de la couche centrale jusqu'à un demi	135
Figure A17	Change le sens d'application de déplacement deux sens à l'inverse, l'épaisseur de la couche centrale est double de la couche latérale	136
Figure A18	Maillage déformation de modèle proposé (mode charge déplacement)	137
Figure A19	Les vecteurs de déplacement total de modèle proposé (mode charge déplacement)	137
Figure A20	Dégradation des déplacements totaux de modèle proposé (mode charge déplacement)	138
Figure A21	Les points plastiques aux interfaces de modèle proposé (mode charge déplacement)	138
Figure A22	les vecteurs de déplacement total de modèle proposé (mode charge déplacement) phase 11	139
Figure A23	les Dégradation de déplacement total de modèle proposé (mode charge déplacement) phase 11	139
Figure A24	Les points plastiques aux interfaces de modèle proposé (mode charge déplacement) phase 11	140
Figure A25	Change le mode de charge (charge au lieu déplacement) de modèle proposé	141
Figure A26	Maillage de déformation (mode de charge:charge) de modèle proposé	141
Figure A27	les vecteurs des déplacement (mode de charge:charge) de modèle proposé	142
Figure A28	Dégradation des Déplacements (mode de charge:charge) de modèle proposé	142
Figure A29	Les points plastiques (mode de charge:charge) de modèle proposé	143
Figure A30	Déplacement total à l'interface supérieur (mode de charge:charge) de modèle proposé	144
Figure A31	Le déplacement total à l'interface inférieur (mode de charge:charge) de modèle proposé	145

ANNEX B

LISTE DES FIGURES

Figure B1	Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.	150
Figure B2	Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.	150
Figure B3	Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.	151
Figure B4	Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.	152
Figure B5	Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire	152
Figure B6	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	153
Figure B7	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$	153
Figure B8	fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	154
Figure B9	Définition du module à 50% de la rupture.	155
Figure B10	Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb	156
Figure B11	Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.	157
Figure B12	Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model Fenêtre des	159
Figure B13	Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.	160
Figure B14	Définition du module oedométrique tangent.	160
Figure B15	Définition de l'angle de dilatance.	161
Figure B16	Forme des surfaces décharge du HSM.	161
Figure B17	Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.	162
Figure B18	Différentes représentations lors d'un essai oedométrique	163
Figure B19	Fenêtre des paramètres du SSM.	165
Figure B20	Fenêtre des paramètres avancés du SSM.	165
Figure B21	Effet du temps sur les essais oedométriques.	166
Figure B22	Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan $p-q$	166
Figure B23	Fenêtre des paramètres du SSCM.	167
Figure B24	Fenêtre des paramètres avancées du SSCM.	168

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I-1	Les différents modèles des calculs	19
-------------	------------------------------------	----

CHAPITRE III

Tableau III-1	Caractérisation des granulats	48
Tableau III-2	Caractéristiques intrinsèques Gravillon de GL	51
Tableau III-3	Caractéristiques intrinsèques de Gravillons de GC	52
Tableau III-4	Fuseau 0/10 de AG	61

CHAPITRE V

Tableau V-1	Critère de Mohr Coulomb	88
-------------	-------------------------	----

CHAPITRE VI

Tableau VI-1	Les caractéristiques mécaniques de la GNT gneiss	98
Tableau VI-2	Les caractéristiques mécaniques de la GNT microgranite	98
Tableau VI-3	Les caractéristiques de Sable	99
Tableau VI-4	Les caractéristiques des matériaux bitumineux	99
Tableau VI-5	Propriété des matériaux GNT gneiss, GNT microgranite, Sable légèrement argileux, et des interfaces	100
Tableau VI-6	Propriété des matériaux bitumineux, GB, BB de température différentes et GC	100

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI-7	Propriété d'Acier	100
Tableau VI-8	Représentation une recapitalisation des combinaisons d'étude d'interface entre plusieurs couches des différents matériaux	101

ANEEX B

Tableau B1	SSM: Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k	163
------------	--	-----

INTRODUCTION GENERALE

Le corps de chaussée est une structure multicouche de matériaux. Son comportement global dépend de la nature de matériaux, et leur importance de réaliser un bon collage à l'interface entre couches de chaussée, pendant toute sa durée de vie. Les sollicitations dues au trafic ainsi que les conditions d'environnement sont les principales causes d'endommagement des couches de la chaussée, conduisent à plusieurs modes de dégradation, nuit à la sécurité, et à la qualité de service, pour réduire le coût de maintenance, un bon collage entre couches de chaussée est nécessaire.

Dans cet esprit mon travail s'est orienté sur le problème de la dégradation de la chaussée dûe surtout aux défauts de liaisons aux interfaces entre couches qui influent défavorablement sur la durée de vie des structures. Le présent travail consiste en premier lieu d'essayer d'expliquer le comportement élastoplastique de l'interface et les facteurs influent sur ce comportement, et en conséquent les défauts d'interface. Le travail est présenté en six chapitres

Dans le premier chapitre: représenté un expose général sur la chaussée à commencer par son historique, et on passant par la classification des types de chaussée, et leur fonctionnement, ainsi leur dégradations, et le choix de la méthode de dimensionnement pris en considération et la mise en oeuvre des règles utilisées.

Le deuxième chapitre: c'est une bibliographie de l'interface et sa définition, et le fonctionnement, avec des exemples des défauts de l'interface (l'orniérage, les fissures, et glissement des revêtements...etc.). Ce qui influe en conséquence économiquement d'une façon défavorable sur l'entretien avec des exemples concrets pour conclure à la fin de ce chapitre les causes, et les facteurs qui entrent dans ce contexte.

Le troisième chapitre: il a été question des matériaux et surtout en ce qui concerne les matériaux locaux utilisés et leurs spécifications suivant le catalogue Algérien (2001).

Dans le quatrième chapitre: on étudie l'auscultation de l'état des interfaces des structures de la chaussée avec les différentes techniques d'auscultation utilisées soit au laboratoire ou in situ.

Le cinquième chapitre: une modélisation de contact entre deux solides, en utilisant les différentes lois de comportements.

En fin le dernier chapitre: est divisé en deux parties.

La première partie: est consacrée à la modélisation d'un essai de double cisaillement (M. Diakhat 2007), et choix la nature d'interface (GB/GNT, GB/Sol support, GC/GNT, et GC/Sol support) on obtient plusieurs exemples qui sont traités, en introduisant plusieurs facteurs, ce qui à permet de tirer plusieurs conclusions importantes

La deuxième partie: se simplifie à une suggestion relative à l'appareil d'essai de double cisaillement, tout en gardant le même principe de l'essai, mais on change les dimensions de l'éprouvette, et le sens de dispositif et on ajoute des charges constantes ce qui nous permet d'avoir des résultats différents.

CHPITRE I STRUCTURE DE CHAUSSEE

I-1. Constitution des structures de chaussée

De tout temps, on a eu besoin de circuler. Mais, les routes ne furent guère que des pistes plus ou moins sommaires permettant de joindre des villes, villages ou hameaux sans empiéter sur les prairies ou terre cultivées. La route ne déférait alors pas tellement des surfaces qui la bordaient.

Il est vrai qu'on circulait aisément sur des pistes bien nivelées quand les conditions climatiques étaient favorables, mais en période de pluie, les sols mouillés devenaient glissants ou se transformaient en bourbiers. On entreprit alors d'étaler, aux endroits les plus mauvais, des lits de pierres dont le mérite était d'être moins sensibles à l'eau.

L'idée du matelas de pierres a duré de nombreux siècles. Elle s'est développée à l'époque des Romains pour donner naissance à la chaussée Romaine: le dallage. Plus tard, la route empierrée (macadam) a fait son apparition et avec elle, les premières spécifications pour l'exécution d'une bonne route.

Le dallage était constitué d'une superposition de couche de différentes épaisseurs figure (I-1).

En couche inférieure:

- Une fondation en pierres plates (STATUMEN)
- Une couche de déchet pierreux (RUDUS)

En couche de base:

- Une couche de béton de pierre cassée et de chaux grasses (NUCLEUS)

En couche de roulement:

- UN dallage scellé au mortier de chaux (SUMMUN DORSUM)

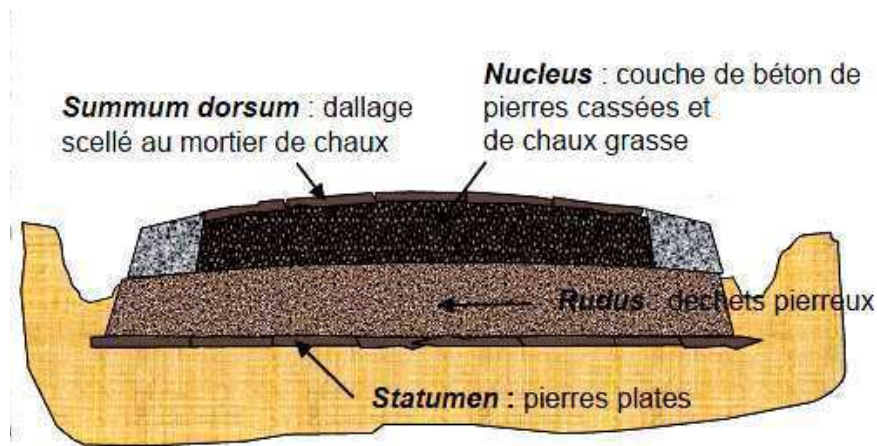


Fig. (I-1) les différentes couches de la chaussée Romane [H-Odéon LRPC]

L'idée est restée avec les chaussées actuelles figure (I-2), qui sont des structures multicouches surmontant un ensemble appelé plate-forme support de chaussée, constitué du sol support le plus souvent protégé par une couche de forme vis-à-vis de la description adoptée par les méthodes de dimensionnements, on associe à chacune des couches en fonction.

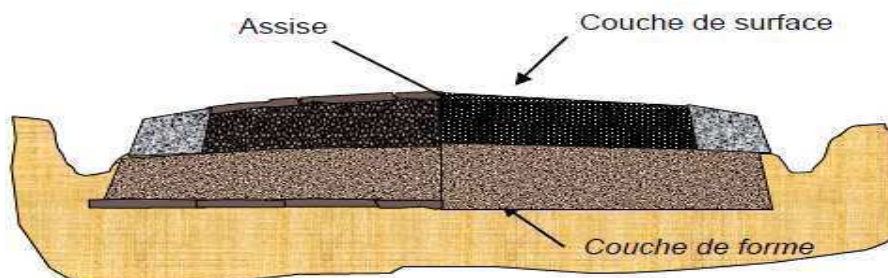


Figure: (I-2) comparaison entre chaussée Romane et chaussée actuelle [H-Odéon LRPC]

I-1-1. La couche de forme:

Bien que ne faisant pas partie de la chaussée proprement dite, elle participe à son intégrité de part ses fonctions:

A court terme: pendant les travaux, elle contribue au nivellement et assure la traficabilité du chantier (permettant la circulation des engins, pour la réalisation du corps de chaussée)

A long terme: elle permet d'homogénéiser les caractéristiques du sol support et le protège, notamment contre le gel

I-1-2 La couche d'assise:

L'assise de la chaussée se compose en deux sous couches: *la couche de fondation* et *la couche de base*.

- ✓ Ces couches apportent à la chaussée la résistance mécanique nécessaire pour reprendre les charges verticales induites par le trafic.
- ✓ Elles repartissent les pressions sur le sol support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans les limites admissibles.

I-1-3. La couche de surface:

Elle a aussi généralement une structure bicouche, avec:

La couche de liaison: interposée entre la couche de surface et la couche de base.

Elle est plutôt tributaire de la pérennité de la chaussée et doit satisfaire à quatre objectif principaux:

- ✓ La sécurité et le confort usagers, qui dépendent directement des caractéristiques de surface
- ✓ Le maintien de l'intégrité de la structure, par la protection des couches d'assises vis-à-vis des infiltrations des eaux pluviales et des sels déverglace et des divers polluants susceptibles d'être répandus en surface
- ✓ L'impact sur l'environnement, qui consiste essentiellement en la réduction des bruits de roulement
- ✓ Les possibilités de régénération des caractéristiques de surface

La couche de roulement, qui est la couche supérieure:

- ✓ Devant résister aux actions directes du trafic climat
- ✓ Assure les fonctions d'adhérence, de lisibilité, d'étanchéité et contribue à l'uni

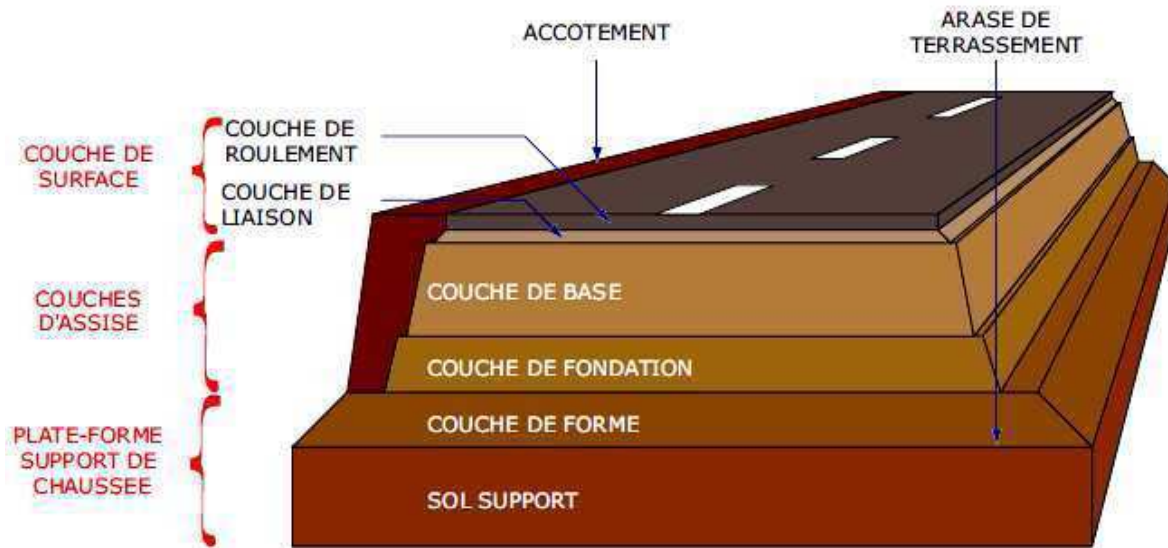


Figure I-3. Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches
[MDIAK 2007]

I-2. Les grandes familles de chaussée

Suivant leur mode de fonctionnement, on distingue 6 grandes familles de chaussée:

- Les chaussées souples;
- Les chaussées bitumineuses épaisses;
- Les chaussées semi-rigides;
- Les chaussées à structure mixtes;
- Les chaussées à structure inverse;
- Les chaussées rigides.

I-2-1. Chaussée souple:

Elle comporte une couverture bitumineuse mince (moins de 15cm), parfois réduite à un simple enduit superficiel, reposant sur ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traitée (30 à 60cm).

L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 à 60 cm



Béton bitumineux

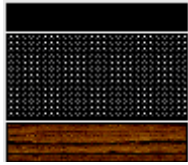
Matériaux granulaires non traités

Plate forme

I-2-2. Chaussée bitumineuse épaisse:

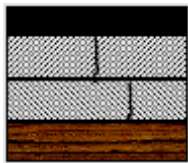
Elle comporte une couche de roulement bitumineuse (4 à 8cm) d'épaisseur, sur un corps de chaussée en matériau traité aux liants hydrocarbonés (15 à 40cm), fait d'une ou deux couches (base et fondation).

L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 20 et 50cm

**Béton bitumineux****Grave bitumes****Plate forme****I-2-3. Chaussée semi-rigide:**

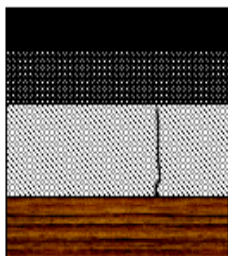
Elle comporte une couche de roulement bitumineuse (6 à 12cm), sur une assise en matériau traité aux liants hydrauliques disposée en une ou deux couches (15 à 50cm) d'épaisseur.

Dont l'épaisseur totale est l'ordre de 20 à 60cm.

**Béton bitumineux****Matériaux traite aux liant hydraulique****Matériaux traite aux liant hydraulique****Plate forme****I-2-4. Chaussée mixte:**

Elle comporte une couche de roulement et de base (10 à 20cm) en matériaux bitumineux, sur une fondation en matériaux traités aux liants hydraulique (15 à 30cm).

Le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale doit être de l'ordre de $\frac{1}{2}$

**Béton bitumineux****Matériaux traite aux liant hydraulique****Grave bitumes****Plate forme**

I-2-5. Chaussée a structure inverse:

La structure inverse se distingue de la chaussée mixte, par la présence, d'une couche de matériaux granulaire d'environ 12cm entre la couverture bitumineuse, et la fondation en matériaux traités aux liants hydraulique.



Béton bitumineux
Grave bitumineux
Matériaux granulaires

Matériaux traité aux liants hydrauliques

Plate forme

I-2-6. Chaussée rigide:

Elle comporte une couche de béton de ciment de 15cm à 40cm d'épaisseur, éventuellement recouverte par un béton bitumineux très minces elles reposent:

Soit sur une fondation en béton maigre ou en grave ciment

Soit sur une couche de réglage fin en béton bitumineux ou grave bitume

Soit sur une couche drainant (dalle épaisse)

Les types de chaussée rigide:

Dalle non goujonnées avec fondation

Béton de ciment

Matériau traité aux liant hydraulique

Plate forme

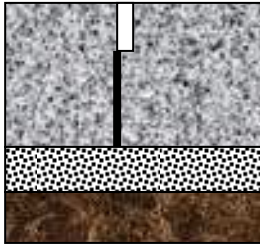
Dalle goujonner avec fondation

Béton de ciment

Béton maigre

Plate forme

Dalle sans fondation



Béton de ciment

Matériau granulaire
Plate forme

Dalle de béton arme continu (1)



Béton de ciment

Béton maigre

Plate forme

Dalle de béton arme continu (2)



Béton de ciment

Matériau bitumineux d'assise

Sable traité aux liants hydraulique
Plate forme

I-3 Fonctionnement d'une chaussée

Sous l'action des sollicitations externes les chaussées sont soumises à des phénomènes mécaniques, thermiques, physiques et chimiques apparaissant généralement de manière couplée.

I-3-1 Les sollicitation liées au trafic

a) Efforts verticaux

Les véhicules exercent sur la chaussée une contrainte verticale; la charge maximale de référence en Algérie sur un jumelage isolé est de 6,5 T, soit un essieu standard de 13 T

La chaussée a pour rôle de répartir ces efforts pour éviter des désordres structurels au sol support

Les compressions répétées sous le passage de la charge peuvent créer des déformations permanentes à la surface de la chaussée (figure I-4), imputables au tassement des couches de béton ou aux déformation des couches inférieures non traité

b) Sollicitation tangentielles

Un véhicule en mouvement génère des contraintes tangentielles (latérales et longitudinales), imputables à:

- La transmission de l'effort moteur ou du freinage
- La mise en rotation des roues non motrices
- La résistance aux efforts transversaux
- Ces efforts tangentiels s'accompagnent de frottements

Ces contraintes génèrent des efforts de traction à la base des couches liées (fig. I-5), qui créent des micros dégradations qui s'accumulent et peuvent entraîner, la ruine du matériau. Il s'agit du phénomène de fatigue qui s'observe pour de nombreux matériaux. Une fissure peut également apparaître et se propager dan la chaussée.

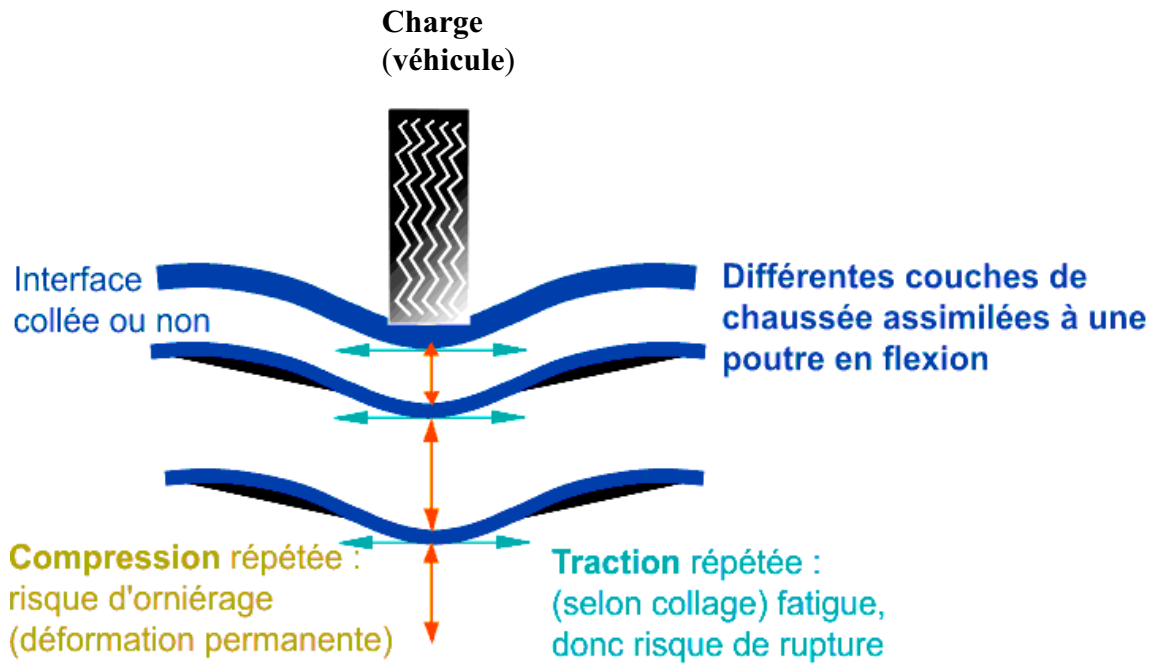


figure I-4 fonctionnement d'une chaussée sous sollicitations liées au trafic
[ARTICLE DE WIKIPEDIA]

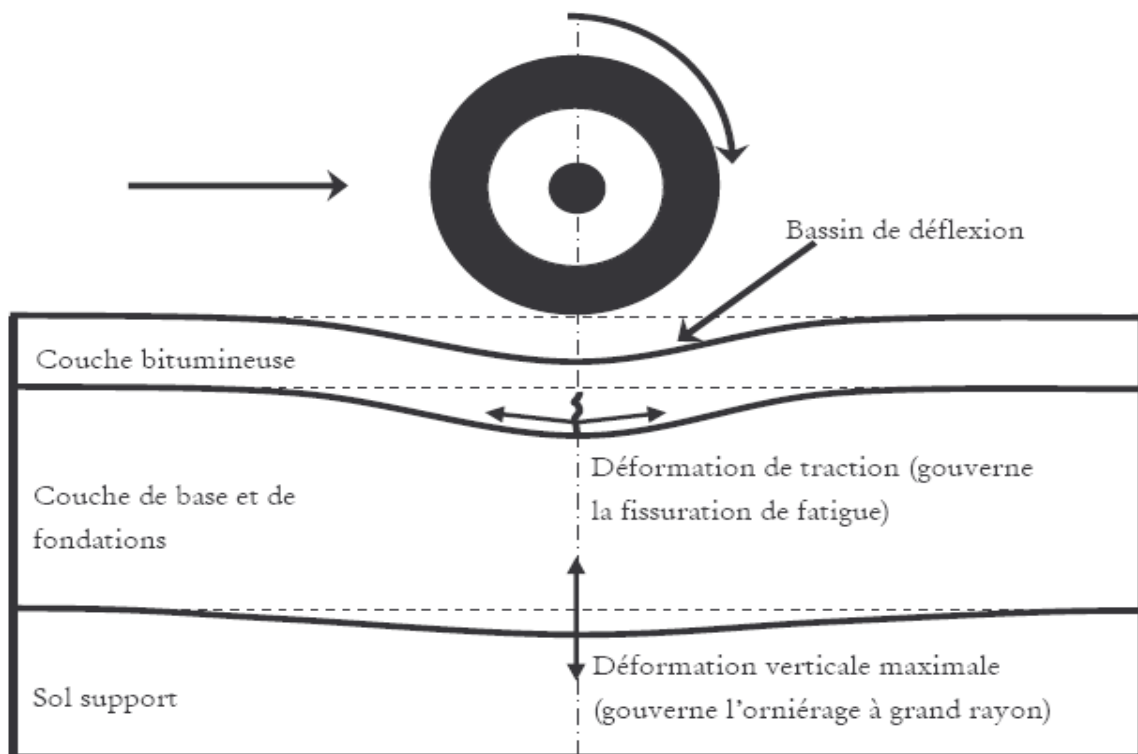


figure 1-5 fonctionnement d'une chaussée sous sollicitations liées au trafic
(matériau lie et matériau non lie). [F Allou 2006].

1-3-2 Les sollicitations d'origine thermiques

Les effets de la température sont relativement complexes car la variation de la température s'effectue à vitesse très variable, du fait des différences entre cycles journaliers d'une part et cycles saisonniers d'autre part

Selon le vieillissement du matériaux, la température à deux effets mécaniques principaux:

- Changement du module des matériaux:

un matériau bitumineux que l'on chauffe devient plus " mou ". plus généralement , ces matériaux sont dits "thermo –sensible" c'est-à-dire que leur comportement viscoplastique change selon la température considérée. Cet effet est en général caractérisé par la dépendance du module de rigidité vis-à-vis de la température et de la vitesse de chargement.

- Création de champs de contraintes et déformations au sien du matériau en raison des dilatations ou contractions thermiques lors des changements de température. Cet effet est particulièrement néfaste:

- ❖ Lors d'un refroidissement, par exemple, la chaussée a tendance à se contracter.

Or, les mouvements de contraction sont empêchés dans le sens longitudinal de la chaussée. Cela revient donc à exercer une traction sur cette chaussée dans le sens longitudinal, d'où l'amorçage éventuel de fissures transversales. Ces dernières sont ensuite susceptibles de se propager à travers la structure lors de cycles thermiques (journaliers ou saisonniers), (figure I-6)

- ❖ Lorsqu'une couche de base traitée aux liants hydrauliques existe dans la chaussée. en effet, cette couche traitée aux liants hydrauliques est sujette au retrait thermique et de prise. le retrait, empêché par le frottement à l'interface, peut provoquer une fissure dans la couche en matériaux bitumineux. (figure I-6)

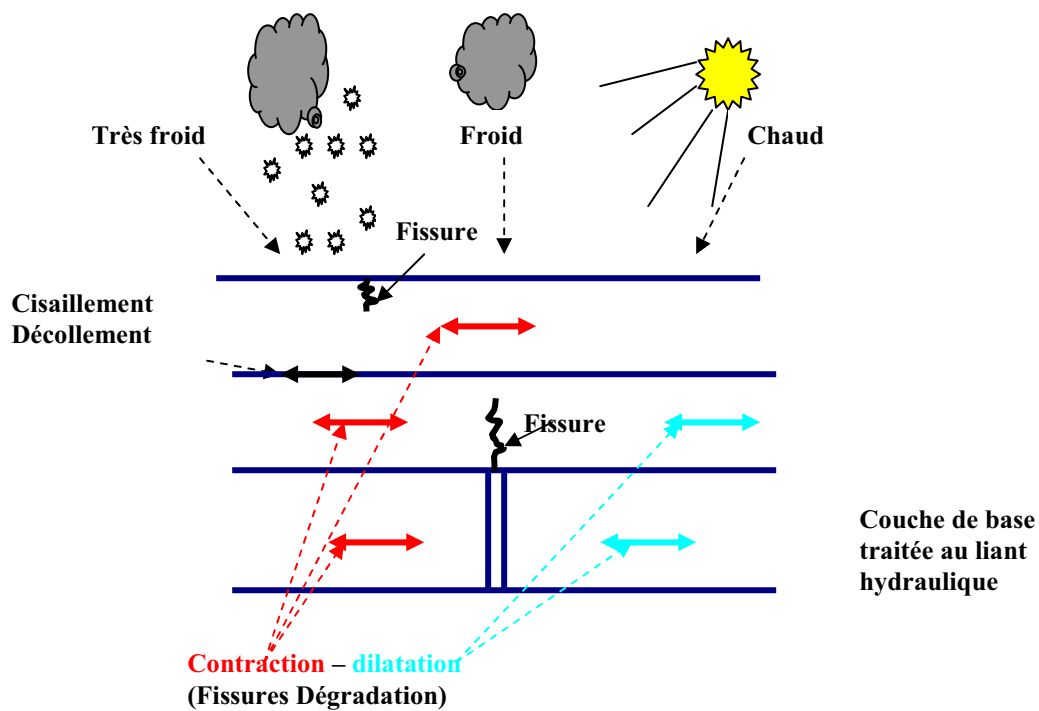


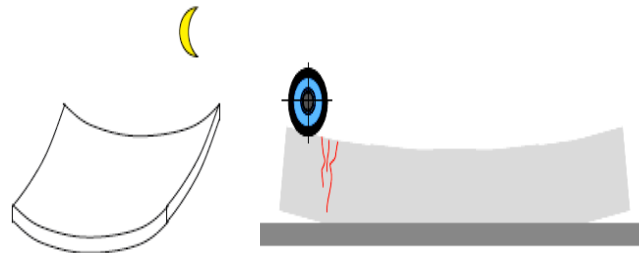
Figure I-6 Fonctionnement d'une chaussée sous les sollicitations thermiques

❖ Lorsqu'une chaussée en béton de ciment, les variations saisonnières de température entraînent des variations des longueurs des dalles contrariées par le frottement sur le support. Les contraintes de traction (phase de retrait) qui en résultent sont d'autant plus faibles que la désolidarisation entre la dalle et son support est efficace, et que les dalles sont courtes

Les variations journalières de la température ambiante créent dans les dalles des gradients thermiques. Les dalles ont alors tendance à se déformer (figure I-7). Il s'ensuit une modification des conditions d'appui sur le support conduisant à majorer l'effet du trafic



Gradient thermique positif la charge centre de la dalle



Gradient thermique négatif la charge au coin de la dalle

Figure (I-7) Déformations de cambrure induites par les gradients thermiques
[J M Balay et H-Odéon]

I-4 Dégradation des différents types de chaussée

I-4-1. Les chaussées souples, les chaussées bitumineuses épaisses

- ✓ apparition de déformation permanentes (flaches, affaissement de rive, ornière figure I-8)
- ✓ fissuration longitudinale dans les bandes de roulement ensuite ramification développement sous la forme des fissures isolées
- ✓ puis évoluant peu à peu vers le faïençage à mailles fines
- ✓ l'eau s'infiltré: épaufrure des fissures, nids de poule



Figure (I-8) L'orniérage de la chaussée de la RN 3 sections MOULYA

I-4-2 les chaussées semi-rigides

En l'absence de colmatage des fissures transversales:

- ✓ Infiltration d'eau
- ✓ Dégradation du collage BB et MTLH
- ✓ Aggravation des fissures
- ✓ Dégradation de la partie supérieure de l'assise : remonté de boue, affaissement, et nid de poule sous l'effet de trafic:
- ✓ Attrition des lèvres des fissures
- ✓ Accotement des contraintes de traction – flexion à la base des couches
- ✓ Fatigue des matériaux: fissuration longitudinale évoluant vers le faïençage puis formation des dalots rectangulaires

Faible capacité de déformation des MTLH:

- ✓ Pas d'accommodation aux mouvements et tassement du sol support.

I-4-3 les chaussée à structure mixtes

Il y a deux cas:

1. Chaussée traitée aux liants hydrauliques:

- ✓ Fissuration transversales (retrait, et fatigue en traction) de la couche de matériaux traitées aux liants hydrauliques, puis remontant vers la surface.
- ✓ Dégradation progressive du collage entre la couche de base et la couche de fondation, et accélère en présence d'eau.

2. Chaussée bitumineuse:

- ✓ Dégradation les matériaux traitées aux liants hydrauliques
- ✓ Report des sollicitations induites par le trafic sur la couche de base en grave bitume (contraintes traction- flexion)
- ✓ Endommagement par fatigue de la couche de base.

I-4-4 les chaussées à structure inverses:

- ✓ développement récent de ce type de structure, observations peu nombreuses des dégradations
- ✓ Analogie très probable avec la structure mixte

Les risques d'orniérage de couche granulaire doivent de plus être examinés, notamment en cas d'infiltration d'eau

I-4-5 les chaussées en béton de ciment:

- ✓ Endommagement par fatigue en traction –flexion de la couche de béton, conduisant à une fissuration longitudinale, ou transversale, ou en coin; figure I-9



Figure I-9 Fissures transversales et en coins [J M Balay et H Odéon]

- ✓ Battement des joints sous l'effet des variations des conditions d'appui, avec érosion du support en présence d'eau
- ✓ Décalage de dalle. (figure I-10)

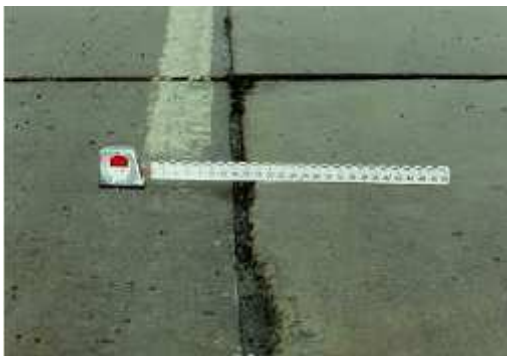


Figure I-10 Décalage de dalle [MT Québec 1999]

- ✓ Rejet de pompage et mise en marche des escalier progressive, figure I-11

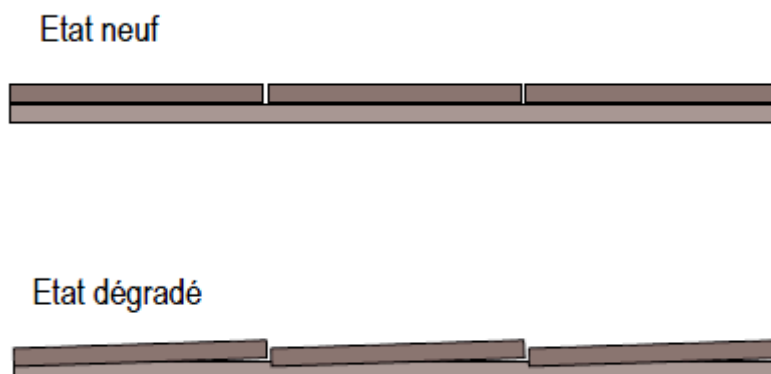


Figure I-11 Pompage près des joints

- ✓ Dans le cas du BAC apparition de fissures transversales anormalement ouverts,
- ✓ Arrachement de type < punch - out > en cas de fonctionnement imparfait des armatures.
- ✓ Décollement du BAC de son support après quelques années de fonctionnement

I-5 Dimensionnement de la structure de chaussée

I-5-1 Principe de dimensionnement de la structure de chaussée

Ce que nous avons dit à propos du comportement des chaussées permet de voir comment vont se présenter les méthodes de calcul d'épaisseur

Toute méthode devra s'appuyer d'abord sur une appréciation de la force portante du sol, soit par le moyen d'un essai mécanique (poinçonnement, plaque, triaxial, etc.), soit par le truchement des caractéristiques géotechniques (limites d'atterberg, granulométrie). Cette force portante devra être appréciée dans les conditions existant après exécution de la chaussée et, si des essais mécaniques sur échantillons ou sur le sol en place sont prévus, ils devront être effectués autant que possible dans des conditions de teneur en eau et de compacité voisine des conditions ultérieures prévisibles.

Ensuite ces méthodes comporteront évidemment des abaques, ou tableaux, fixant les épaisseurs en fonction de la charge maximum prévue et de la pression de gonflage des pneumatiques.

Enfin l'importance du trafic pendant la vie de l'ouvrage, c'est-à-dire la répétition des charges, devra intervenir, de même que la rigidité des couches de chaussée qui permettra de soulager les couches inférieures

On distingue arbitrairement trois groupes de méthode de calcul

a) Les méthodes empiriques: Il existe toute une gamme de méthodes empiriques, s'étendant entre le cas extrême où le dimensionnement repose uniquement sur l'expérience du technicien, au cas plus élaboré s'appuyant sur les résultats d'essais systématiques pour diverses structures de chaussée. Dans ce second cas, les paramètres de dimensionnement sont corrélés de manière statistique aux informations ainsi collectées. Le champ d'application de ces méthodes est restreint, car elles ne peuvent être utilisées que pour une structure de chaussée donnée et dans des conditions d'utilisations précises.

C'est le cas de la méthode **AASHTO** (American Association of State Highway and Transportation and Officials). Le dimensionnement s'effectue pour un certain nombre d'essieux standard équivalents de 80KN. Le degré d'incertitude d'atteindre la durée de vie supposée, l'erreur sur la prédiction du trafic et du comportement de la structure, les effets du gel, le gonflement du sol support et le drainage de la chaussée sont pris en compte par la méthode.

Le nombre structurel de la chaussée, qui dépend de la capacité de la chaussée à écouler le trafic de dimensionnement) est calculé, ainsi que l'épaisseur des couches structurelles. Ce choix d'épaisseur de chaussée se fait via des abaques et des formules produites à partir d'analyses statistiques et de régressions linéaires sur des résultats d'essais.

b) Les méthodes théoriques: assimilent la chaussée à un édifice justiciable des procédés de l'élasticité. Ces méthodes qui sont peu utilisées en pratique, servent de base aux travaux de recherche entrepris dans ce domaine. Elles peuvent se borner à l'étude élastique des systèmes multicouches soumis à des charges statiques (Boussinesque en 1885, Burmister en 1943, Hogg en 1938, Westergaad en 1926, Jeuffroy en 1955...etc.);

Elles peuvent faire intervenir les propriétés visco-élastiques de certaine couche de chaussées et des charges variables (étude entreprise par le Laboratoire Central des Pont et Chaussées).

Les différents modèles de calculé résumés sur le tableau I-1

Tableau I-1 les différents modèles des calculs

LES DIFFERENTS MODELES DE CALCUL						
MODELES ANALITQUES DE TYPE ELASTIQUE				MODELES BASE SUR UN MODULE DE REACTION	MODELE DE CALCUL AUX ELEMENTS FINIS	
	Boussinesq (1885)	Hogg (1938)	Burmister (1943)	Jeufroy (1955)	Westergaard (1929)	
HYPOTHESES	1) Massif élastique linéaire isotrope homogène (deux paramètres: E et ν) 2) Charge est forme de disque de rayon r exerçant une pression uniforme q ₀ $\sigma_z = q_0 \times \left[1 - \frac{(z/r)^3}{(1 + (z/r)^2)^{3/2}} \right]$	1) La chaussée est une plaque mince posée sur un massif Boussinesq (quatre paramètres E ₁ , ν ₁ et E ₂ , ν ₂) 2) Charge est un disque de rayon exerçant une pression uniforme q ₀	1) La chaussée est une structure multicouche élastique linéaire (non comme des plaques) Les interfaces entre couches peuvent être collées ou décollées Les couches sont infinies en plan, et reposent sur un sol infini de Boussinesq 2) La charge comme un disque de rayon r exerçant une pression uniforme q ₀	1) La chaussée est une structure compose d'une plaque mince sur un modèle de Brmister (combinaison de modèle de Hogg et de modèle de Burmister) 2) Le sol est un massif semi infini 3) La charge comme un disque de rayon r exerçant une pression uniforme q ₀	1) La chaussée est une plaque mince posée sur un assemblage de ressorts (trois paramètres E, ν, et K) 2) La charge constitue d'un disque de rayon r exerçant une pression uniforme q ₀	Lois de comportement plus ou moins complexes élasto-plastiques, visco-plastiques appliquées sur des maillages à la géométrie <exacte>.
SHEMAS						

c) *Les méthodes semi empiriques*: qui combinent les résultats de certaines études théoriques et des essais et constatations faites sur les routes et pistes en service. Ces méthodes sont les plus répandues et les plus rationnelles.

C'est le cas de La méthode française de dimensionnement (SETRA LCPC)

I-5-2 La méthode française de dimensionnement (SETRA LCPC)

Les fondements de la méthode française de dimensionnement des chaussées ont été dégagés dès le début des années 1970.

Dans la démarche adoptée, la détermination des épaisseurs des différentes couches de chaussée ainsi que leurs caractéristiques mécaniques des matériaux relève, soit d'une approche expérimentale empirique, soit de calculs de vérification (méthode rationnelle).

Par opposition aux modèles empiriques, ces méthodes rationnelles font appel à l'utilisation combinée de modèles mécaniques et de données expérimentales

D'un point de vue mécanique, la démarche de la méthode française de dimensionnement peut être scindée en deux étapes

Dans une première étape, il convient de calculer, sous l'effet de l'essieu standard de référence de 130 KN, la réponse d'une structure de chaussée choisie à priori (type de structure, matériaux et épaisseurs des couches constitutives).

Ce calcul repose sur l'évaluation, sous l'effet d'une charge circulaire appliquée à la surface d'un massif multicouche, les champs de contraintes maximales dans les couches de matériaux et de sol.

Dans ce calcul, la charge appliquée symbolise l'action de l'essieu de référence, et le modèle semi analytique de Burmister, est utilisé pour obtenir la réponse mécanique.

Dans ce modèle, l'interface entre deux couches de matériaux peut être modélisée comme parfaitement collée, ou glissante

Dans une seconde étape, il s'agit de calculer les valeurs de sollicitations admissibles des matériaux de la structure, en fonction de leur localisation dans la structure, de leurs modes de dégradation, et de trafic cumulé devant circuler sur la chaussée pendant sa durée de vie sur une plate- forme donnée.

La structure convient si les sollicitations induits par le passage de l'essieu de référence reste inférieur aux sollicitations admissibles pour chaque couche

Le choix de la structure finale se fait par calculs itératifs.

Le calcul des valeurs admissibles s'appuie sur le comportement en fatigue des matériaux liés, traduisant la rupture d'une éprouvette en laboratoire pour l'application d'un grand nombre de

cycles de sollicitations, et sur le caractère plastique des matériaux non liés, expliquant l'apparition de déformation permanente

On notera que le même procédé établi en ce qui concerne la méthode Algérienne.

I-5-3 La méthode algérienne de dimensionnement

I-5-3-1 Détermination du type de réseau

Les études initiées par les services du Ministère des Travaux Publics ont abouti en 1996 à la décomposition du réseau routier national de l'Algérie comme suit:

Le réseau principal noté RP

Le réseau secondaire noté RS

Mais seul le réseau principal RP est pris en considération dans le catalogue Algérien

Ce réseau principal se décompose en deux niveaux:

1. réseau principal de niveau 1 (RP1);
2. réseau principal de niveau 2 (RP2).

Réseau principal 1 (RP1):

Il comporte des:

- liaisons supportant un trafic supérieur à 1500 véhicules/jour
- liaisons reliant deux chefs lieu de Wilaya
- liaisons présentant un intérêt économique et ou stratégique

Il s'agit essentiellement d'un réseau composé de routes nationales (RN).

Réseau principal 2 (RP2):

Il est constitué de liaisons supportant un trafic inférieur à 1500 véhicules /jours

Ce réseau est composé de routes nationales (RN), de Chemins de Wilaya (CW) et de liaisons reliant L'Algérie aux pays riverains.

I-5-3-2 Les données d'entrées du dimensionnement

Les données de base pour dimensionnement des structures de chaussées sont:

1- la durée de vie: est en étroite relation avec la stratégie d'investissement retenue par le maître de l'ouvrage.

Elles correspondent à un investissement initial moyen à élever et des durées de vie allant de 15 à 25 ans en fonction du niveau de réseau principal considéré.

2- Le risque de calcul:

La probabilité d'apparition de dégradation avant une période donnée de x années soit inférieure à une valeur fixée

3- les données climatiques (figure I-12)

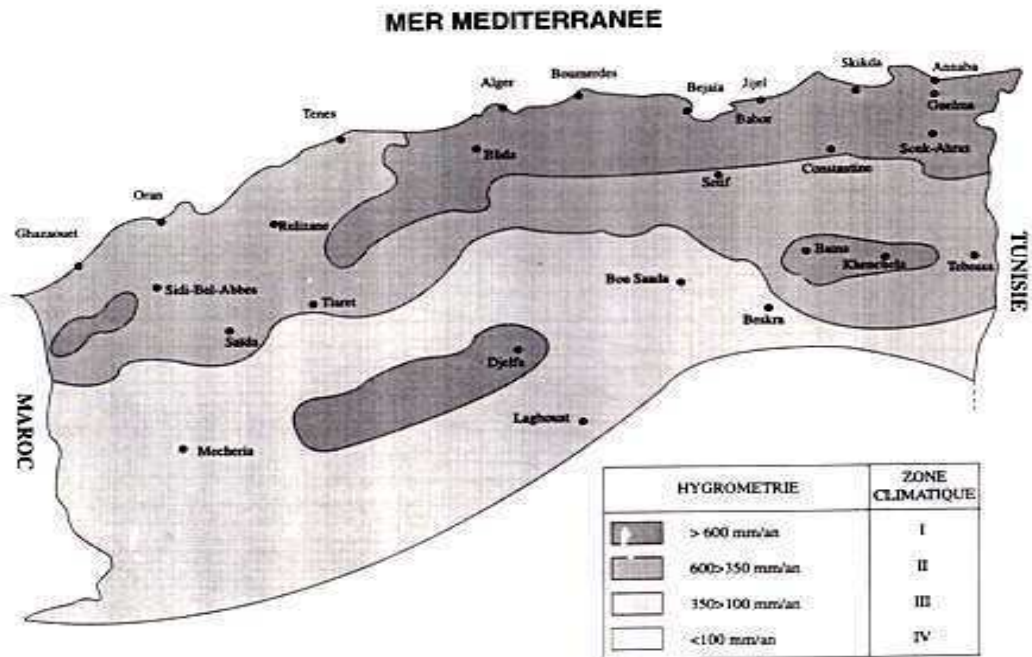
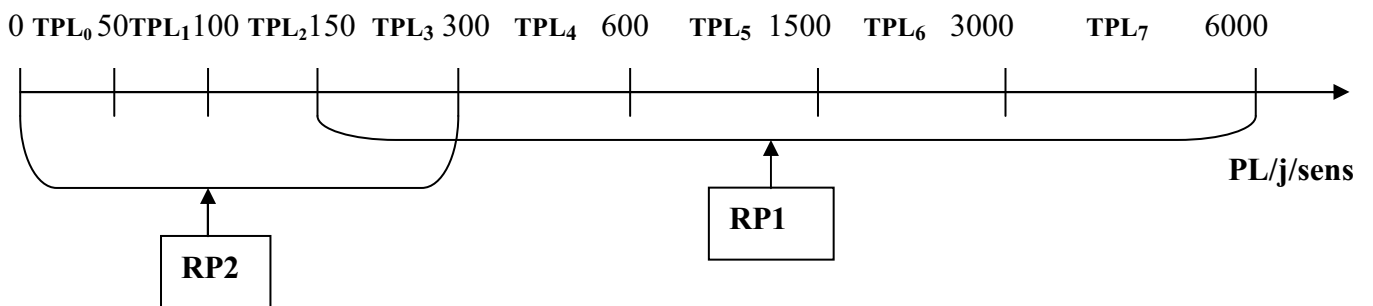


Figure I-12 Les zones climatiques en Algérie [CTTP 2001]

4- le trafic

Le poids lourds des véhicules est transmis à la chaussée sous forme de pression

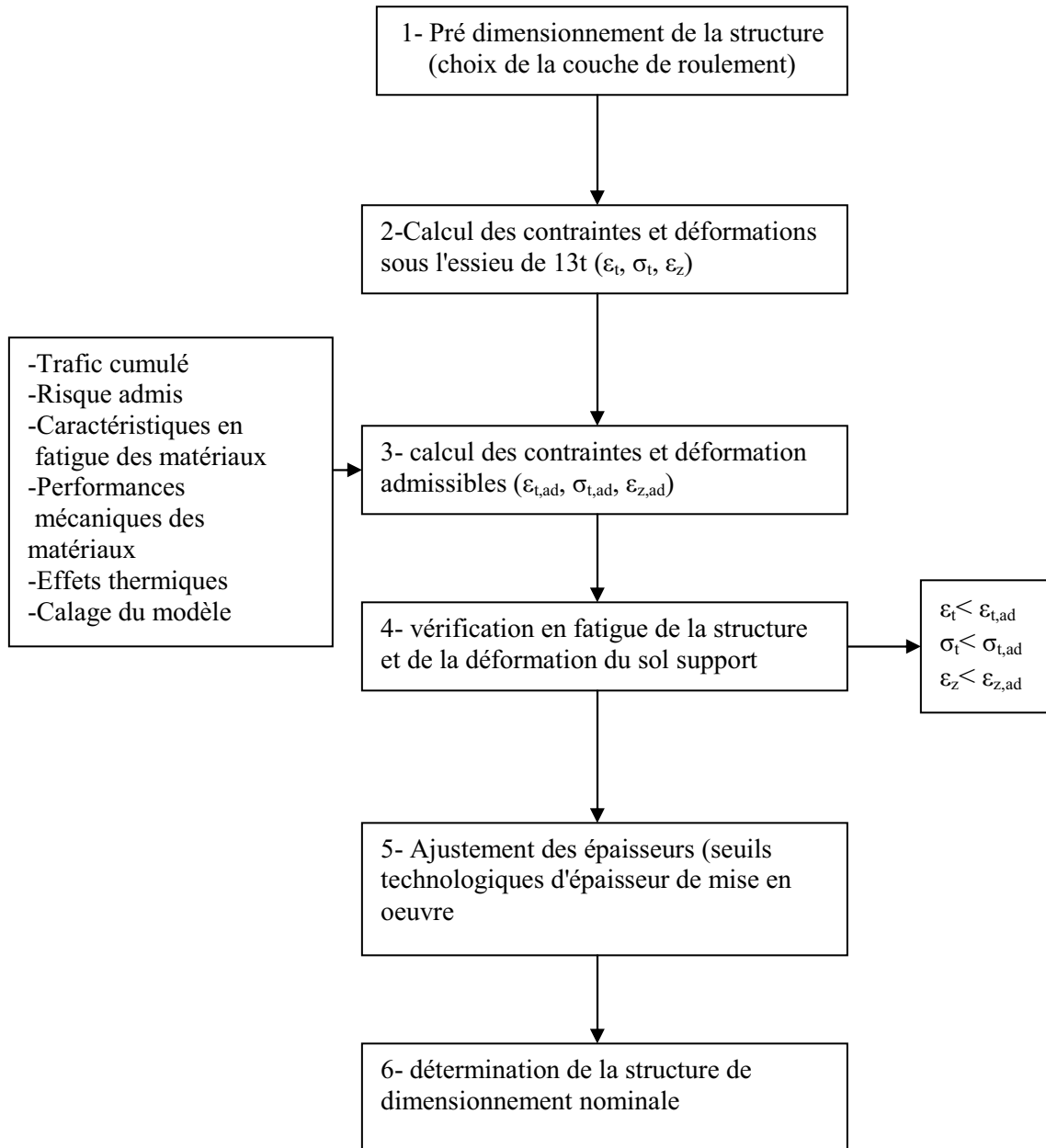
Classe de trafic



5- Le sol support

6- Les caractéristiques des matériaux

**I-5-4 La démarche de calcul du dimensionnement des structures
de chaussée Algériennes selon le catalogue de (2001)**



CHAPITRE II: LES INTERFACES ENTRE COUCHES DE CHAUSSEE

D'une manière générale, l'interface est la frontière, réelle ou fictive, qui sépare deux éléments. Dans la structure de chaussée, par interface entre couches de chaussée, on définit la zone de contact entre deux couches de matériaux (figure II-1).

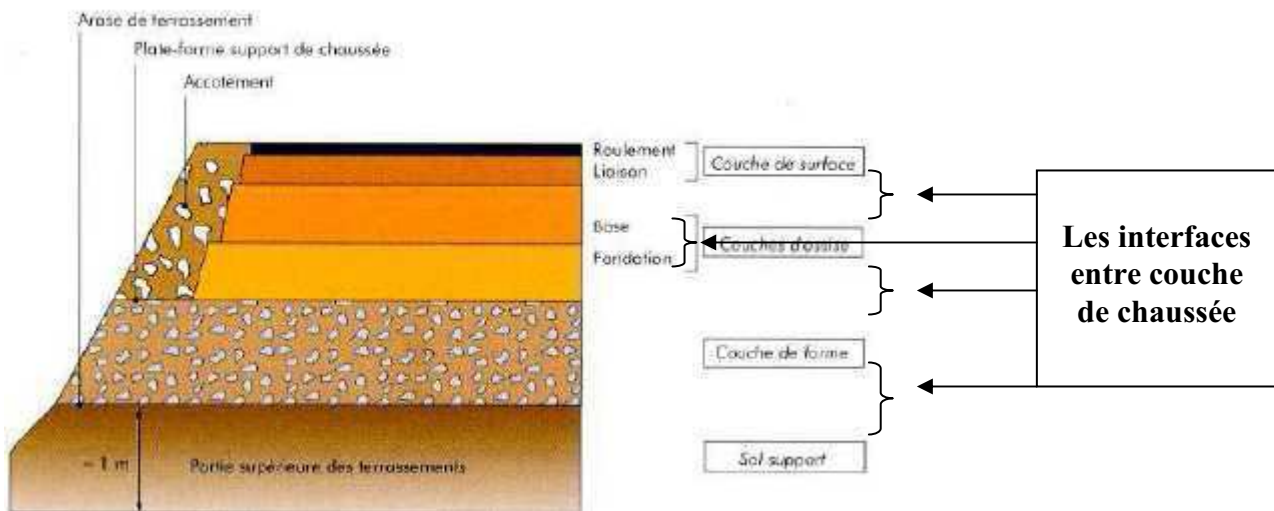


Figure II-1 la terminologie les couches de la chaussée (cour H Odéon)

Plusieurs raisons peuvent être évoquées pour justifier le choix de concevoir et de réaliser la structure de chaussée par empilements successifs de couche de matériaux:

La diversité des fonctions auxquelles doit répondre à la chaussée qui conduit à l'utilisation de matériaux différents;

Dans le cas des matériaux liés et non liés, des valeurs limites d'épaisseur de mise en œuvre sont préconisées pour optimiser leurs performances mécaniques.

II-1 Fonctionnement de l'interface

Pour la plupart des types de structure utilisés dans le domaine routier, leur succès est essentiellement lié à l'hypothèse qu'un bon collage est assuré à l'interface de certaines couches

de matériaux. À titre d'exemple, pour une chaussée bitumineuse épaisse, la réalisation en plusieurs couches implique le collage à chaque interface.

En effet, d'un point de vue fonctionnement mécanique de la chaussée, l'état de l'interface conditionne la répartition des contraintes et déformations dans chaque couche de la structure (figure II-2), tant que les différentes couches de matériaux restent collées entre elles, la structure de chaussée se comporte comme un bloc monolithique et, par rapport à une structure à couche décollées, la rigidité globale est augmentée et les sollicitations (contraintes, déformations) au sein des matériaux sont réduites.

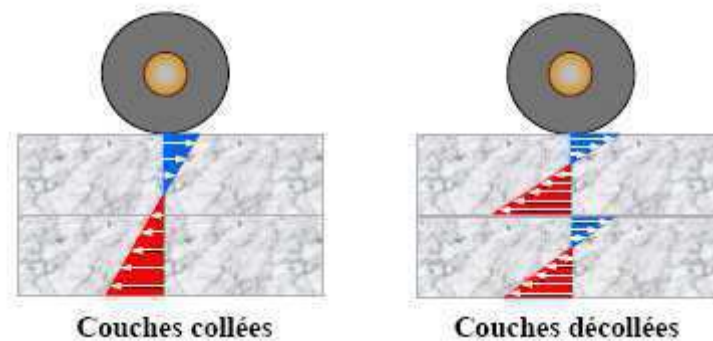


Figure (II-2) fonctionnement des interfaces entre couches de chaussée

Lors du dimensionnement de la chaussée, les épaisseurs des couches (et par conséquent le coût de la chaussée) dépendent, en partie, de la rigidité de la structure. (Figure II-2)

En France, l'observation du comportement en service de plusieurs structures de chaussée a permis de définir des états d'interface sur la base des couches de matériaux en contact.

De ce fait, vis-à-vis du dimensionnement des structures de chaussée, de manière conventionnelle, l'état de l'interface est considéré parfaitement collé, glissant (décollé) ou semi collé (LCP 94)

Sur chantier, lorsque le niveau de collage à l'interface est insuffisant (comparé à celui supposé lors du dimensionnement), les capacités individuelles de chaque couche de matériau peuvent être dépassées, et accélérer ainsi la dégradation de la couche UZAN J 1978, MRAWIRA D 1999, KHWEIR K 2003

A titre d'exemple, CHAIGNON et ROFFE en 2001 ont montré, à travers une étude de dimensionnement, l'incidence théorique du collage entre deux couches bitumineuses sur la durée de vie de la structure de chaussée.

La structure étudiée (PF3/GNT/GB3/BBSG) (figure II-3) est issue de la fiche N° 26 du catalogue des structures types de chaussées neuves (LCP 98)

Les résultats de l'étude montrent que si dans la réalité (réalisation de la chaussée) l'interface BBSG/GB3 est décollée alors qu'elle était considérée comme parfaitement collée lors du dimensionnement de la chaussée, la répartition des valeurs de déformation horizontale sur les faces des couches de chaussées est différente de celle prévue lors du dimensionnement. En particulier, la couche de BBSG n'est plus sollicitée qu'en compression, mais également en traction au niveau de sa face inférieure (fig. II-3).

Cette sollicitation en traction réduit la tenue à la fatigue de la couche de roulement, favorise l'apparition

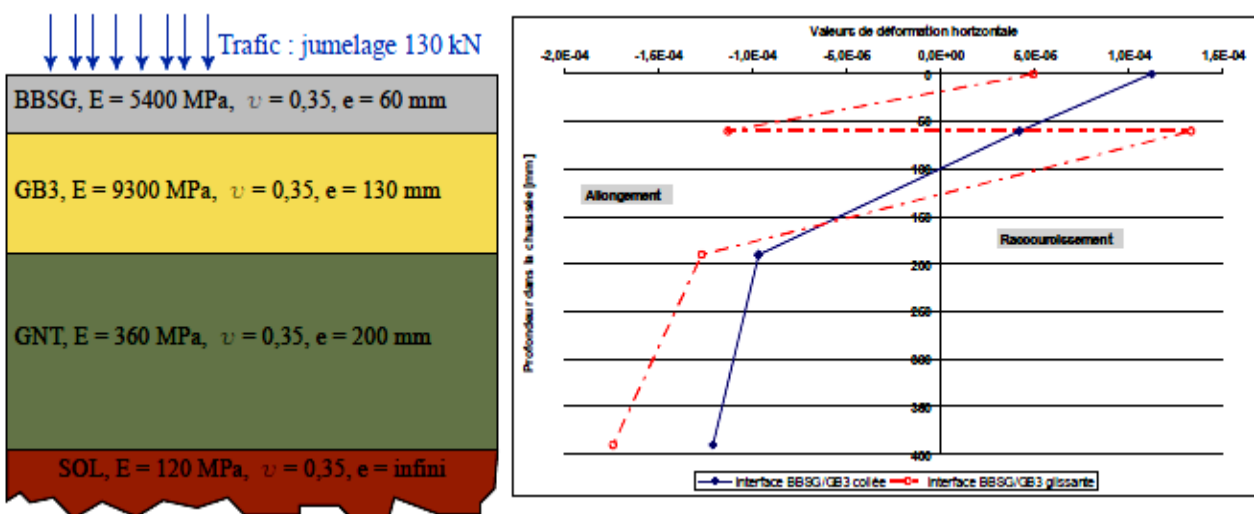


Figure (II-3): Effet de l'état de l'interface sur la distribution des valeurs de déformation horizontale [M DIAK 2007]

Des fissures de fatigue, et affecte les fonctions de la couche de roulement. Le diagramme de répartition des valeurs de déformation horizontale montre que la face inférieure de la couche de GB3 est fortement sollicitée en traction. Ceci conduit à une durée de vie de la chaussée divisée par quatre environ.

En 2004 POUTEAU étudie la durabilité mécanique du collage blanc (béton) sur noir (enrobé) sans lequel deux structures de chaussée innovantes- le béton de ciment mince collé (BCMC) et le béton armé continu sur une grave bitume (BAC, sur GB) constituées d'une couche de blanc mise en œuvre sur une couche de noir, n'ont aucun intérêt

Le succès de cette technique est essentiellement lié à l'hypothèse que la couche de béton adhère à la structure résiduelle en matériau bitumineux. Cette structure composite présente un comportement monolithique vis-à-vis des sollicitations de trafic. Ce qui entraîne une réduction des contraintes de traction à la base de la couche de béton, par rapport à la même

structure considérée non adhérente, et garantit à la couche mince bonne tenue en fatigue par flexion (figure II-4)

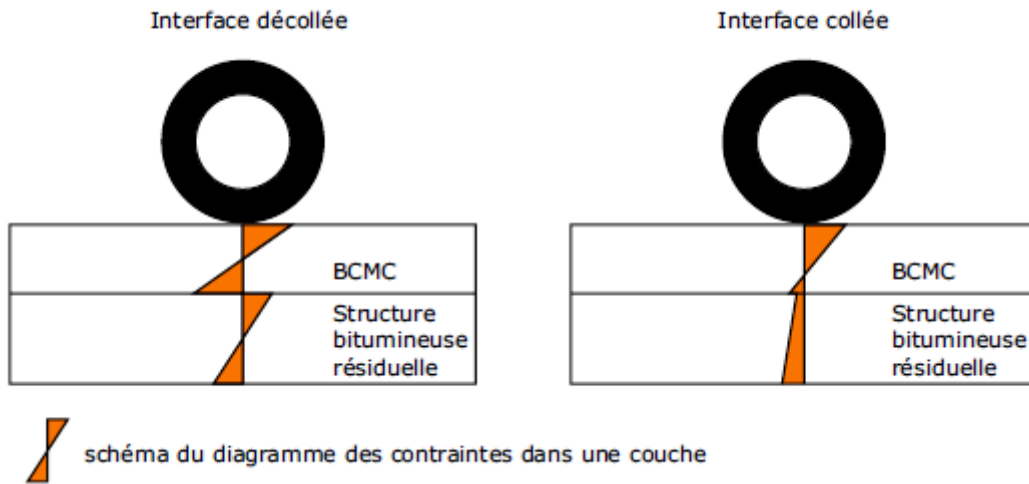


Figure (II-4) Influence du collage sur le diagramme des contraintes (a) interface non collée (b) interface collée [POU 04]

Exemple:

L'orniérage: .il s'agit d'un tassement en pleine chaussée sous le passage des roues de véhicule. Les causes sont soit la fatigue de la chaussée par tassement des couches inférieures dues un défaut de portance du sol, (figure II-5) soit une mauvaise stabilité d'un enrobé mou dans les fortes pentes ou rampes, ou encore dans les zones de freinage (dans le cas d'un orniérage à petit rayon). Il évolue vers un faïençage dans l'ornière et la constitution de boulette (grand rayon), ou vers une augmentation de la profondeur (petit rayon).

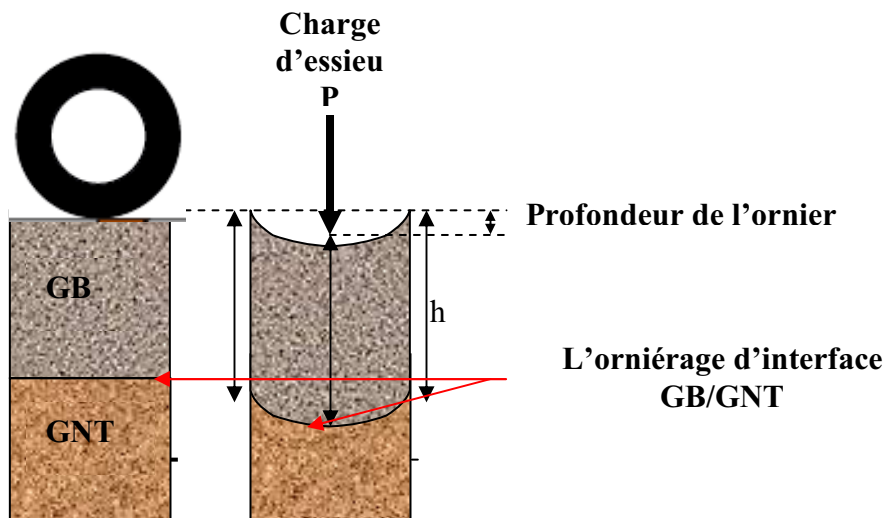


Figure II-5: l'orniérage structurel (dégradation d'interface GB/GNT)

Dans une couche granulaire non liée, les grains constitutifs restent indépendants les uns des autres. Ce sont des matériaux à module faible. Par conséquent, sous l'action d'une charge, cette couche travaille principalement en compression, c'est-à-dire qu'elle transmet au sol sous-jacent la totalité de la charge en la répartissant d'une façon non uniforme. La pression la plus importante se situe en dessous de la charge.

Pour schématiser le phénomène, imaginons un empilement de pierres identiques ou même de bille (figure II-6)

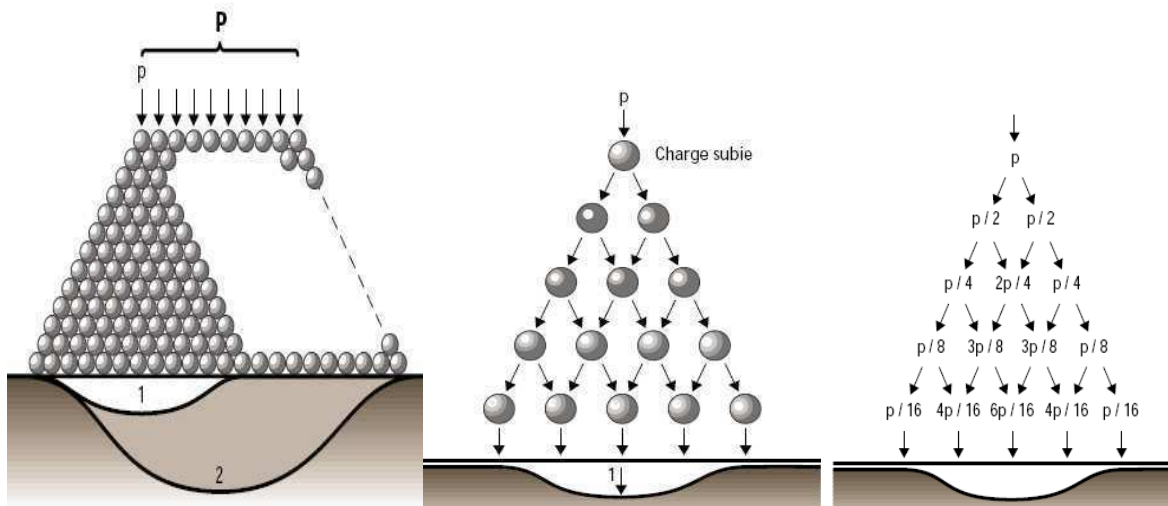


Figure (II-6) Fonctionnement de l'interface cas de l'orniérage structurale [chapitre 1 généralité sur le fonctionnement des chaussées]

Considérons une charge P sur une bille.

Celle-ci va transmettre $P/2$ à chacune des deux billes de la couche sous-jacente.

Sur les trois billes de 3^e rangée, il y aura successivement $P/4$ $2P/4$ $P/4$ et ainsi de suite

On voit qu'à la n ième rangée, il y a une répartition en cloche qui correspond à un étalement de la charge P

Mais, à l'interface couche granulaire-sol, on peut constater que la somme des charges réparties est égale à la charge P .

Cas des fissures:

Les fissures sont considérées comme un des plus grands modes de dégradations de chaussée en effet leur présence associée ou non à l'eau met en péril la durabilité à terme de la structure sous le passage répété de véhicules. Le problème de fissuration peut être regardé du côté de l'endommagement des matériaux [Bodin et al, 2004] et de leur rupture comme le mettent en évidence par exemple les essais de comportement à la fatigue et à la rupture des matériaux bitumineux [Begin, 2003, 2009], [Maillard et al, 2003] (figure II-7).



Figure (II-7) Dégradation de la chaussée de RN3 entre BATNA-BISKRA (Section de MOULYA PK248+500 à PK 256+723)

Sur la structure de chaussée pour un calcul de durée de vie, il est primordial de prévoir les évolutions de ces fissures. Par exemple il est nécessaire de savoir évaluer les remontées des fissures comme dans [Laveissiere, 2001], [Florence et al, 2004] de comprendre la fissuration par le haut [Tamagny et al, 2004], ou de calculer la durabilité d'un collage entre couche [Pouteau et al 2004].

Exemple des modes de rupture des matériaux bitumineux [Alain Béghin, 2009]

Il y a trois modes de rupture (figure II-8:

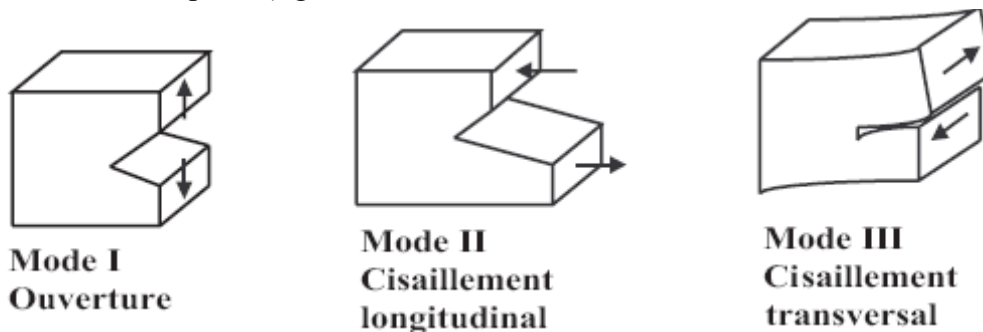


Figure II-8 Mode de sollicitation d'une fissure [A Begin 2009]

- Mode I ou encore mode d'ouverture, est le plus important et le plus étudié car il correspond aux fissures les plus dangereuses pour beaucoup de matériaux. Le déplacement des lèvres parallèles à l'axe
- Les modes II (glissement), III (déchirement) correspondant aux glissements parallèles au plan tangent de la fissure.

II-2 Dégradation des interfaces:

En novembre 1986, le service d'Etudes Techniques des routes et Autoroutes (SETRA) faisait paraître une note d'information relative au décollement des couches de revêtement de chaussées (SETRA 86)

D'après cette note d'information, depuis les années 1970, l'auscultation de certaines chaussées dont la structure se dégradait prématurément, mettait en évidence des défauts de liaison notamment entre la couche de roulement et la couche de base.

Ces défauts de liaison se traduisent par un décollement de la couche de roulement.

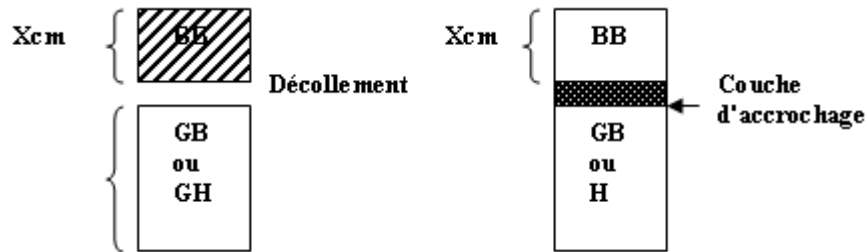
Le document précise également que ce type de dégradation touchait plus de 5% du réseau linéaire soumis à l'entretien préventif mais conduisait à des travaux d'entretien lourds et onéreux (recyclage, tapis d'enrobés épais, renforcements) deux à cinq fois plus chers que l'entretien normal d'une structure à couches correctement collées (SETRA 86)

Lorsqu'un défaut de collage se présente à l'interface particulièrement l'interface entre la couche de roulement et sa couche sous-jacente, un phénomène de glissement à l'interface peut apparaître à court ou long .visuellement, c'est par la nature des dégradations en surface de la couche de roulement des chaussée récentes et surtout leur vitesse d'évaluation que l'on peut appréhender le phénomène (SETRA 1986) (KHWEIR K May 2003). Figure (II-8). La note d'information publiée par le SETRA en Novembre 1986 montre un exemple de chaussée où le phénomène de décollement entre couche de roulement et la couche de base conduit à un sous dimensionnement du corps de chaussée dans son ensemble: des fissures apparaissent en surface de la couche de roulement malgré un niveau de déflexion qui reste généralement raisonnable. Ces fissures sont anarchiques et se ramifient rapidement pour engendrer un faïençage généralisé. A été mis en évidence par carottage (les laboratoires des Ponts et Chaussées utilisaient deux méthodes, les mesures au collographe et les mesures de déformations par ovalisation). En dehors des résultats que donnaient ces deux méthodes, on connaît mal la nature physique du processus de collage des couches.

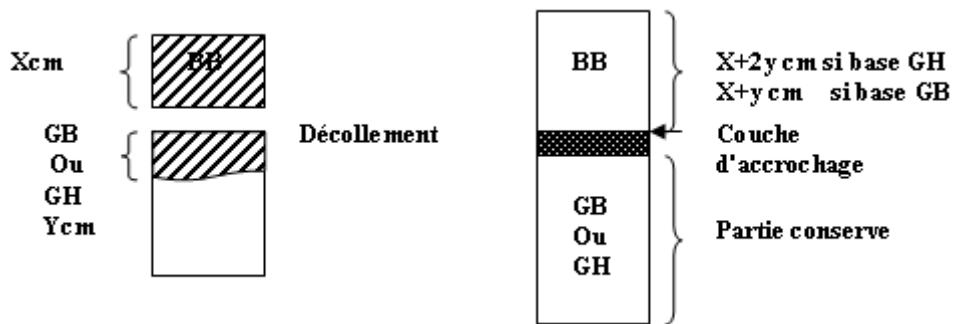
Cette note résultant de pour chaque une étude économique est indispensable pour choisir la solution technique la mieux adaptée. Le recyclage est souvent intéressant dans le cas d'une structure type GB+BB, si qualité et quantité des fraisats sont suffisantes. Sont intérêt peut être réduit dans le cas d'une structure de type GH+BB surtout si on est amené à fraiser une bonne partie de la GH, dont les fraisats ne sont pas réutilisables

Le phénomène de décollement peut donc être un des modes de dégradation critique. Le contexte des crédits d'entretien et le coût élevé des réparations utiles pour réussir le collage

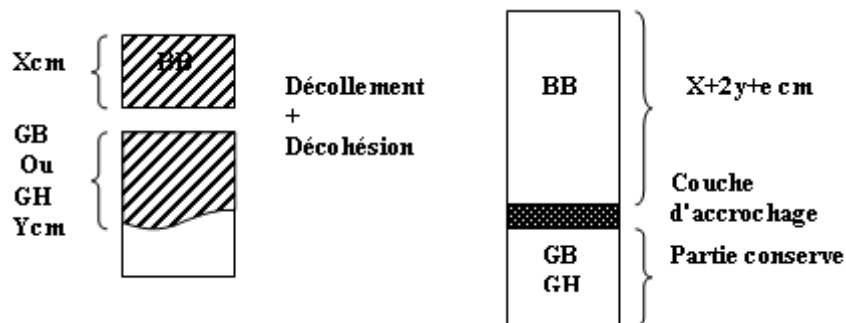
Le phénomène de décollement peut donc être un des modes de dégradation critique. Le contexte des crédits d'entretien et le coût élevé des réparations utiles pour réussir le collage des couches (figures II-9)



(1) Couche de base récente non dégradée ni en surface, ni dans sa masse



(2) Couche de base récente dégradée en surface, mais pas dans sa masse



(3) Couche de base ancienne dégradée en surface, et dans sa masse

Figure II-9 Le coût d'entretien de collage des couches de chaussée [SETRA 1986]

Les dégradations en surface de chaussée qui peuvent être imputées à un défaut de collage à l'interface sont généralement observées sur des portions de chaussée où la composante horizontale des sollicitations dues au trafic est très élevée (zone de freinage- accélération, virages, pentes, parkings, etc.) (figure II-10).



Figure II-10. Dégradation due à un défaut de collage à l'interface [M DIAK 2007]

En d'autre exemple. Les grandes précipitations qu'a connu le Maroc la saison hivernale de 2009 au 2010 à provoqué des dégâts énormes y compris les infrastructures routières surtout au niveau des régions Gharb, Tabla-Azilal et la région Sous Massa Daraa, en dénombre 18 provinces touchées dont 57 points de coupures, les changements climatiques qui ont marqué le globe terrestre ces dernières années.

en occasionnant des dégâts importants si on prend la région du Gharb comme exemple au Maroc, ou les inondations ont submergé la route en plusieurs sections, pendant plusieurs jours, ce qui a dégradé sérieusement la chaussée et mettant, ainsi sa durée de vie en péril, le travail impact présenté par l'équipe du CNER (M^{ed} HIMMI, M^{ed} AFECHAR et Rachid TABBOUCHY mis en évidence ces types de dégradation constatés sur la route (RN1) submergée pendant deux mois, l'auscultation de la chaussée a révélé en détail les dégradations de cette chaussée et ces dépendances, le pourcentage de dégradation de la surface de la chaussée environ 5%, reste faible pour déclencher des travaux de renforcement. Mais, l'évolution de la dégradation sera accentuée par les sollicitations du trafic. Afin de prédire cette évolution, le CNER a effectué des mesures de déflexion sur cette section le type des dégradations observées: tassement de remblai affaissement épaufrures faïençage (figure II-11)



Figure II-11 dégradation de RN1 [CNER en Maroc 2010]

II-3 les causes pouvant affecter le niveau de collage À l'interface

- Pollution de l'interface pendant les travaux (figure II-12)



Figure (II-12) Pollution de l'interface pendant les travaux [M DIAK 2007]

- Mouvement du sol

Les mouvements ou une perte de portance locale du sol sur lequel la structure repose, peuvent aussi mener à une fissuration qui va se propager dans les différentes couches de la structure les mouvements du sol implique ici différents phénomènes: perte de portance due à une augmentation de la teneur en eau du sol mal drainé mauvais compactage de la plate-forme glissement de terrains (spécialement près des routes ou profil n'est pas naturel), retrait du à une importante perte d'eau suite a une saison sèche

- Absence de couche d'accrochage entre les couches de base et de roulement
- Présence d'eau au niveau de l'interface:

L'eau peut venir depuis la surface la surface de la chaussée par infiltration à travers l'enrobé fissuré ou devenu poreux. Elle peu aussi remonter du terrain naturel par succion à travers le corps de chaussée (figure II-13)

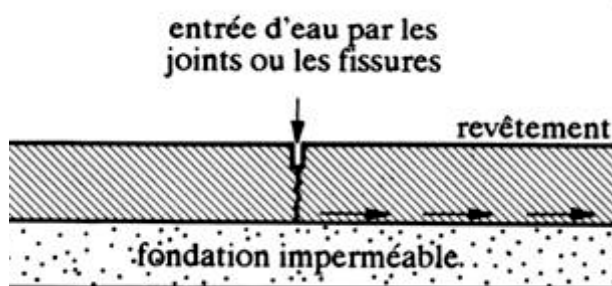


Figure (II-13) Présence d'eau au niveau de l'interface [Dimensionnement structurel des chaussées]

- Dilatation thermique différentielle entre couches
- Mise en œuvre des couches de chaussée suivie d'une forte pluie
- Dosage en liant insuffisant de la couche de roulement ou la couche de base en enrobé, compacité et imperméabilité étant correctes
- Compactage insuffisant de la couche de fondation conduisant, au moment de la mise en œuvre des bitumineuses, à un décollement de leur interface. Ce phénomène est dû à la combinaison d'une forte contrainte de cisaillement à l'interface et d'une rigidité insuffisante du support;
- Manque de compacité de la grave bitume en surface due à ségrégation des granulats
En ce qui concerne les structures dont la couche de base est traitée aux liants hydrauliques
- La mise en œuvre par température trop basse affaiblit le durcissement de la grave traitée aux liants hydrauliques et les graves non traités
- La mise en œuvre par température trop élevée peut conduire à un dessèchement prématuré de la surface de la couche de base (grave non traité);
- Le réglage fin de la couche de base ou la couche de fondation à la niveleuse après compactage, dans le souci d'obtenir un bon niveau d'uni avant la mise en œuvre de la couche bitumineuse

II-3-1 L'effet de la couche d'accrochage aux interfaces

L'utilisation des couches d'accrochage lors de la réalisation des structures routières est une technique courante pour assurer le collage des couches de chaussée. Ces couches, ou films d'émulsion bitumineuse, sont des légers enduits de bitume pur ou modifié. Elles sont essentiellement soumises à des sollicitations de cisaillement cyclique alterné dues au trafic routier. Ces sollicitations sont particulièrement importantes dans les tronçons de chaussée à fortes sollicitations horizontales

La technique de la couche d'accrochage

Il est à noter également que l'application de la couche d'accrochage est réalisée à l'aide de répandeuse de liant et non à la lance ou avec des procédés plus rustiques. Ceci permet de réaliser le dosage de la façon la plus industrielle possible et la plus précise. Il est important de décrire le dosage des couches d'accrochage en liant résiduel (bitume restant à l'interface après évacuation de l'eau) plutôt qu'en émulsion de bitume dont la teneur en bitume peut être variable suivant les usages.

Quelques dosages de la couche d'accrochage appliqués en France sont donnés ci-dessous:

✓ *Interface Grave non traitée/Grave bitume*

La grave non traitée, après compactage, est imprégné en surface d'une couche de scellement de 1.2 kg/m^2 d'émulsion de bitume et recouvert d'un épandage de granulats 4/6 mm. Avant l'application de la couche de grave bitume, une couche d'accrochage de 0.2 kg/m^2 de liant résiduel est appliquée.

✓ *Interface Grave bitume/Grave bitume*

La couche d'accrochage est systématique même lorsque les graves bitumes inférieurs sont récents. Le dosage utilisé est de 0.2 kg/m^2 .

✓ *Interface Grave bitume/Enrobés bitumineux en épaisseur supérieure à 50mm*

Pour cette application, le dosage est de l'ordre de 0.250 kg/m^2 .

✓ *Interface Grave bitume/ minces Enrobés bitumineux*

Cas des enrobés drainants

Dans ce cas, la couche d'accrochage doit également faire office de couche d'étanchéité pour protéger la chaussée existante de toute venue d'eau dans la structure de la chaussée.

L'application est très proche d'un enduit superficiel avec des granulats 4/6 mm bien que le dosage soit plus important que pour un enduit superficiel classique.

Parfois sur autoroute à péage et afin de limiter, la gêne à l'utilisateur un enrobé coulé à froid est appliqué la veille de la réalisation de l'enrobé drainant. Le trafic est remis sur l'enrobé coulé à froid et ceci permet de limiter la gêne mais d'assurer un très bon collage et une très bonne étanchéité

Cas des enrobés bitumineux très minces

Dans cette application, la couche d'accrochage est beaucoup plus importante afin de faire adhérer l'enrobé sur la chaussée existante. Le dosage est de 0.400 kg/m^2 et parfois plus.

II-4 Facteurs influençant sur le comportement des interfaces

II-4-1 pour les matériaux non liés (Grave non traité, sol support)

II-4-1-1 influence de la nature minéralogique des matériaux:

Plusieurs études ont permis de conclure qu'il n'y a pas de relation entre la rigidité d'un grave (sans module d'élasticité) et la résistance mécanique de ses granulats. Les recherches effectuées au LRPC de Saint-Brieuc [Paute et al, 1994], ont montré que la rigidité ou la sensibilité aux déformations permanentes d'un grave non traitée est très dépendante de la nature minéralogique du granulat dont est issu le matériau. Elles montrent notamment que les performances des GNT issues de certains calcaires tendres (module caractéristique E_c et déformation permanente caractéristique A_{1c}), dont l'utilisation pour la construction des assise de chaussées est proscrite d'après les spécifications empiriques actuellement utilisées, sont meilleures que celle de matériaux alluvionnaires et éruptifs. La figure (II-14) illustre le classement de ces graves non traitées, à partir d'essais triaxiaux. L'idée simpliste d'un lien direct entre le comportement mécanique des GNT et la résistance mécanique de la roche dont elles sont issues ne peut être retenue.

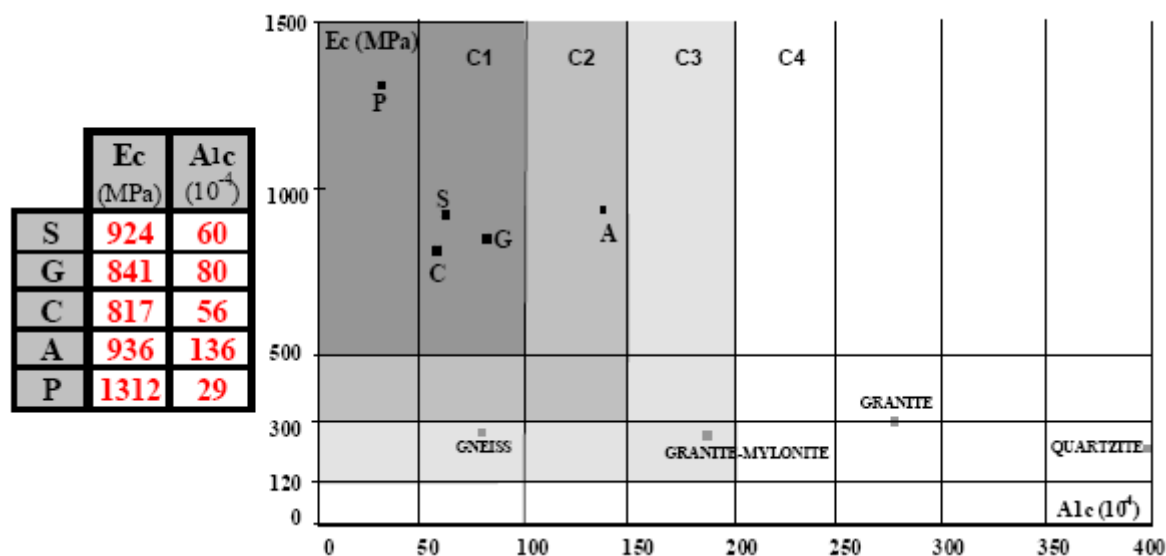


Figure II-14: influence de la nature minéralogique des matériaux sur le comportement des interfaces [Abdsamad EL ABD 06]

II-4-1-2 Influence de la teneur en eau

La teneur en eau a une influence significative sur le comportement des graves non traitées. Ou du sol support Plusieurs étude de recherche [Habiballah Taha EL Mohkhtar, Thèse de doctorat de L'Université de Limoges 2005], [Hick et Monismith 1971], [Smith et Nair 1973], [Dawson

et al 1996] et [Balay et al 1998] ont étudié le rôle du degré de saturation sur le comportement des GNT (figure II-14). Ces études arrivent à conclure que les graves non traitées sont généralement non saturées et sont donc soumises à des forces capillaires (pression interstitielle négative ou succion) qui confère au mélange granulaire une certaine cohésion. La cohésion et donc la sensibilité à l'eau sont d'autant plus importantes que la teneur en fines est élevée. De plus, les conditions hydriques dans le sol conditionnent fortement la portance de celui-ci ont influence majeur sur le comportement à long terme de la structure. Plusieurs chercheurs qui ont étudié l'effet de la teneur en eau sur les matériaux granulaires en laboratoire ou in situ juge que la combinaison d'un fort degré de saturation et d'une faible perméabilité, conduit à une contrainte effective faible et donc à une faible rigidité et à une faible résistance aux déformations [Haynes et Yoder 1963], [Barksdale 1972], [Maree et al 1982], [Thom et Brown 1987],

Lors d'une étude menée par [Haynes et Yoder 1963], la déformation permanente axiale totale s'élevait de plus 100% lorsque le degré de saturation passait de 60% à 80%. L'influence de l'état hydrique a également été étudiée sur de nombreux sites réels par [Maree 1982]. Il montre que dans le cas de matériaux sensibles à l'eau, les déformations de la [Thom et Brown 1987], une légère augmentation de la teneur en eau peut produire une forte élévation du taux de déformations permanentes la figure (II-15) résume les effets observés lors d'un apport d'eau dans la chaussée

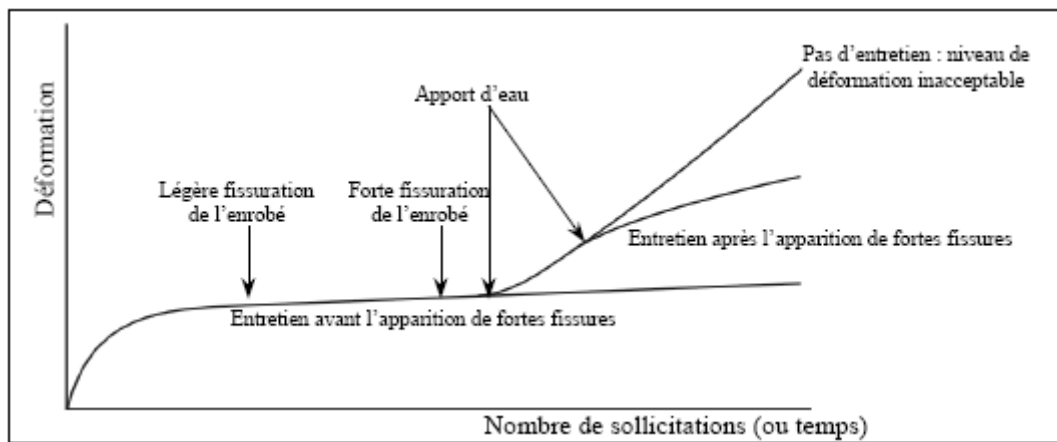
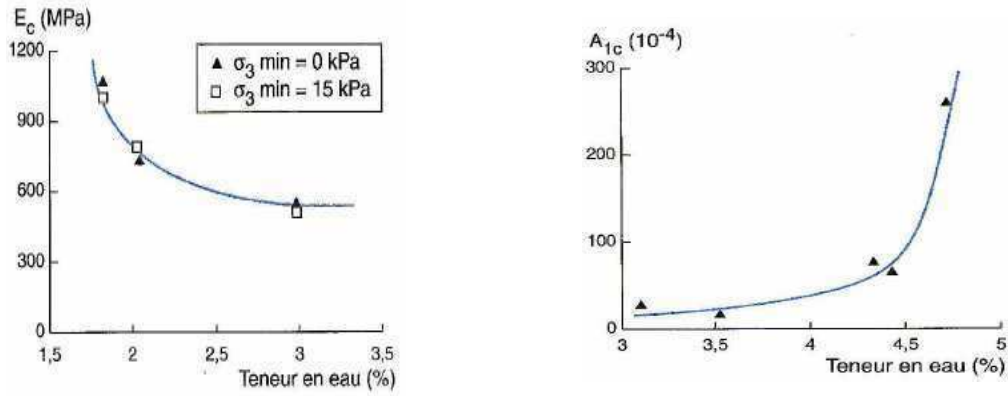


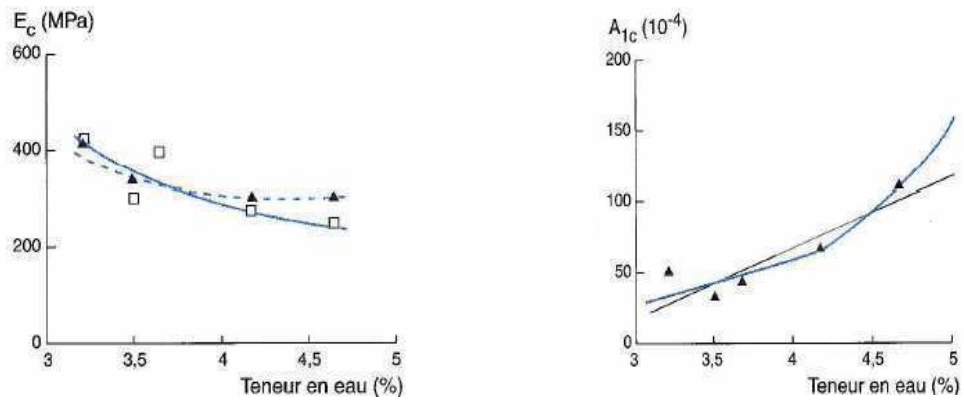
Figure (II-15): Evaluation de la déformation d'une chaussée lors d'un apport d'eau

[Abdsamad EL ABD 06]

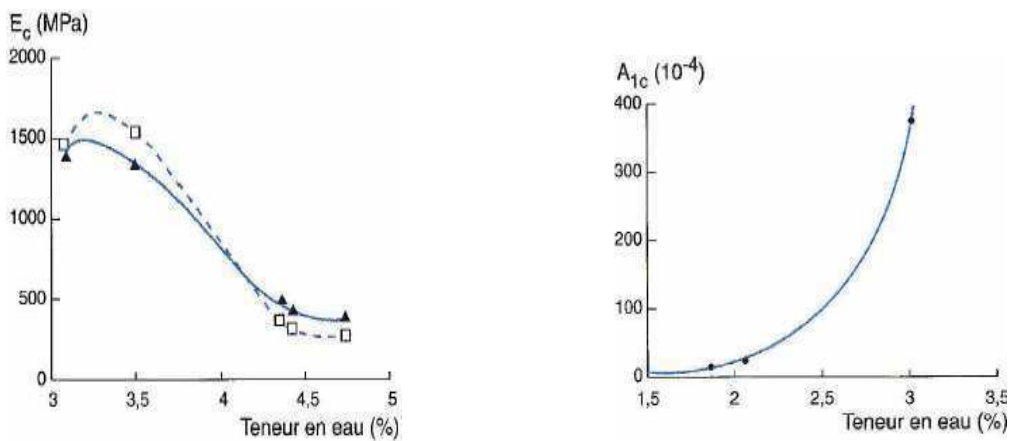
Balay [Balay et al 1998] a étudié l'influence de la teneur en eau sur trois graves non traitées de granulométrie 0/20 issues de concassage d'un calcaire dur, d'un calcaire tendre et d'un microgranite (figure II-16).



(1) Grave issue du concassage d'un calcaire dur



(2) Grave issue du concassage d'un calcaire tendre



(3) Grave issue du concassage d'un microgranite

Figure II-16 La relation entre E_c et la teneur en eau et évaluation de la déformation

[Abdsamad EL ABD 06]

II-4-1-3 Influence de la densité

Il a été montré sur de précédentes études que la densité, ou le degré de compactage, avait une influence significative sur le comportement à long terme des matériaux granulaires [Holubec 1969, Brksdale 1972, Allen 1973, Marek 1977, Thom et Brown 1988, Barsdale 1991], la résistance aux déformations permanentes de ces matériaux sous chargements répétés est largement améliorée si la densité augmente. Selon Holubec en 1969, la réduction des déformations permanentes due à l'augmentation de densité est plus importante pour les matériaux granulaires anguleux. Sur l'ensemble des matériaux étudiés par Barksdale en 1972, la déformation permanente axiale est environ deux fois plus importante lorsque les graves sont compactées à 95% de la densité à l'optimum Proctor modifié qu'à 100%. Des résultats similaires étaient obtenus par Marek en 1977.

II-4-1-4 Influence de la teneur en fines et de la morphologie des granulats

Des études menées par Barksdale [Barksdale 1972, 1991], Thom et Brown [Thom et Brown 1988] ont mis en évidence la diminution de la résistance aux déformations permanentes des matériaux granulaires lorsque la teneur en fines augmentait. La forme des grains a également une forte influence sur la résistance aux déformations permanentes. Allen en 1973 prédisait que des matériaux anguleux, concassés, subissaient de plus faibles déformations permanentes que de matériaux roulés. Barksdale et Itani en 1989 confirmaient la meilleure résistance aux déformations permanentes des matériaux concassés.

II-4-2 Pour les matériaux bitumineux

II-4-2-1 Effet du dosage en couche d'accrochage

L'effet du dosage en couche d'accrochage a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche, et les résultats conduisent aux mêmes conclusions. Pour une combinaison de matériaux testée en cisaillement monotone à une température donnée, il existe un dosage optimal qui conduit à une valeur maximale de résistance au cisaillement. A titre d'exemple, on présente les résultats de deux campagnes d'essais (figure II-17). On remarque, qu'aux températures 0 et 25°C, l'excès de couche d'accrochage (par rapport au dosage optimum) conduit à une baisse de la résistance au cisaillement. Ceci pourrait être expliqué par la présence d'un film épais glissant et qui réduirait la surface de contact entre les granulats à l'interface, et donc, la part de contrainte de cisaillement apportée par le frottement (τ_{frot}).

Qu'à 55°C, le dosage a peu d'influence sur la performance mécanique du collage. L'interface sans émulsion (0 g/m²) serait aussi efficace que l'interface avec couche d'accrochage.

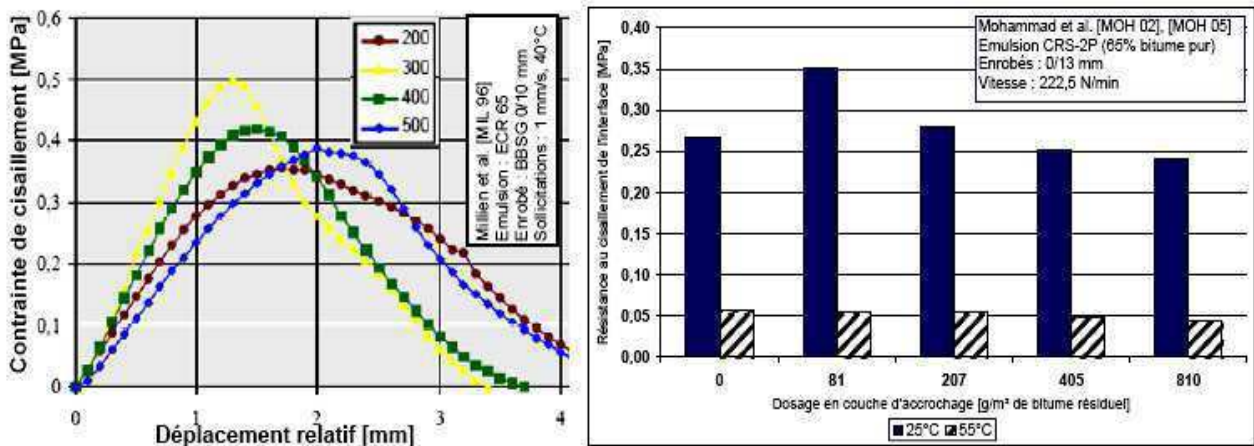


Figure (II-17) Effet du dosage en émulsion sur la performance mécanique du collage à l'interface [M DIAK 2007]

II-4-2-2 Effet de nature de liant

La nature du liant, qui influence ses propriétés mécaniques, a une part importante dans la résistance de cisaillement à l'interface la susceptibilité thermique, qui caractérise le niveau de variation des propriétés mécaniques des matériaux bitumineux, notamment à hautes températures, dépend strictement de la même propriété de liant utilisé: plus le liant est thermiquement susceptible, plus le mélange l'est. D'autre part, les propriétés mécaniques de liant, à côté de celles des composants minéraux, influence la rigidité et la résistance

II-4-2-3 Effet de teneur en liant

Le niveau d'enrobage des composants minéraux est directement lié à la teneur en liant et donc également à la qualité des contacts entre les agrégats du squelette granulaire. L'introduction d'une quantité de liant excessive va saturer le mélange, ce qui réduit les efforts de contact entre des granulats et ce n'est que l'adhésivité et la cohésion du liant qui assurent la résistance aux déformations

II-4-2-4 Influence de la forme et la texture des granulats

La forme géométrique et la texture des granulats, avec la granularité, sont des paramètres directement influençant sur les propriétés mécaniques du mélange bitumineux.

Des études expérimentales de [Campen et Smith, 1984, Vanelstraete Francken, 1994], et autres, ont montré que la résistance aux déformations (cisaillement) est améliorée par une augmentation de la quantité des grains fracturés. L'utilisation des granulats anguleux et rugueux permet une augmentation de blocage et de contacts intergranulaires. Le squelette granulaire devient plus stable, le frottement interne est augmenté. De plus, la surface des grains enrobés par liant augmente également, ce qui amène une force de cohésion et d'adhésivité plus forte.

II-4-2-5 Effet de rugosité de l'interface

L'effet de la rugosité de l'interface a également été abordé à travers des essais monotones de cisaillement. Les travaux conduits par Weston et al en 2005 montrent, qu'à 10,25 et 60°C, et pour un même dosage en émulsion, le collage de deux couches d'enrobés 0/4,75mm (granulométrie 0/4,75mm) est plus performant que celui entre deux couches d'enrobés 0/19 mm (figure II-18). Cependant cette différence tend à s'atténuer avec l'augmentation de la température. Même s'il est évident qu'un enrobé 0/19 mm présente une surface plus rugueuse que l'enrobé 0/4,75 mm, ce dernier génère plus de surface de contact à l'interface des couches d'enrobés, et donc, conduirait une part plus importante de contrainte de cisaillement due au frottement (τ_{frot}). De plus, en terme de pourcentage de vides, l'enrobé 0/4,75 est généralement plus dense que l'enrobé 0/19, et donc, une part de contrainte au cisaillement due à la cohésion interne des couches d'enrobés plus grande dans le cas de la granulométrie 0/4,75 mm.

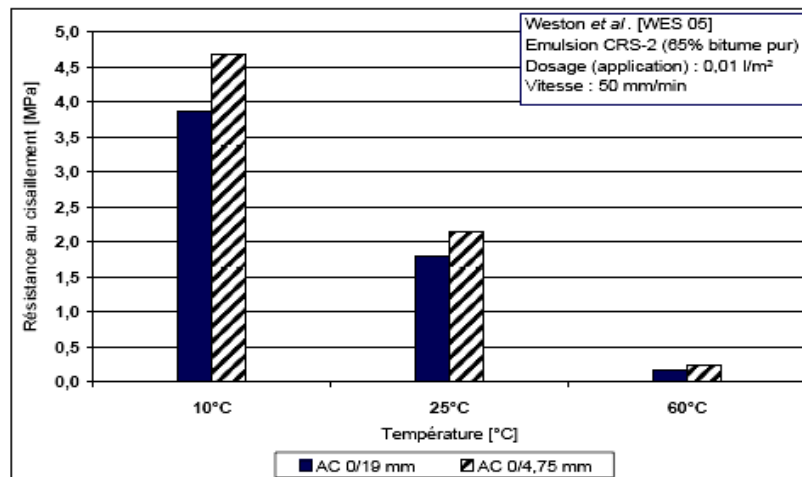


Figure II-18 Effet de la rugosité de l'interface [M DIAK 2007]

II-4-2-6 Influence de la température

L'influence de la température est bien connue et liée à la susceptibilité thermique du liant bitumineux. Plus la température est élevée, plus le liant perd sa rigidité et sa viscosité, la rigidité du mélange diminue et la résistance aux déformations qui est assurée par la cohésion, diminue également. Le mélange est alors plus sensible aux déformations.

Cette influence peut être directement observée sur les essais en laboratoire (figure II-19)

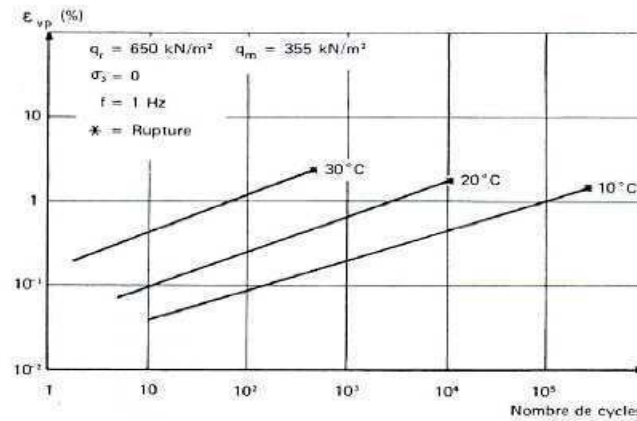


Figure II-19: Influence de la température [Dang-Truc Nguyen 2006]

II-5-Situation d'interface entre couches de structure de chaussée en Algérie

		RP1	
Matériaux types	MTB		
	MTLH		
	MNT		
	MTB		

CHAPITRE III: LES MATERIAUX

III-1 les matériaux traités au bitume (les enrobés)

L'enrobé: On appelle enrobé tout mélange constitué de granulats agglomérés entre eux par un liant hydrocarboné; ce mélange peut être enrichi par des fines et éventuellement contenir des additifs en vue d'améliorer certaines propriétés. Ce terme est plus général que celui de "béton bitumineux", car englobant des mélanges dont le liant n'est pas forcément un bitume (goudron, asphalte)

III-1-1 Composition d'enrobé

a) les liants hydrocarbonés:

Un liant hydrocarboné est un liant organique constitué d'hydrocarbures, et donc essentiellement de carbone et d'hydrogène auxquels s'ajoutent en faibles quantités l'oxygène, le soufre et l'azote

Cette famille de liants comporte 3 produits:

- Les liants naturels, trouvés en état dans la nature et le plus souvent associés à des matières minérales. Il s'agit de roches asphaltiques qui après broyage donnent la poudre d'asphalte et des bitumes naturels (asphaltite, bitume de Trinidad ou de Selenitza)
- Les goudrons, qui proviennent de la pyrogénéation à l'abri de l'air de matière d'origine végétalienne: houille, lignite, tourbe, bois. (figureIII-1) Pour des raisons économiques, mais aussi liées au comportement de ces matériaux ou à des considérations d'environnement (leur composition inclut des produits cancérigènes), les goudrons de houille ne sont plus guère utilisés seuls en technique routière, sauf dans le cas particulier des enrobés anti-kérosène, du fait qu'ils ne se dissolvent pas dans des solvants d'origine pétrolière. Ils sont généralement employés en mélange avec le bitume pour la technique des enduits superficiels.

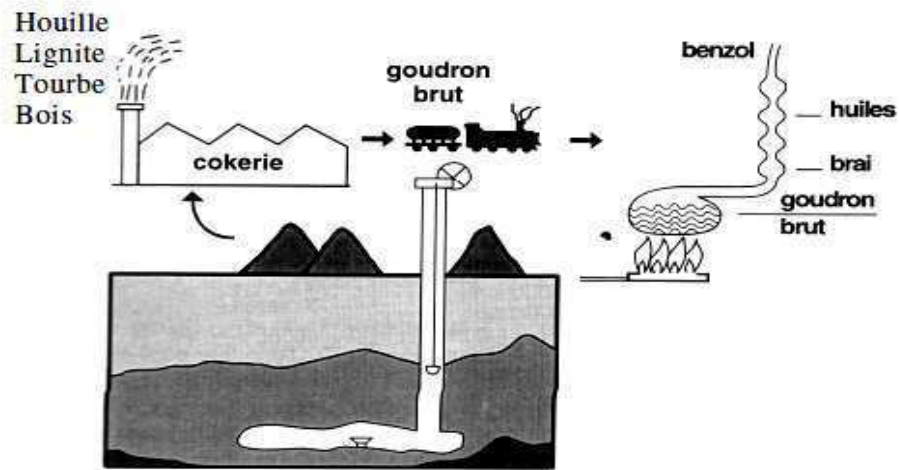


Figure (III-1) Obtention des goudrons [B-J DONGMO-ENGELAND 2005]

- Les bitumes, qui sont essentiellement produits en raffinerie à partir de la distillation fractionnée de certains pétroles bruts dits "bruts à bitume". Les différentes fractions sont discriminées par leur point d'ébullition. les produits de base sont soumis dans une ou plusieurs colonnes à une élévation de température telle que les éléments les plus légers se retrouvent en tête de colonne, suivis par des fractions de plus en plus lourdes (figure III-2). Outre la distillation, citons encore les procédés de soufflage et de désasphaltage. Le premier procédé consiste à oxyder les résidus sous vide par soufflage d'air chaud à 250°C. le deuxième procédé est, quant à lui, utilisé pour des résidus sous vide ayant une teneur en fractions lubrifiantes trop importante et consiste à traverser le résidu sous vide par un courant ascendant de solvant: la différence de solubilité des fractions bitumineuses vis-à-vis du solvant employé permet alors d'obtenir le bitume souhaité dans ce dernier cas le bitume présente une faible pénétrabilité

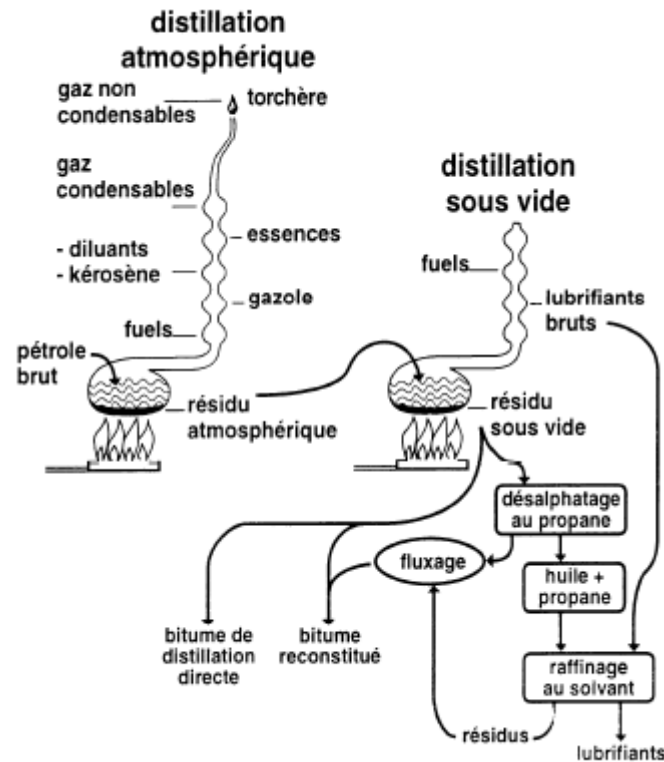


Figure (III-2) Distillation des bitumes [B-J DONGMO-ENGELAND 2005]

b) les granulats:

Les granulats se répartissent suivant leur taille moyenne en plusieurs familles: fines, sables, gravillons et cailloux. Les diamètres minimaux et maximaux de ces familles sont normalisés. Leur origine peut être artificielle (argile expansée, déchets, scorie, produits de recyclage) ou naturelle.

L'aspect physique des granulats naturels est lié à leur mode d'obtention : ils seront roulés s'ils proviennent du creusement d'un gisement (gravière, alluvions) et concassés s'ils sont obtenus par extraction à partir d'une roche mère compacte (carrière)

Classification des granulats

Comme pour les sols les granulats font l'objet d'une classification s'appuyant des essais de laboratoire l'essai commun à tous types des granulats a trait à la mesure de la granularité qui est la distribution dimensionnelle des grains d'un granula (du plus gros au plus petit) elle conditionne la compacité de l'enrobé ainsi que ses caractéristiques mécaniques

L'essai d'analyse granulométrique ou granulométrie consiste en tamisage avec ou sans eau du matériau à l'aide de tamis à maille carrée d'ouvertures normalisées pour les éléments les plus fins on fait appel aux méthodes de sédimentation (évolution de la masse volumique de suspension en cours de décantation)

La courbe granulométrique du mélange est obtenue en portant en abscisse les pourcentages de tamis (ou de refus) elle peut être continue ou discontinue (c'est-à-dire qu'une ou plusieurs fractions granulaires peuvent manquer) selon la destination du mélange et les propriétés visées. Pour exemple, la courbe granulométrique des enrobés drainant est fortement discontinue, ce qui permet d'obtenir une porosité élevée après la mise en place.

Les seuils de classification des granulats sont les dimensions d et D du plus petit et du plus grand granulats du mélange, les classes granulaires est données au tableau (III-1)

Tableau III-1: caractérisation des granulats

CLASSE DE PRODUITS	DIMENSIONS EN MILLIMETRE		
Fines	0/D	ou	$D \leq 0,080$
Sables	0/D	ou	$D \leq 6,30$
Gravillons	d/D	ou	$d \leq 2,00$ et $D \leq 31,50$
Cailloux	d/D	ou	$d \leq 20,00$ et $D \leq 80,00$
Graves	0/D	ou	$6,30 < D \leq 80,00$

III-1-2 les types d'enrobés

III-1-2-1 Béton Bitumineux (BB)

III-1-2-2 Grave Bitume (GB)

Définition: Les graves bitumes 0/20 sont des enrobés bitumineux à chaud (mélange à chaud de granulats séchés et de bitume pur).

Domaine d'utilisation:

La technique des graves bitume est destinée à la réalisation des assises de chaussée (couche de base et couche de fondation).

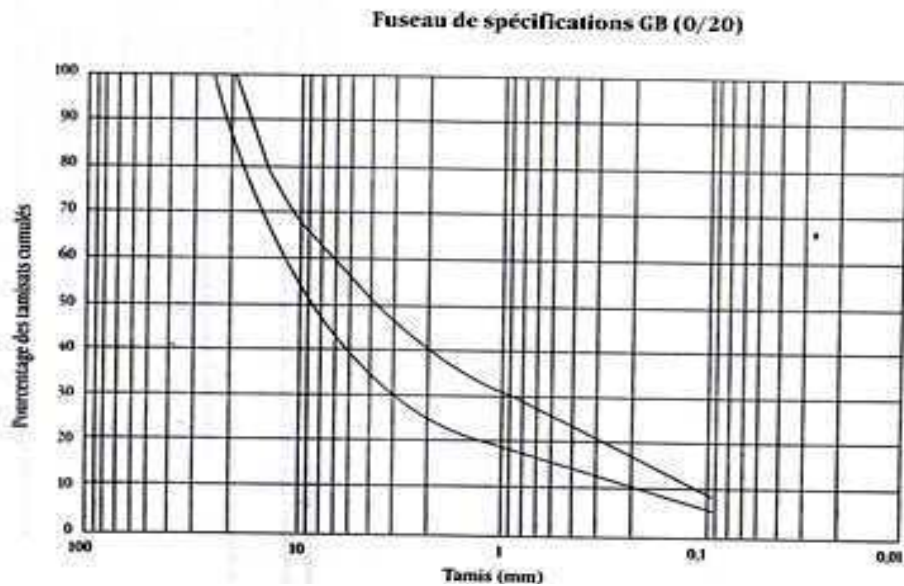
Réseau RP1: classe de trafic TPL3 à TPL7

Spécifications:

Granulats

Les granulaires utilisées pour la fabrication des graves bitumes 0/20 sont les suivantes:

Coupures granulométriques: 0/3; 3/8; 8/14; 14/20



Indice de concassage $I_c=100$

Bitume: Classe de bitume: 40/50 (pour le réseau principal de niveau 1:RP1)

III-1-2-3 Sable Bitume (SB)

Définition: Le sable bitume est un mélange d'un ou plusieurs sables avec du bitume pur. Généralement le mélange nécessite l'ajoute de fines provenant soit des matériaux de concassage- broyage (sable fillérisé fines calcaires). Soit des pulvérulents industriels (chaux ciment). Le bitume utilisé doit être assez dur de classe 40/50 ou 20/30 afin d'assurer une rigidité et une stabilité convenable. La fabrication du mélange (sable+bitume) se fait en centrale d'enrobage à chaud

Domaine d'utilisation: L'emploi du sable bitume est envisageable en couche de base pour les chaussées du réseau principal de niveau 2 (RP2)

Spécifications:

Sable:

Propreté

Equivalent de sable à 10% de fine (ES) >40

Valeur au bleu de méthylène (VBS) $<0,2$

Stabilité immédiate avant mélange

Indice de portance immédiat $IPI \geq 40$

Il n'y a pas de restriction concernant la granulométrie du sable à utiliser. Le sable employé devra par ailleurs contenir moins de 0,2% de matières organiques

Bitume: Le bitume doit répondre selon l'essai de pénétrabilité et l'essai de température Bille et Anneau à une classe de 40/50 ou 20/30

III-1-3 Comportement d'enrobé

Le comportement des matériaux bitumineux dans les structures routières varie largement suivant les conditions de chargement et le climat. [Di Benedetto et Corté, 2005] classifient les types de comportement des enrobés bitumineux suivant l'amplitude de déformation et le nombre de cycles de chargement, comme suit (figure III-3)

Pour un faible nombre de cycles de chargement et des déformations élevées, le comportement est fortement non linéaire.

Pour des chargements comprenant quelques centaines de cycles et des déformations faibles, le comportement est considéré, en première approximation, viscoélastique linéaire.

Le phénomène de fatigue se produit lors de chargements de plusieurs dizaines de milliers de cycles et des déformations «faibles» qui favorisent le développement de l'endommagement.

La production et l'accumulation des déformations irréversibles sous un grand nombre de cycles de chargements favorisé par une température élevée sont le quatrième type de comportement.

La figure (III-3) montre un ordre de grandeur des différents domaines de comportement pour une température fixée. Les frontières indiquées peuvent varier sensiblement selon le matériau, la température et le chemin de sollicitation.

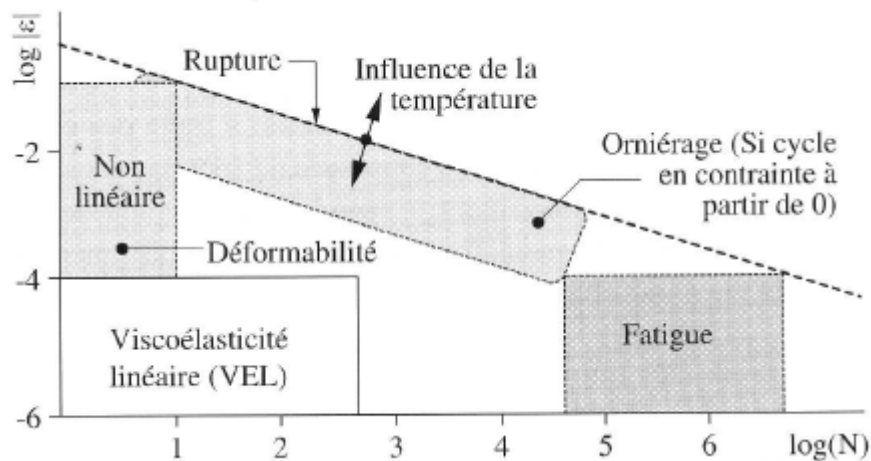


Figure (III-3): Types de comportement des matériaux bitumineux

[Di Benedetto et Corté, 2005]

III-2 les matériaux traités au liant hydraulique

III-2-1 les types des matériaux traités au liant hydraulique

III-2-1-1 Grave- Laitier (GL)

Définition: Le Grave Laitier est un mélange effectué en centrale de malaxage continue: d'une grave reconstituée 0/D d'un laitier granulé réactif et d'un activant basique. Mélange est réalisé à une teneur en eau.

Domaine d'utilisation:

Couche d'assises de chaussées (base, fondation)

Chaussée neuves de type RP1: réseau principal de niveau 1 (trafic: TPL3 à TPL7)

Spécification:

Granulats

Gravillons:

Tableau III-2: Caractéristiques intrinsèques de Gravillon de GL

PL/jour/sens		150-300	300-3000	>3000
Base	MDE	≤25		≤20
	LA	≤30		≤25
Fondation	MDE	≤35	≤25	≤20
	LA	≤40	≤30	≤25

Sables

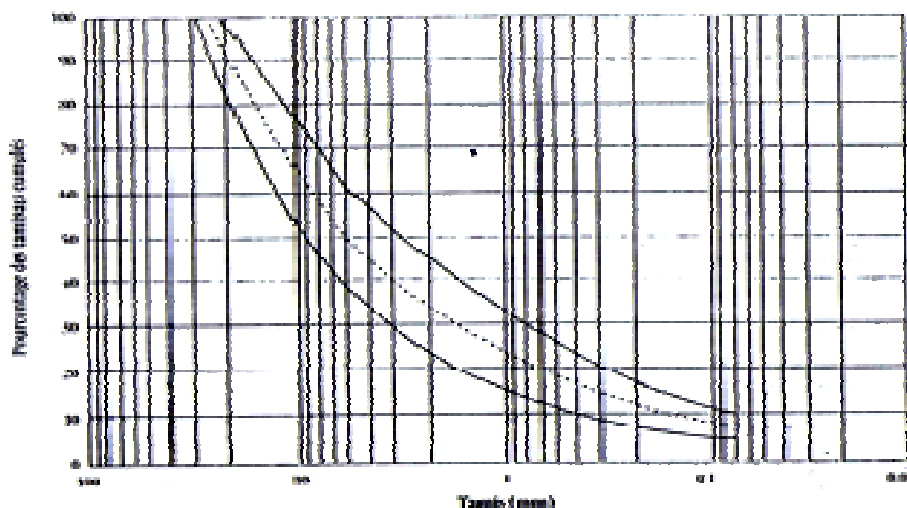
Refus à D=1 à 15%

ES (10%) ≥ 50 sinon VB=1,5

Liant (laitier granulé)

Granularité: 0/5

Fuseau de spécifications (Liant compris) de la grave-laitier (0/20)



III-2-1-2 Grave Ciment (GC)

Définition: Un grave ciment est un mélange de granulats, de ciment, éventuellement de retardateur de prise, et d'eau, fabriqué en centrale de malaxage et mise en œuvre conformément aux spécifications de la présente fiche.

Domaine d'utilisation:

Couche de fondation de chaussée en béton de ciment

Chaussée neuve de type RP1 (TPL3 à TPL7)

Spécification:

Granulats

Gravillons

Caractéristiques intrinsèques de gravillon GC: dans le tableau III-3

PL/Jour/sens		150-300	300 -3000	>3000
fondation	LA	≤35	≤25	≤20
	MDE	≤40	≤30	≤25

MDE: Micro Deval Humide

LA: Los Angeles

Sable

Refus à D=1 à 15%

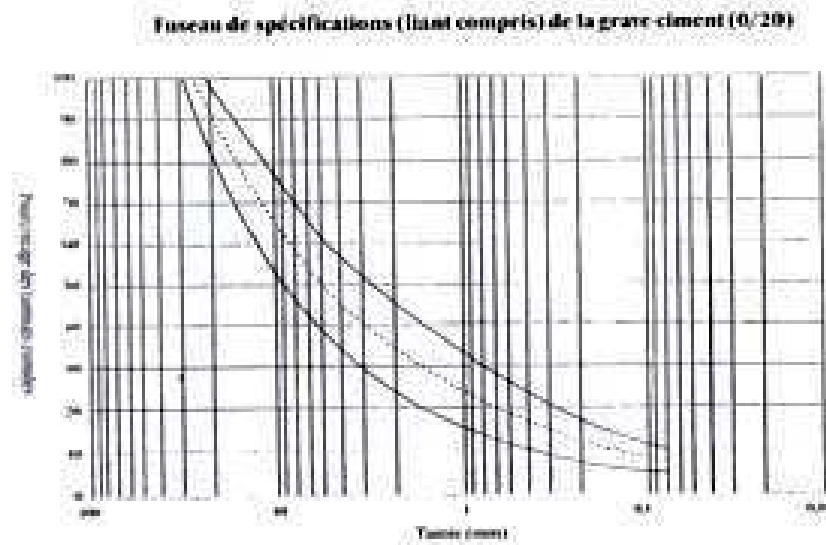
ES (10%) ≥50%, sinon VB≤1,5

Liant (ciment)

Ciment Portland Artificiel (CPA)

Ciment Portland Artificiel avec ajouts (CPJ)

Ciment résistant aux sulfates (CRS)



III-2-1-3 Béton de Ciment (BCg) Béton non armé et goudonné

Définition: Les chaussées modernes en béton peuvent se présenter sous différentes conceptions; on peut citer les dalles courtes (3 à 5m) non armées, à joints goudonnés ou non, les dalles moyennes (5 à 7m) goudonnées ou goudonnées ou non. Les dalles épaisses (30 à 40cm) courtes et armées,.....etc.

Domaine d'utilisation:

Couche de roulement et couche de base.

Réseau principal de niveau 1 (RP1): Classes de trafic TPL3 à TPL7

Spécifications

Granulats

Gravillons

Granulométrie

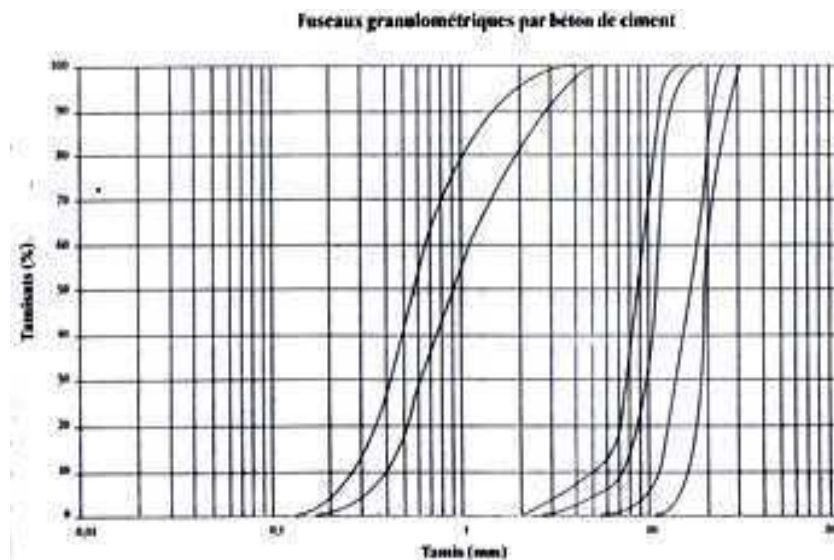
Fractions granulométriques (0/5, 5/15 et 15/25)

Sable

Fines (%<80 m): <15%

Friabilité: $F_s < 40\%$

Equivalent de sable (à 10% de fines): $ES > 60\%$



Liant (ciment)

Type de ciment

CPA, CPJ et CRS

III-3 Les matériaux non traités

III-3-1 types des matériaux non traités

III-3-1-1 Grave Non Traitée (GNT)

Définition: Les Graves non traitées (GNT) sont définies comme étant des graves 0/D ne comportant pas de liant. On distingue deux types de GNT suivant leur mode d'élaboration:

Les GNT de type "A" sont obtenus en une seule fraction (ce type de GNT ne permet pas une optimisation de la granulométrie et n'offre pas de garantie d'homogénéité).

Les GNT de type "B" sont des matériaux provenant du mélange d'au moins deux fractions granulométriques, malaxées et humidifiées en centrale

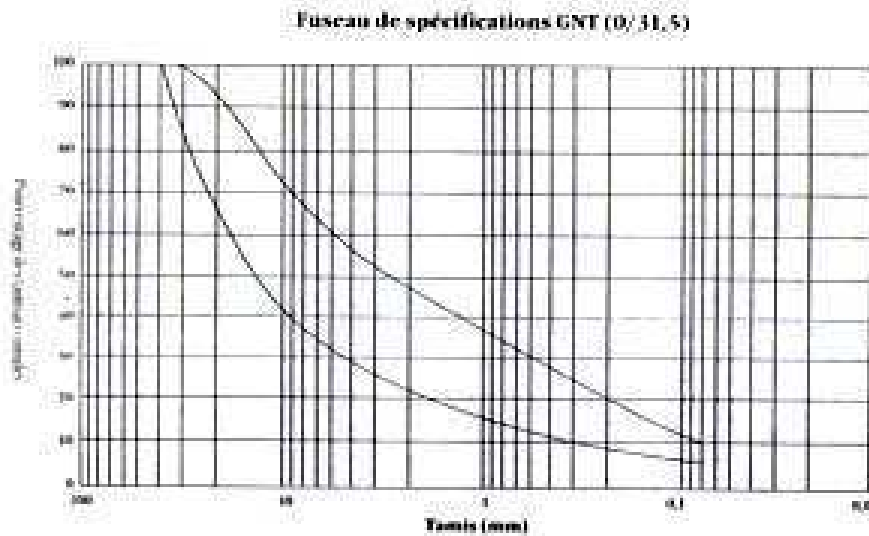
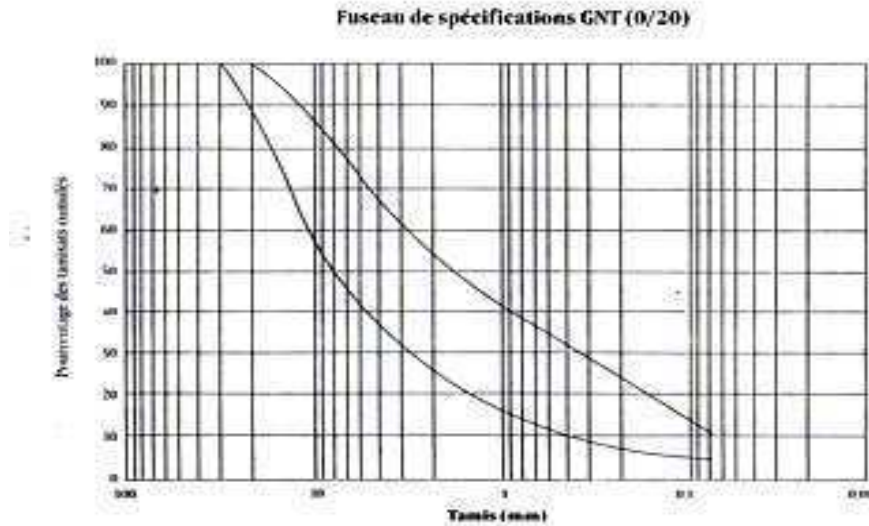
Domaine d'utilisation:

Couche d'assises de chaussée (couche de base et de fondation) pour le réseau RP2

Couche de fondation pour le réseau de niveau 1 RP1

Spécification

Granulométrie: les courbes granulométriques doivent s'inscrire dans les fuseaux de spécification 0/20 et 0/31,5 définis ci-dessous



Dureté: $LA \leq 30\%$ $MDE \leq 25\%$ en couche de base

$LA \leq 40\%$ $MDE \leq 35\%$ en couche de fondation

Angularité: les coefficients d'aplatissement: $A \leq 30\%$

Propreté: ES à 10% fines $\geq 40\%$ et $VB \leq 2$

Comportement cyclique de la GNT:

Sous chargements cycliques, les graves non traitées présentent des déformations réversibles, enregistrées après cycle et des déformations permanentes, qui s'accroissent lorsque le nombre de cycles augmente figure (III-4)

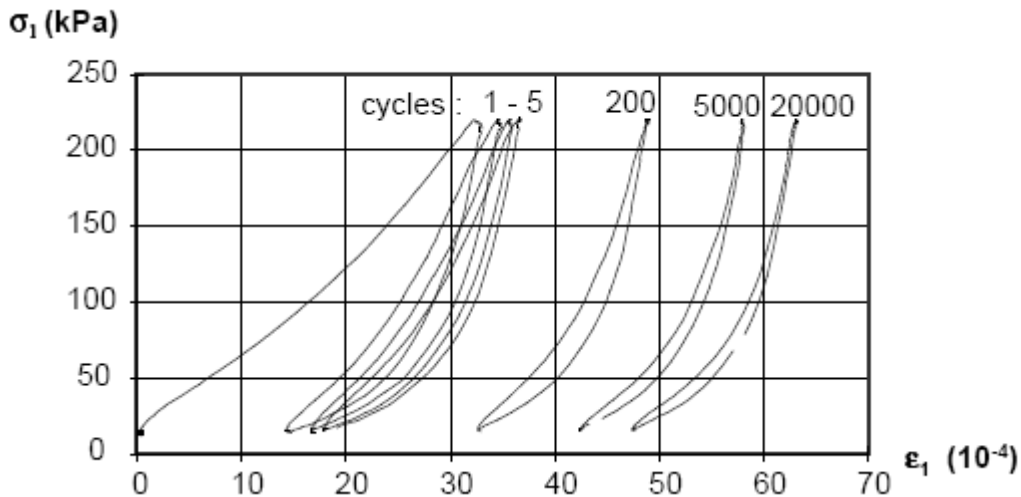


Figure III-4: Comportement cyclique non linéaire des GNT [Hornych et al, 1998]

Ce comportement élastoplastique diffère selon les niveaux de chargement.

Il peut être accompagné soit d'une stabilisation des déformations permanentes dans ce cas il devient alors purement élastique, soit au contraire conduire à une évolution des déformations permanentes sans stabilisation jusqu'à la rupture (phénomène de rochet) l'essai le plus couramment utilisé pour étudier ce comportement est l'essai triaxial.

III-3-1-2 Tufs Calcaires (TUF)

Définition: Les tufs calcaires ou (encroûtement) sont des matériaux composés essentiellement. Mais pas exclusivement de carbonate de calcium. Les tufs calcaires existent à l'état poudreux, nodulaire ou très induré; ils sont dus à la cimentation, à l'accumulation ou au remplacement de quantité plus ou moins grande de sols, roche ou matériaux altérés par du calcaire dans une zone d'infiltration. Ils sont très répandus dans les zones climatiques II et III. On les rencontre dans les bassins relativement plats irrigués par les eaux de ruissellement provenant des massifs calcaires limitrophes.

On distingue généralement dans un tuf calcaire mur trois horizons du haut en bas:

Horizon A: il constitue la terre végétale dont l'épaisseur est de 20 à 30cm

Horizon B: c'est l'horizon de l'encroûtement proprement dit; son épaisseur peut varier de 1 à 2cm. Il comprend le plus souvent:

1. dalle compacte, de consistance dure, à forte teneur en carbonate et dont l'épaisseur peut atteindre 20 cm
2. croûte constituée par une superposition de feuillets.

3. zone nodulaire. Il s'agit de nodules calcaires durs pris dans une gangue calcaire plus ou moins pulvérulent

Horizon C: c'est les matériaux d'origine dans lequel on rencontre cependant quelques nodules.

Préparation des matériaux:

Cas des tufs tendres (absence de dalle):

Dans le cas des tufs ne présentant pas de dalle compacte, l'extraction au Bull suffit à amener les matériaux extraits à une granulométrie permettant leur mise en œuvre. Les matériaux sont gerbés en tas ce qui permet une certaine homogénéisation, sont donc acheminés sur le chantier sans traitement préalable.

On distingue deux classes de tufs, selon la granularité et leurs performances mécaniques; il s'agit de TUF1 et TUF2

Cas des tufs élaborés (présence de dalle et de croûte):

Pour être utilisés en corps de chaussée, les granulats bruts d'extraction qui comportent des gros éléments; il serait souhaitable de concasser les gros éléments durs provenant de la dalle insuffisamment fragmentés.

Dans le cas de travaux importants et si la puissance du gisement le justifie, une installation de concassage criblage permet de fabriquer des matériaux 0/31,5 ou 0/20 qui possèdent une courbe granulométrique plus continue et une teneur en fines plus faible. En effet, l'utilisation d'une installation élaborée permet de limiter l'extraction des matériaux à 10 ou 20 cm sous la croûte.

Domaine d'utilisation:

couches d'assises (base, fondation), pour le réseau principal de niveau 2 (RP2)

TUF1 en couche de fondation, pour le réseau principal de niveau 1 (RP1)

Spécifications:

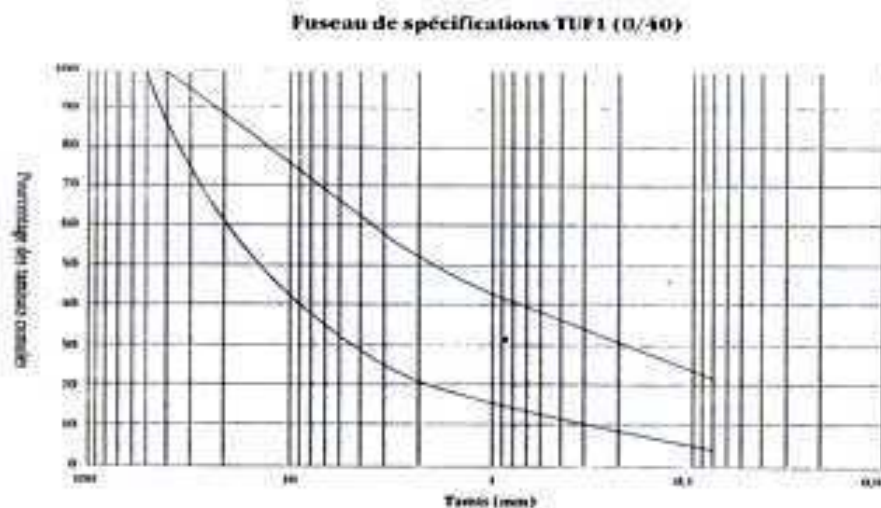
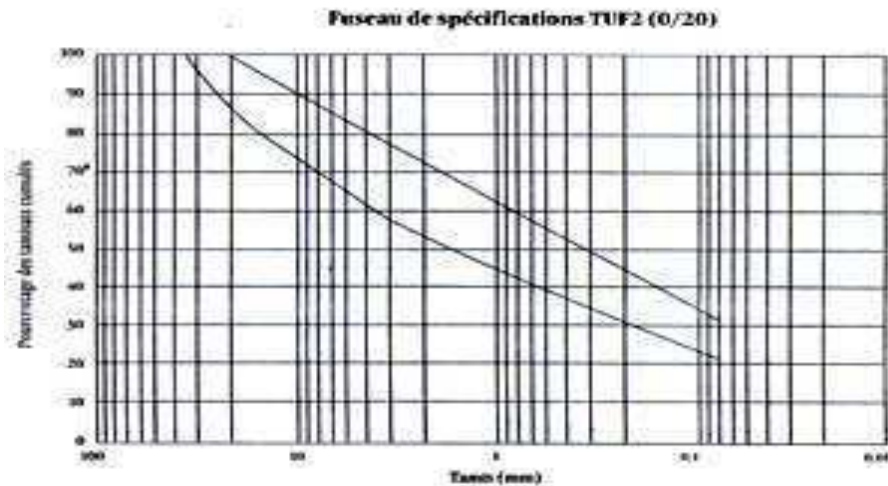
Granulométrie

Les matériaux utilisés en technique routière doivent s'inscrire dans les fuseaux 0/D définis ci-dessous:

Fuseau 0/40 pour les tufs à squelette de classe 1; appelés TUF1

Fuseau 0/20 pour les tufs fins de classe 2; appelés TUF2

Pour les tufs élaborés; se référer aux fuseaux 0/20 et 0/31,5 de la GNT



III-3-1-3 Sables Gypseux (SG)

Définition: Les encroûtements gypseux sont situés dans la zone climatique IV, c'est la zone des chotts et souvent de grandes étendues dunaires. Les encroûtements gypseux se présentent généralement en couches horizontales affleurantes à subaffleurantes.

Horizon A: appelé "rich" en arabe, épaisseur varie de 20 à 30cm. Cette partie est friable, poreuse et souvent sableuse.

Horizon B: Encroûtement massif ou "Taffeza": son épaisseur varie de 1 à 2m. Il est souvent utilisé comme pierre à bâtir. C'est l'horizon des roses des sables. Encroûtement friables ou "sables gypseux". Ils ne se différencient des encroûtements massifs que par la dureté.

Préparation des matériaux: C'est l'horizon C "Encroûtement tendres" qui fait l'objet d'une exploitation pour l'utilisation en technique routière.

1. A l'aide de Bull on pousse le matériau de l'horizon A et l'éventuelle découverte sableuse vers les bordures du gisement.

2. le sable gypseux ou encroûtements tendres sont gerbés et disposés tas pour être repris, par la suite, par les chargeurs qui les mettent dans le camion de transport.
3. on attire l'attention sur le fait que les gîtes en sable gypseux ne sont, en général, pas homogènes. Ce qui exclut une exploitation étendue sur de grandes surfaces.

On distingue deux classes de sables gypseux selon leur granularité et performances mécaniques; il s'agit de SG1 et SG2.

Domaine d'utilisation:

-Couche d'assise (base, fondation), pour le réseau RP2

-SG1 en couche de fondation, pour le réseau RP1

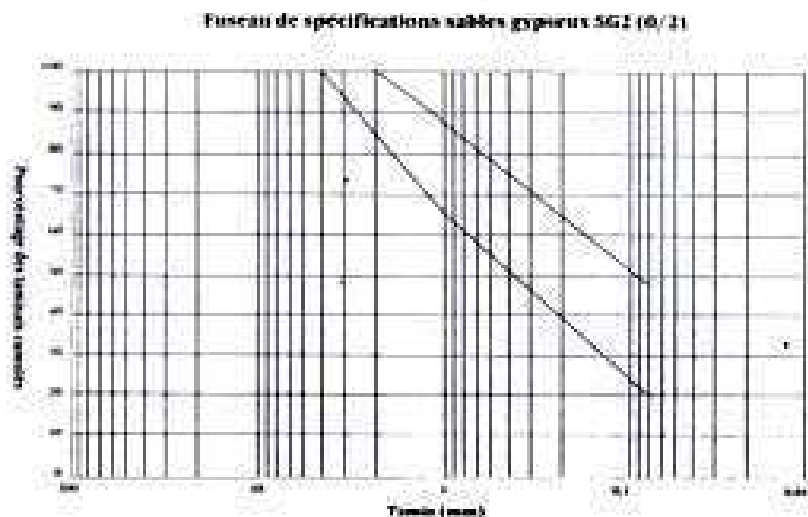
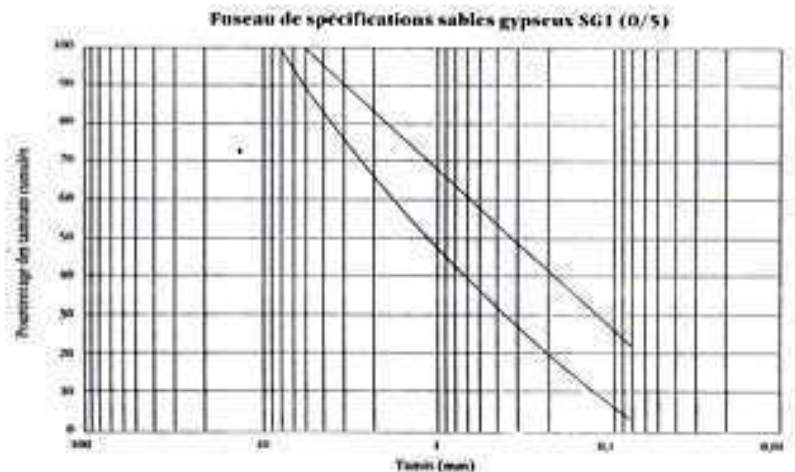
Spécifications:

Granulométrie

Les matériaux utilisés en technique routière doivent s'inscrire dans les fuseaux 0/D définis ci-dessous

Fuseau 0/5 pour les sables gypseux de classe 1; appelés: SG1

Fuseau 0/2 pour les sables gypseux de classe 2; appelés: SG2



Indice de plasticité: $I_p \leq 10$

III-3-1-4 Arènes Granitiques

Définition: Les arènes granitiques proviennent de l'altération des granites aux conditions de surface. Les feldspaths s'altèrent surtout en Kaolin. Les micas s'altèrent partiellement alors que les grains de quartz ne subissent aucune altération. La roche reste en place en gardant une faible cohésion. Les arènes granitiques sont très répandues dans la région du Hoggar (zone climatique IV): elles constituent la seule ressource en granulats routiers disponibles dans les conditions technico-économiques.

Les arènes granitiques s'extraient facilement et fournissent un sable plus ou moins grossier suivant la texture des roches mères. Elles se classent en trois familles suivantes:

- Arènes graveleuses: elles sont peu répandues au Hoggar. Elles proviennent de l'altération de granites à phénocristaux. Le pourcentage de fines (<0,08 mm) est faible (<10%) et le diamètre maximum n'excède pas 12 mm.
- Arènes grenues: Elles proviennent de la désagrégation des granites à texture grenue. Ce type de matériau est très répandu dans le Hoggar. le pourcentage des fines est faible (10%<passant à 0,08 mm<18%), et le diamètre D max des éléments grossiers est: 7mm<D max<10mm.
- Arènes fines: Elles proviennent de l'altération des gneiss, granodiorites et granites à texture grenue et microgrenue. Le pourcentage des fines (<0,08 mm) est supérieur à 18%.

Préparation des matériaux:

On enlève la découverte vers les bordures du gisement. On extrait l'arène granitique à l'aide de Bull sur une épaisseur généralement de 20 à 50cm selon le degré d'altération. Les matériaux extraits seront disposés en tas afin d'assurer une certaine homogénéité, ensuite ils sont repris à l'aide de chargeurs sur les camions qui assurent le transport jusqu'au chantier

Recommandation

Il est vivement recommandé d'utiliser les matériaux fraîchement extraits, ceci permettra d'éviter toute pollution des matériaux et de gagner 1 ou 2% de teneur en eau lors de la mise en œuvre.

Domaine d'utilisation:

Couche d'assises (base, fondation), pour le réseau RP2

Spécifications

Granulométrie

Tableau III-4: fuseau 0/10 de l'arène granitique

Tamisas	Tamis (mm)	10	5	2	0,4	0,08
(%)	min	100	78	50	22	4
	max	100	85	66	36	18

Indice de plasticité: $I_p \leq 10$

CHAPITRE IV: AUSCULTATION DE L'ETAT DES INTERFACES DES STRUCTURES DE CHAUSSEE

IV-1 Objectifs et méthode d'auscultation

Les objectifs de l'auscultation peuvent être répartis en deux grandes classes [Lepert, 1996; COST 336, 1998; COST 325, 1997; FORMAT 2002]

- Les objectifs à l'échelle du réseau routier qui peut s'étendre de quelques dizaines à plusieurs milliers de kilomètres [FORMAT WP6, 2002b]. on vise à évaluer l'état global d'un réseau, à définir les besoins budgétaires et à programmer dans le temps et l'espace les investissements nécessaires
- Les objectifs à l'échelle d'une section de chaussée (quelques kilomètres). L'auscultation vise à donner les informations nécessaires à établir un diagnostic détaillé de la structure de la chaussée pour identifier ces défauts, et éventuellement dimensionner les solutions d'entretien à mettre en place. Pour ces objets, les informations ne sont pas agrégées. Selon le matériel utilisé et les contraintes liées à son exploitation sur chaussée, on obtient:
 - Une information quasi continue pour des systèmes s'insérant dans le trafic (Radar, mesure de profil en long ou en travers,)
 - Une information échantillonnée (tous les 5 ou 10 mètres) pour des systèmes automatisés permettant une mesure à faible vitesse (déflectographes)
 - Une information localisée, quelques points par kilomètre ou une zone restreinte sur la section, pour des systèmes manuels ou des essais ponctuels lents (carottage ou ovalisation)

Les techniques d'auscultation peuvent se classer en quatre catégories:

- ✓ Le relevé de l'état de surface de la chaussée, soit par observation visuelle comme l'indique la méthode de relever de dégradation [Bertrand, 1997], soit par mesure de la géométrie de surface profil en long [Jendryka, 2000], profil en travers

[Lepert, 2001].ces techniques recueillent des informations sur les propriétés de structure et de la surface de la chaussée

- ✓ Les techniques d'essais destructifs: sondages, carottages [Lepert, 1996b], arrachements, ovalisation [Martin, 1995]. Ces techniques recueillent des informations sur les propriétés de la chaussée
- ✓ Les techniques d'essais non destructifs avec sollicitation: mesure de déflexion [Simonin, 1997], radar [Bertrand, 1996], auscultation dynamique [Lepert, 1994b]. ces techniques recueillent des informations sur les propriétés de structure de la chaussée
- ✓ Les techniques d'essais non destructifs sans sollicitation: mesure de bruit au passage [ISO, 1997], mesure de la tache au sable, mesure de glissement [Boulet, 2002], mesure de réflexion optique. Ces techniques recueillent des informations sur les propriétés de surface ou d'environnement de la chaussée.

La détection des défauts d'interface dans le cadre de diagnostic de section de chaussée. Pour cela toutes les informations structurelles sont utiles pour établir le diagnostic, le confirmer ou le compléter.

Application des techniques d'auscultation pour la détection des défauts

Dans la démarche de diagnostic structurel menée par les ingénieurs routiers, la première phase du processus de diagnostic comprend la reprise de l'historique de la structure, le relevé des dégradations de surface et la mesure de déformabilité de surface (déflexion).ces informations sont souvent complétées par les résultats d'une mesure radar. L'ensemble de ces informations peut conduire à une présomption de présence de défaut d'interface.

IV-1-1 Méthode de relevé des dégradations de surface

La méthode de relevé des dégradations [Bertrand, 1997], consiste à parcourir la section de chaussée, à repérer les dégradations qui apparaissent à la surface de la chaussée, à les identifier, et enfin à les localiser sur papier ou support informatique. Il existe de nombreux types de dégradations qui peuvent apparaître sous différentes formes (gravité). Le catalogue des dégradations [LCPC, 1998], qui sert de référence pour identifier les dégradations, indique également les causes probables ayant engendré ces dégradations et leurs évolutions prévisibles. Ainsi, la présence de faïençage à maille fine est significative de problèmes d'accrochage dans le cas de chaussées souples ou bitumineuses. Dans le cas de chaussées semi rigides ou rigides, la présence de laitance ou de fines au droit des fissures laisse présager d'une désagrégation d'une interface

Si la méthode de relevé des dégradations de surface est pertinente pour révéler la présence de défauts internes à la chaussée, elle présente deux inconvénients majeurs:

Les dégradations de surface peuvent être masquées par un entretien de surface qui ne résout pas les problèmes structurels existants. L'apparition des dégradations en surface est tardive et préjudiciable à la structure de chaussée. En effet, les fissures et autres faïençages dans la couche de roulement impliquent que celle-ci n'assure plus son rôle d'étanchéité vis-à-vis de la structure.

L'eau peut s'introduire dans le corps de chaussée conduisant à une accélération du processus de dégradation

IV-1-2 Méthode de technique d'essai destructif

IV-1-2-1 L'essai de carottage

La méthode de carottage [Lepert, 1996b] est un essai destructif qui consiste à prélever un échantillon cylindrique dans un corps de chaussée. Seuls les matériaux traités peuvent être extraits par carottage. L'examen de la carotte permet visuellement de vérifier l'état des interfaces. Cependant, les contraintes engendrées lors de l'essai peuvent conduire à affecter les états d'interface de la carotte. C'est pourquoi il est conseillé d'examiner également le trou de carottage. Pour limiter les efforts lors du carottage, un diamètre minimum de 15 mm est conseillé [Kobich, 2004].

IV-1-2-2 L'essai d'ovalisation

L'essai d'ovalisation [Martin, 1995; Gaocoulou, 1983] vient valoriser l'essai de carottage précédent. Il consiste à mesurer la déformation dans le trou de carottage sous le passage d'une charge. Cette mesure est réalisée suivant différentes directions horizontales (longitudinale, transversale, et 45°) et répétée à différentes profondeurs (de par et d'autre des interfaces). Dans le cas d'une interface collée les déformations mesurées de part et d'autre de celle-ci sont égales. Des écarts significatifs sont révélateurs d'un glissement au niveau de l'interface plus ou moins prononcé

Les résultats d'ovalisation peuvent également être utiles pour en déduire les caractéristiques mécaniques des matériaux de la chaussée à partir d'un modèle incluant le trou de carottage. Ce modèle est repris pour calculer les contraintes et déformations sans le trou de carottage, puis évaluer au besoin la solution de renforcement nécessaire

IV-1-2-3 L'essai de torsion

L'essai de cisaillement par torsion, également connu sous le terme " napkin-ring test" dans le domaine des matériaux composites, fut développé par Bruyne, et consistait à coller bout à

bout deux cylindres de fine épaisseur. Cet essai vise à mesurer la résistance au cisaillement par torsion d'une interface entre deux couches d'enrobés. Le principe de l'essai est de solliciter en torsion une éprouvette bi matériau de manière à générer des contraintes de cisaillement à l'interface. Ce type d'essai est largement utilisé dans beaucoup de domaines d'ingénierie pour l'évaluation de la performance d'un assemblage collé (GUILLENET 2001), (POPINEAU 2005), mais demeure peu utilisé dans le domaine des chaussées pour l'étude du collage entre couches de chaussée. (Figure IV-1)

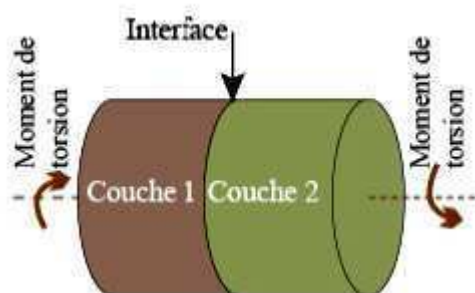


Figure IV-1 Principe d'essai de torsion [M DIAKHATE 2007]

Cet essai trouve son application aussi bien en laboratoire que sur chantier (figure IV-2)



Figure IV-1-2 Dispositif d'essai de torsion sur chantier [M DIAKHATE 2007]

Sur chantier, l'essai consiste à carotter jusqu'à une profondeur d'environ 10 mm en dessous de l'interface à tester et à appliquer, au moyen d'une clé dynamométrique, une sollicitation monotone de torsion sur un disque préalablement collé à la surface de la carotte. L'essai est réalisé manuellement, et à température ambiante. De ce fait, on ne peut pas garantir une vitesse constante chargement; l'essai étant rapide, on suppose que la température reste invariable.

En laboratoire, un dispositif et une presse mono-axe permettent d'appliquer, via des disques collés aux extrémités d'une éprouvette cylindrique bi matériau, une sollicitation monotone de torsion. L'essai de torsion en laboratoire est utilisé (figure IV-3)



Figure IV-3 Dispositif d'essai torsion en laboratoire [M DIAKHATE 2007]

IV-1-2-4 L'essai de traction directe

L'essai de traction est l'un des premiers essais développés pour mesurer la résistance à l'arrachement, sous chargement monotone, des couches d'étanchéité sur les tabliers de ponts. L'objectif de l'essai est de générer des contraintes de traction à l'interface de deux couches. Il s'agit alors de mettre en traction une éprouvette bicouche, l'interface étant disposée orthogonalement à la direction de l'effort de traction.

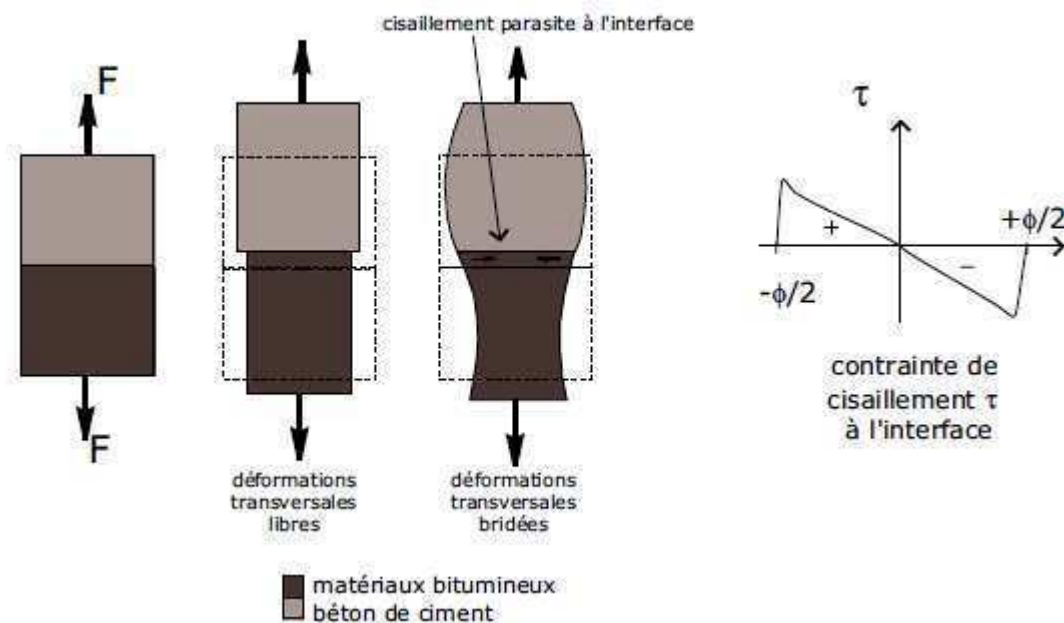


Figure IV-4 Principe d'essai de traction directe [B POUTEAU 2004]

Sur chantier, l'essai de mesure de la force de liaison entre deux couches d'enrobés consiste à effectuer un carottage d'un diamètre de 100 mm, à environ 10 à 20 mm sous l'interface entre Ce type d'essai peut être réalisé aussi bien en laboratoire que sur chaussée.

La couche de surface et la couche sous-jacente. Un système de préhension sans colle est placé sur le pourtour de la carotte jusqu'à une profondeur de 35 mm dans la couche de surface. Une contrainte de traction est appliquée à la vitesse de 240N/s (figure IV-5)

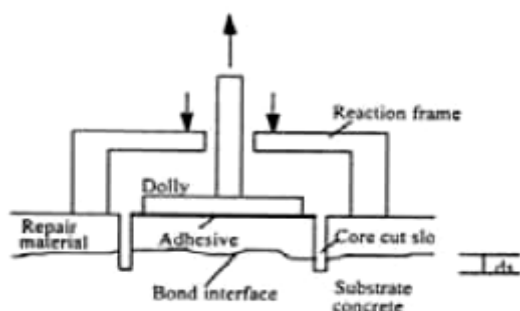


Figure IV-5 Dispositif d'essai in situ [B POUTEAU 2004]

IV-1-2-5 L'essai de cisaillement direct

Ce type d'essai fréquemment utilisé pour étudier le comportement mécanique du collage entre deux couches d'enrobés bitumineux. L'essai de cisaillement direct vise générer directement des contraintes de cisaillement à l'interface de deux couches de matériaux (IV-6) dispositifs d'essais ont été développés sur la base de ce principe

Dés 1979, Leutner a proposé un dispositif d'essai du style "guillotine" (LEUTNER en 1979), (COLLOP en 2003), idée également reprise par Romanoshi en 1999, Mohammed et al en 2002, pour déterminer, sous chargement monotone, la résistance au cisaillement de l'interface entre deux couches d'enrobés. Sur la base de ce style "guillotine" les Suisses ont développé un dispositif d'essai (LPDS: layer-Parallel Direct Shear) et normalisé la procédure d'essai (SN 671 961) (RAAB 2004) (figure IV-6). Ce type d'essai fait intervenir des éprouvettes cylindriques bimatériaux de diamètre 150 mm qui peuvent être carottées sur chantier, ou fabriquées en laboratoire sur une presse mono-axe, deux mâchoires espacées de 4 à 5mm (SHLAR en 2002), (BUCHANAN en 2004) et positionnées de part et d'autre de l'interface permettent de générer la sollicitation de cisaillement directe. L'Université d'Ancone (SANTAGATA 1998),(CANESTRARI en 2005) a proposé une boîte de cisaillement (ASTRA: Ancona Shear Testingue Research and Analysis), type boîte de Gasagrand, pour étudier en laboratoire le comportement mécanique de l'interface entre deux couche d'enrobés. Outre la sollicitation monotone de cisaillement, ce dispositif d'essai permet d'appliquer et de contrôler l'effort normal à l'interface (figure IV-6). L'éprouvette testée peut être prismatique avec une section cisailée de $100 \times 100 \text{ mm}^2$.

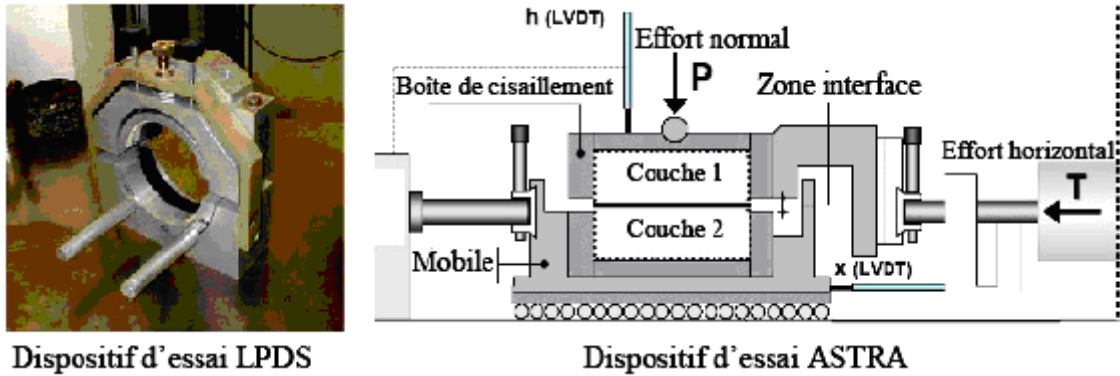


Figure IV-6 Principe et dispositif d'essai de cisaillement direct [M DIAKHATE 2007]

IV-1-2-6 L'essai de double cisaillement

Afin de réduire les risques de flexion qui peuvent résulter de la pratique de l'essai de cisaillement directe sur un éprouvette bimatérial, 3MsGC de L'Université de Limoges adopte le principe de l'essai de double cisaillement. Celui-ci est une version symétrisée du principe de l'essai de cisaillement direct en termes de géométrie et de sollicitation. Sur une éprouvette monocouche pré -entallée, ce principe d'essai permet de caractériser le comportement en cisaillement du matériau, et, à titre d'application, d'étudier le phénomène de propagation des fissures dans les enrobés (LAVEISSIERE 2002), (PETIT 2002). Vis-à-vis de la caractérisation du comportement en cisaillement des interfaces (MILLIEN 1996), (DIAKHATE 2003) l'essai s'applique sur une éprouvette composée de trois couches, deux à deux collées ou non par une couche d'accrochage. En laboratoire, les deux couches latérales de l'éprouvette sont maintenues fixe tout au long de l'essai, et la couche centrale est soumise à un chargement monotone ou dynamique. Avec la version actuelle du dispositif d'essai (figure IV-7), on suppose solliciter l'interface en cisaillement pur.

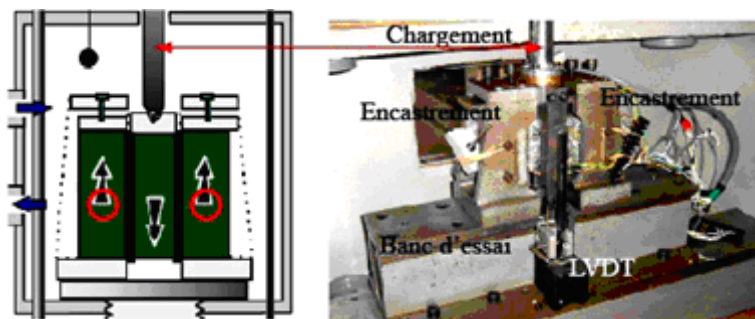


Figure IV-7: principe et dispositif de l'essai de double cisaillement [M DIAKHATE 2007]

IV-1-2-7 L'essai de cisaillement oblique en compression

Le principe de cet essai est d'appliquer un effort de compression dans une direction qui forme avec la normale à l'interface un angle α non nul inférieur à 90° . L'interface de collage entre les deux couches de matériaux se trouve alors sollicitée en compression et en cisaillement avec un rapport dicté par la valeur de l'angle α . Dans la littérature, quelques dispositifs sont conçus avec un angle $\alpha=60^\circ$ (KNAB en 1989) ou $\alpha=45^\circ$ (NODA en 1998), et (WENDLING en 2000). Cependant, à travers ce type d'essai, l'interface continue d'être sollicitée en cisaillement même après décollement des couches ceci se traduit par la prise en compte du frottement engendré par la rugosité à l'interface. De ce fait, pour une interface collée, (AUSTIN en 1999) propose de prendre en compte, dans la détermination de la contrainte de rupture, la cohésion de l'interface. La complexité de ce type d'essai réside dans l'obtention des éprouvettes, le carottage ne peut pas se faire dans la direction normale à l'interface. Figure IV-8

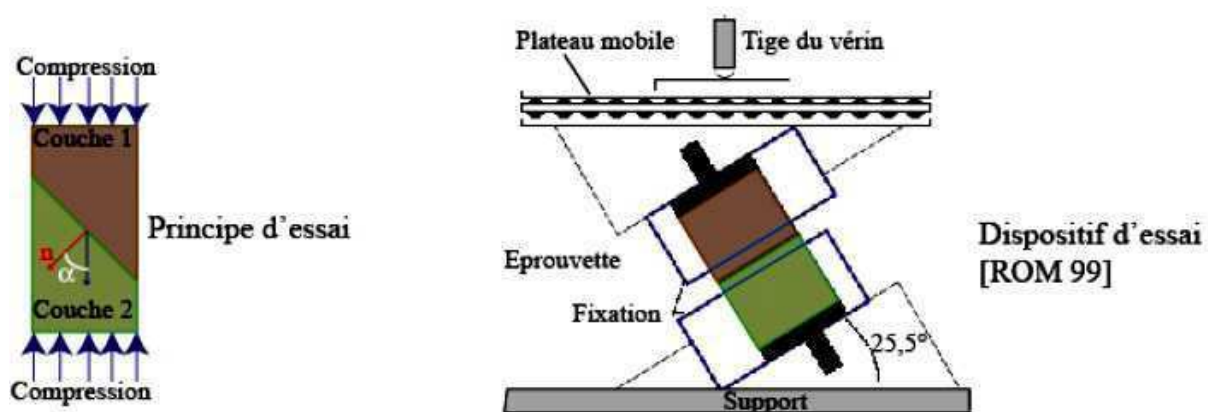


Figure IV-8 Essai de cisaillement oblique en compression: principe et exemple de dispositif [M DIAKHATE 2007]

IV-1-2-8 L'essai de flexion (3 ou 4 points)

L'essai de flexion, trois ou quatre points consiste à fléchir une éprouvette composite parallélépipédique, les contraintes générées à l'interface sont alors une combinaison de contrainte normale et de cisaillement. De fait cet essai est bien adapté à l'étude en laboratoire du comportement des structures de chaussées puisqu'il reproduit un état de contrainte proche de la réalité: les chaussées sont des plaques qui travaillent en flexion l'un des premiers essais qu'on trouve dans la littérature, est un essai de flexion de quatre points avec une interface oblique. Il est utilisé dans les normes Canadiennes sur les produits de réparation en Béton

(Do et al 1992), on trouve une grande variété d'inclinaison d'interface de ce collage, les cas privilégiés demeurant des angles 0°, 45, 60, ou, 90 par rapport à l'horizontale

Dans un tel essai, les contraintes à l'interface dépendent frottement de la géométrie. Selon la géométrie adoptée on peut obtenir diverses combinaisons de compression /traction et cisaillement à l'interface. Les littératures fournissent de nombreuses études expérimentales pour lesquelles la géométrie de l'éprouvette est adaptée le problème traité (GRANJU 1996)

IV-1-2-9 L'essai de fendage en coin

Le principe de l'essai de fendage par coin a été proposé par L'Université de Vienne dès 1986 (LINSBAUER en 1986), (BRUHWILER en 1990), (LOFGREN en 2004) pour caractériser le comportement de l'interface de collage dans les matériaux composites. Ce type d'essai permet de déterminer l'énergie nécessaire pour faire propager la fissure à l'interface d'une éprouvette bimatériaux ou d'une couche de béton. Plusieurs géométries d'éprouvette sont proposées. L'éprouvette est préalablement rainurée et entaillée au niveau de l'interface. L'effort vertical appliqué sur une pièce de transfert de charge génère des efforts horizontaux qui font propager la fissure. Figure IV-9

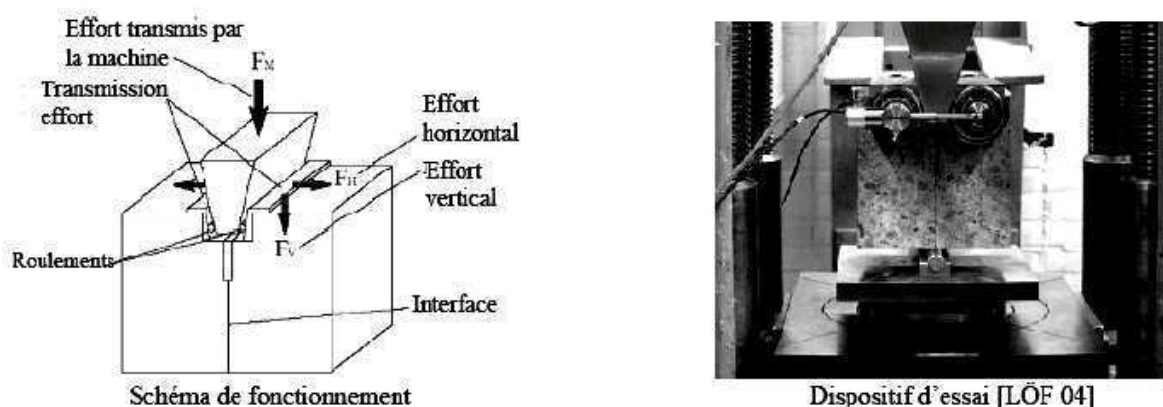


Figure IV-9 fonctionnement et dispositif d'essai de fendage au coin

IV-1-3 Méthode de mesure de déformabilité de surface

La méthode de mesure de déformabilité de surface [Simonin, 1997], plus généralement appelée mesure de déflexion, consiste à mesurer la déformation de la chaussée sous l'action d'une charge lourde. De nombreux appareils réalisent cette mesure: déflectographe [de Boissoudy, 1984; Simonin, 1997, Vialletel 1997], curviamètre [paquet, 1977; Martinez 1990; Lepert 1997b], déflactometre à masse tombant plus connu sous le nom de FWD [Lepert, 1997].

D'autre sont en cours de développement [Simonin, 2005b; Hildebrand 2002; Andren, 1999]
 La mesure de déformation verticale déduite de l'essai est généralement utilisée pour estimer les caractéristiques résiduelles de la chaussée, soit en termes d'épaisseur équivalente d'un modèle mono-couche, soit en terme module d'Young d'un modèle multicouches, soit en termes de durée de vie résiduelle ou encore d'épaisseur de renforcement nécessaire en utilisant un matériaux type.

IV-1-3-1 l'essai de déflactographe

Utilisé notamment pour la surveillance d'un réseau routier, la détection des zones défectueuses à renforcer (etc.), l'essai au déflactographe est une technique d'auscultation mécanique statique ou quasi statique qui permet de mesurer le déplacement vertical de la surface de la chaussée (déflexion) sous l'effet d'un essieu d'un poids lourd en mouvement à vitesse constante. Le principe de l'essai fait intervenir une poutre de référence désolidarisée du véhicule, et qui repose sur la chaussée par trois points situés hors de la zone d'influence de la charge de 13 tonnes. Le véhicule avançant, les capteurs de la poutre mesurent les valeurs de flexion jusqu'au passage de l'essieu arrière. La poutre est ensuite ramenée à l'avant, dans sa position initiale vis-à-vis du véhicule, pour une nouvelle mesure.

La forme et l'amplitude du bassin de déflexion renseignent sur la capacité et la condition structurale du corps de chaussée. Les valeurs de déflexion et de rayon de courbure du bassin sont influencées par les caractéristiques (modules élastiques et épaisseurs) des différentes couches de la structure de la chaussée et les niveaux de collage aux interfaces (figure IV-10).en effet, lorsque le niveau de collage à l'interface diminue, la déflexion augmente et le rayon de courbure diminue.

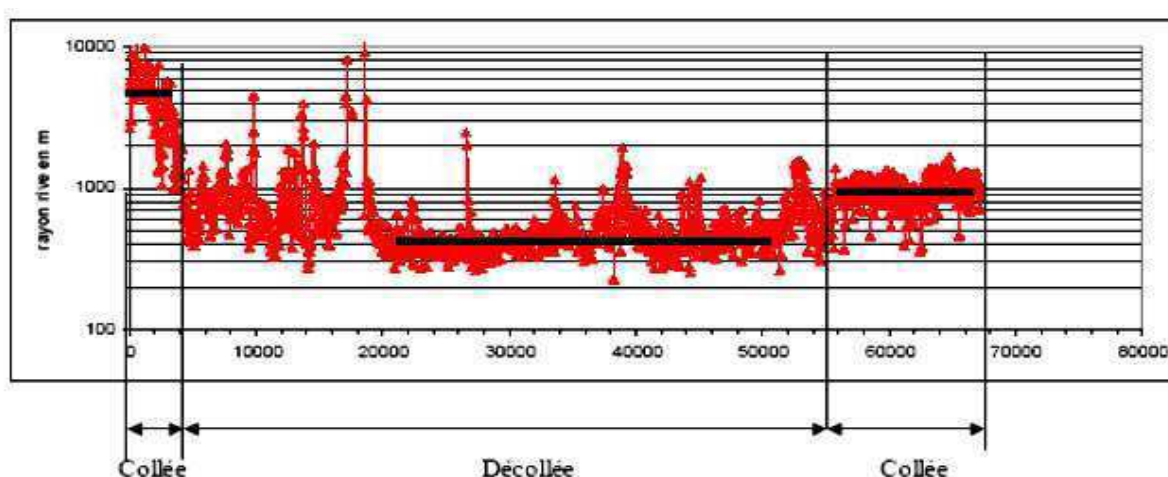


Figure IV-10 Effet de l'état de l'interface sur la valeur du rayon de courbure

[M DIAKHATE 2007]

IV-1-3-2 L'essai de Déflactomètre FWD

L'essai au FWD est une technique d'auscultation mécanique statique ou quasi statique. Le FWD (déflactometre à masse tombant) est conçu pour mesurer un bassin de déflexion à la différence que la charge est tombante et appliquée sur une plaque de 300mm de diamètre. Il se compose d'une remorque tractée de 850 kg environ (transportant les éléments de mise en charge et les capteurs de déplacement) et d'un système de pilotage automatique, d'acquisition et de traitement des données.

Le principe de l'essai est le suivant. Suivant le type de structure de chaussée à tester, la masse est libérée d'une hauteur variant de 20 à 400 mm provoquant une force variant de 7 à 105 KN. La charge est transmise à la chaussée par l'intermédiaire d'un ressort dont la constante de raideur permet de déterminer la durée du chargement. Les neufs capteurs de déplacement (dont un au centre de la plaque) mesurent les valeurs de la déformée horizontale sur 2 mètres environ du point d'application de la charge (figure IV-11)

Pour les structures routières, les paramètres de chargement sont réglés de manière à obtenir une impulsion d'une durée de 28 ms(34Hz), correspondant à la durée de charge d'un poids lourd circulant à une vitesse moyenne d'environ 70km/h s'appliquent également à l'essai au FWD. Le niveau de déflexion obtenu est global et dépend aussi bien de l'état de l'interface pourrait cependant être vérifié pour une chaussée neuve.

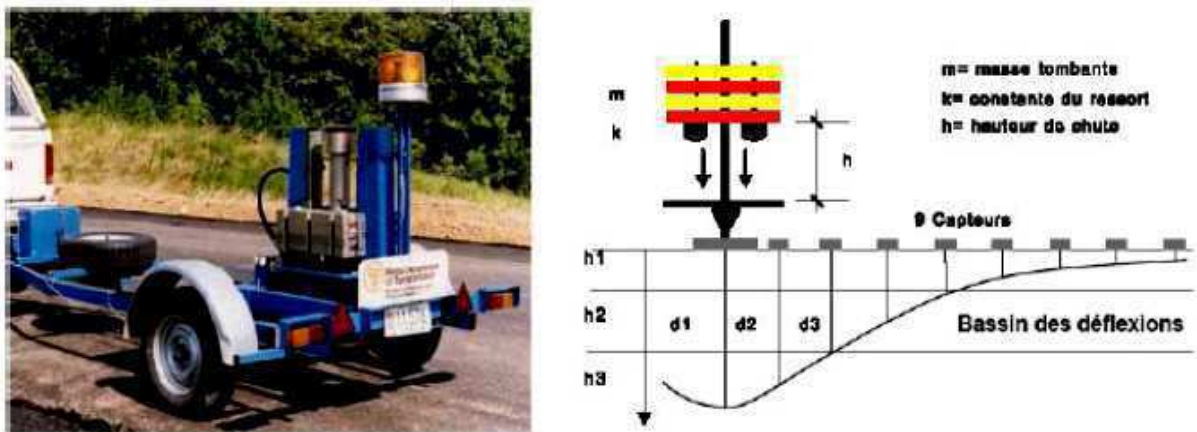


Figure IV-11 Appareillage et principe de fonctionnement du FWD [M DIAKHATE 2007]

IV-1-4 Méthode de mesure par technique radar

La méthode RADAR consiste à faire propager une onde électromagnétique vers la structure de chaussée. L'objectif premier de la technique RADAR est de déterminer les épaisseurs de mise en œuvre des couches des matériaux. En effet, à chaque discontinuité diélectrique du milieu, une partie de l'impulsion est réfléchiée vers la surface. Pour certains auteurs, une

analyse plus avancée des signaux RADAR met en évidence des variations de réponse en termes d'amplitude d'échos, et qu'il interprètent comme des variations du niveau de collage à l'interface (DEROBERT 2003)

IV-1-5 Méthode d'impédance mécanique

Sous ce vocable, nous désignons un ensemble de méthodes qui estiment une réponse complexe en fréquence [Plusquellec, 2001] de la chaussée. L'essai consiste à appliquer une sollicitation à la chaussée, et à mesurer sa réponse en surface. La réponse complexe en fréquence est définie comme le rapport entre la réponse mesurée et la force appliquée. Si la réponse mesurée est un déplacement (resp. vitesse, accélération), la réponse en fréquence est nommée admittance (resp. mobilité, inertance)

IV-1-5-1 L'essai de collomètre

Le collomètre a été développé en 1975 pour détecter les couches décollées. Son principe repose sur de constatations pratiques. Lorsque les couches sont collées entre elles, alors suite à un choc donné à la surface de la chaussée, une grande partie de l'énergie est transmise vers le sol. S'il y a défaut (décollement) à l'interface, l'énergie est réfléchiée vers la surface. Le collomètre se compose d'une masse tombante et des géophones qui, placés à 100 mm autour du point d'impact, mesurent la réponse de la structure. Cet appareil est remplacé par le collographe. (Figure IV-12)



Figure IV-12 le collomètre en position de mesure [J SIMONIN 2005]

IV-1-5-2 L'essai de collographe

L'essai au collographe consiste à appliquer par l'intermédiaire d'une bille vibrante, une sollicitation sinusoïdal, d'amplitude 2000 N et de fréquence 60 Hz, à la surface de la chaussée. Des capteurs mesurent la composante traduite l'état structural de la chaussée, elle est constante le long d'une section homogène et vraie en présence singularité. Cependant, le collographe est peut utilisé pour la détection des défauts de collage à l'interface car il est peu sensible à ce type de dégradation. (Figure IV-13)



Figure IV-13: le collographe en position de mesure [J SIMONIN 2005]

IV-1-6 Méthode de propagation d'ondes mécaniques

La dispersion des ondes de Rayleigh a été utilisée sur les chaussées routières dès les années 1960. Le bulletin de liaison spécial J, résume parfaitement toutes les études pratiques et théoriques conduites à l'époque. Cette méthode a été presque abandonnée au cour des années 1980 en raison des difficultés de mise en oeuvre de la méthode (durée de l'essai). Depuis les années 1990, elle fait l'objet d'un regain d'intérêt dans les applications des chaussées [Caprioli, 1991; Hall, 2002]. Ceci s'explique par l'utilisation de systèmes d'impact plutôt que de systèmes vibrants conduisant à une réduction de la durée de l'essai, et par l'évolution des techniques de mesure et de traitement du signal

La méthode impact écho à été mise au point aux Etats-Unis dans les années 80 90 comme technique d'auscultation non destructive appliquée au béton ABRAHAM 2003, et se base sur l'analyse d'un spectre de réponse. Le principe de l'essai est de générer, à la surface et à l'aide d'une bille d'acier, une onde mécanique pulsionnelle qui se propage dans le matériau. Dans

une dalle, les multiples réflexions de l'onde (entre la surface, le fond et les défauts de taille suffisante) provoquent une réponse cyclique amortie enregistrée par un capteur situé au voisinage immédiat du point d'impact. Dans une structure multicouche, les fréquences d'apparition de ces échos sont caractéristiques des épaisseurs des différentes couches. Un changement de ces fréquences est traduit par la présence d'un défaut (interface ou vide) à la profondeur indiquée.

Un décollement à l'interface est susceptible d'être décelé par IE sous certaines conditions. Il doit avoir une ouverture d'au moins 0,1 mm, et sa plus petite dimension latérale doit être supérieure à 25% de longueur d'onde de l'impulsion produite par le choc de la bille. Ces conditions sont généralement satisfaites dans les structures de chaussée. Toutefois, des études expérimentales montrent que la méthode est sensible à la température des matériaux bitumineux. L'interprétation des résultats est plus délicate en présence de ces matériaux, il faut nécessairement adapter un facteur correctif dépendant du coefficient du poisson, mais aussi et surtout, tenir compte de la dépendance des propriétés des matériaux bitumineux avec la fréquence et la température.

IV-1-7 Méthode de thermographie infrarouge

La littérature présente différentes applications de la technique d'auscultation par thermographie infrarouge. Elle trouve son application dans la détection du décollement d'une chape de béton dans les tabliers de pont (SOLOMON 1987), des délaminages des couches des chaussées aéroportuaires (MOROPLOU 2001), des fissures dans les couches d'enrobés (HU 2002), ou dans le contrôle de l'efficacité des chapes d'étanchéité (CANNAR 2006). La thermographie infrarouge se base sur la mesure de la température à la surface de la structure à ausculter. Cette température de surface varie en fonction des cycles de chauffage/refroidissement imposés par le rayonnement solaire. En présence d'un défaut de liaison à l'interface de deux matériaux, celui-ci joue le rôle de barrière thermique, et la portion de matériaux localisée entre ce défaut et la surface devient plus sensible aux variations thermiques du milieu environnant. Ainsi, l'examen de la température de surface, suite à des changements de la température ambiante, permet de distinguer les zones collées des zones décollées (figure IV-14)

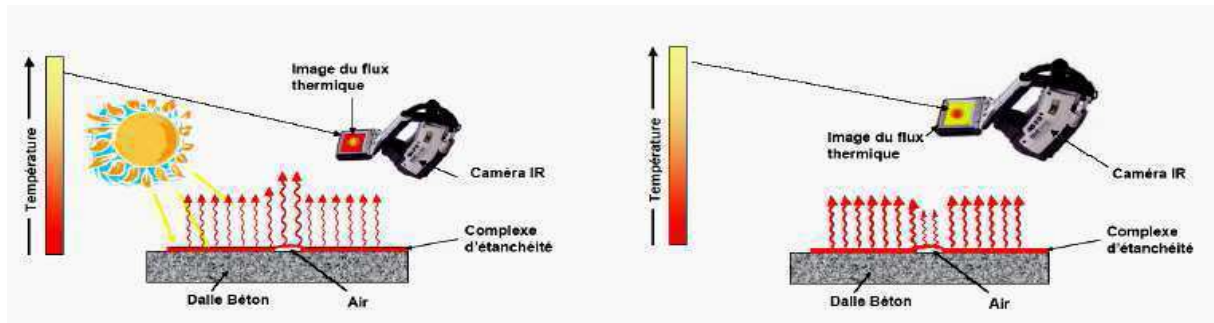


Figure IV-14 Principe de détection des défauts d'adhérence en modes diurne et nocturne

[M DIAKHATE 2007]

CHAPITRE V: MODELISATION DES INTERFACES

V-1 Contact entre deux solides:

Le contact entre deux solides peut être modélisé à l'aide du modèle de contact entre deux corps. Afin de proposer une modélisation du contact, nous allons effectuer une discrétisation de la surface du contact. En M, on considère les deux points 1 et 2 appartenant respectivement à A et B. dans le repère local (\vec{t}, \vec{n}) , figure (V-1), les déplacements et les contraintes de liaison sont données:

$$\vec{U}_1 = \begin{Bmatrix} U_t^1 \\ U_n^1 \end{Bmatrix}, \quad \vec{U}_2 = \begin{Bmatrix} U_t^2 \\ U_n^2 \end{Bmatrix}, \quad \vec{\sigma} = \begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma_n \end{Bmatrix} \quad (1,1)$$

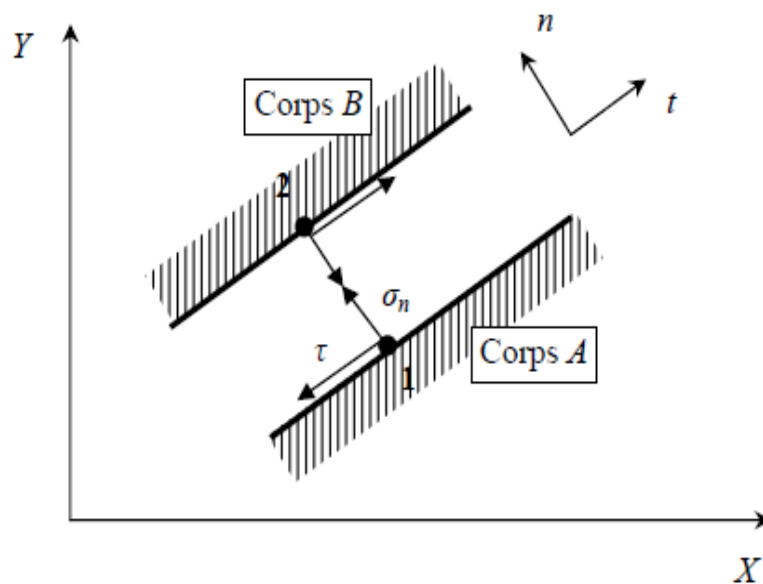


Figure (V-1) Modélisation du contact [LAHMADI A 2006]

La modélisation du contact se caractérise par la vérification de certaine condition sur la contrainte normale σ_n et la contrainte tangentielle τ s'exerçant sur l'élément de contact.

De cet état de contrainte (τ, σ_n) résulte un état de déplacements relatifs tangentiels et normal $(\Delta U_t, \Delta U_n)$ caractérisant la cinématique de l'élément d'interface.

$$\Delta U = \begin{cases} U_t = U_t^2 - U_t^1 \\ U_n = U_n^2 - U_n^1 \end{cases} \quad (1,2)$$

Au cours du chargement, le contact entre les corps A et B peut évoluer. Il suit l'un des trois modes suivants:

a) Mode adhésion:

Dans ce mode, il n'y a pas de déplacement relatif entre les nœuds 1 et 2, on a alors les équations de compatibilité suivantes:

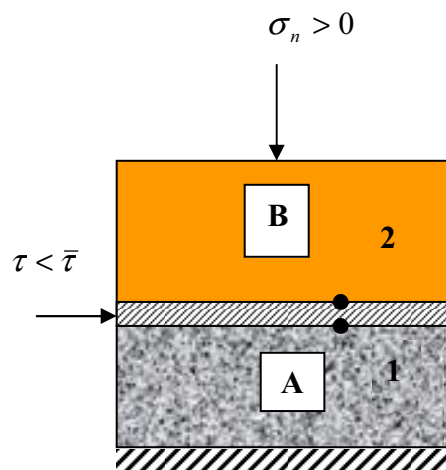
$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t = 0 \end{cases} \quad (1,3)$$

Les contraintes de contact sont alors régies par les conditions.

$$\begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau < \bar{\tau} \end{cases} \quad (1,4)$$

La contrainte normale est de compression;

La contrainte de cisaillement est inférieure au seuil de cisaillement



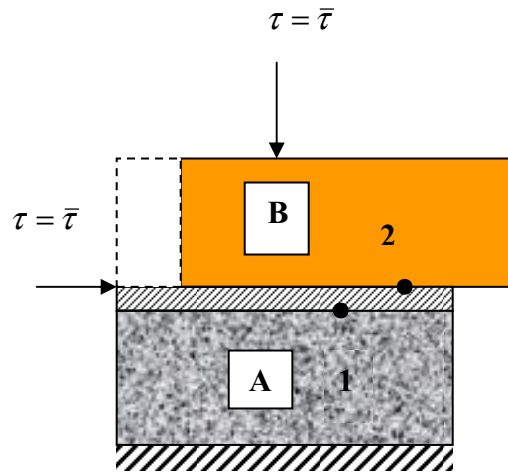
b) Mode glissement:

Quant la contrainte normale est de compression et la contrainte tangentielle atteint le seuil $\bar{\tau}$, il y a un glissement relatif entre les nœuds 1 et 2 ; dans ce cas, on a les conditions:

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t \neq 0 \end{cases} \quad (1,5)$$

Et

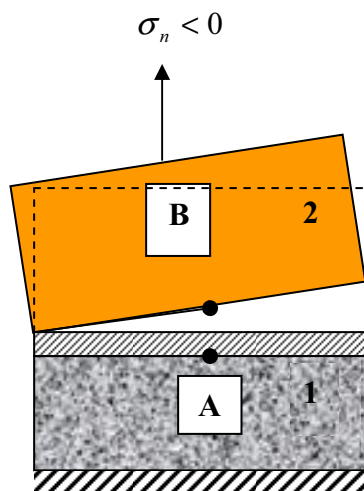
$$\begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau = \bar{\tau} \end{cases} \quad (1,6)$$



c) Mode décollement:

Dans le cas où la composante σ_n devient, il y a un décollement (séparation des corps A et B), on a alors les conditions suivantes:

$$\left. \begin{array}{l} \Delta U_n > 0 \\ \sigma_n < 0 \\ \tau = 0 \end{array} \right\} \quad (1,7)$$



V-2 Modélisation de l'interface entre deux solides

Le traitement analytique des problèmes comportant des interfaces pose beaucoup de difficultés théorique et mathématique et si ce traitement est envisageable pour quelque configuration idéale les solutions correspondant rarement aux exigences pratiques.

Ces dernières décennie des méthodes numériques ont été développées pour appeler des solutions approchées à ce type de problème

La Méthode des Eléments Finis (MEF) est l'outil le plus utilisé dans ce domaine.

Dans le cadre de cette méthode des éléments spéciaux des «éléments d'interfaces» ou éléments joints ont été développés pour les traitements des problèmes de contact entre de milieu de même nature ou de nature différente. En effet les premiers travaux étaient désignés au problème de discontinuité dans les massifs rocheux.

Depuis de nombreux auteurs ont utilisés des éléments d'interface pour tenir compte des conditions de contact entre solide.

On trouve que les travaux proposés pour différents auteurs appartient à l'une des deux approches:

1. Approche de type contacte

L'interface n'a pas d'épaisseur, elle doit seulement reproduire les propriétés des surfaces de discontinuité

2. approche de type couche mince

Dans ce cas l'interface a une certaine épaisseur on est alors conduit à définir la déformation pour l'interface dans cette partie, nous allons procéder à la présentation de ces deux approches, les différentes lois de comportement proposées et les techniques numériques employées seront également présentes

V-2-1 Approche de type contacte

Cette approche a fait l'objet de nombreux travaux qui sont essentiellement basés sur l'élément joint proposé par Goodman et al en 1968, selon le type de loi de comportement et le type d'approche numérique utilisée, les études proposées dans ce cadre appartiennent à l'une des catégories suivantes:

- adaptation de la rigidité
- loi élasto-plastique
- loi incrémentale
- contact avec des conditions supplémentaires

V-2-1-1 Adaptation de la rigidité

D'une manière générale, la modélisation de l'interface entre couches de chaussée, en vue d'une implémentation d'une loi de comportement d'interfaces et doit satisfaire les conditions VILLARD P en 1996 suivantes:

- ✓ Tenir compte du déplacement tangentiel relatif entre les faces en contact des couches;
- ✓ Tenir compte de la non interpénétration des faces en contact des solides
- ✓ Prédire de façon réaliste les niveaux de contraintes à l'interface et au voisinage immédiat.

Sur la base de ces critères, des éléments d'interface comme un joint d'épaisseur nulle par GOODMAN en 1968, HERMANN en 1978

Ou d'épaisseur très faible proche de zéro de DESAI C en 1984.

➤ *Elément d'interface de type GTB (type d'épaisseur nulle)*

L'élément d'interface de type GTB a été développé par Goodman, Taylor et Brekke dès 1968

Ils sont considérés comme les pionniers dans les modélisations par éléments finis du comportement mécanique des interfaces de type joint rocheux. Le comportement de l'interface est de type élastique linéaire isotrope. En 2D, figure (V-2) l'élément d'interface proposé est constitué de 4 nœuds avec une longueur L et une épaisseur nulle. Si l'on désigne par $\{\Delta u\}$ le vecteur des déplacements relatifs tangentiel et normal

A l'interface, et par $\{p\}$ le vecteur des contraintes normales et de cisaillement à l'interface, une matrice de raideur $[K]$ permet d'écrire, pour de petits déplacements:

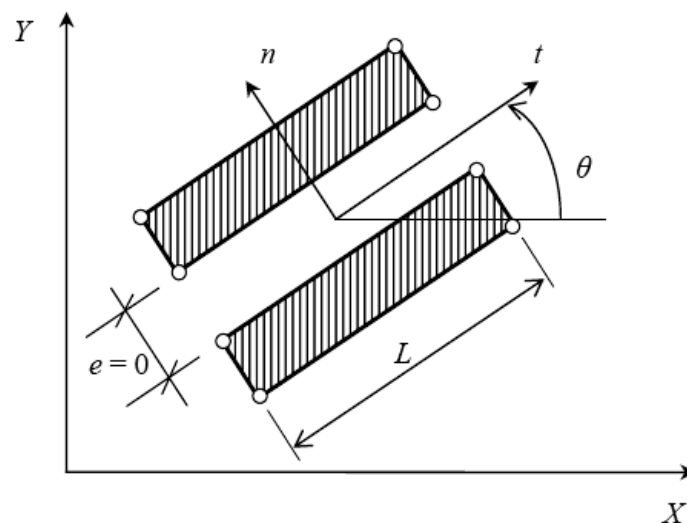


Figure (V-2) Elément joint de type GTB [LAHMADI A 2006]

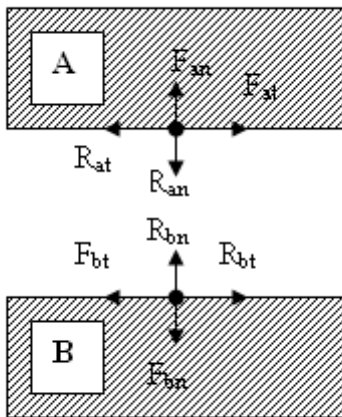
$$\{p\} = [K]\{\Delta u\} \tag{2,1}$$

$$p = \begin{Bmatrix} p_t \\ p_n \end{Bmatrix} \text{ et } \Delta u = \begin{Bmatrix} \Delta u_t \\ \Delta u_n \end{Bmatrix}$$

K est la matrice de comportement de l'élément joint donne par:

$$K = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_t \end{bmatrix} \tag{2,2}$$

La matrice de rigidité globale du système est obtenue par l'assemblage des termes correspondant aux éléments rocheux et d'interface



$$\{K\} \begin{Bmatrix} u_a \\ u_{an} \\ u_{at} \\ u_b \\ u_{bn} \\ u_{bt} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_a \\ F_{an} + R_{an} \\ F_{at} + R_{at} \\ F_b \\ F_{bn} - R_{bn} \\ F_{bt} - R_{bt} \end{Bmatrix} \tag{2,3}$$

Après la résolution des systèmes d'équation régissant le problème des contraintes de liaison sont calculées est la méthode d'adaptation de R est appliquée, celle-ci est basée sur les règles suivantes:

- ✓ \$K_t\$ et \$K_n\$ sont prises égales à 0 pour les éléments à la contrainte normale est de traction (décollement)
- ✓ \$K_n\$ prend une valeur forte si la contrainte normale est de compression (adisions)

- ✓ K_t prend une valeur faible si la contrainte de cisaillement dans l'élément joint atteint la valeur limite (glissement)

La loi de comportement de ce modèle peut être donc représentée par un critère de rupture et cisaillement (type Mohr-Coulomb)

Par exemple une courbe de cisaillement relie ΔU_t , P_t , et courbe de compression donne ΔU_n en fonction de P_n figure (V-3)

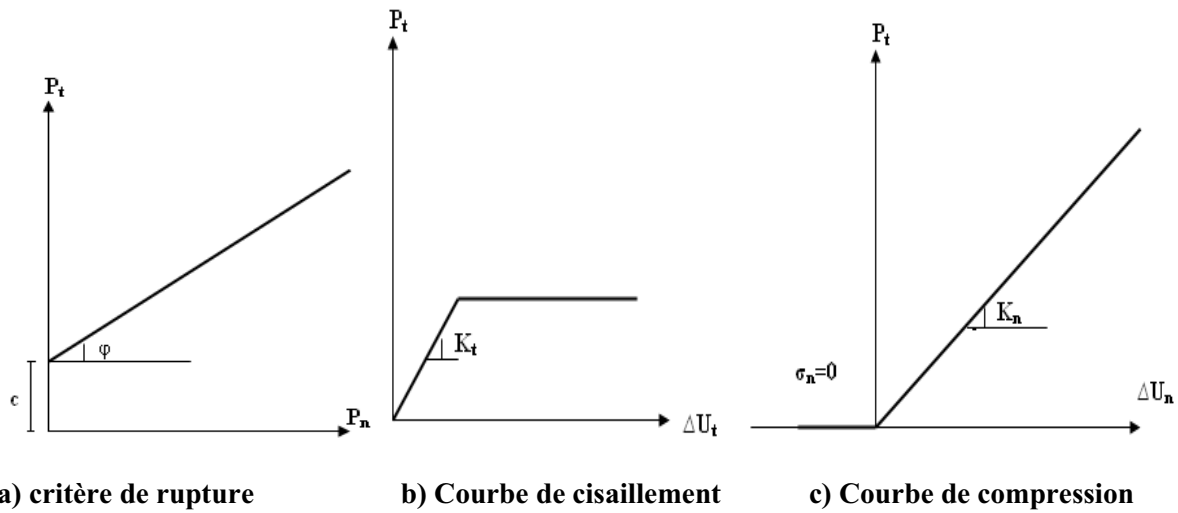


Figure (V-3) Premier modèle de Goodman (sol)

Goodman et al ont complèté leur première formulation par une loi de dilatance pour mieux simulé certaine type de fracture dans les roches. Ils ont utilisé un modèle de type adaptation de la rigidité basé sur le critère de rupture bilinéaire de Patton figure (V-4) celui ci consiste a introduire un angle de dilatance i

Dans la première partie de critère

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_i \text{ si } \sigma_n < \sigma_a, \tag{2,4}$$

$$\bar{\tau} = c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_r \text{ si } \sigma_n > \sigma_a \tag{2,5}$$

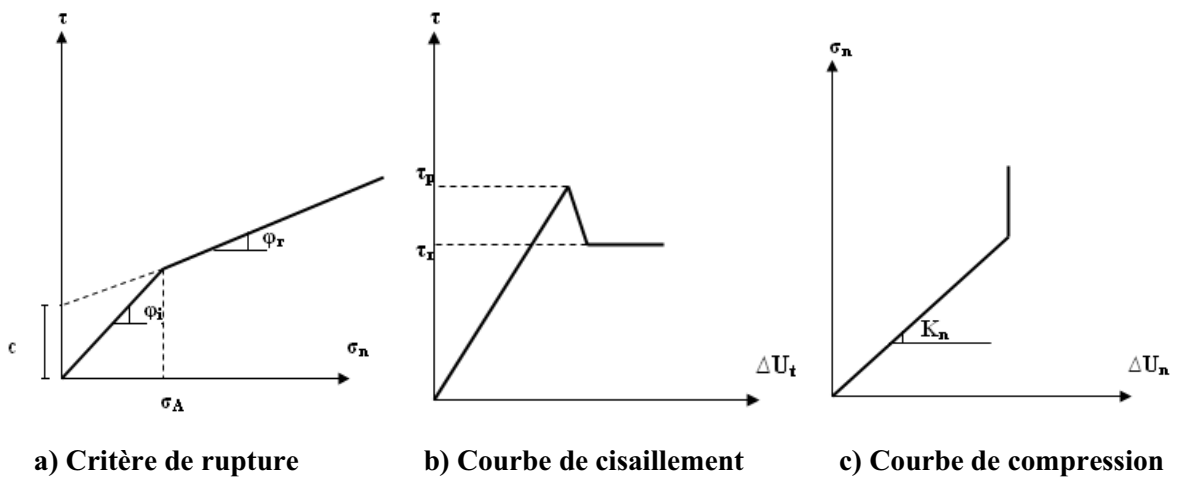


Figure V-4 Deuxième modèle de Goodman (roche)

Goodman et al ont présenté une nouvelle version de ce modèle qui comprend en plus la notion de rigidité rationnelle quand peu évaluée en concédant le moment de rotation quand les noeuds de la face inférieure sont fixes et que l'on applique une force sur les noeuds de la face supérieure.

Zinkivitch et al ont proposé pour les milieux stratifiés des éléments semblables à ceux de Goodman et al et les ont étanchés au cas du massif discrétisé en élément courbe isoparamétrique. Élément joint proposé qu'on porte don trois doubles de noeuds figure (V-5) l'élément joint à six noeuds à été utilisé pour la modélisation des discontinuités dans les massifs rocheux par

Vergene

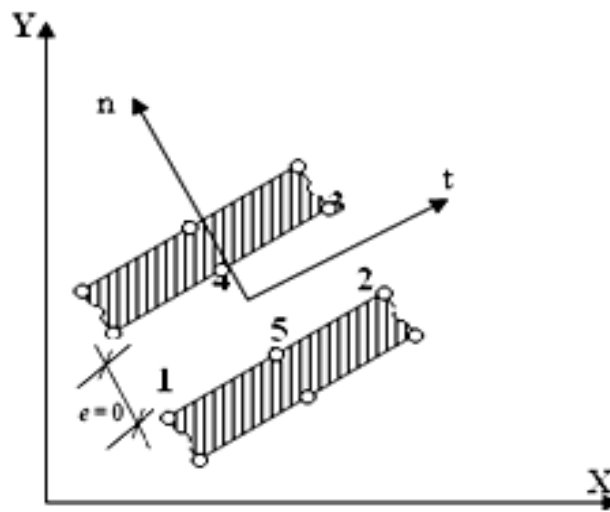


Figure (V-5) Élément joint à 6 noeuds [LAHMADI A 2006]

Élément d'interface iso paramétrique:

En 1985 Beer propose un élément d'interface iso paramétrique pour étudier l'interface entre deux éléments coques. Ce type d'élément fait également partie de la famille des éléments d'interface d'épaisseur nulle. C'est également le type d'élément d'interface implémenté dans le code de Calcul aux éléments finis En 2D l'interface entre couches peut être modélisée en utilisant élément composé soit 4 noeuds, soit de 6 noeuds. En 3D, deux membranes à 4 noeuds chacune sont proposées pour modéliser le plan de contact. Figure (V-6)

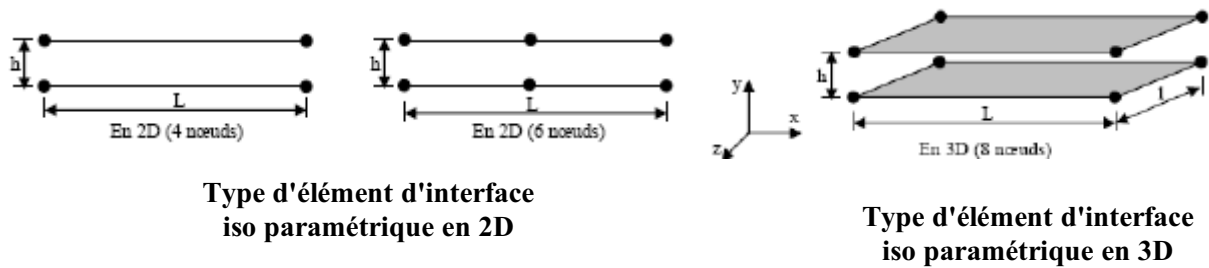


Figure (V-6) Elément d'interface iso paramétrique 2D et 3D [DIAKHATE M 2007]

Elément d'interface de type ressort

L.R. Herrmann (1978) a proposé des éléments de type ressort pour la modélisation du comportement de l'interface acier béton. Il a dédoublé les points de contact entre les deux, et a muni chaque doublet de nœuds de deux ressorts fictifs, un tangentiel et un normal à la surface de contact figure (V-7) Ces ressorts de rigidité appropriés contrôlent le glissement et le décollement entre les corps en contact. Le glissement est défini à l'aide du critère de rupture de Mohr-Coulomb, et la méthode d'adaptation de la rigidité est employée pour décrire le comportement de cet élément.

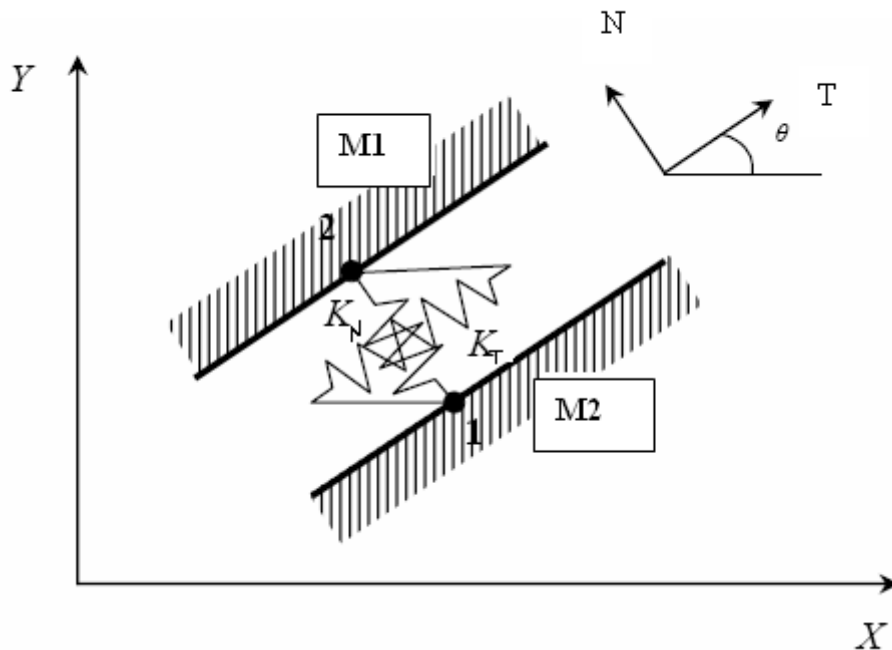


Figure (V-7): Elément d'interface type de ressort [LAHMADI A 2006]

Suivant l'état de contact de l'élément considéré, on impose deux une ou aucune continuité de déplacement. Ainsi, pour les éléments de contact qu'on considère comme lies, on impose la continuité des déplacements suivant les axes locaux T et N; pour les éléments considérés en

état de décollement, on impose aucune continuité de déplacements et, enfin, pour les éléments qui glissent, on impose seulement la continuité des déplacements suivant l'axe n

Pour imposer la continuité de déplacements souhaitée dans une direction, on introduit entre les deux points qui forment l'élément un ressort de grande rigidité K. la direction d'action du ressort coïncide avec la direction suivant laquelle

Il s'agit, en fait, d'une méthode de pénalisation pour imposer des déplacements égaux dans une direction. Les forces sur le ressort sont données par

$$\begin{bmatrix} -F_{T1} \\ -F_{N1} \\ -F_{T2} \\ -F_{N2} \end{bmatrix} = K \begin{bmatrix} M & 0 & -M & 0 \\ 0 & N & 0 & -N \\ -M & 0 & M & 0 \\ 0 & -N & 0 & N \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} U_1 \\ V_1 \\ U_2 \\ V_2 \end{bmatrix} \quad (2,6)$$

Ou U et V sont les déplacements dans le repère local (T, N)

M=1 ou 0 suivant que le ressort tangentiel existe ou non

N=1 ou 0 suivant que le ressort normal existe ou non

Les déplacements (U, V) et les forces (F_T, F_N) dans le repère local (T, N) sont liés respectivement aux déplacements (u, v) et aux forces (f_t, f_n) dans le repère global (X, Y) par les relations:

$$U = u \cos \theta + v \sin \theta \quad (2,7)$$

$$V = -u \sin \theta + v \cos \theta \quad (2,8)$$

$$F_T = f_t \cos \theta + f_n \sin \theta \quad (2,9)$$

$$F_N = -f_t \sin \theta + f_n \cos \theta \quad (2,10)$$

La matrice de rigidité de l'élément de contact devient dans le repère global:

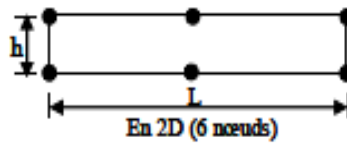
$$K \begin{bmatrix} M \cos^2 \theta + N \sin^2 \theta & M \cos \theta \sin \theta - N \sin \theta \cos \theta & -M \cos^2 \theta - N \sin^2 \theta & -M \cos \theta \sin \theta + N \sin \theta \cos \theta \\ & M \sin^2 \theta + N \cos^2 \theta & -M \sin \theta \cos \theta + N \sin \theta \cos \theta & -M \sin^2 \theta - N \cos^2 \theta \\ & & M \cos^2 \theta + N \sin^2 \theta & M \cos \theta \sin \theta - N \cos \theta \sin \theta \\ \text{symétrie} & & & M \sin^2 \theta + N \cos^2 \theta \end{bmatrix}$$

Élément d'interface d'épaisseur non nulle

Nous avons vu précédemment que la modélisation du plan de contact entre deux solides au moyen d'élément d'interface d'épaisseurs nulles conduit à donner à la raideur normale K_n des valeurs importantes. D'après Desai et al en 1984, cette méthode conduit à une modélisation peu réaliste des contraintes normales et de cisaillement à l'interface. Vis-à-vis de la modélisation de l'interface entre deux solides, [Desai et al 1984] proposent alors un élément

d'interface d'épaisseur très faible proche de zéro. Ils partent de l'hypothèse que le comportement de l'interface affecte une bande d'épaisseur très faible au voisinage du plan de contact des deux solides. Cette bande est alors matérialisée comme un élément iso paramétrique à 6 noeuds, d'épaisseur h et de longueur L figure (V-8). Les contraintes normales et de cisaillement sont alors reliées aux déformation normale et tangentielle par l'équation:

$$\begin{Bmatrix} \sigma \\ \tau \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} h \cdot K_n & 0 \\ 0 & h \cdot K_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta u_y \\ \delta u_x \end{Bmatrix} \quad (2,11)$$



**Type d'élément d'interface
d'épaisseur non nulle en 2D**

Figure V-8 Elément d'interface d'épaisseur non nul [DIAKHATE M 2007]

V-2-1-2 Lois élastoplastiques:

[Y Meimon et al] ont utilisé, pour le calcul des fondations des plate-formes pétrolières, des éléments joints à 6 noeuds. Le comportement à l'interface, dans le sens tangentiel, est décrit par une loi élastoplastique non associée du type Mohr-Coulomb. Le glissement ou la plastification dans l'élément joint est donc gouverné par une fonction de charge f et un potentiel plastique:

$$f(\sigma_n, \tau) = |\tau| - \sigma_n \operatorname{tg} \varphi - c \quad (2,12)$$

$$g(\sigma_n, \tau) = |\tau| - \sigma_n \operatorname{tg} \psi$$

Ou: φ , c et ψ sont respectivement l'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilatance.

Ce modèle peut être représenté par une courbe de rupture, de cisaillement élastique parfaitement plastique, une courbe de compression- non traction et une courbe de dilatance, comme le montre dans le tableau (V-1)

Tableau V-1 Critère de Modèle de Mohr Coulomb

Modèle de Mohr- Coulomb			
Critère de rupture	Courbe de cisaillement	Courbe de compression	Courbe de dilatance

V-2-1-3 Loi incrémentale

Les principes aux travaux développés dans le cadre de cette approche sont ceux de l'équipe de MASTEC de l'institut de mécanique de grenu, les auteurs ont développé une loi vectorielle bidimensionnelle indépendance directionnelle pour le comportement de l'interface leur modèle a été identifié sur des essais de cisaillement direct

V-1-2-4 Contact avec des conditions supplémentaires

Ce type d'approche est fondé sur l'introduction des différentes conditions de contact dans la formulation des éléments joints

- Approche par la méthode de sa structuration
- Approche à l'aide de multiplicateur de Lagrange

Catona M g a suivi la même démarche que Harman et Frank ont dédoublons les nœuds sur le système de contact, mais dans ces modèles des conditions supplémentaires sont introduites dans la formulation du système régissent le problème. Ces conditions sont intégrées dans l'énergie potentielle à minimiser à l'aide de la technique de multiplicateur de Lagrange

V-3-Formulation du problème d'interface par la Méthodes des Eléments Finis (M.E.F)

Dans cette partie nous allons formulés le problème d'interface par M.E.F par conséquent nous sommes à poser certaines hypothèses simplificatrices:

- 1) On se limite au problème casistatique
- 2) De façon générale on fait l'hypothèse des petites perturbations

On considère deux corps en contact, un corps A occupant un domaine Ω_A et de frontière Γ_A , un corps B occupant un domaine Ω_B et de frontière Γ_B . La surface de contact entre deux corps est Γ_i figure (V-9)

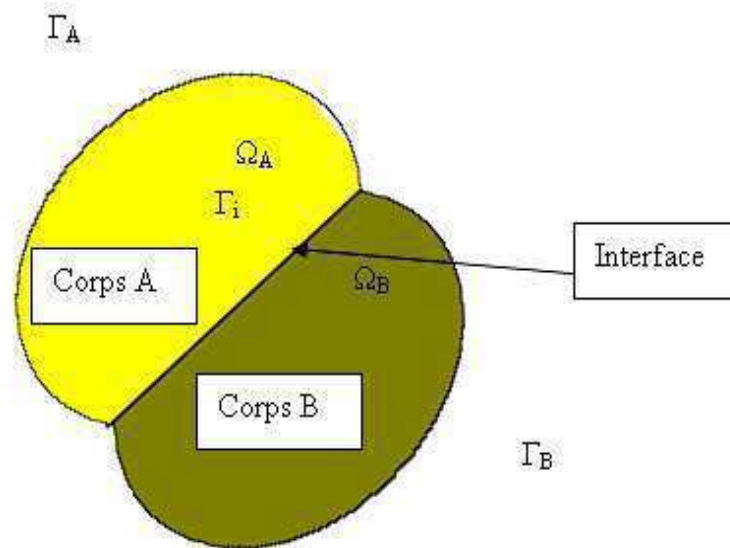


Figure (V-9): Système de deux corps en contact

En général le système de deux corps peut être soumis aux sollicitations et aux conditions suivantes:

- Force de volume f_i dans: $\Omega = \Omega_A \cup \Omega_B$ (3,1)

- Force du surface T_i le long de: $\Gamma_T = \Gamma_T^A \cup \Gamma_T^B$ (3,2)

- Déplacement imposé $U_i = \bar{U}_i$ sur: $\Gamma_U = \Gamma_U^A \cup \Gamma_U^B$ (3,3)

- Conditions de contact sur Γ_i ;

Avec: $\Gamma_U \cup \Gamma_T = \Gamma$ et $\Gamma_U \cap \Gamma_T = \Phi$ (3,4)

La formulation du problème par la méthode des éléments finis type déplacement consiste à former les équations régissant ce problème, à partir des équations locales. Celles-ci sont

données par: les équations d'équilibre, les équations des cinématiques, les conditions aux limites et les conditions sur l'interface

IV-3-1 Formulation variationnelle du problème

L'application du théorème des travaux virtuels implique que pour tout champ de déplacement virtuel, la somme des travaux des forces internes, des forces extérieures et des forces de liaison sont égales à zéro.

On considère l'espace V_t des champs de déplacements cinématiquement admissibles

l'application du principe des travaux virtuels donne:

$$\forall V \in V_t : W_e(V) + W_i(V) + W_l(V) = 0; \quad (3,5)$$

W_e : Travail de forces extérieures;

W_i : Travail de forces intérieures;

W_l : Travail de forces de liaison

En remplacement W_e , W_i et W_l par leurs expressions, nous obtenus l'équation suivante:

$$\int_{\Omega} \varepsilon_{ij}(V) \sigma_{ij} d\Omega - \int_{\Omega} f_i V_i d\Omega - \int_{\Gamma_r} T_i V_i d\Gamma + \int_{\Gamma_i} \varepsilon^i(V) \sigma^i d\Gamma_i = 0 \quad (3,6)$$

Où:

ε^i : désigne les déformations ou déplacements relatifs;

σ^i : étant les contraintes ou forces de liaison à l'interface.

IV-3-2 Discrétisation du domaine de Ω

On effectue une division du domaine Ω en petits éléments Ω^e , appelés éléments de base, et par conséquent l'interface est divisée en élément Γ_i^e appelés éléments d'interface figure (V-10)

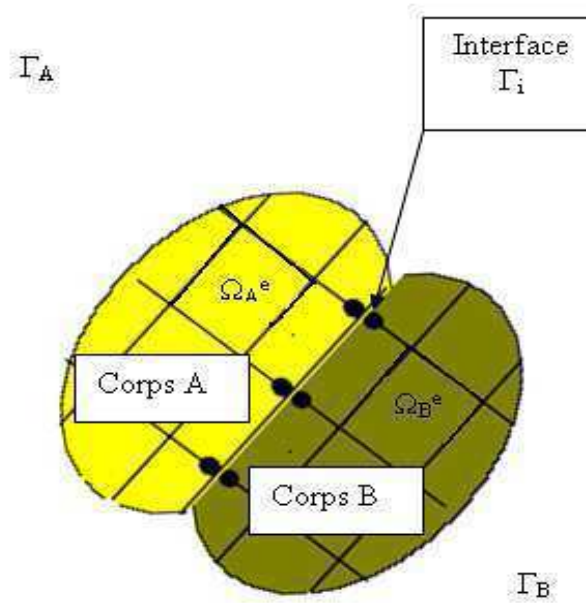


Figure (V-10) discrétisation du domaine Ω et de l'interface Γ_i

Après la discrétisation du domaine Ω et l'approximation du déplacement en un point de Ω^e à l'aide des déplacements des points nodaux du même élément, on aboutit à l'équation suivante:

$$\int_{\Omega} B^T \sigma d\Omega - \int_{\Omega} N^T f d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T T dT + \int_{\Gamma_i} D^T \sigma^i d\Gamma_i = 0 \quad (3,7)$$

Où:

B : est la matrice de déformation pour les éléments massifs;

D : est la matrice de déformation des éléments d'interface;

N : désigne la matrice des forces d'interpolation.

Après cette discrétisation géométrique, nous proposons de faire intervenir les comportements des corps solides et de l'interface dans la formulation

De façon générale, les lois de comportement des matériaux constituant les corps et de l'interface s'écrivent sous forme incrémentale de la manière suivante:

$$\left. \begin{aligned} \dot{\sigma} &= C \dot{\varepsilon} && \text{Pour les corps;} \\ \dot{\sigma}^i &= C^i \dot{\varepsilon}^i && \text{Pour l'interface} \end{aligned} \right\} ; \quad (3,7)$$

Où: C et C^i représentent respectivement les matrices de comportement des éléments volumiques et des éléments d'interface.

Etant donné la forme incrémentale des lois de comportement d l'interface et des corps solides (cas d'un sol élasto-plastique, par exemple), le système d'équation régissant le problème

d'interaction est non linéaire. La matrice incrémentale de résolution des système non linéaire est la plus appropriée à ce type de problème.

La matrice incrémentale consiste à discrétiser les sollicitations en petits incréments. Ainsi, à l'incrément k , les sollicitations s'écrivent:

$$\begin{aligned} f^k &= f^{k-1} + \Delta f^k && \text{Dans } \Omega \\ T^k &= T^{k-1} + \Delta T^k && \text{Sur } \Gamma_T \\ \bar{U}^k &= \bar{U}^{k-1} + \Delta \bar{U}^k && \text{Sur } \Gamma_U \end{aligned} \quad (3,8)$$

dans ce cas, les déplacements, les contraintes et les déformations à la fin du $k^{\text{ième}}$ incrément d'expriment par:

$$\begin{cases} U^k = U^{k-1} + \Delta U^k \\ \sigma^k = \sigma^{k-1} + \Delta \sigma^k \\ \varepsilon^k = \varepsilon^{k-1} + \Delta \varepsilon^k \end{cases} \quad \text{Pour les massifs;} \quad (3,9)$$

$$\begin{cases} \sigma^{i^k} = \sigma^{i^{k-1}} + \Delta \sigma^{i^k} \\ \varepsilon^{i^k} = \varepsilon^{i^{k-1}} + \Delta \varepsilon^{i^k} \end{cases} \quad \text{Pour l'interface.}$$

En reportant les expressions (3,8) et (3,9) dans l'équation (3,7), on obtient:

$$\int_{\Omega} B^T \Delta \sigma^k d\Omega - \int_{\Omega} N^T \Delta f^k d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T \Delta T^k d\Gamma + \int_{\Gamma_i} D^T \Delta \sigma^{i^k} d\Gamma_i + FR = 0 \quad (3,10)$$

Avec:

$$FR = \int_{\Omega} B^T \sigma^{k-1} d\Omega - \int_{\Omega} N^T f^{k-1} d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T T^{k-1} d\Gamma + \int_{\Gamma_i} D^T \sigma^{i^{k-1}} d\Gamma_i .$$

FR : représenté les forces non équilibrées des incréments précédents.

Les lois de comportement des matériaux constituant les corps et de l'interface à l'incrément k , s'expriment par:

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma^k &= CB \Delta U^k \\ \Delta \sigma^{i^k} &= C_i D \Delta U^k \end{aligned} \right\}; \quad (3, 11)$$

En remplaçant $\Delta \sigma_i$ et $\Delta \sigma_i$ par leur expression dans la relation (3,10), on aboutit à l'équation suivante:

$$R \Delta U^k = \Delta F \quad (3,12)$$

Avec:

$$R = \int_{\Omega} B^T C B d\Omega + \int_{\Gamma_i} D^T C_i d\Gamma_i$$

$$\Delta F^k = - \int_{\Omega} N^T \Delta f^k d\Omega - \int_{\Gamma_i} N^T \Delta T^k d\Gamma + FR$$

R: étant la matrice de rigidité globale du système y compris l'interface.

CHAPITRE VI: MODELISATION D'ESSAI DE DOUBLE CISAILLEMENT

VI-1 Principe et dispositif d'essai de double cisaillement

Afin de réduire les risques de flexion qui peuvent résulter de la pratique de l'essai de cisaillement direct sur une éprouvette biomatériau, 3MsGC de L'Université de Limoges adopte le principe de l'essai de double cisaillement. Celui-ci est une version symétrisée du principe de l'essai de cisaillement direct en termes de géométrie et de sollicitation. Sur une éprouvette monocouche pré-entallée, ce principe d'essai permet de caractériser le comportement en cisaillement du matériau, et, à titre d'application, d'étudier le phénomène de propagation des fissures dans les enrobés (LAVEISSIERE 2002), (PETIT 2002). Vis-à-vis de la caractérisation du comportement en cisaillement des interfaces (MILLIEN 1996), (DIAKHATE 2003) l'essai s'applique sur une éprouvette composée de trois couches, deux à deux collées ou non par une couche d'accrochage. En laboratoire, les deux couches latérales de l'éprouvette sont maintenues fixes tout au long de l'essai, et la couche centrale est soumise à un chargement monotone ou dynamique. Avec la version actuelle du dispositif d'essai figure (VI-1), on suppose solliciter l'interface en cisaillement pur.

Dans le cas d'utilisation d'une machine d'essai mono-axe, on peut appliquer la sollicitation en partie centrale, et bloquer les déplacements des couches latérales de l'éprouvette pendant l'essai

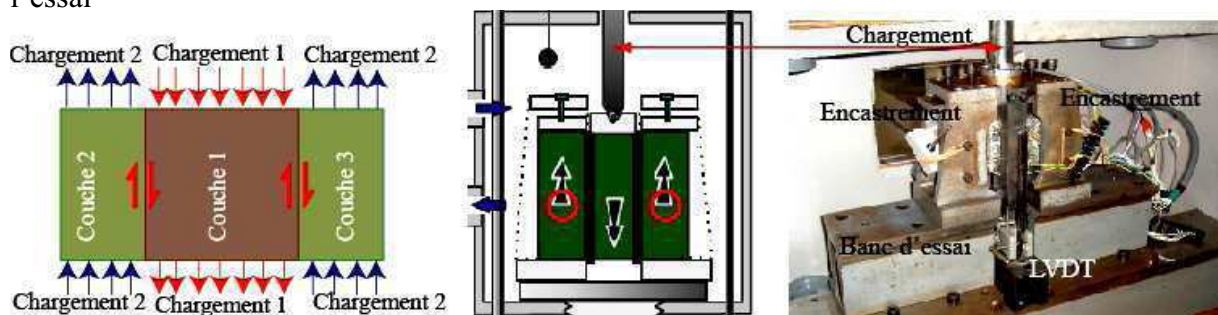


Figure (VI-1) principe et dispositif de l'essai de double cisaillement [M DIAKHATE 2007]

VI-2 Modélisation de l'essai de double cisaillement

VI-2-1 Le dispositif d'essai

Suivant les travaux de [M, Diakhate], effectués au laboratoire (3MsGC) à l'université de Limoges en France présentant un dispositif d'essai à double cisaillement.

Le dispositif d'essai est présenté sur la figure (VI-2) (exemple de Diakhate 2007), dans cette configuration, l'éprouvette est constituée de trois couches. Le dispositif d'essai conçu est principalement composé de trois pièces métalliques massives

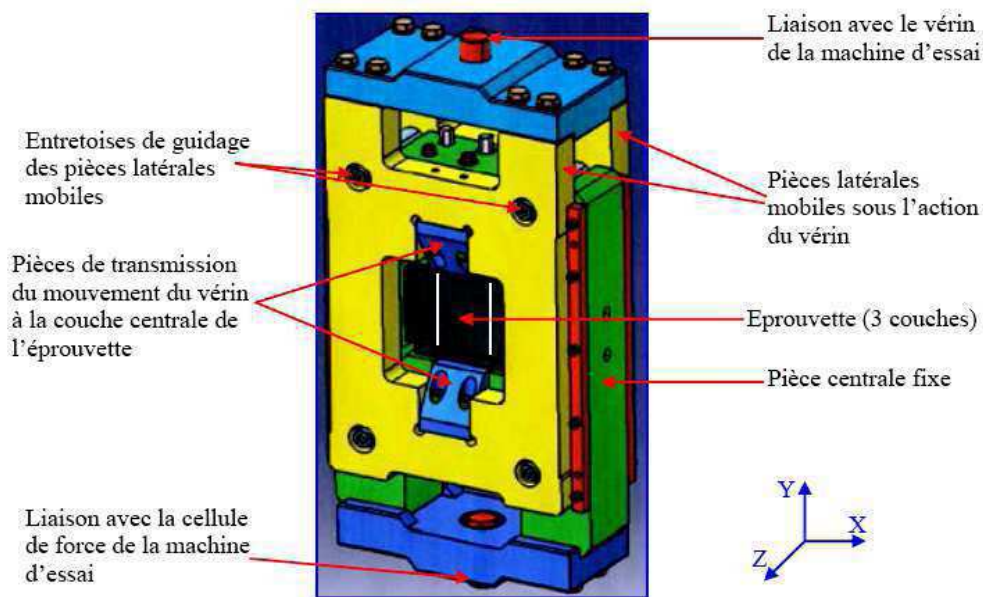


Figure VI-2 le dispositif d'essai de double cisaillement [M DIAKHATE 2007]

Sur la figure (VI-2), la pièce métallique centrale représentée en vert est fixée et assurée l'encastrement des deux couches latérales de l'éprouvette. Elle est rendue solidaire de la cellule de force de la presse hydraulique via une tige rallonge métallique et une vis M27. Des vis assurent la liaison entre les casques latéraux collés sur les faces de l'éprouvette et la pièce métallique centrale fixe. Ces vis visent aussi à éviter tout relâchement, pendant l'essai, de la fixation des couches latérales.

Sur la figure (VI-2) les deux pièces métalliques latérales (représentées en jaune) sont mobiles sous l'action du vérin de la presse. Une vis M27 assure la liaison entre la tige rallonge métallique liée au vérin et la partie supérieure (représentée en bleu) du dispositif d'essai. D'autres pièces métalliques (pièces de transmission) transmettent le mouvement des pièces métalliques latérales à la couche centrale de l'éprouvette.

VI-2-2 La Géométrie de l'éprouvette

Le modèle géométrique représenté en figure (VI-3)

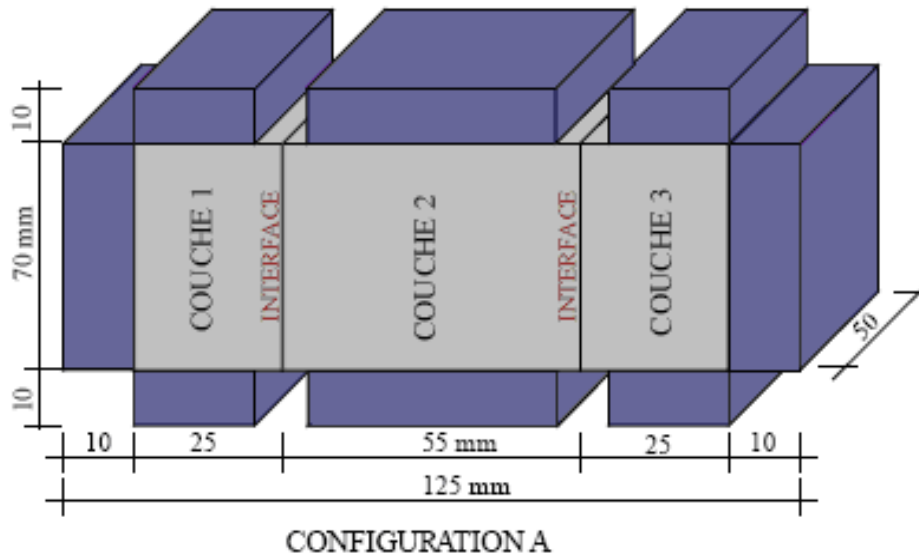


Figure (VI-3) Dimension d'éprouvette d'essai de double cisaillement [M DIAKHATE, 2007]

VI-2-3 Simulation du modèle

Le but de notre étude est principalement consacré au comportement des interfaces entre les couches de chaussée (Grave Bitume/Grave Non Traitée, Grave Bitume/sol support, Grave Ciment/Grave Non Traitée, et Grave Ciment/sol support), il repose essentiellement sur une simulation numérique.

Le modèle de référence a été établi et calculé en utilisant le logiciel Plaxis.

Compte tenu de la symétrie géométrique et du chargement, la simulation a été réalisée sur une demie éprouvette. Les dimensions et les conditions aux limites sont données sur le schéma suivant:

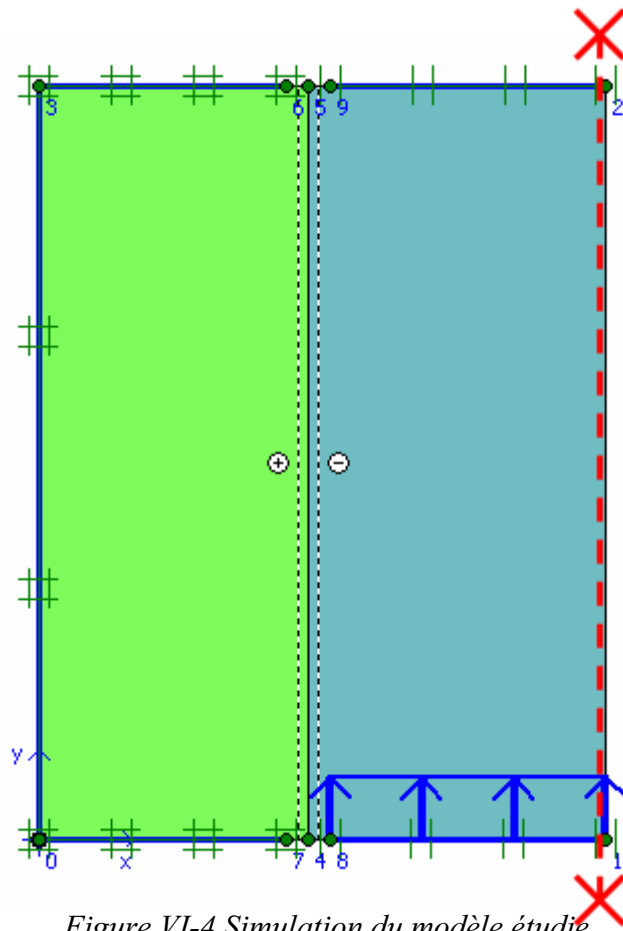


Figure VI-4 Simulation du modèle étudié

VI-2-4 Les matériaux utilisés

En vue d'utiliser les matériaux locaux (chapitre III) comme sujet à notre étude mais en l'absence total des banques de données des matériaux locaux au niveau de différents laboratoires régionaux et nationaux, je me trouvais dans l'obligation d'utiliser les informations des matériaux de l'étranger, ces matériaux qui ont été l'objet de notre étude comme suit:

- 1) La grave non traitée, c'est une GNT de type B de granulométrie 0/20 pourcentage des fines égale a 9,9%, issue d'un gneiss.

En référant aux résultats obtenues à partir des essais réalisés précédemment, les caractéristiques mécaniques des matériaux et en fonction de graphe et la formule indiquée ci-dessous, on déduit: l'angle de frottement et la cohésion.

Prendre en compte le rôle de la GNT dans les structures de chaussée, on s'est également intéressé à l'influence de l'état hydrique de la grave non traitée sur le comportement de l'interface, pour cela on a choisi deux programmes d'essai, le premier programme d'essai a été réalisé par deux teneurs en eau $W=4\%$, et $W=5\%$.

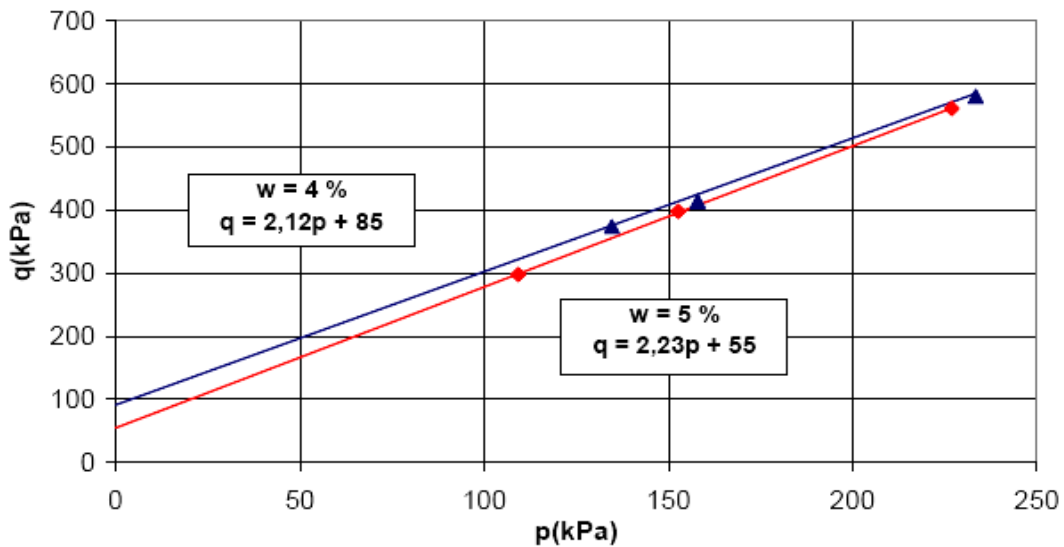


Figure VI-5 Droite de rupture du matériaux de deux teneur en eau [Absamad EL ABD 2006]

$$\sin \phi = 3m / (6 + m)$$

$$c = s(3 - \sin \phi) / (6 \cos \phi)$$

Le second programme de Saint-Brieuc pour compléter l'étude de l'influence des teneurs en eau W=5%, et W=6%

Les caractéristiques finales de la GNT aux différentes teneurs en eau sont résumées dans le tableau (VI-1)

Tableau (VI-1) les caractéristiques mécaniques de la GNT de gneiss

	W%	c (KPa)	ϕ°	ψ°	E(MPa)	γ_d	γ_h
Programme 1	4%	50,3	51,50°	21,5	160	20	20,80
	5%	34,7	54,40°	24,4	210	20,20	21,21
Programme 2	5%	29,74	61,62°	31,62	279	20,80	21,84
	6%	31,63	66,00°	36	300	21	22,26

2) Une grave non traitée 0/10 mm issue d'un microgranite de teneur en fines égale à 7,8%. les caractéristiques sont résumées dans le tableau (VI-2)

Tableau (VI-2) les caractéristiques mécaniques de GNT microgranite

W%	c (KPa)	ϕ°	ψ°	E (MPa)	γ_d (KN/M ³)	γ_h (KN/M ³)
4	32,7	59,3	29,3	180	20,5	21,32

- 3) Un sable légèrement argileux, et sensible à l'eau, de pourcentage des fines de 7,5%, est utilisé comme un sol support

Les principales caractéristiques de ce matériau sont illustrées dans le tableau, (VI-3) :

Tableau, (VI-3) les caractéristiques de sable

W%	C (KPa)	ϕ°	ψ°	E(MPa)	γ_d (KN/M ³)	γ_h (KN/M ³)
11	13,4	41,1	21,1	110	18,75	20,81

- 4) Un grave bitume les caractéristiques sont résumées dans le tableau (VI-4)

Tableau (VI-4) les caractéristiques des matériaux bitumineux

GB						BB
T°C	0°C	10°C	20°C	30°C	40°C	20°C
E(MPa)	18800	12500	7000	3500	1000	4000

- 5) Les caractéristiques mécaniques de l'Acier sont:

Un module d'Young égale a 210000 (MPa), et un coefficient de poisson égale a 0,25

On résume dans les tableaux (VI-5), (VI-6), et (VI-7) les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisé

Tableau (VI-5) Propriétés des matériaux GNT gneiss, GNT microgranite, et sable légèrement argileux et des interfaces

Paramètres	Nom	GNT gneiss W=4% prog1	GNT gneiss W=5% prog1	GNT gneiss W=5% prog2	GNT gneiss W=6% prog2	GNT microgranite W=4%	Sable légèrement argileux W=11%	Unité
Modèle du matériau	Modèle	Mohr Coulomb drainé	Mohr Coulomb drainé	Mohr Coulomb drainé	Mohr Coulomb drainé	Mohr Coulomb Drainé	Mohr Coulomb Drainé	-
Type de comportement du matériau	Type	drainé	drainé	drainé	drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique non saturé	γ_{unsat}	20x10 ⁻⁶	20,20 X10 ⁻⁶	20,80 X10 ⁻⁶	21 X10 ⁻⁶	20,5 X10 ⁻⁶	18,75 X10 ⁻⁶	N/mm ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	20,80 X10 ⁻⁶	21,21 X10 ⁻⁶	21,84 X10 ⁻⁶	22,26 X10 ⁻⁶	21,32 X10 ⁻⁶	20,81 X10 ⁻⁶	N/mm ³
Perméabilité horizontale	k_x	1000	100	100	100	100	1000	mm/day
Perméabilité verticale	k_y	1000	100	100	100	100	1000	mm/day
Module d'Young	E_{ref}	160	210	279	300	180	110	N/mm ²
Coefficient de poisson	ν	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	-
Cohésion	c_{ref}	50,3 X10 ⁻³	34,7 X10 ⁻³	29,74 X10 ⁻³	31,63 X10 ⁻³	32,7 X10 ⁻³	13,4 X10 ⁻³	N/mm ²
Angle de frottement	ϕ	51,50	54,40	61,62	66,00	59,3	41,1	-
Angle de dilatance	ψ	21,5	24,4	31,62	36	29,3	21,1	-
Résistance d'interface	R_{inter}	0,65	0,65	0,65	0,65	0,70	0,60	-

Tableau (VI-6) Propriétés des matériaux GB, BB de températures différentes et GC

Paramètres	Nom	GB T=0°C	GB T=10°C	GB T=20°C	GB T=30°C	GB T=40°C	BB	GC	Unité
Modèle du matériau	Modèle	Elastique linéaire	Elastique linéaire	Elastique linéaire	Elastique linéaire	Elastique linéaire	Elastique linéaire	Elastique linéaire	-
Type de comportement du matériau	Type	Non poreux	Non poreux	Non poreux	Non poreux	Non poreux	Non poreux	Non poreux	-
Poids volumique non saturé	γ_{unsat}	25 X10 ⁻⁶	24 X10 ⁻⁶	23 X10 ⁻⁶	22,5 X10 ⁻⁶	22 X10 ⁻⁶	22 X10 ⁻⁶	24 X10 ⁻⁶	N/mm ³
Module d'Young	E_{ref}	18800	12500	7000	3500	1000	4000	20000	N/mm ²
Coefficient de poisson	ν	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	-
Résistance d'interface	R_{inte}	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,63	0,8	-

Tableau (VI-7) Propriétés d'Acier

Paramètres	Nom	Valeurs	Unité
Type de comportement	Type de matériaux	Elastique linéaire	-
Raideur normale	EA	1,89x10 ¹³	N/mm
Produit d'inertie	EI	1,418x10 ¹⁰	Nmm ² /mm
Epaisseur équivalente	D	300	mm
Poids	W	7x10 ⁻³	N/mm/mm
Coefficient de poisson	ν	0,25	-

Le tableau (VI-8) représente une récapitulation des combinaisons d'étude d'interface entre plusieurs couches des différents matériaux.

GB	GNT gneiss 0/20mm				GNT microgranite 0/10mm	Sable légèrement argileux 0/4 mm
	Programme 1		Programme 2			
	W%		W%			
T°C	4%	5%	5%	6%	4%	11%
0	Exemple 1 	Exemple 6 	Exemple 11 	Exemple 16 	Exemple 21 	Exemple 26
10	Exemple 2 	Exemple 7 	Exemple 12 	Exemple 17 	Exemple 22 	Exemple 27
20	Exemple 3 	Exemple 8 	Exemple 13 	Exemples 18,37 	Exemple 23 	Exemple 28
30	Exemple 4 	Exemple 9 	Exemple 14 	Exemple 19 	Exemple 24 	Exemple 29
40	Exemple 5 	Exemple 10 	Exemple 15 	Exemple 20 	Exemple 25 	Exemple 30
GC	Exemple 31 	Exemple 32 	Exemple 33 	Exemple 34 	Exemple 35 	Exemple 36

VI-3 Les résultats numériques:

VI-3-1 Influence de la température

Les courbes de la figure (VI-6) présentent l'interface entre GB de différentes températures et GNT gneiss de teneur en eau $W=4\%$, Programme 1

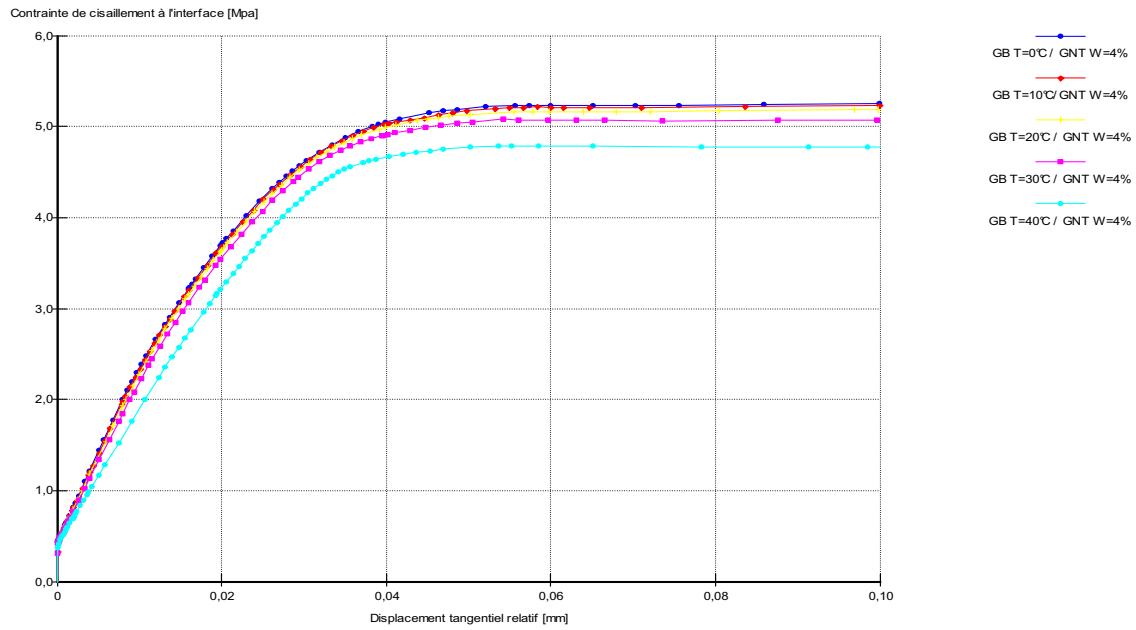


Figure (VI-6) *Contraite de cisaillement à l'interface (GNT gneiss $W=4\%$ / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif*

Les courbes de la figure (VI-7) représentent une interface entre GB de différentes températures et GNT gneiss de teneur en eau $W=5\%$ Programme 1

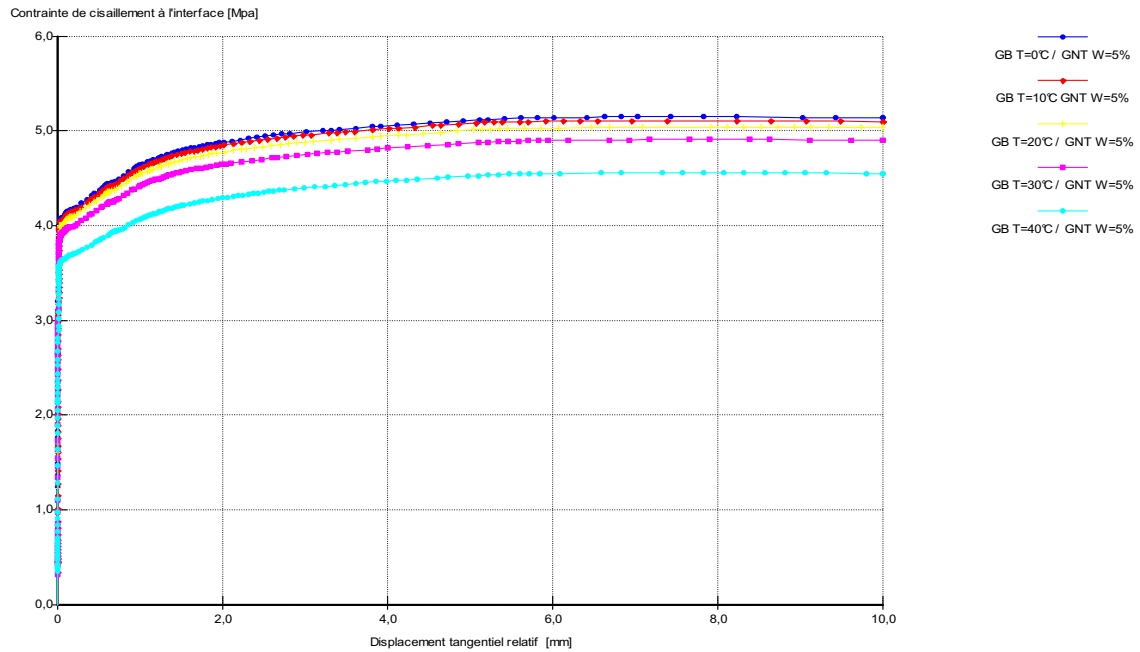


Figure (VI-7) Contrainte de cisaillement à l'interface (GNT gneiss $W=5\%$ prog1 / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif

Les courbes de la figure (VI-8) représentent une interface entre GB de différentes températures et GNT gneiss de teneur en eau $W=5\%$ Programme 2

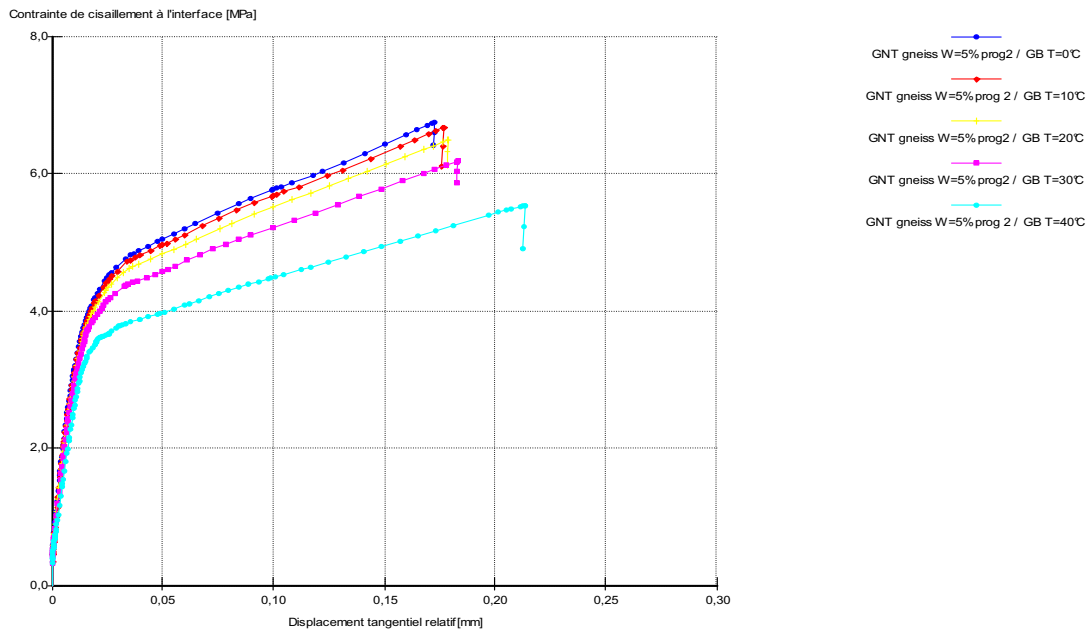


Figure (VI-8) Contraite de cisaillement à l'interface (GNT gneiss $W=5\%$ prog2 / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif

Les courbes de la figure (VI-9) représentent une interface entre GB de différentes températures et GNT gneiss de teneur en eau $W=6\%$ Programme 2

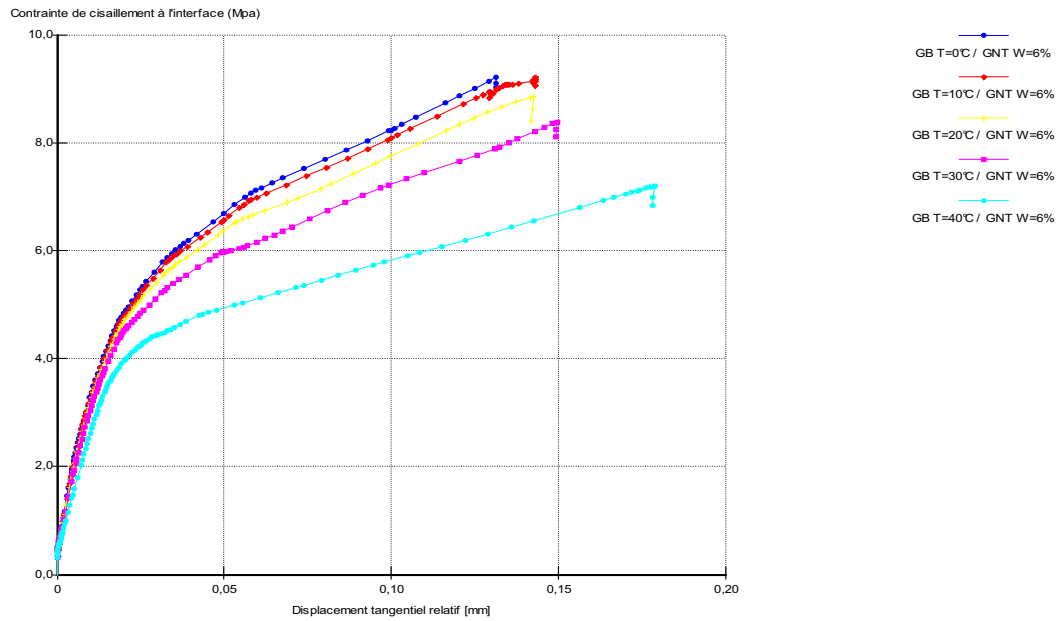


Figure (VI-9) Contrainte de cisaillement à l'interface (GNT gneiss $W=6\%$ / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif

Les courbes de la figure (VI-10) représentent une interface entre GB de différentes températures et GNT microgranite de teneur en eau $W=4\%$

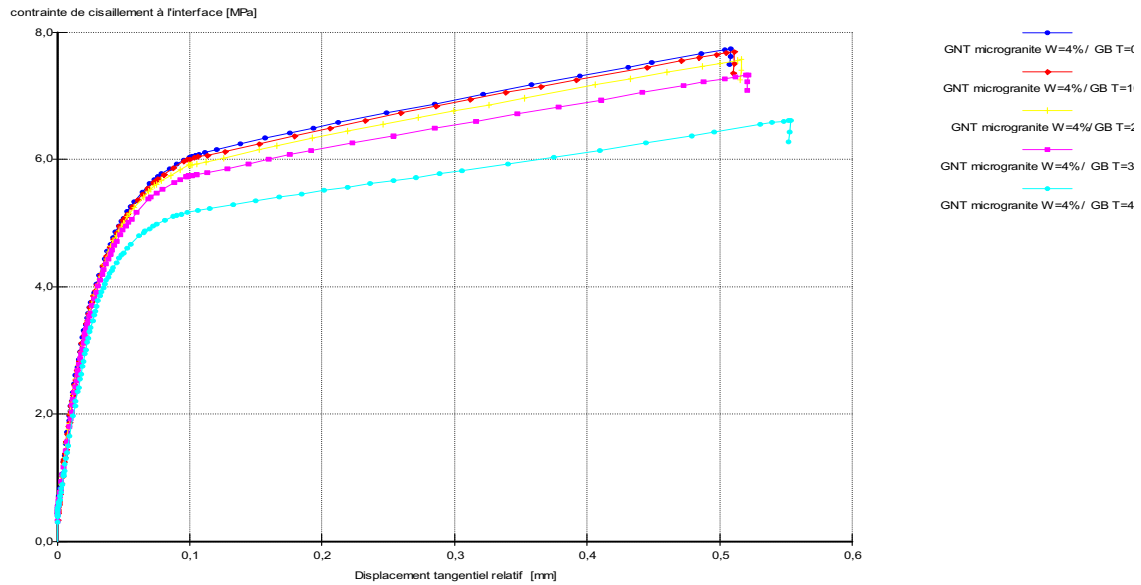


Figure (VI-10) Contrainte de cisaillement à l'interface (GNT microgranite $W=4\%$ / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif

Les courbes de la figure (VI-11) représentent une interface entre GB de différentes températures et Sable légèrement argileux de teneur en eau $W=11\%$

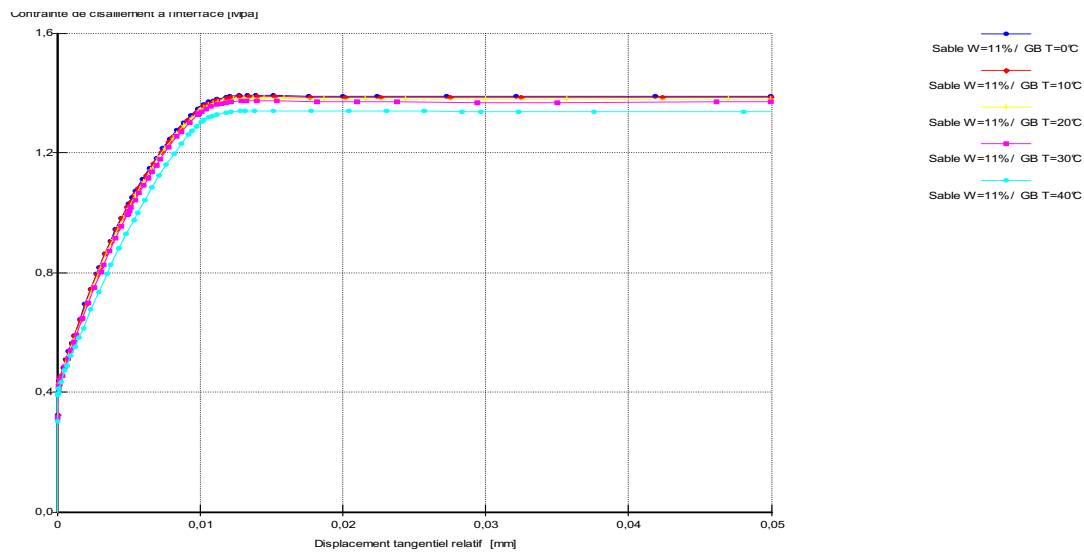


Figure (VI-11) Contrainte de cisaillement à l'interface (Sable légèrement argileux $W=11\%$ / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif

Les courbes des figures (VI-6), (VI-7), (VI-8), (VI-9), (VI-10), (VI-11) montrent des résultats de comportement d'interface entre GB de différentes températures et de différents matériaux (GNT gneiss, GNT microgranite, et sable légèrement argileux).

On remarque que:

- chaque fois que la température du matériau GB augmente la résistance de cisaillement à l'interface en fonction de déplacement relatif diminue.
- A partir de la température de 20°C il est clair que la résistance de cisaillement à l'interface présente une diminution qui s'accroît d'avantage.

Ce qui nous conduit à déduire que la température élevée influe largement sur l'interface entre le GB et d'autres matériaux en étude, et en conséquent les caractéristiques du GB seront affectées et perdent de leurs importances, c'est-à-dire l'adhésivité, la viscosité...etc.

Les courbes des figures (VI-6), (VI-7), (VI-8), (VI-9), (VI-10), (VI-11) nous montrent et explique bien le phénomène en question.

VI-3-2 Influence de la rugosité

Les courbes de la figure (VI-12) représentent le comportement d'interface entre (BB, GB) de température $T=20^{\circ}\text{C}$ et GNT gneiss de teneur en eau $W=6\%$ Programme 2

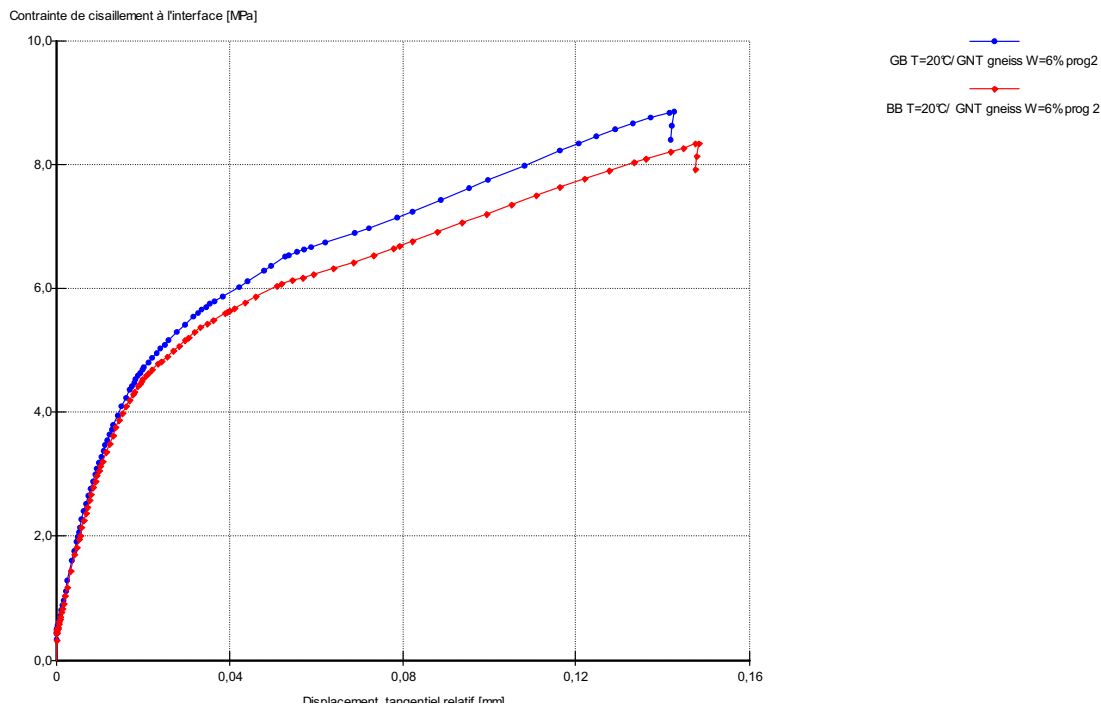


Figure (VI-12) Contrainte de cisaillement à l'interface (BB de $T=20^{\circ}\text{C}$ et $R_{inter}=0,63$ / GNT gneiss $W=6\%$ et GB $T=20^{\circ}\text{C}$ $R_{inter}=0,80$ /GNT gneiss $W=6\%$) en fonction de déplacement relatif

Les deux courbes dans la figure (VI-12) on présente le comportement d'interfaces GB $T=20^{\circ}\text{C}$ de $R_{inter}=0,80$ et GNT gneiss de $W=6\%$, et l'interface BB $T=20^{\circ}\text{C}$ de $R_{inter}=0,63$ et GNT gneiss $W=6\%$.

On observe:

Les résultats numériques obtenus en utilisant le même matériau de GNT dans les deux interfaces et dans les même conditions thermiques $T=20^{\circ}\text{C}$ pour la GB et BB dont leur granulométries est différentes, pour le GB dimension de ces constituants est plus grand que celles de BB

D'où la contrainte de cisaillement à l'interface GB/GNT en fonction de déplacement ($8,83\text{ MPa}$, $0,14\text{ mm}$) est supérieure par rapport à la contrainte de cisaillement a l'interface BB/GNT en fonction de déplacement ($8,30\text{ MPa}$, $0,15\text{ mm}$)

Ce que démontre que la rugosité influe sur le comportement de l'interface

On conclura: dans le BB pour une $R_{inter}=0,63$ la surface de ce matériau est dense, par contre la surface de GB pour une $R_{inter}=0,8$ est plus rugueuse conduit à une contrainte de cisaillement importante

VI-3-3 Influence de la nature minéralogique et morphologique des granulats

Les courbes de la figure (VI-13) représentent une interface entre GB de différentes températures et GNT gneiss de teneur en eau $W=4\%$ Programme 1, GNT microgranite $W=4\%$

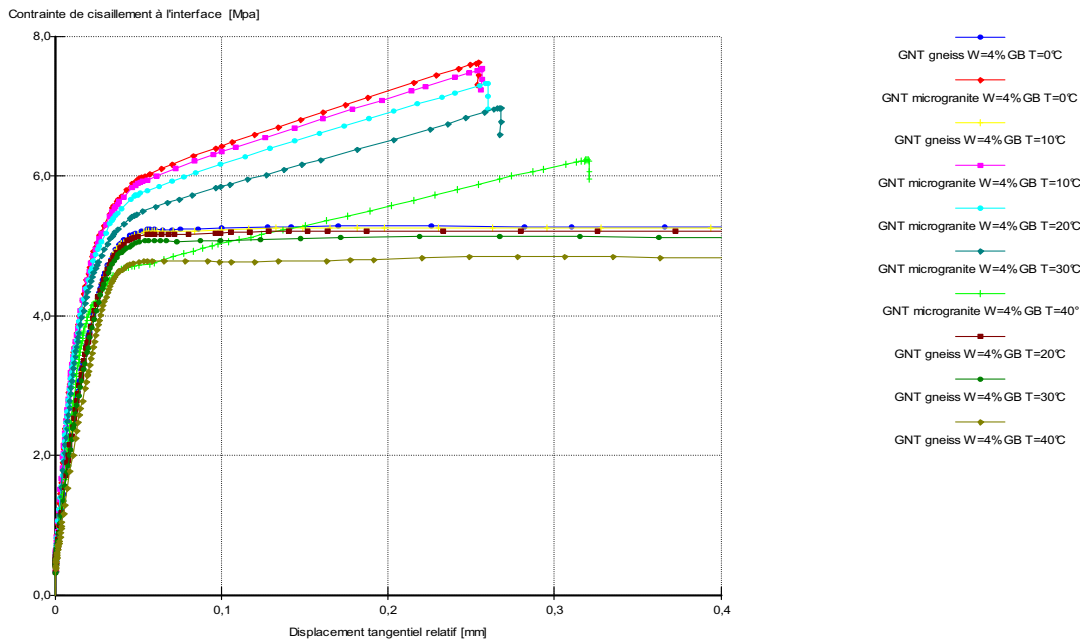


Figure (VI-13) Contrainte de cisaillement à l'interface entre GNT gneiss $W=4\%$, GNT microgranite $W=4\%$ et GB en fonction de déplacement relatif

Les courbes de la figure (VI-13) en présence de la même teneur en eau dans les deux matériaux (GNT gneiss, et GNT microgranite), on observe que la résistance de cisaillement à l'interface pour la GNT microgranite est plus élevée par rapport au GNT gneiss,

On enregistre les ruptures du matériau GNT microgranite à GB de température égale à zéro de ce point la contrainte à l'interface égale à 7,80 MPa, et déplacement égale à 2,50 mm

La température du GB chaque fois qu'elle augmente le déplacement augmente, d'où la résistance diminuée.

D'autre part vue la granulométrie des matériaux (la taille des grains) GNT gneiss de 0/20mm et microgranite 0/10mm

On conclura que:

La nature des matériaux utilisés influe sur le comportement de l'interface (microgranite est plus rigide par rapport au gneiss) le module de rigidité de microgranite est supérieur au module de rigidité de gneiss

Plus le diamètre des matériaux est petit plus la résistance de cisaillement à l'interface est élevée ceci peut être expliqué par le fait que les gros grains contiennent plus de microfissures que les petits grains de forte densité.

VI-3-4 Influence de la teneur en eau et teneur en fines et la densité

Les courbes de la figure (VI-14) représentent une interface entre GB de différentes températures et GNT gneiss de teneur en eau (W=4%, W=5%) Programme 1

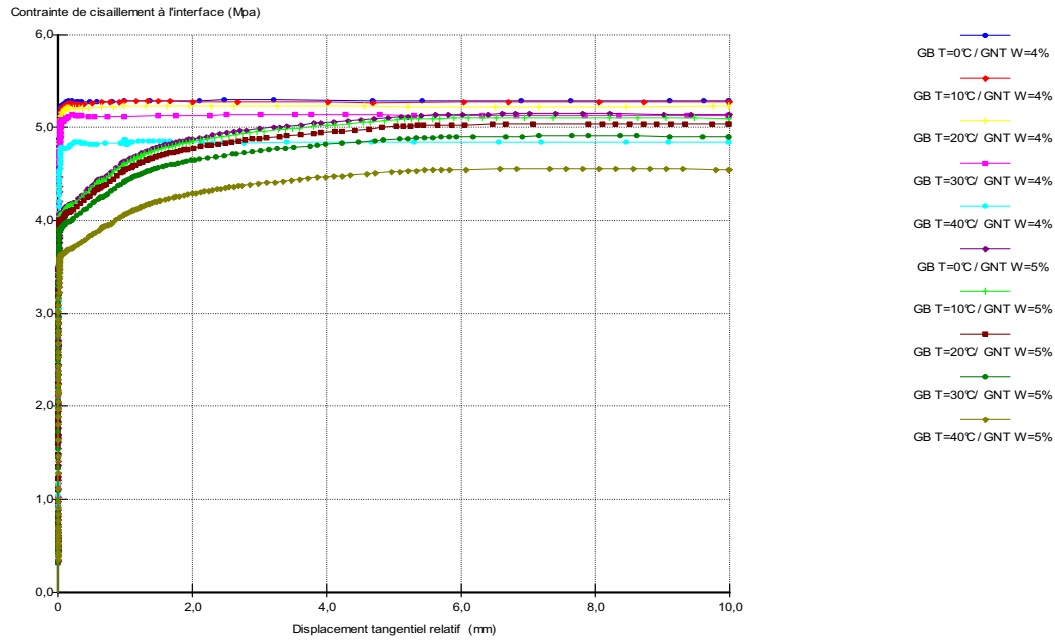


Figure (VI-14) Contrainte de cisaillement à l'interface entre (GB/ GNT gneiss prog1) en fonction de déplacement tangentiel relatif

Les courbes de la figure (VI-15) représentent une interface entre GB de différentes températures et GNT gneiss de teneur en eau ($W=5\%$ programme 1, $W=5\%$ Programme 2)

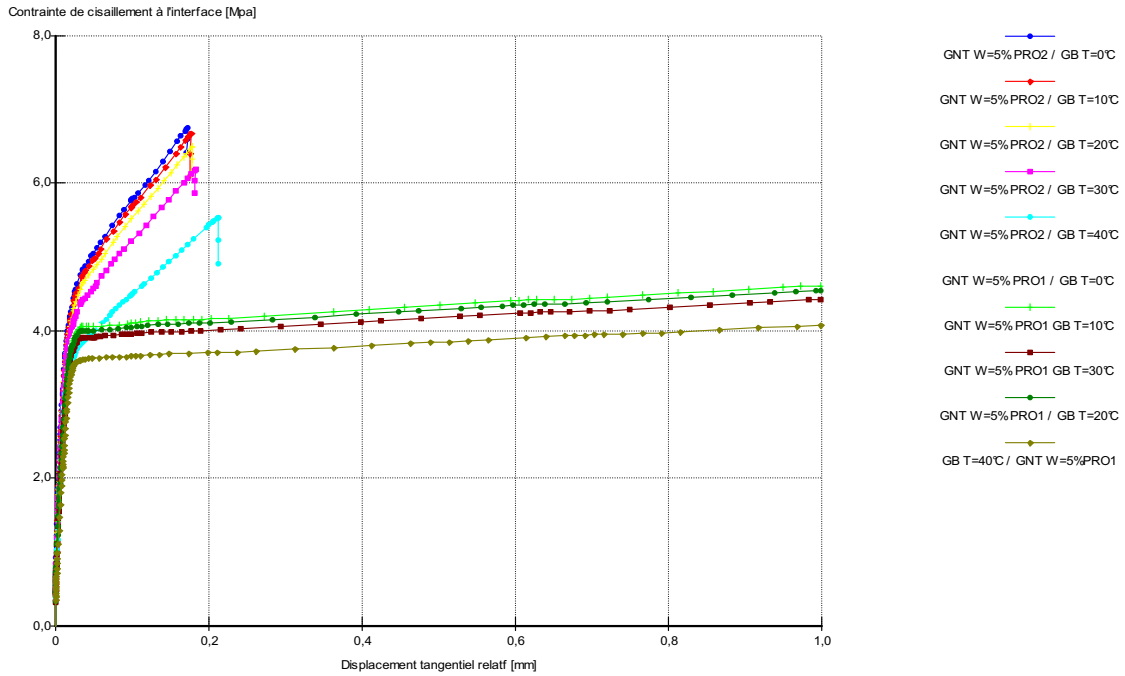


Figure (VI-15) Contrainte de cisaillement à l'interface entre (GB/GNT gneiss $W=5\%$ prog2, $W=5\%$ prog 1) en fonction de déplacement relatif

Les courbes de la figure (VI-16) représentent une interface entre GB de température $T=0^{\circ}\text{C}$ et GNT gneiss de teneur en eau ($W=4\%$, $W=5\%$) Programme1, et ($W=5\%$, $W=6\%$) programme2

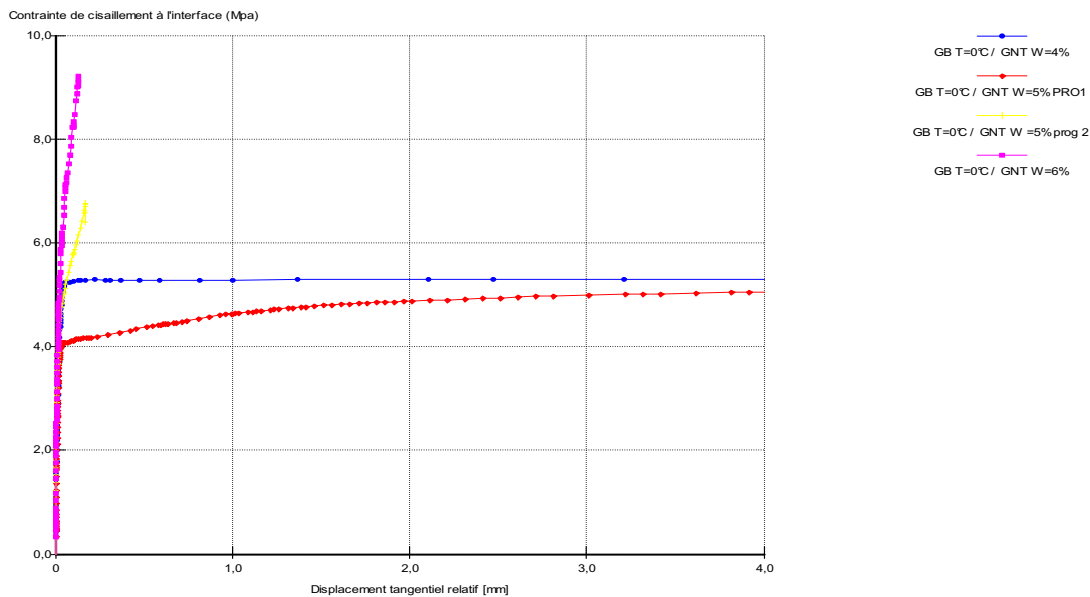


Figure (VI-16) Contrainte de cisaillement à l'interface (GB/GNT gneiss Prog 1,2) en fonction de déplacement

Les courbes des figures (VI-14), (VI-15) (VI-16) en présence du même matériau qui est la GNT gneiss mais on varie la teneur en eau:

1^{er} programme: lorsque $W=4\%$, la contrainte de cisaillement à l'interface égale 5,20 MPa, la courbe garde le même niveau

$W=5\%$ la contrainte de cisaillement à l'interface égale 4,2 MPa au début, ce qui explique en premier lieu que l'imbibition diminue la résistance, on explique que l'effet de la pression interstitielle sur le comportement d'interface, a chaque fois la teneur en eau augmente la pression interstitielle augmente, la contrainte effective est diminuée et la résistance à l'interface décroît.

A partir de ce point, enregistre la croissance de la courbe jusqu'à la contrainte de cisaillement égale à 5,14 et déplacement égal à 6 mm et a partir de ce point la courbe garde le même niveau.

2^{eme} programme: lorsque $W=5\%$ la résistance de cisaillement augmente jusqu'à la rupture qui correspond au point (contrainte de cisaillement à l'interface égale à 6,7 MPa et le déplacement égale à 0,17mm). $W=6\%$ la résistance augmente jusqu'au point de rupture (contrainte de cisaillement égale à 9,2 MPa et le déplacement égale 0,13mm)

D'autre part la présence de la teneur en fines aux matériaux, qui donne une certaine cohésion dans ces matériaux, le pourcentage des fines au matériau GNT gneiss est supérieure au pourcentage des fines au matériau GNT microgranite

On conclue la présence d'eau dans les matériaux qui à une influence significative sur la résistance de cisaillement et sur le comportement de la GNT. Sa cohésion est plus sensible à l'eau sont d'autant en présence d'une teneur en fines élevée, ce qui provoque une augmentation de la pression interstitielle, une diminution de la contrainte effective par conséquent une chute de la rigidité des matériaux Figure (VI-14) au début des courbes (W=4%, W=5% 1^{ier} programme)

Suivant les courbes de la figure (VI-16) 2^{ièm} programme malgré l'ajout de l'eau dans les matériaux la résistance demeure en croissance jusqu'à la rupture ce qui explique que la densité de compactage est intensive, les fonctions principales du compactage sont:

- Le rapprochement des grains pour éviter des déformations des couches de chaussée;
- .L'imbrication, en disposant, des éléments entre eux
- Afin d'accroître les caractéristiques mécaniques et diminuer les risques d'attrition et diminution du pourcentage de vides c.-à-d. le ralentissement de la circulation de l'eau.

VI-3-5 Influence de change de matériaux (GC au lieu GB)

Les courbes des figures (VI-17) (VI-17') représentent une interface entre GB de température $T=0^{\circ}\text{C}$ /GNT gneiss de teneur en eau différentes, GB/GNT microgranite, et GB/Sable Et une interface GC/ GNT gneiss de teneur en eau différentes, GC/ GNT microgranite, et GC/Sable.

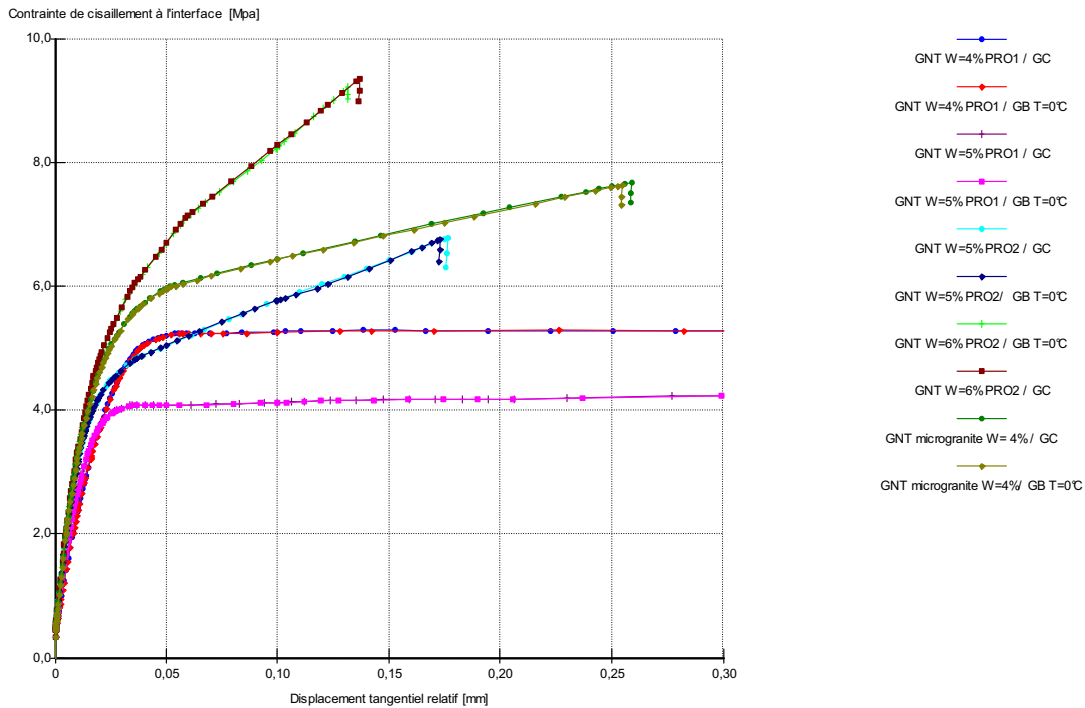


Figure (VI-17) Contraite de cisaillement à l'interface (GB/GNT et GC/GNT) en fonction de déplacement

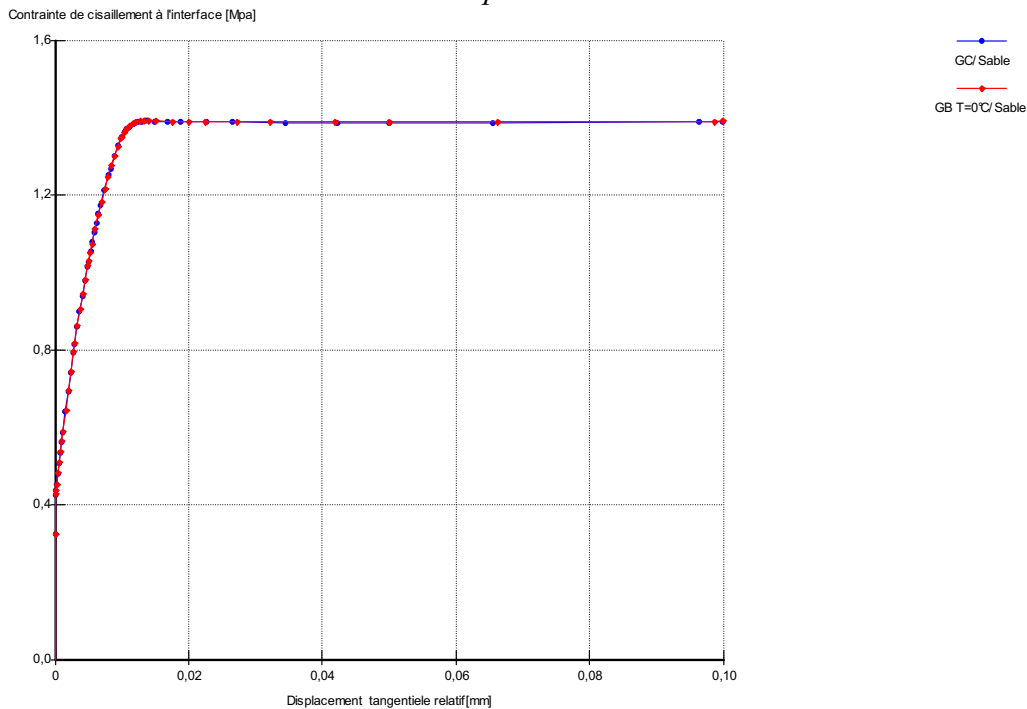


Figure (VI-17') Contraite de cisaillement à l'interface (GB/Sable et GC/Sable) en fonction de déplacement

Si l'on change le matériau au lieu d'un matériau bitumineux (GB) on utilise un matériau traité au liant hydraulique (GC), toute en combinaison GC/ (GNT, Sable), et GB entre même GNT et Sable on remarque que:

Pour un GB de température $T=0^{\circ}\text{C}$ le comportement d'interface est exacte le même que le GC, sauf que la rupture provient avant que le GC, ce qui explique que la rigidité de GC est plus importante.

VI-4 Conclusion

Les courbes dans les deux figures (VI-18), et (VI-19) ce dessous représentent une comparaison entre la GNT microgranite et GNT gneiss programme 2.

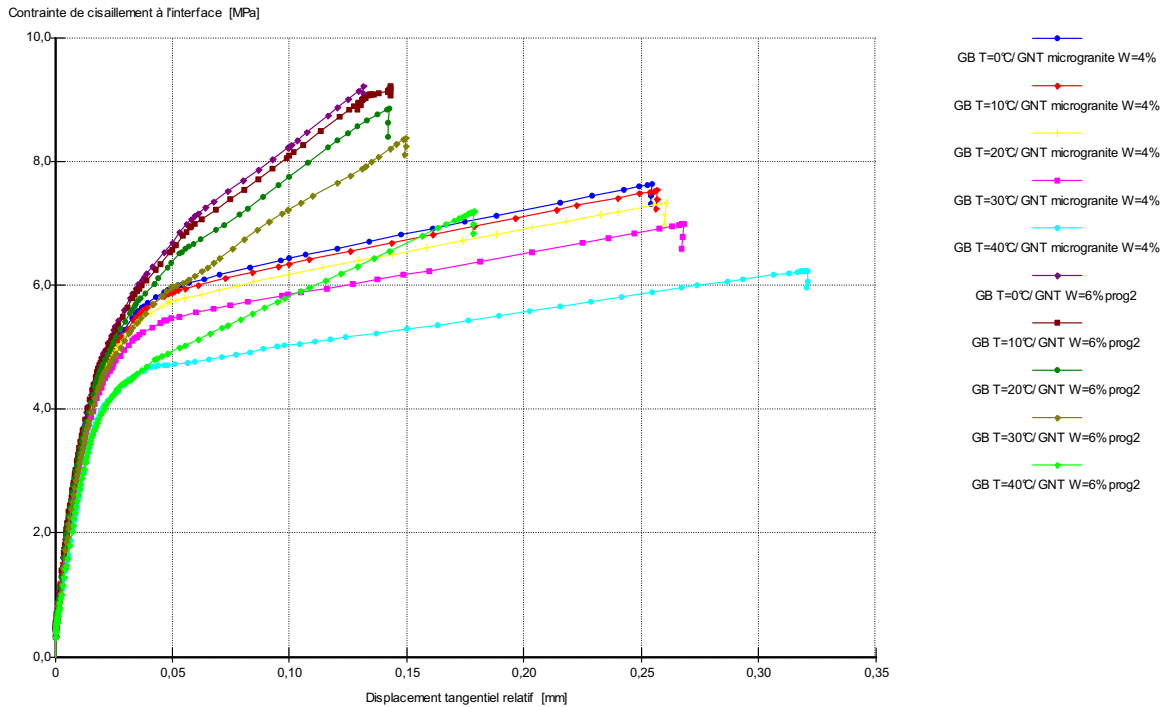


Figure (VI-18) Contraite de cisaillement à l'interface (GNT gneiss W=6% et GNT microgranites / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif

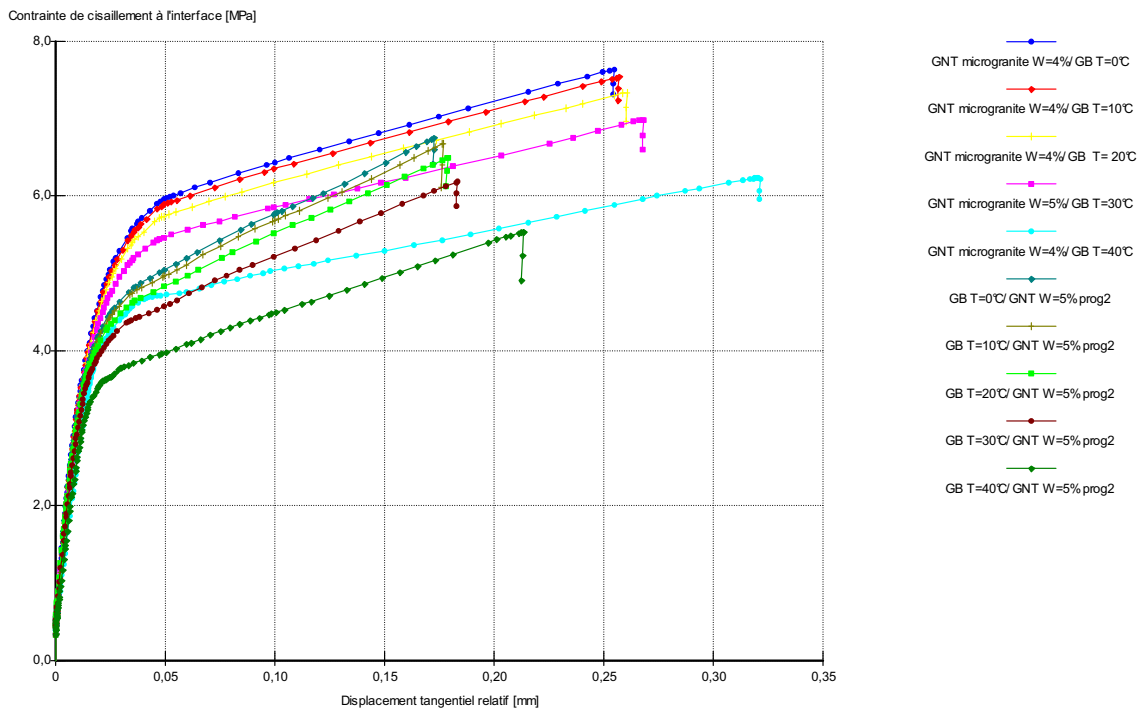


Figure (VI-19) Contraite de cisaillement à l'interface (GNT gneiss W=5% progr2 et GNT microgranites / GB T différentes) en fonction de déplacement relatif

Avec les résultats obtenues et les résultats précédant on arrive à conclure les courbes D'interface de GNT microgranite et GB interpose les courbes des interfaces de GNT gneiss et GB et l'allongement des courbes d'interface de GNT microgranite et GB est plus accentuées que les courbes d'interface entre GNT gneiss et GB. Donc sélectionner les meilleurs matériaux pour leur bonne portance et leur faibles sensibilité à l'eau ce qui favorise le choix de matériau GNT microgranite au lieu le matériau GNT gneiss comme couche d'assise.

VI-5-1 Les résultats numériques

Les figures (VI-21) (VI-22) représentent deux courbes d'interface supérieur (GB T=10°C et GNT gneiss), et interface inférieur (GNT gneiss/Sable légèrement Argileux)

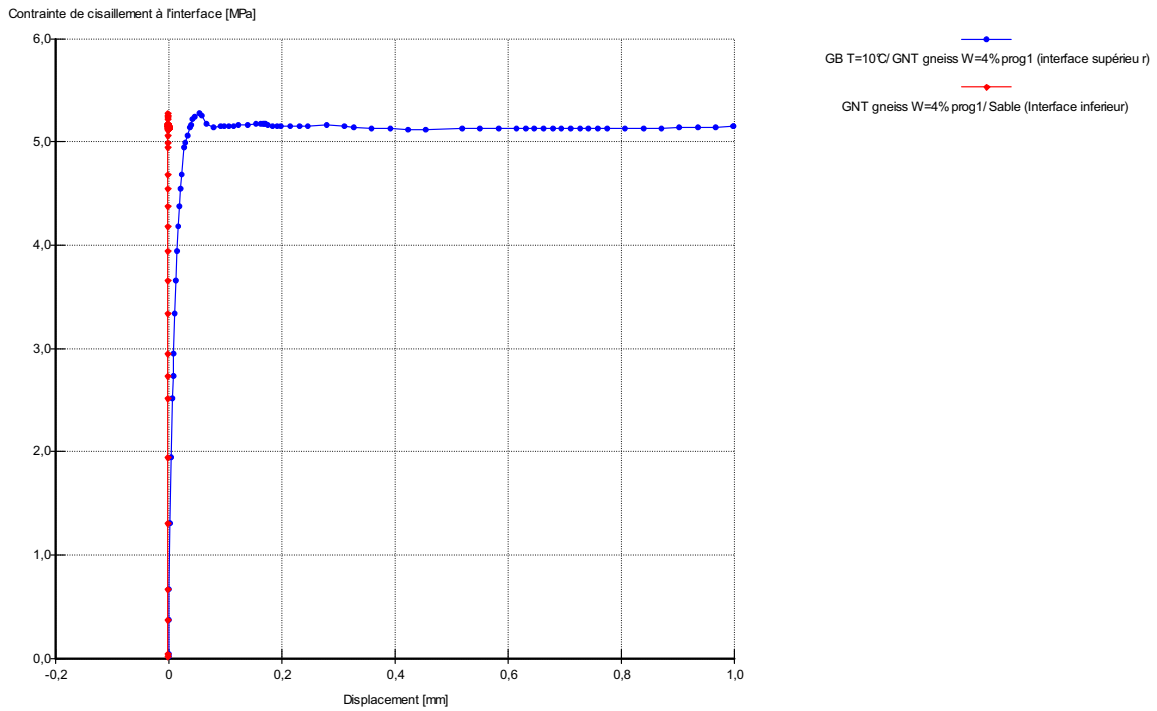


Figure (VI-21) Contrainte de cisaillement à l'interface supérieure (GB T=10°C et GNT gneiss), et interface inférieure (GNT gneiss/Sable légèrement Argileux) en fonction de déplacement relatif

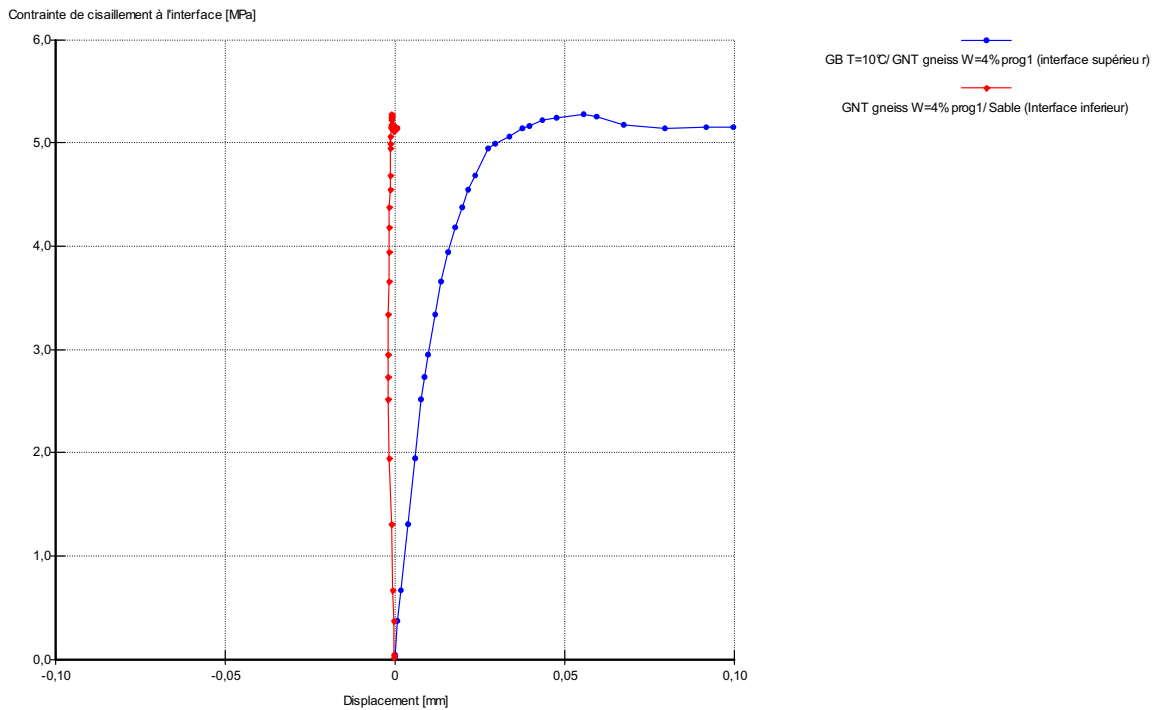


Figure (VI-22) Contrainte de cisaillement à des interfaces (supérieure (GB T=10°C et GNT gneiss), et interface inférieure (GNT gneiss/Sable légèrement Argileux) en fonction de déplacement relatif (grande échelle)

Les courbes d'interface supérieure et inférieure augmentent jusqu'à une valeur optimum (5,3MPa) et le déplacement différent. ($8,5 \times 10^{-4}$, et 0,06) mm, ce qui nous laisse déduire que l'interface supérieure est plus résistante que l'interface inférieure.

1. Mode de charge (charge):

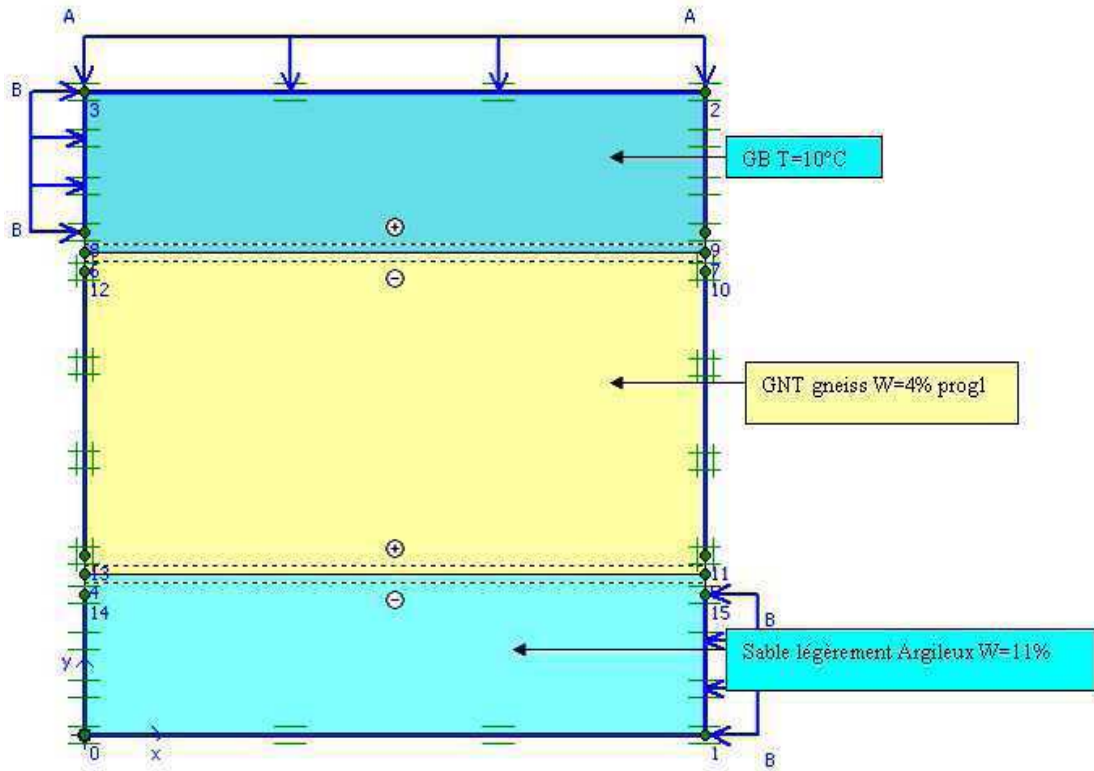


Figure VI-23 Simulation du modèle proposé (mode de charge charge)

Les figures (VI-24), et (VI-25) représentent les courbes des interfaces:

Interface GB/GNT:

(+) est une interface supérieure de GB, (-) est une interface inférieure de GNT

Interface GNT/Sable:

(+) est une interface supérieure de GNT, (-) est une interface inférieure de Sable).

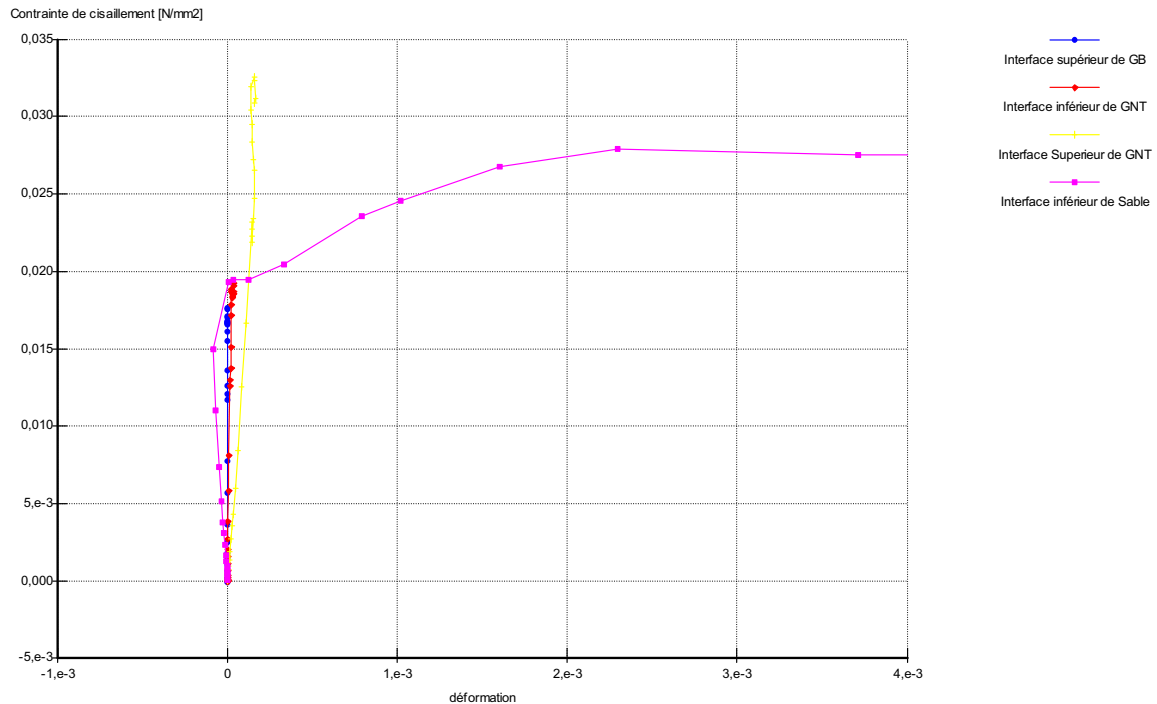


Figure (VI-24) Contrainte de cisaillement à des interfaces (Interface GB/GNT (+) est une interface supérieure de GB, (-) est une interface inférieure de GNT). Interface GNT/Sable (+) est une interface supérieure de GNT, (-) est une interface inférieure de Sable) en fonction de déplacement relatif avec une grande échelle

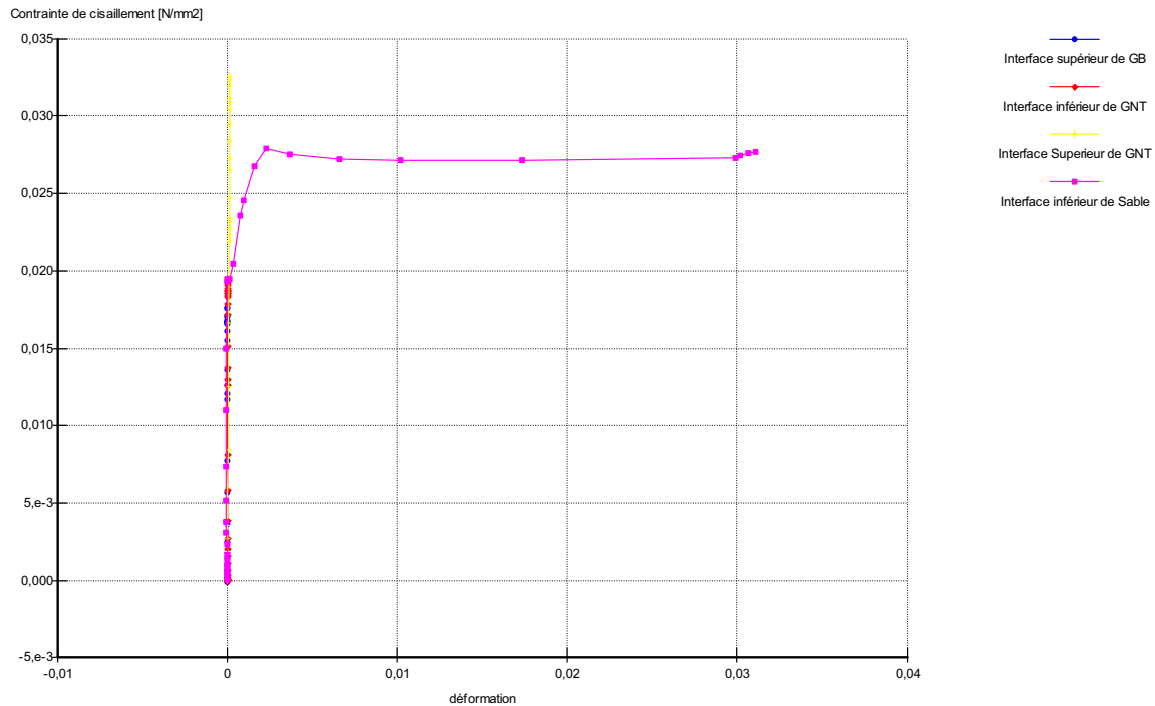


Figure (VI-25) Contrainte de cisaillement à des interfaces (Interface GB/GNT (+) est une interface supérieure de GB, (-) est une interface inférieure de GNT). Interface GNT/Sable (+) est une interface supérieure de GNT, (-) est une interface inférieure de Sable) en fonction de déplacement relatif

On observe que la courbe de l'interface supérieure de GNT après être arriver à une valeur maximale de la contrainte de cisaillement en fonction de déformation dans ce point en atteint la rupture.

Mais la courbe à l'interface inférieure de sable atteint l'optimum avec une grande déformation.

L'interface GNT/Sable ce qui nous laisse supposer qu'elle avait subit une déformation importante par rapport l'interface GB/GNT

CONCLUSION GENERALE

La structure d'une chaussée est un empilement de couche de différents matériaux reliés par des interfaces dont leur comportement dépend des caractéristiques aussi bien physiques que mécaniques et la nature elle-même de ces matériaux.

Durant la mise en service de cette chaussée et au fil des temps, elle est confrontée à plusieurs facteurs qui se manifestent, par les différentes dégradations mettant en cause sa durée de vie (les nids de poules, glissement, les fissures, et l'orniérage...etc.) causées par, l'effet climatique, l'environnement, la mise en œuvre des travaux, choix des matériaux...etc.)

Dans cette étude on essaie de constater le comportement d'interface (c'est à dire l'effet de glissement entre couches), tout en modélisation un essai de cisaillement double, suivant plusieurs combinaisons des différents matériaux les plus utilisés dans la conception des chaussées tout en prenant en compte l'effet de température ainsi que l'effet de la teneur en eau pour les matériaux soumis à l'effet de compactage, et les résultats obtenus sont résumés.

Les résultats obtenus pour l'interface entre matériaux bitumineux (GB, BB) et matériaux non liés ci-jacent (les exemples qui sont étudiés dans ce travail)

Pour le **GB**, et **BB**, qui sont utilisés comme couche d'assise ou surface, qui assurent la résistance, la sécurité, et la durabilité de chaussée, on a remarqué que la température influence considérablement sur le comportement de cette interface, quant:

- La température croît la résistance de cisaillement à l'interface décroît
- Les valeurs de température entre 0°C et 20°C, la résistance est gardée presque la même valeur
- La résistance de cisaillement est diminuée d'une façon claire à partir de la température égale 20°C et plus

La température est élevée les caractéristiques des matériaux bitumineux perdent leurs caractéristiques (l'adhésivité, et viscosité), ainsi que la rugosité influence sur le comportement d'interface.

Pour la **GNT**, et **sol support**, on remarque que son comportement à l'interface dépend de la teneur en eau

- La teneur en eau augmente avec le compactage jusqu'à l'optimum, la résistance de cisaillement à l'interface augmente.
- En présence d'eau le pourcentage des fines croît la résistance de cisaillement à l'interface diminue
- La nature et la taille des grains influent défavorablement sur la résistance de cisaillement.

L'interface à partir la comparaison entre GNT gneiss et GNT microgranite

Sélectionner les meilleurs matériaux pour leur bonne portance et leur faibles sensibilité à l'eau ce qui favorise le choix de matériau GNT microgranite au lieu le matériau GNT gneiss comme couche d'assise

En conclusion le bon choix d'un matériau qui répond aux exigences permet une bonne liaison d'interface et en conséquence une bonne chaussée

En perspective on essaie de confectionner un appareil de cisaillement double afin de bien estimer d'une façon qualitative et quantitative la résistance au cisaillement double en prenant en considération tous les facteurs influents sur le comportement des chaussées.

BIBLIOGRAPHIE

[AFE] AFECHKAR M^{ed}: *Effet de la couche d'accrochage sur les structures de chaussée*

[ALL 06] ALLOU F: *Un modèle élastoplastique pour la modélisation l'orniérage des chaussées à faible trafic*

ANNEXE 4: *Constitution et rôle d'une chaussée*

ARTICLE DE WIKIPEDIA: *Dimensionnement d'une structure de chaussée routière*

[BAR] BARBAS.A – [FRA] FRANCK. R: *Utilisation de la méthode des éléments finis le domaine de l'élastoplasticité*

[BEG 03] BEGHIN A : *Apport de mesures rhéologiques et de pelage à l'analyse de rupture de liants bitumineux*

[BER 05] BERTH-J DONGMO-ENGELAND: *Caractérisation des déformations d'orniérage des chaussées bitumineuses*

[BOD 02] BODIN D: *Modèle d'endommagement cyclique: Application à la fatigue des enrobés bitumineux*

C.T.T.P: *Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves (2001)*

[DIA 07] DIAKHATE M: *Fatigue et comportement des couches d'accrochages dans les structures de chaussées bitumineuses*

[DYS] DYSLI M: *B2-2 Mécanique des sols*

[EL A 06] EL ABD A: *Développement d'une méthode de prédiction de déformations de surface des chaussées a assises non traitées*

[GID 01] GIDEL M-GUNTHER: *Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples*

[HAB 03] HABIBALLAH T: *Modélisation des déformations permanentes des graves non traitées*

[HAM 06] HAMLAT S: *Etude de la résistance des revêtements routiers aux sollicitations tangentielles.*

[HIM 10] HIMMI M^{ed} AFECHKAR ET TABBOUCHY: *Changement climatiques et impacts sur les infrastructures routières.*

[LAH 06] LAHMADI A: *Etude paramétrique de l'interaction entre ouvrages: Tunnel –Bâtiment –excavation*

[LAV 02] LAVEISSIERE D: *Modélisation de la remontée des fissures routières par endommagement et macro-fissuration*

LCPC: *Autopsie d'une chaussée*

[LEF 01] LEFEUVRE Y: *Contribution à l'étude du comportement en fatigue des enrobés bitumineux.*

[MAS] MASTAT P – PAST M: *Ouvrage en interaction.*

[NGU 06] NGUYEN D-TRUC: *Réduction des déformations permanentes des couches de surfaces des chaussées bitumineuses*

[ODE] ODEON H: *Cours: Historique des chaussées, fonctionnement d'une structure de chaussée, approches numériques et rationnelles, et caractéristiques de sols et matériaux non traitée*

[ODE] ODEON H- BALAY J M: *Dimensionnement des structures de chaussée*

[POU 04] POUTEAU B: *Durabilité mécanique du collage blanc sur noir dans les chaussées*

[PRO 05] PROTEAU M: *Comparaison entre les chaussées souples bitumineuses et les chaussées rigides en béton*

SETRA: *Note d'information 1986.*

[SIM 05] SIMONIN J-MICHEL: *Contribution à l'étude de l'auscultation des chaussées par méthode d'impact mécanique pour la détection et la caractérisation des défauts d'interface*

ANNEXE B

1 Présentation de PLAXIS

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant –il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC géant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers [BOU1, 04].

1-2 Le code éléments finis PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes éprouvés ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but

(Prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le mêmes code et les données, un calcul affiné [BOU, 04].

1-3 Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage: L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements: Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS: Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution,...etc. s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique, puisqu'il évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

2 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

2.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important [BOU1, 04].

La démarche suivie dans le développement du code *PLAIS* est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis que soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisation des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, *PLAXIS* peut apparaître comme une règle à calcul l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche,...etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissement. Le matériau se

consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser;
- utiliser un modèle qui décrive ce comportement;
- interpréter les résultats, notamment;

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous autre forme que les données du problème posé.

2.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non variation de volume ; celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \epsilon_v \quad (1)$$

Où Δu_w est la suppression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et $\Delta \epsilon_v$ est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalcr par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai [BOU1, 04].

2.3 Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure B1).

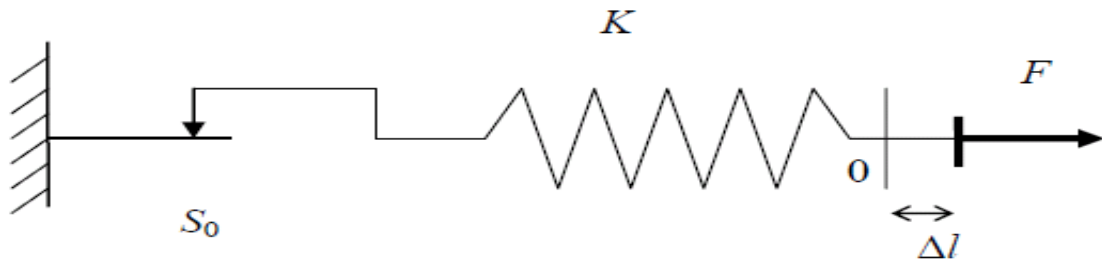


FIG.B1: Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La Courbe effort-déplacement ou contrainte- déformation que l'on trouve est présentée sur la (figure B2)

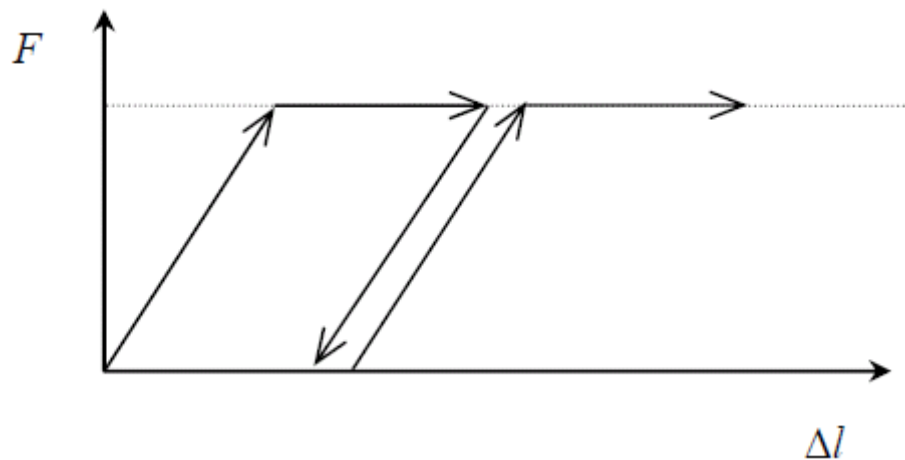


FIG B2: Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures B1 et B2 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure B3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage [BRI3, 03].

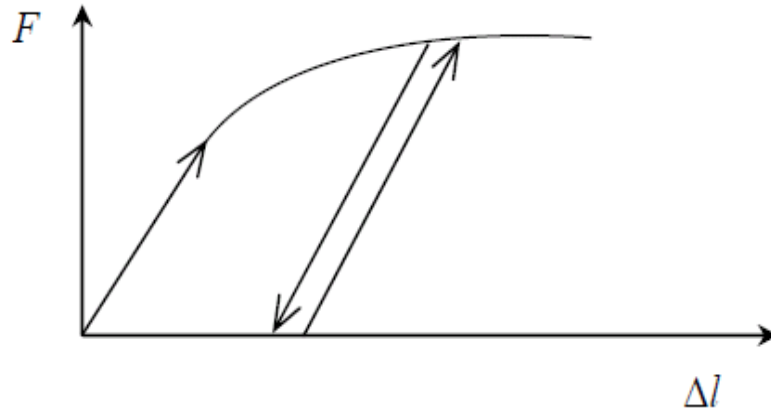


FIG.B3 Représentation du comportement élastoplastique avec écoulement.

2.4 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.

Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques [BRI2, 03].

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.)$$

$$K = \frac{E}{3(1 + \nu)} \quad (3)$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (4)$$

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

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure B4

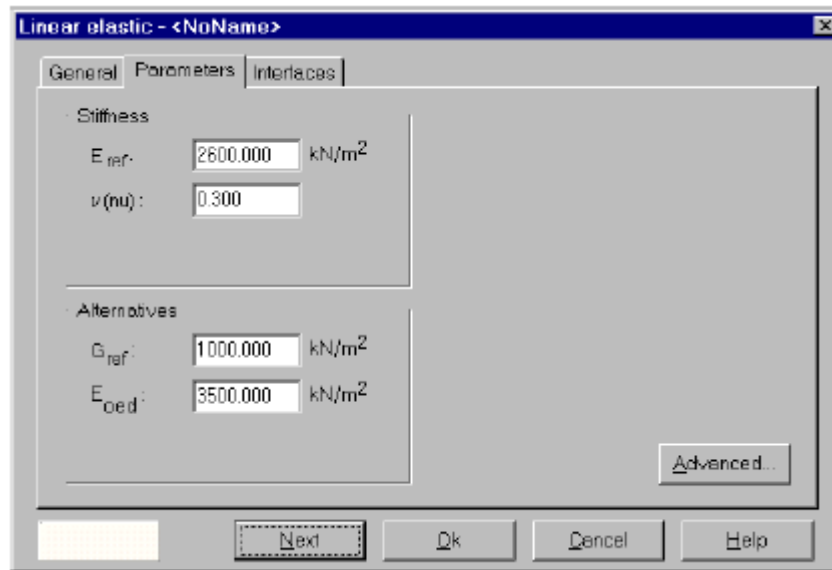


FIG.B4-Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure B5

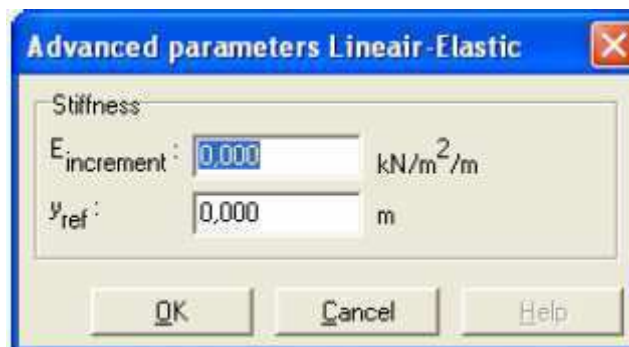


FIG.B5-Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \quad y < y_{ref} \quad (5)$$

$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

2.5 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr-Coulomb, la droite intrinsèque est représentée par:

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (6)$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure B6).

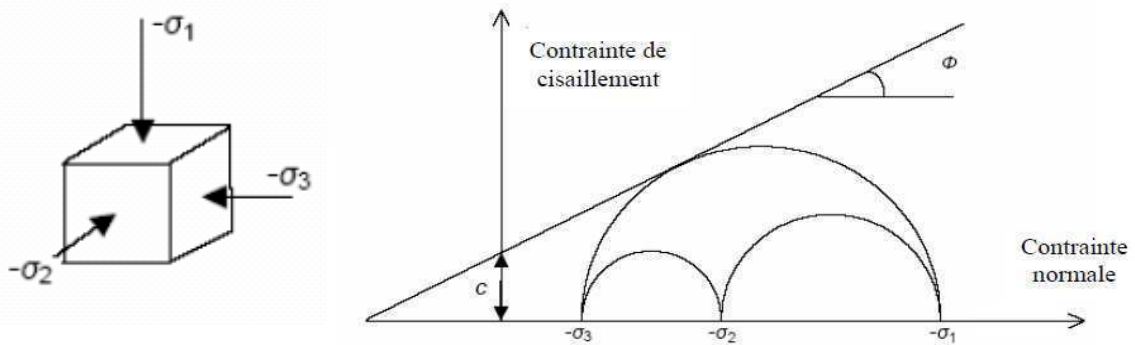


FIG B6 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure B7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

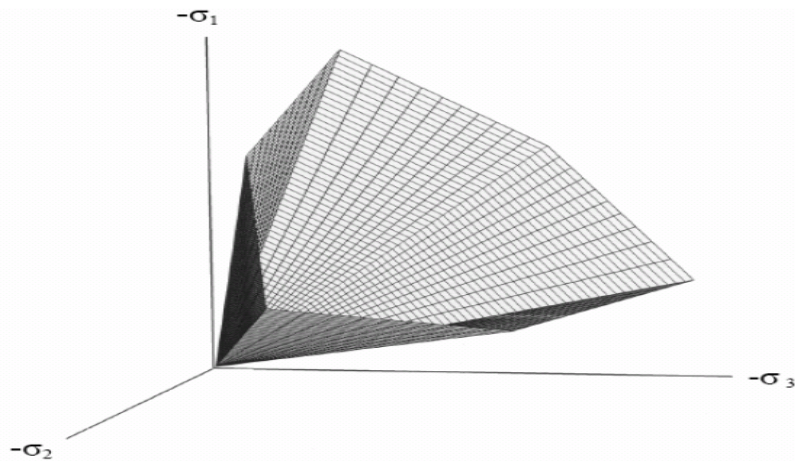


FIG.B7 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure B8) Les deux premiers est E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Mohr-Coulomb - GNT0,20 W=6% PR 2

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 279,000 N/mm²

ν (nu) : 0,250

Strength

c_{ref} : 0,032 N/mm²

ϕ (phi) : 66,000 °

ψ (psi) : 36,000 °

Alternatives

G_{ref} : 111,600 N/mm²

E_{oed} : 334,800 N/mm²

Velocities

V_s : 7217,000 mm/s

V_p : 1,25E4 mm/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

FIG.B8 fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (figure B9)

L' doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

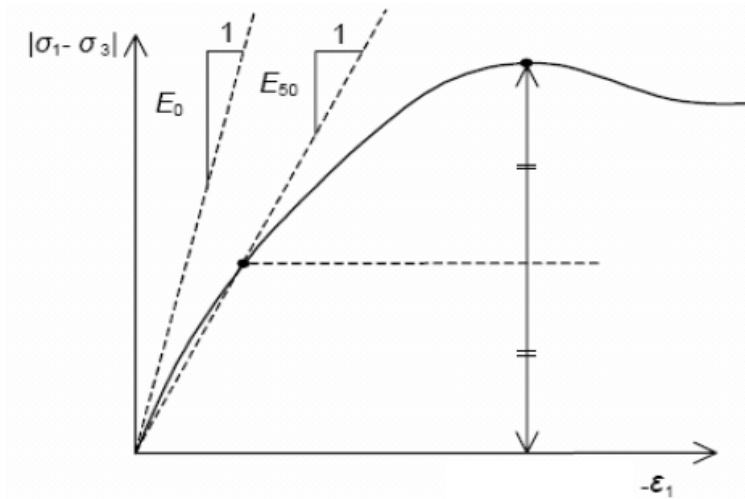


FIG B9 Définition du module à 50% de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

Coefficient de Poisson:

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour des certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que valeur soit utilisable

Angle de frottement:

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduit est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieur à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

Cohésion:

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques, Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$ PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissances linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée

avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

Angle de dilatance :

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

$$\begin{aligned}\Psi &= \varphi - 30^\circ && \text{pour } \varphi > 30^\circ \\ \Psi &= 0^\circ && \text{pour } \varphi < 30^\circ\end{aligned}$$

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

Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 7) Celles-ci souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (Tensile strength).

Les paramètres avancés: Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure B10)



FIG.B10–Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb

2.6 Modèle de sol avec érouissage (Hardening Soil Model)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œnométriques en contrainte déformation ne sont pas des droites;

De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;

De distinguer entre une charge et une décharge ;

De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

Les paramètres du HSM :

Les paramètres du HSM sont représentés sur la figure B11:

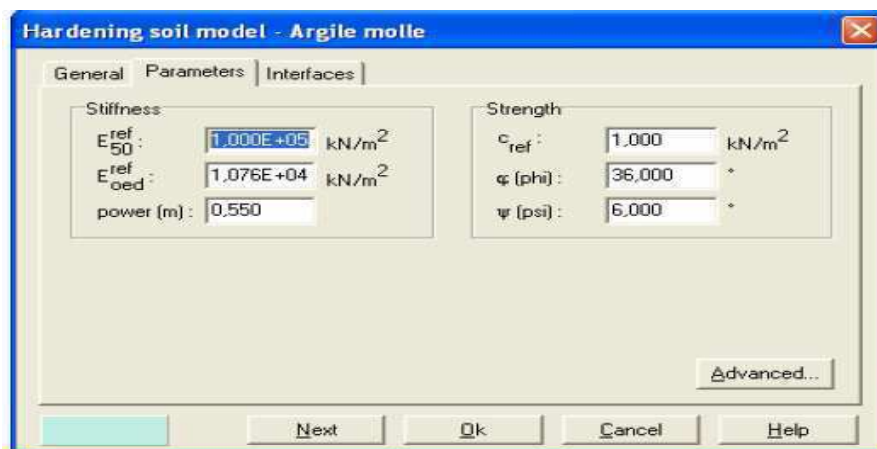


FIG.B11 Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

C	: cohésion (effective) ;	[kN/m ²]
φ	: angle de frottement effectif ;	[°]
ψ	: angle de dilatance.	[°]

Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial;

$E_{\sigma_{\text{ref}}}^{\text{ref}}$: module tangent dans un essai oedométrique ;

m : Puissance (environ 0,58 pour les sables)

-Janbu (1963) rapporte des valeurs de m autour de 0.5 pour les sables

et les silts norvégiens,

-Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la

gamme $0,5 < m < 1,0$.

Paramètres avancés :

$E_{v_{\text{ur}}}^{\text{ref}}$: module en décharge (par défaut $E_{v_{\text{ur}}}^{\text{ref}} = 3 \text{ à } 4 E_{\sigma_{\text{ref}}}^{\text{ref}}$)	[kN/m ²]
v_{ur}	: Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $v_{\text{ur}} = 0,2$)	[-]
P^{ref}	: Coefficient de référence (par défaut $P^{\text{ref}} = 100$)	[kN/m ²]
K_{σ}^{MC}	: K_0 -consolidation (par défaut $K_{\sigma}^{\text{MC}} = 1 - \sin\phi$)	[-]
$C_{\text{increment}}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $C_{\text{increment}} = 0$)	[kN/m ²]
y_{ref}	: Unité de profondeur	[m]
R_f	: Coefficient à q_f/q_a (par défaut $R_f = 0,9$)	[-]
σ_{tension}	: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{\text{tension}} = 0$)	[kN/m ²]

Les paramètres avancés sont représentés sur la figure B12:

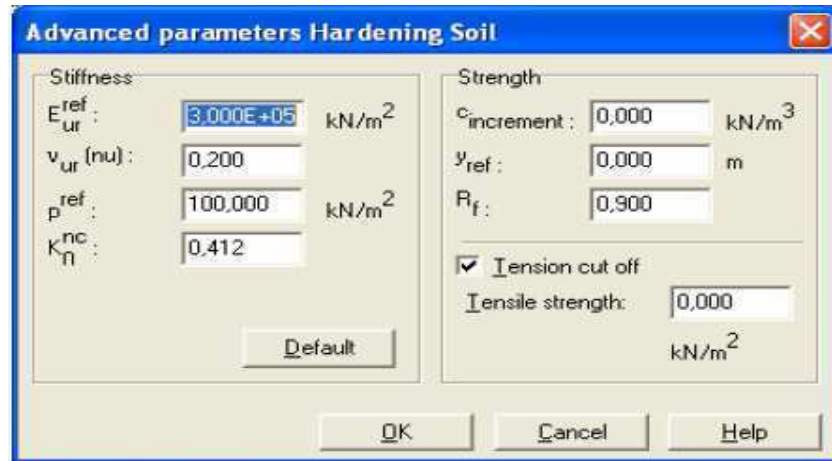


FIG. B12- Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model

Courbes effort-déformation :

Une idée fondamentale pour la formulation du HSM est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale, ε_1 , et l'effort deviatoric, q , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour} \quad q < q_f \quad (7)$$

$$\text{Avec } q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad q = q_f / R_f;$$

q_a : valeur asymptotique de la résistance au cisaillement. Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

a) Les modules:

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_{50}}{p^{ref}} \right) \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100 \text{KN} / m^2 \quad (8)$$

Pour la décharge on prend:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^m \quad (9)$$

La figure B13 redonne ces définitions:

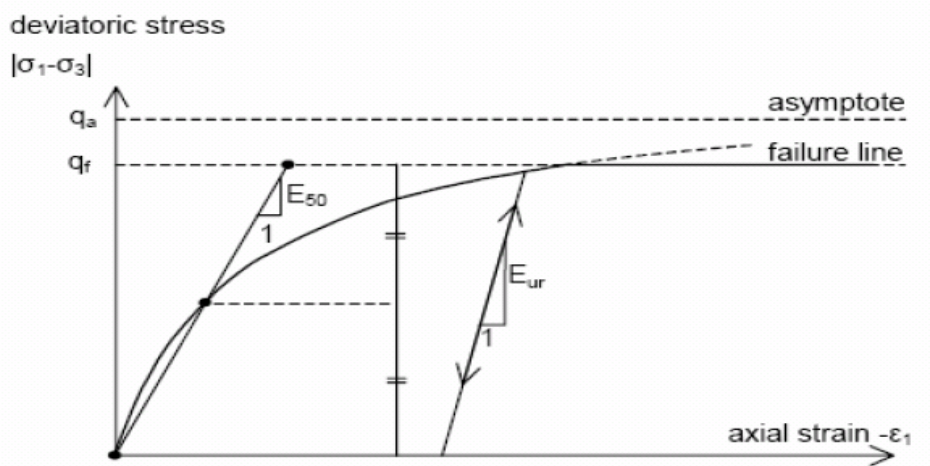


FIG.B13-Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

Le module oedométrique tangent est donné par:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1}{p^{ref}} \right)^m \quad (10)$$

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la figure 14 et celle de la dilataance (éventuellement) sur la figure B15

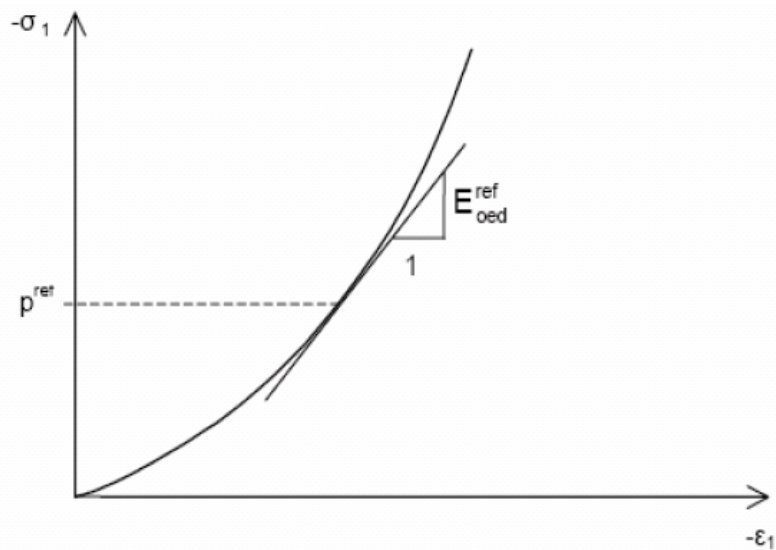


FIG.B14 Définition du module oedométrique tangent.

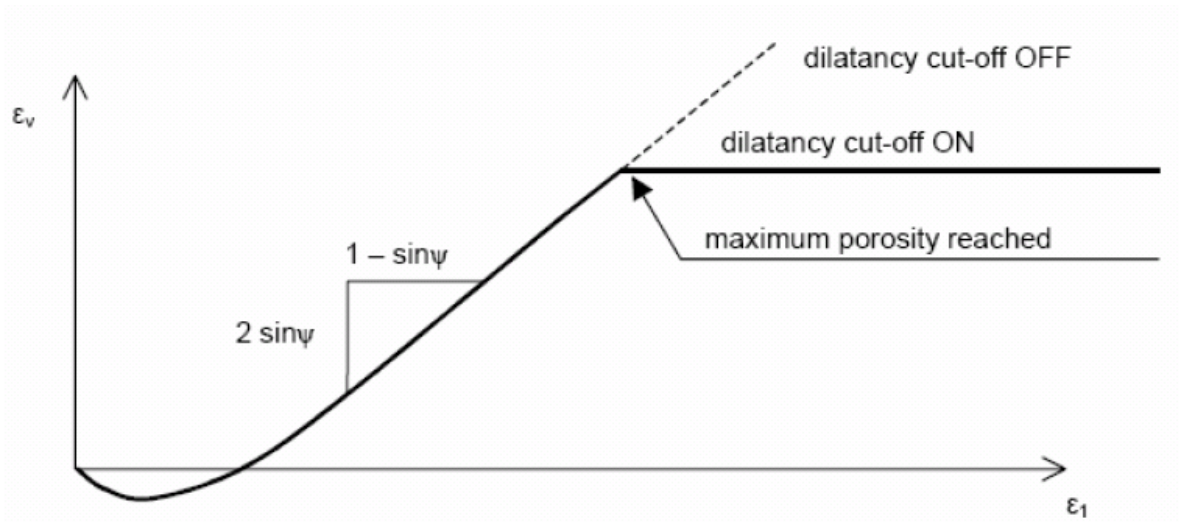


FIG.B15-Définition de l'angle de dilatance.

Surface de charge:

En formation du paramètre d'écroutissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (figure .B16)

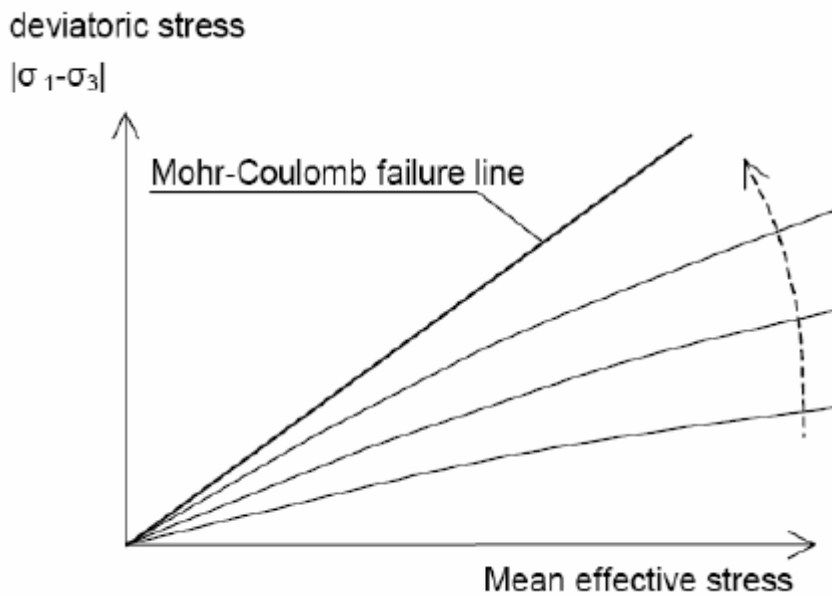


FIG.B16-Forme des surfaces décharge du HSM.

Surface de rupture:

La surface de rupture est présentée sur la figure B17 pour un sol non cohérent.

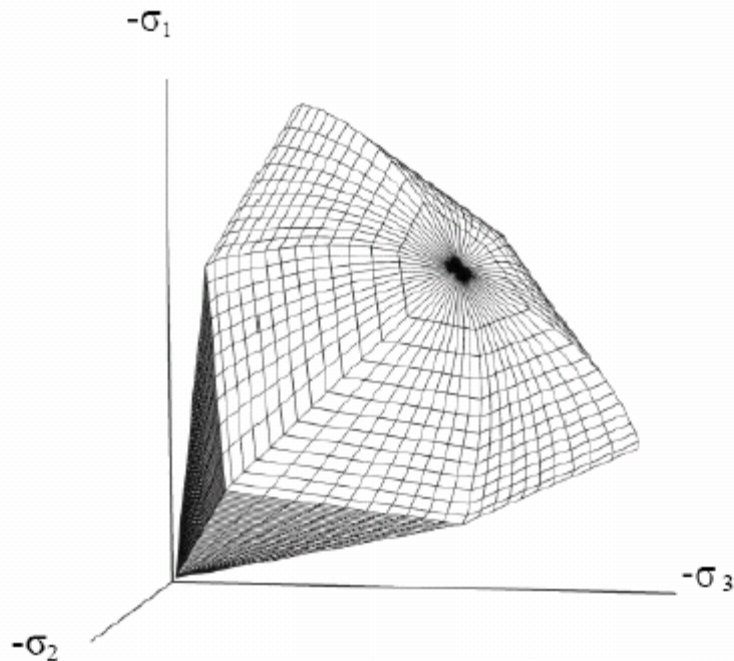


FIG.B17- Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

2.7 Modèle pour sol mou (Soft Soil Model)

Ce modèle (SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge. Le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte de effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a) Les paramètres de compressibilité:

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, Ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et k . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées sur le tableau B1:

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $k^* = \frac{k}{1+e}$
Relation avec les paramètres «Hollandais»	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $k^* \approx \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $k^* \approx 1,3 \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

Tableau B1- SSM: Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres:

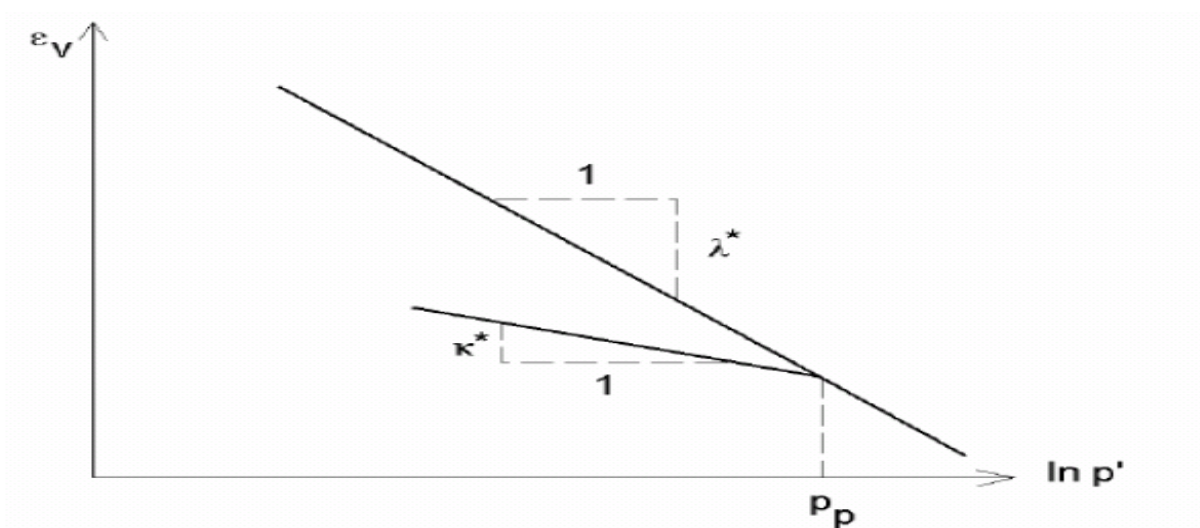


FIG.B18-Différentes représentations lors d'un essai oedométrique

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

b) Paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous :

$$M = \sqrt[3]{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2v_{ur})(\lambda^* / k^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2v_{ur})\lambda^* / k^* - (1 - K_0^{NC})(1 + v_{ur})}} \quad (11)$$

$$M \approx 3,0 - 2,8K_0^{NC}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écrouissage dans le plan p-q.

C) Coefficient de Poisson :

Dans les modèle Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (12)$$

Dans PLAXIS la valeur par défaut de ν_{ur} est de 0,15.

Remarques

- Le SSM n'est pas valable pour des interfaces: il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb.
- Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et ϕ [BR 12,03].

d) Prise en compte de la sur consolidation:

PLAXIS calcul la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP (Pre Overburden Pressure)).

e) En résumé:

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^*	: indice de compression;	[-]
k^*	: indice de gonflement;	[-]
c	: cohésion;	[K/m ²]
ϕ	: angle de frottement	[°]
ψ	: Angle dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont:

ν_{ur}	: Coefficient de poisson en charge décharge (par défaut = 0,15);	[-]
K_0^{NC}	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ Coefficient K_0 relié à M	[-]
M	: paramètre en fonction de K_0^{NC}	[-]

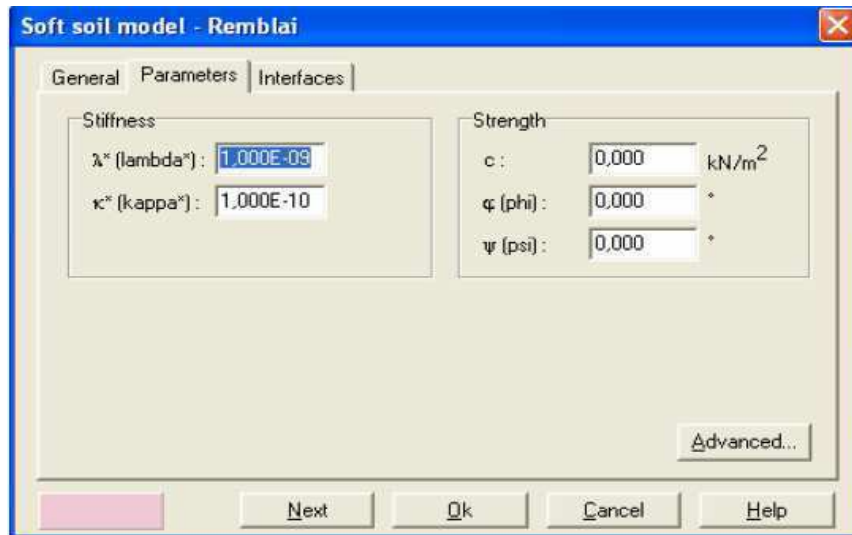


FIG.B19 - Fenêtre des paramètres du SSM.



FIG.B20 - Fenêtre des paramètres avancés du SSM.

2.8 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)

Le SSCM permet de prendre en compte l'écroutissement des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_a . Elle génère ce qui est appelé la quasi-reconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure B21 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

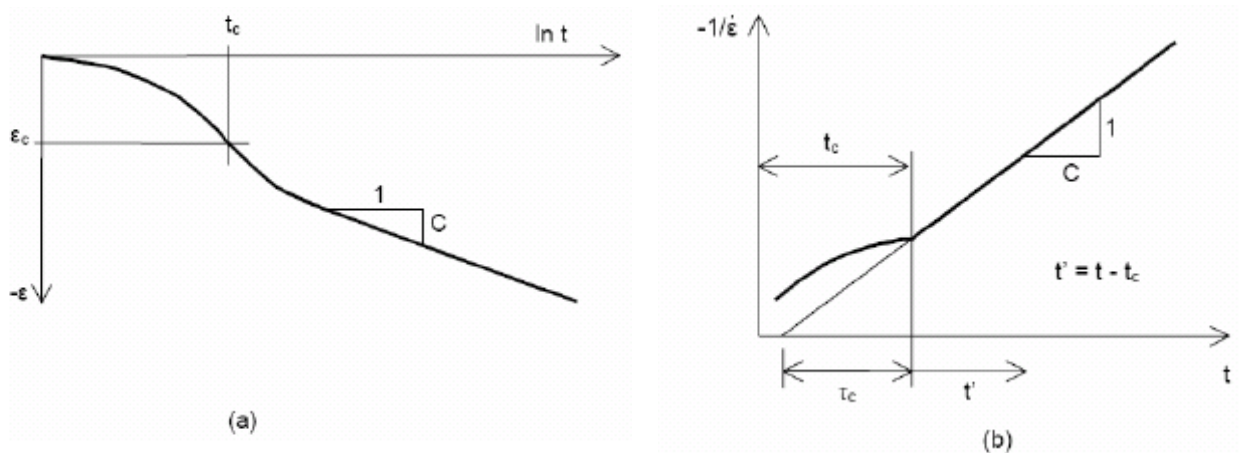
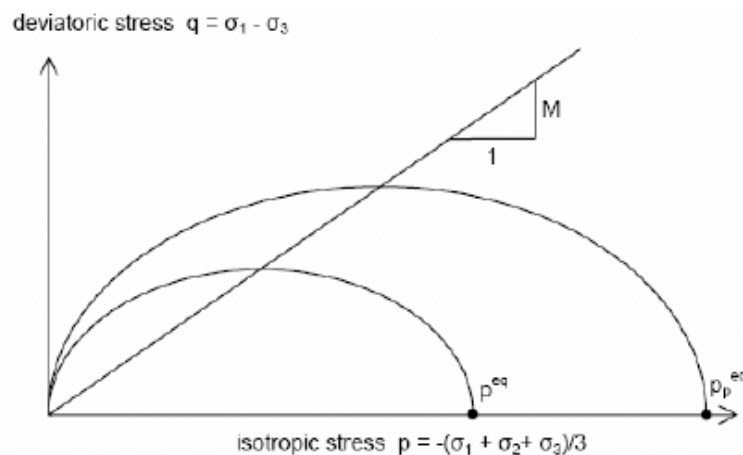


FIG.B21-Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le Soft Soil Creep Model élargit ces résultats dans le plan p - q (figure B22) en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.



FIGB.22-Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p - q

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (13)$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right] \quad (14)$$

Les paramètres du SSCM:

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{Ca_v}{2,3(1 + e)} \quad (15)$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

- C : cohésion ; [K/m²]
- φ : angle de frottement ; [°]
- ψ : Angle de dilatance. [°]

Paramètre de consolidation :

- κ^* : indice de gonflement ; [-]
- λ^* : indice de compression ; [-]
- μ^* : indice de fluage. [-]

Les paramètres avancés :

- V_{uv} : Coefficient de poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) ; [-]
- K_0^{NC} : $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ Coefficient K_0 relié à M [-]
- M : paramètre en fonction de K_0^{NC} [-]



FIG.23- Fenêtre des paramètres du SSCM.

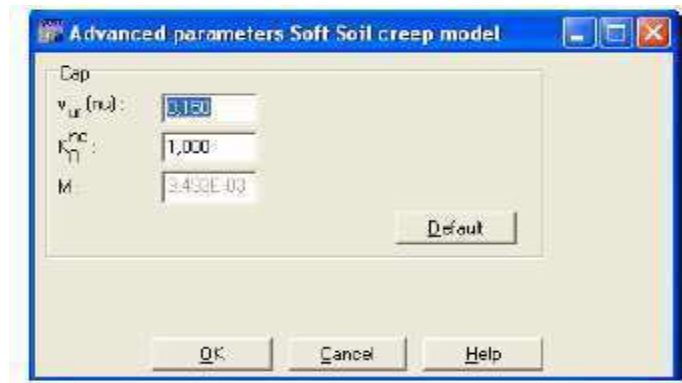


FIG.24 Fenêtre des paramètres avancés du SSCM.

3 Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leur expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblais, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique?

La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel

ANNEXE A

LES RESULTATS

1^{ère} partie: exemple 1

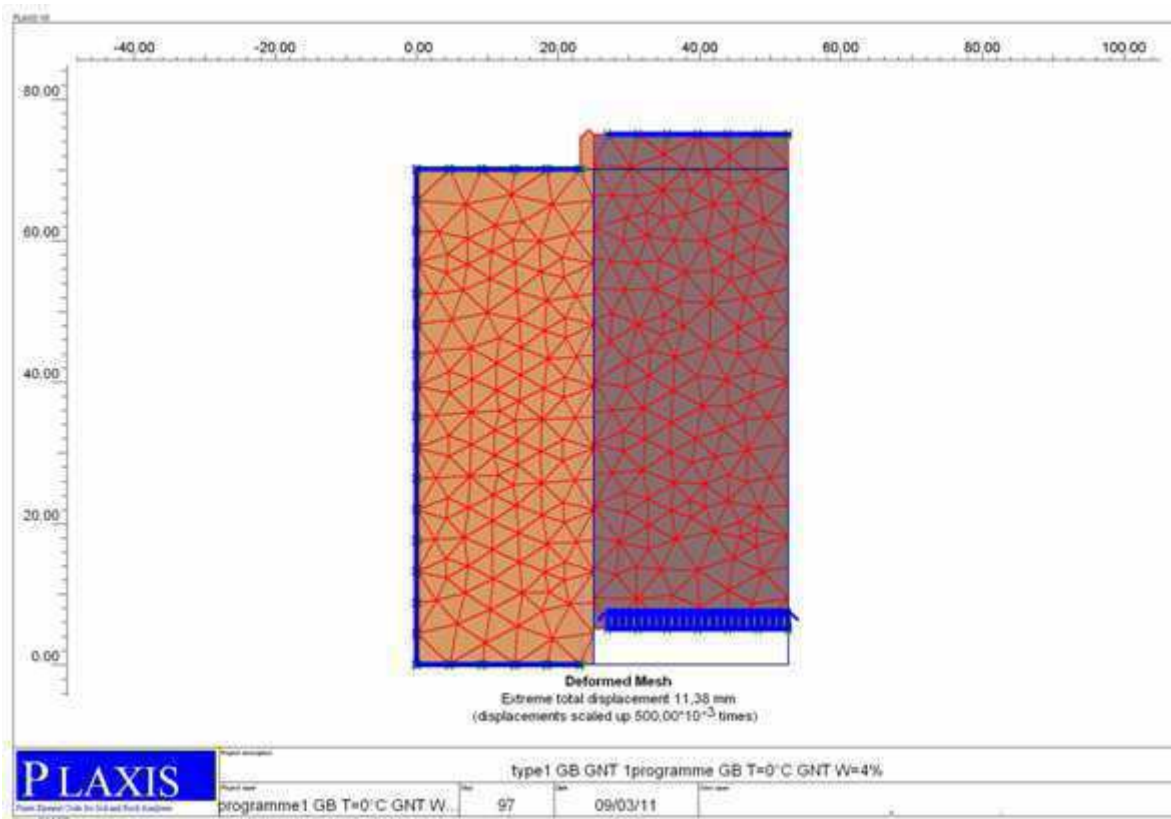


Figure A1 Maillage de déformation d'exemple 1

1. La phase 9

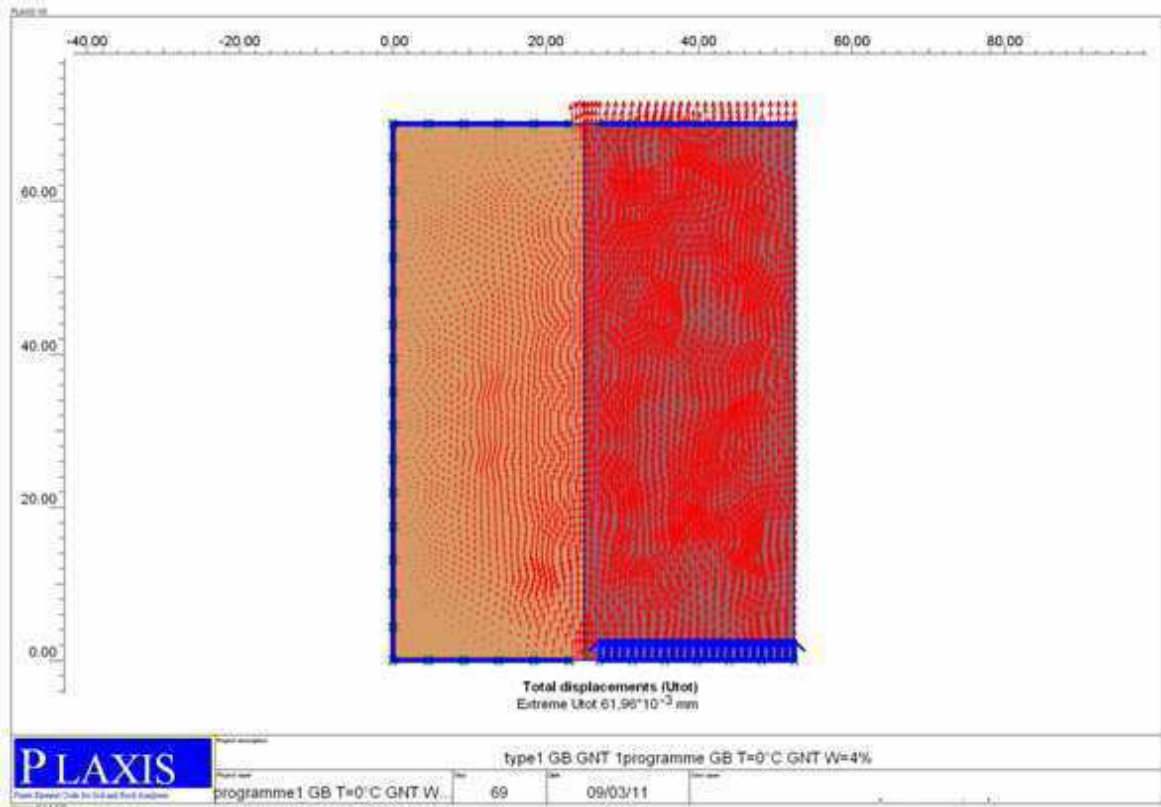


Figure A2 les vecteurs de déplacement (phase9) d'exemple 1

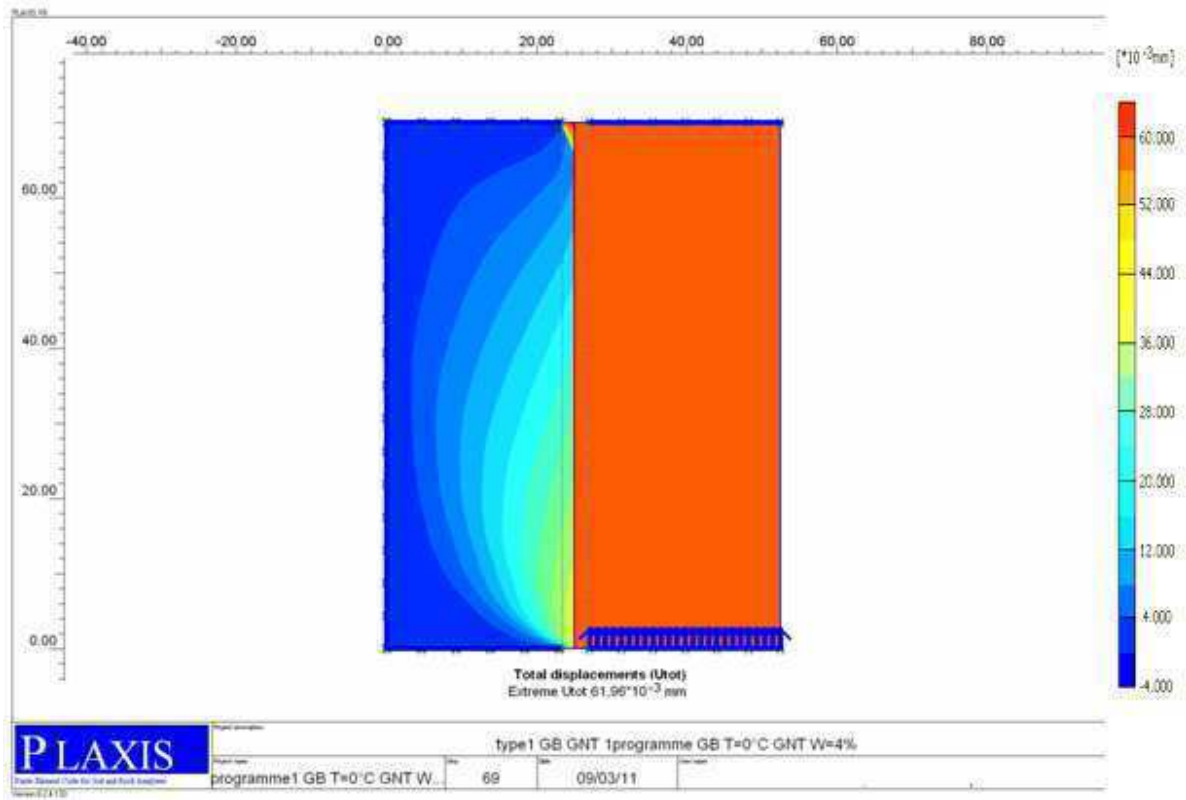


Figure A3 Dégradation les déplacements (phase9) d'exemple 1

2. la phase 11

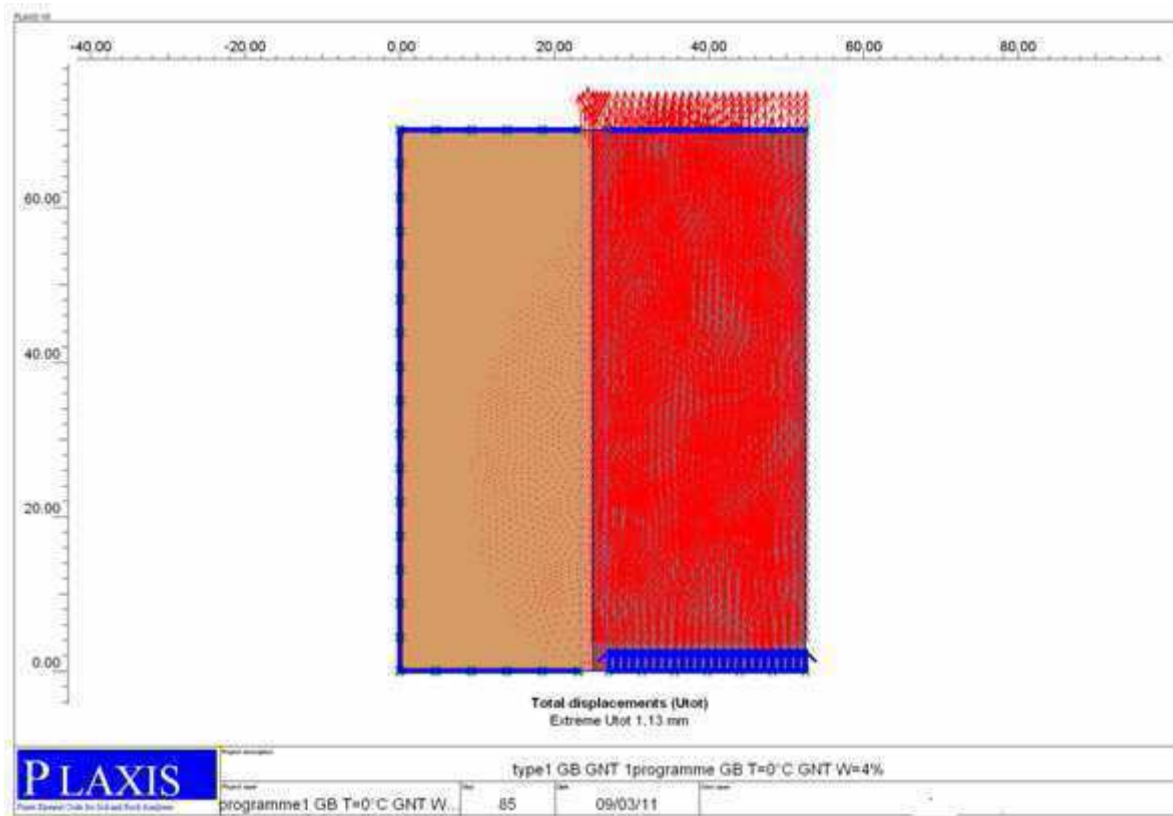


Figure A4 les vecteurs de déplacement (phase 11) d'exemple 1

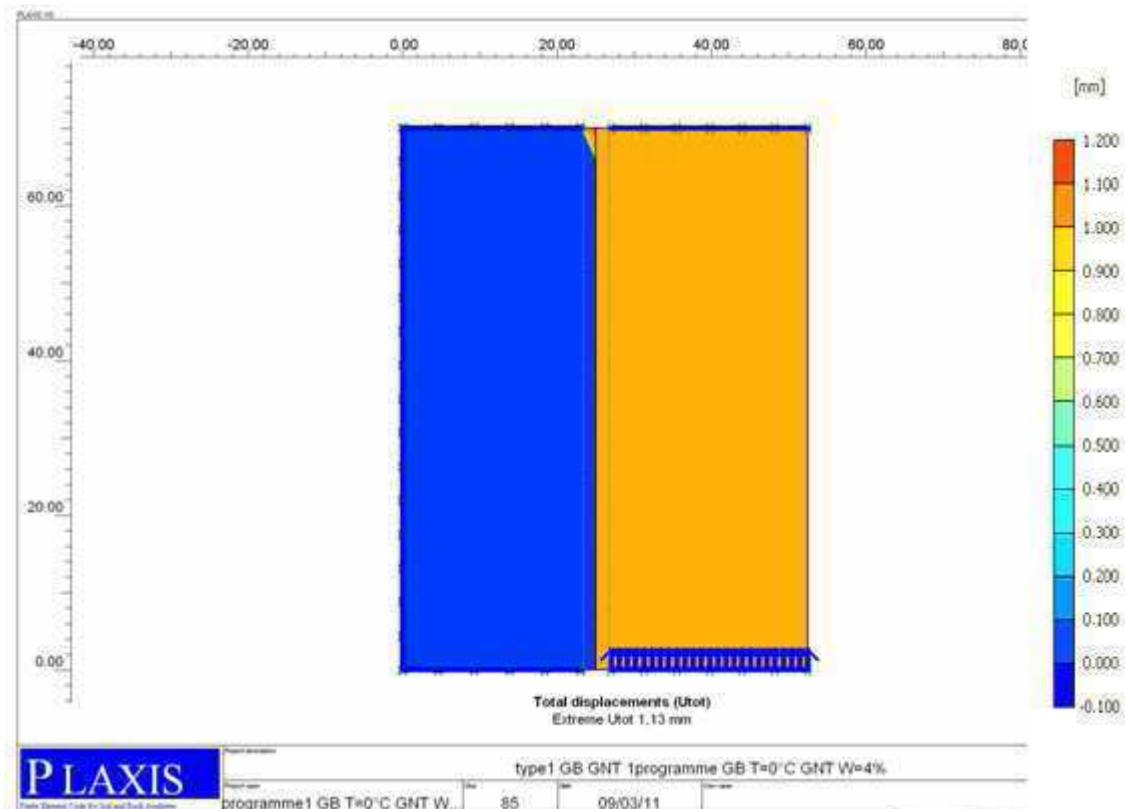


Figure A5 Dégradation les déplacements (phase11) d'exemple 1

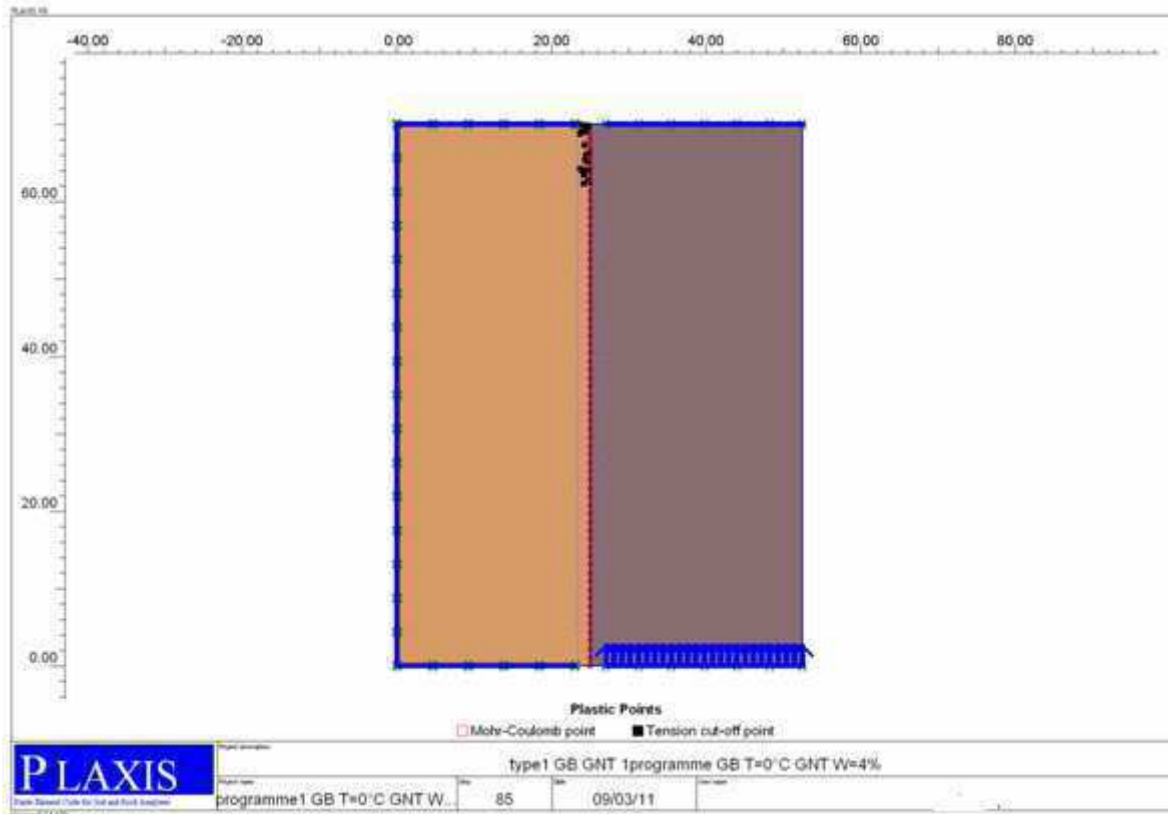


Figure A6 Les points plastiques à l'interface (phase 11) d'exemple 1

3. La dernière phase

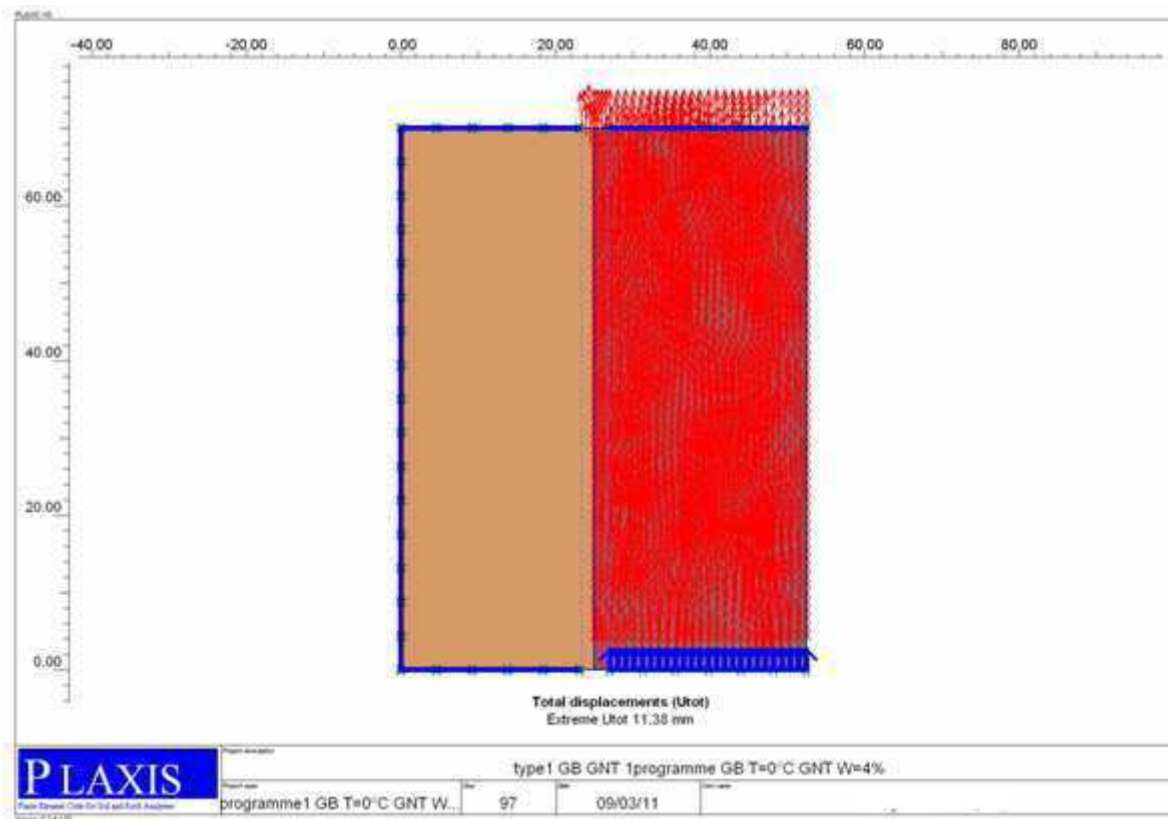


Figure A7 vecteurs de déplacement (dernière phase) d'exemple 1

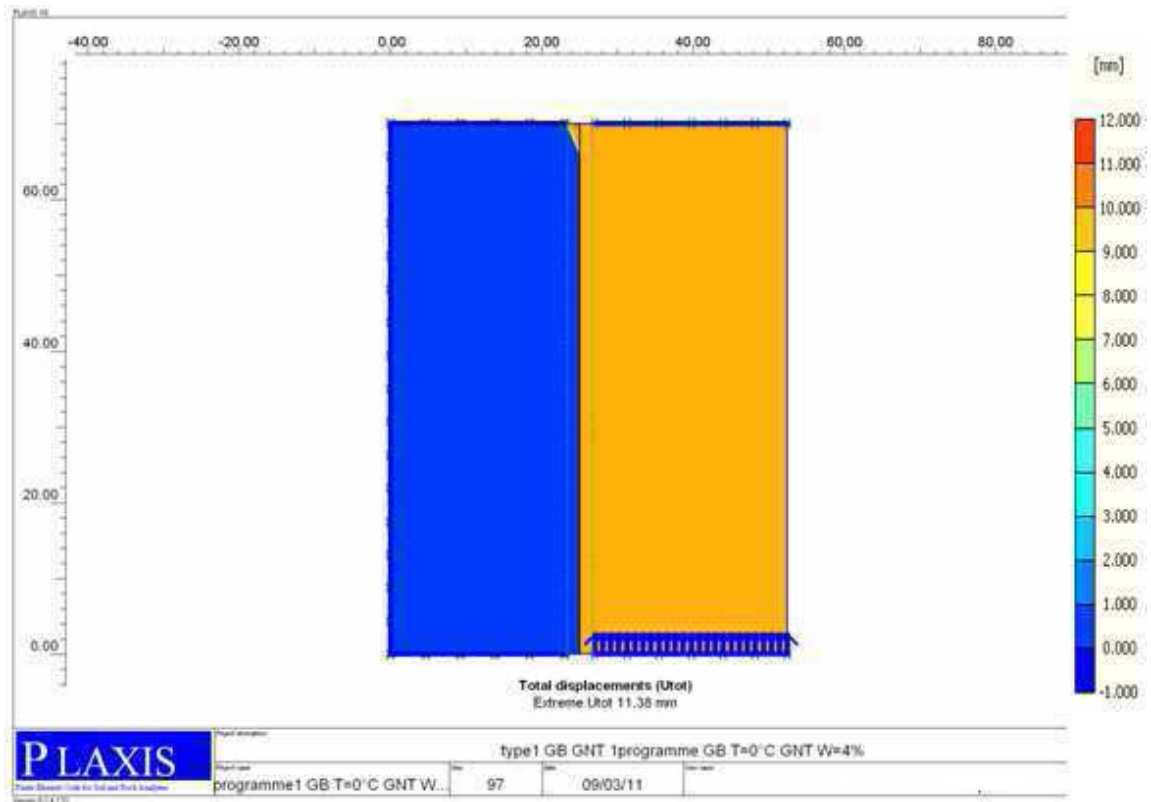


Figure A8 Dégradation des déplacements (dernière phase) d'exemple 1

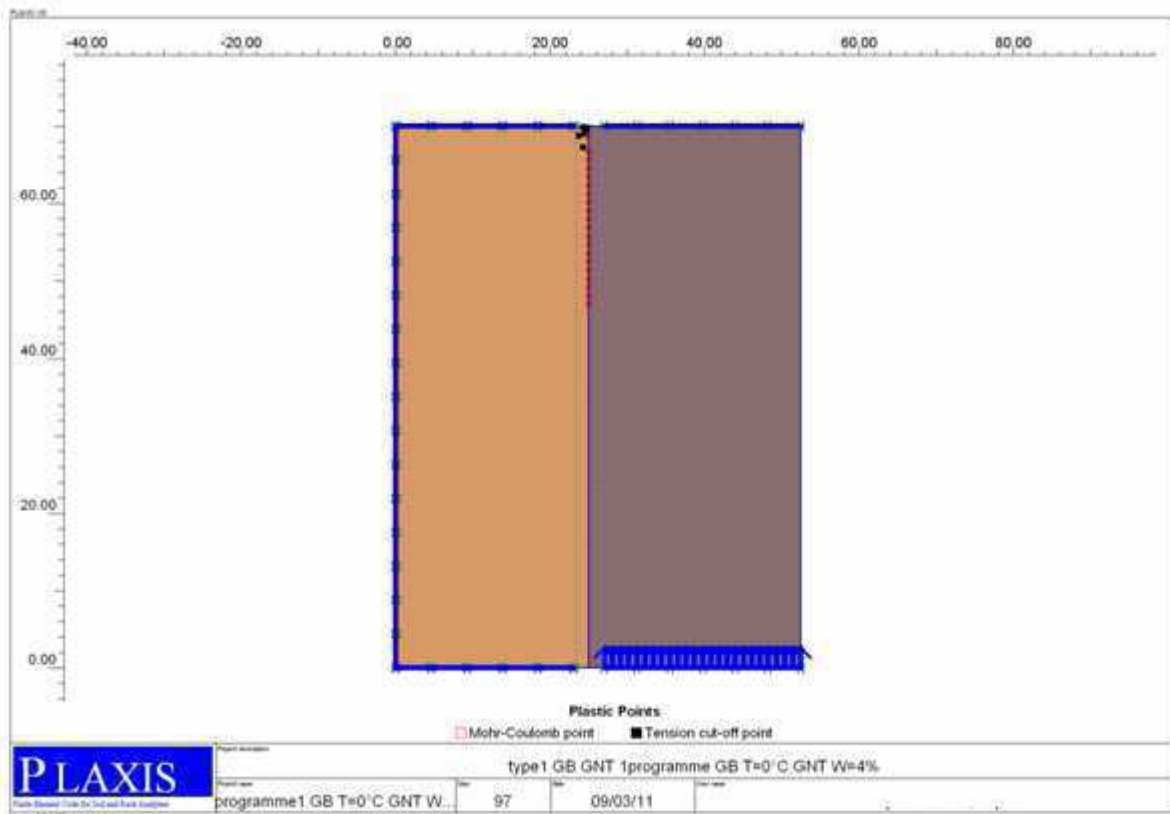


Figure A9 les points plastiques (dernière phase) d'exemple 1

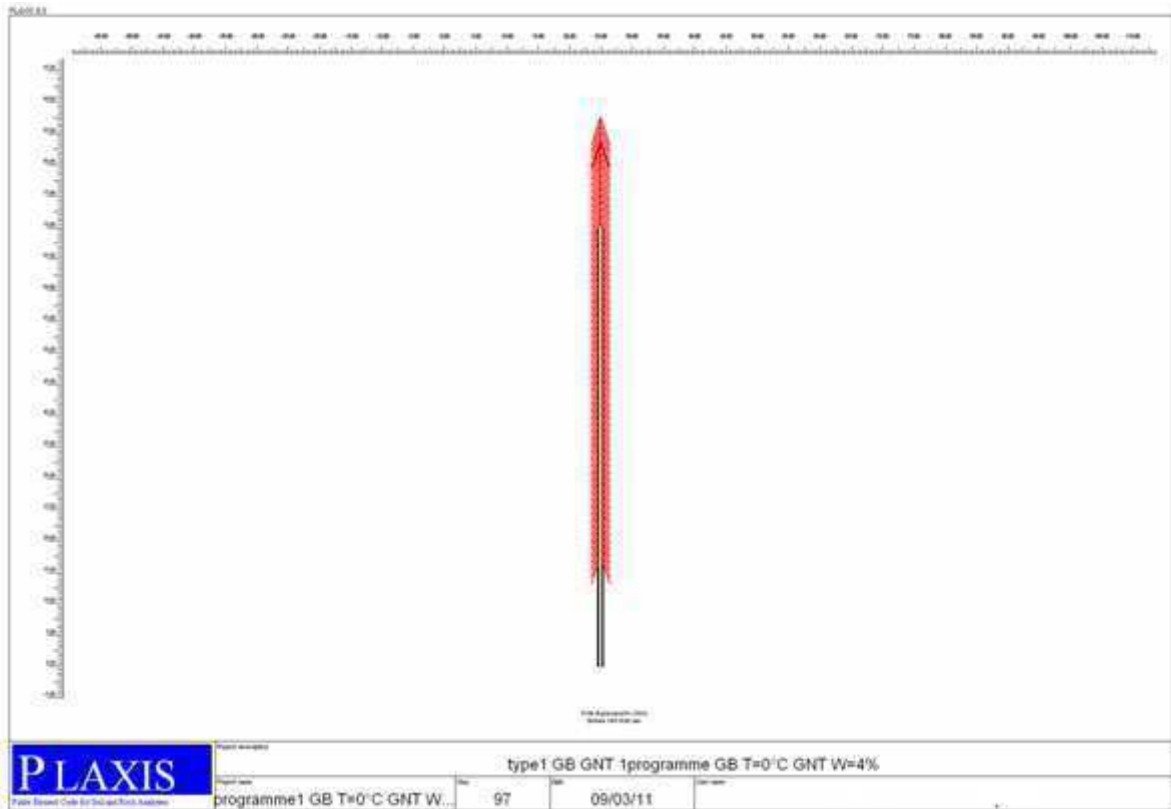


Figure A10 vecteurs de déplacement à l'interface d'exemple 1

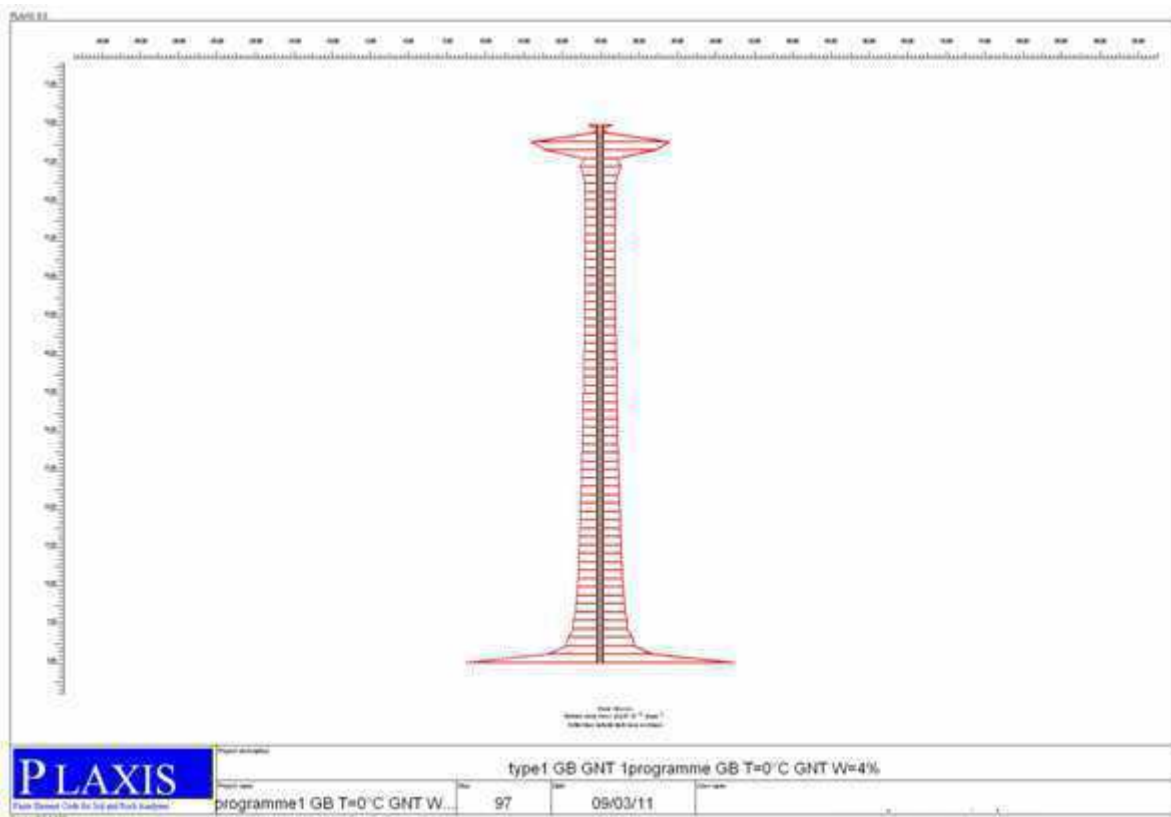


Figure A11. Les contraintes de cisaillement à l'interface d'exemple 1

2^{ème} partie

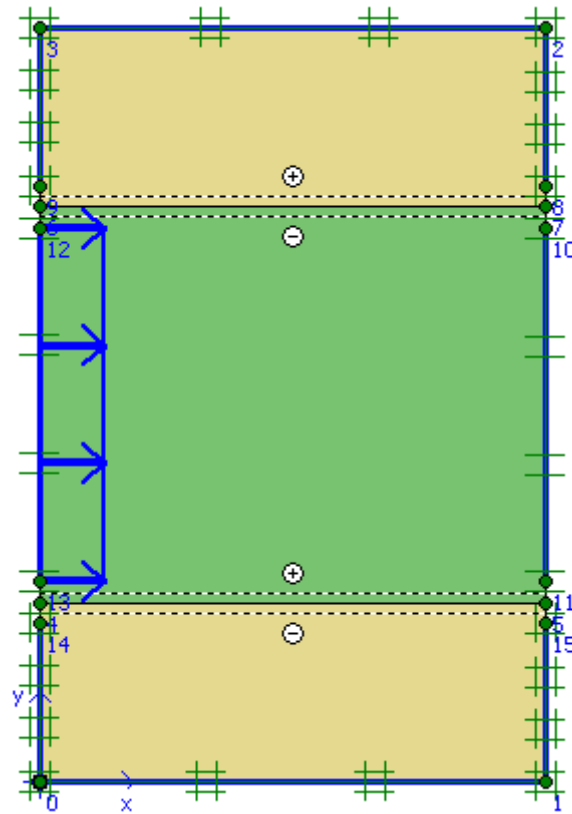


Figure A12. Inverse de l'essai de double cisaillement (exemple M, Diakhate)

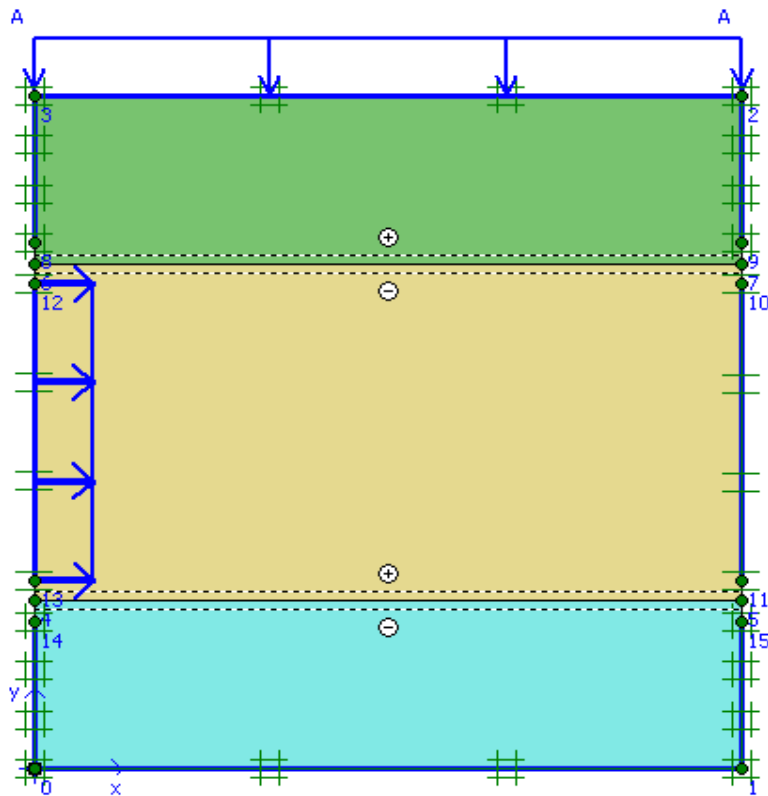


Figure A13. Les dimensions changées et ajoute la charge
Et le déplacement appliqué sur la couche centrale

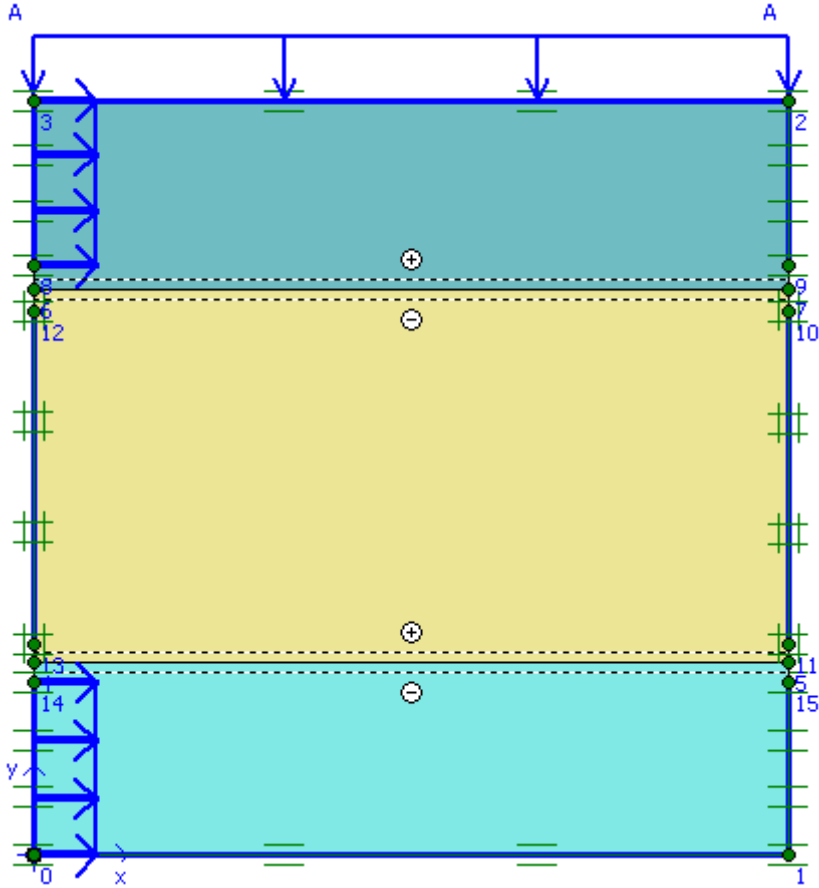


Figure A14 Change les déplacements centraux aux déplacements latéraux

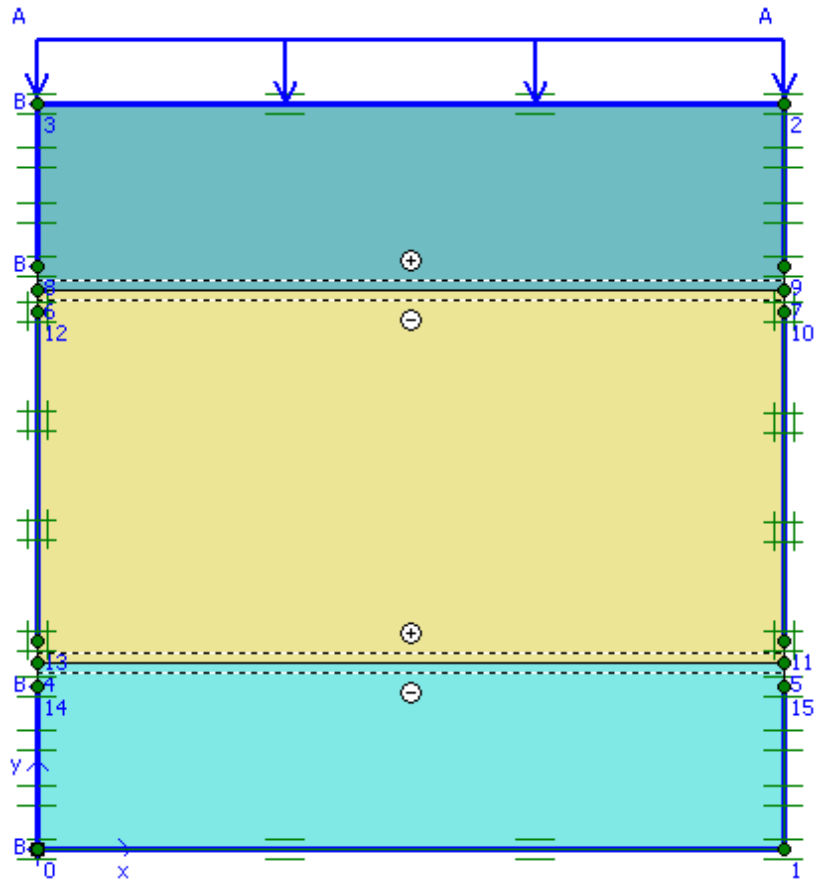


Figure A15 Applique des charges au lieu des déplacements

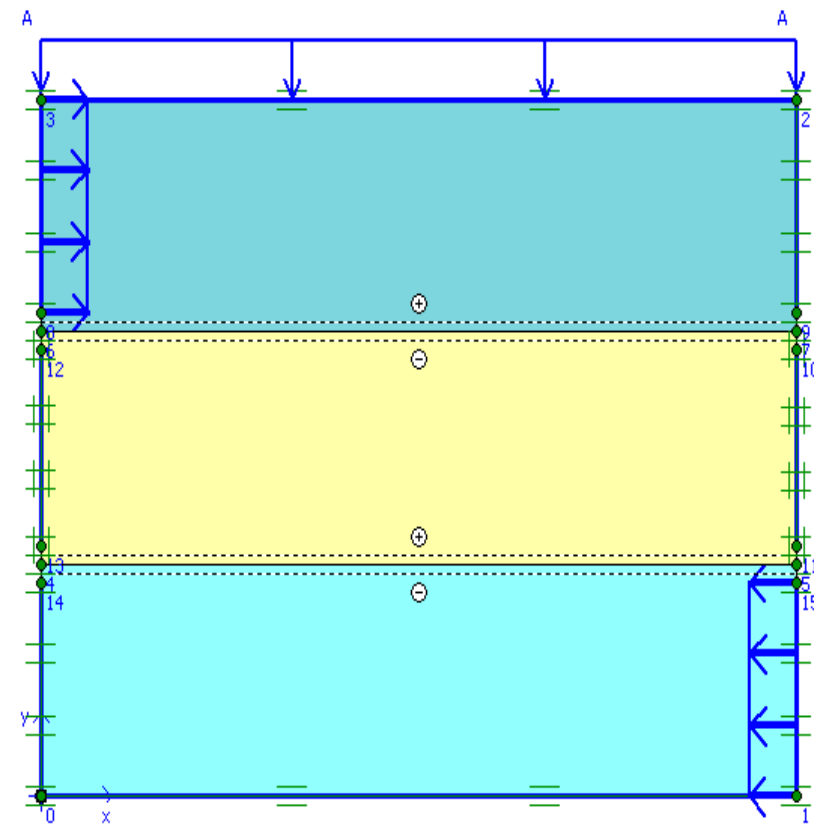


Figure A16 La diminution de la couche centrale jusqu'à un demi

Mode de charge déplacement

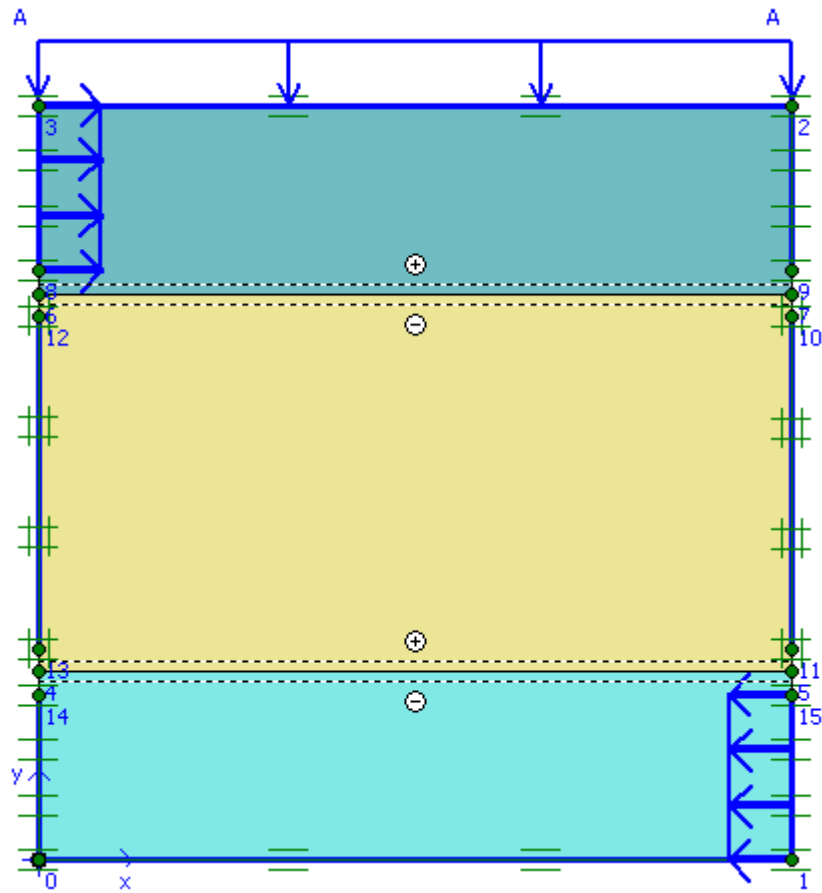


Figure A17 Change le sens d'application de déplacement deux sens à l'inverse, l'épaisseur de la couche centrale est double de la couche latérale

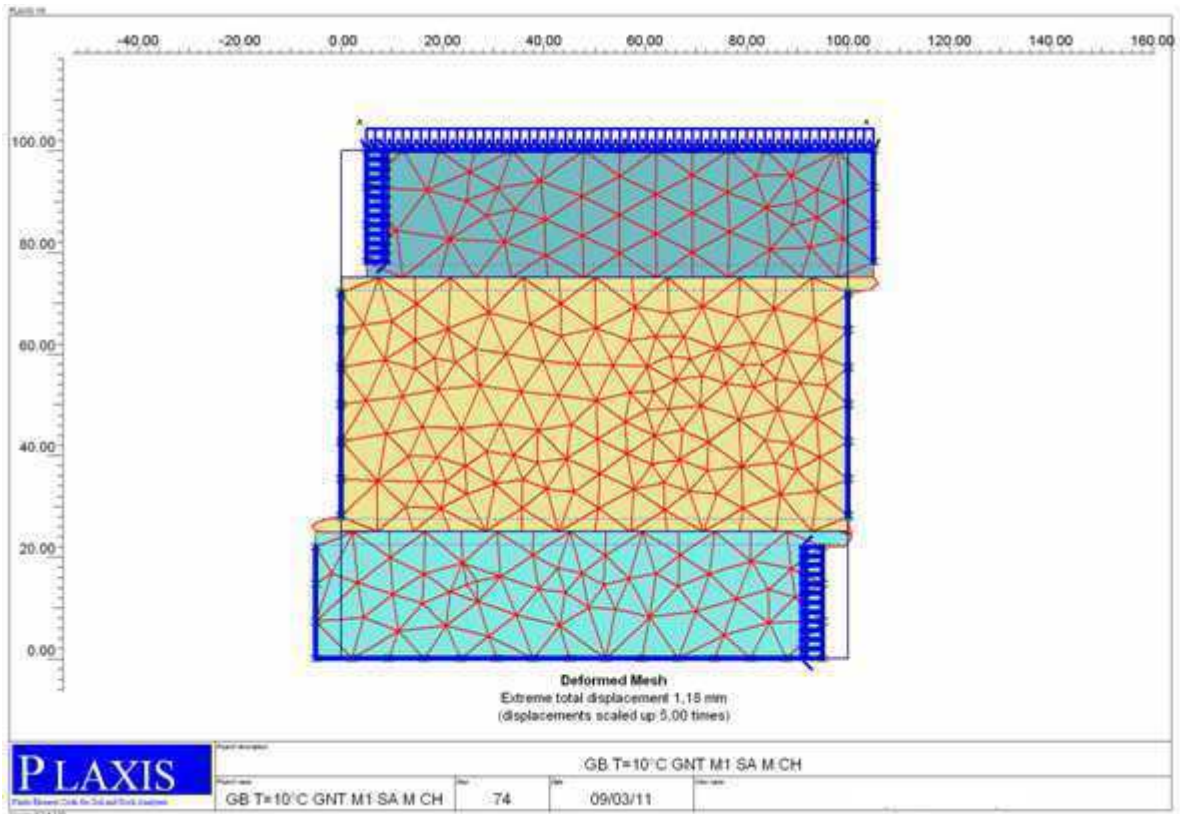


Figure A18 Maillage déformation de modèle proposé (mode charge déplacement)

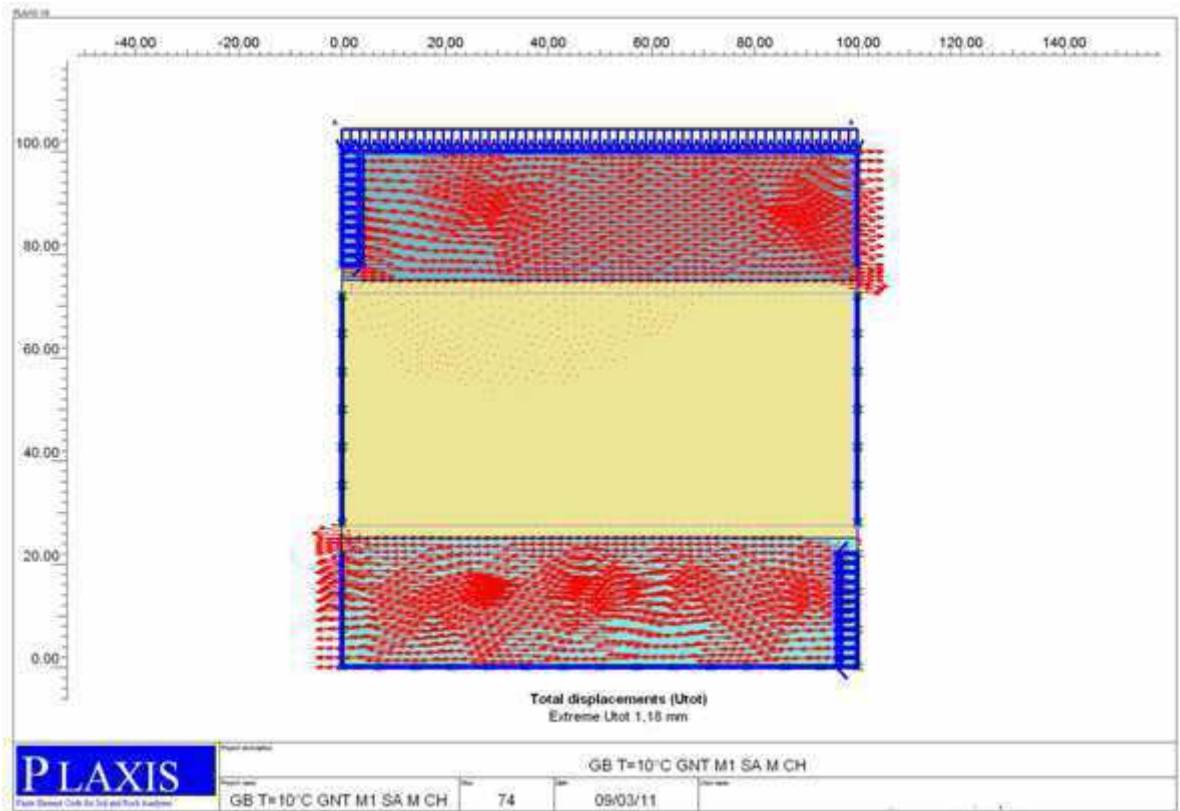


Figure A19 Les vecteurs de déplacement total de modèle proposé (mode charge déplacement)

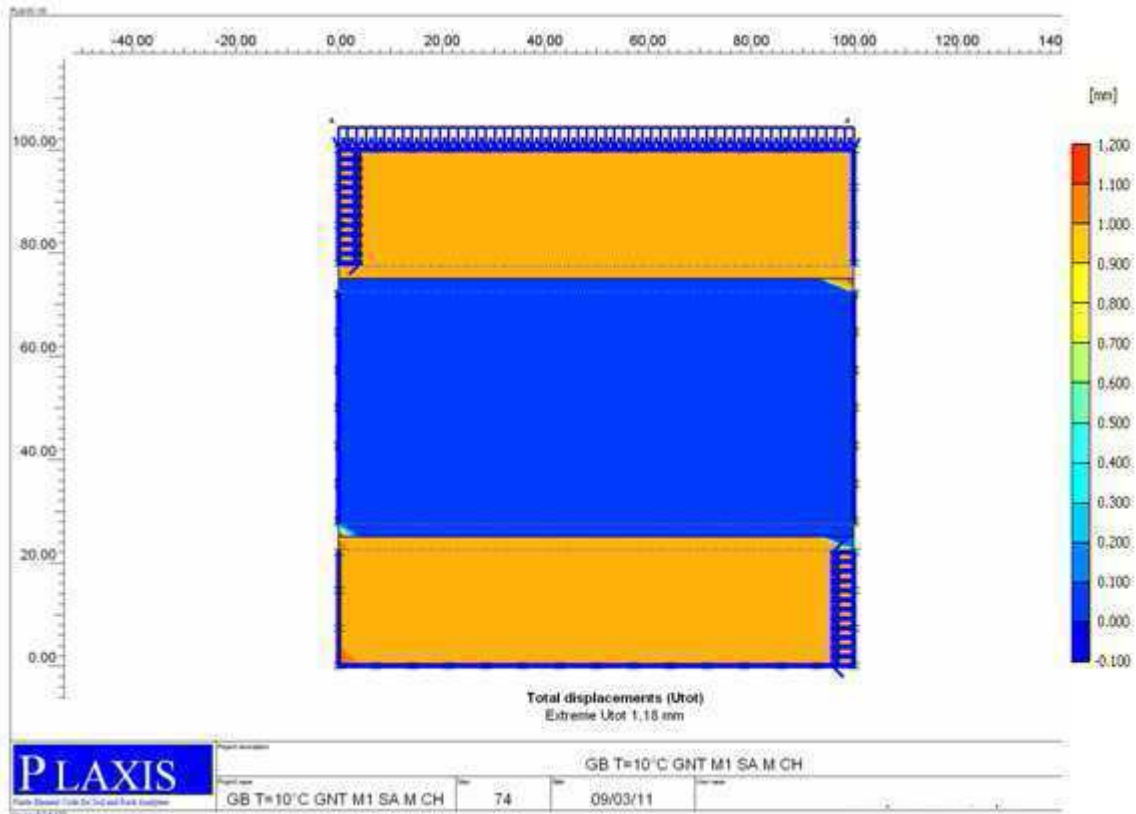


Figure A20 Dégradation des déplacements totaux de modèle proposé
(mode charge déplacement)

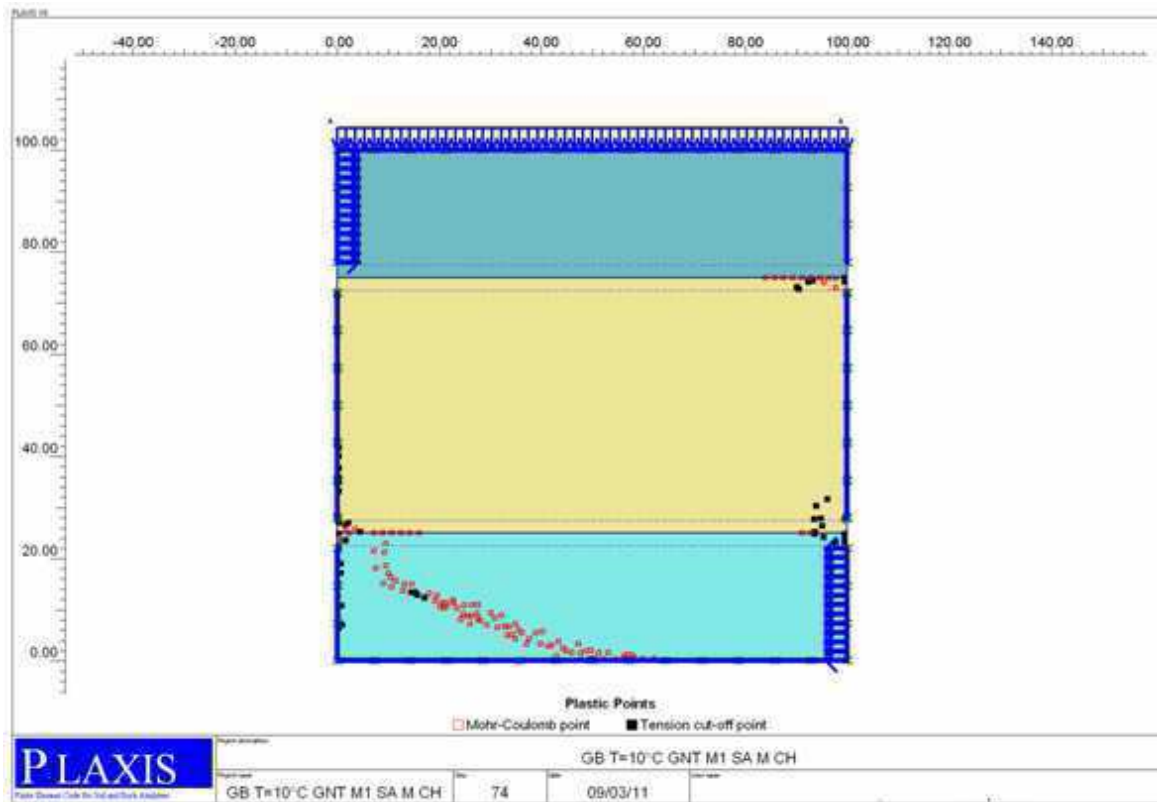


Figure A21 Les points plastiques aux interfaces de modèle proposé
(mode charge déplacement)

La phase 11

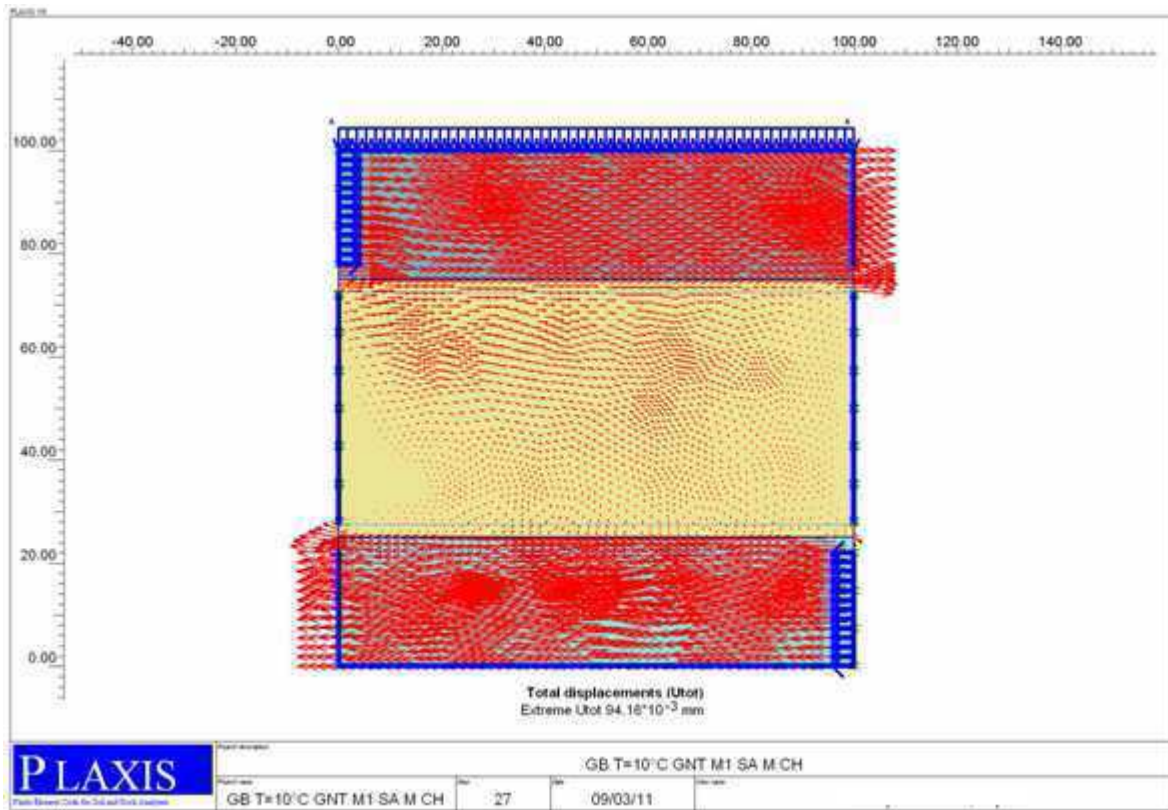


Figure A22 les vecteurs de déplacement total de modèle proposé (mode charge déplacement) phase 11

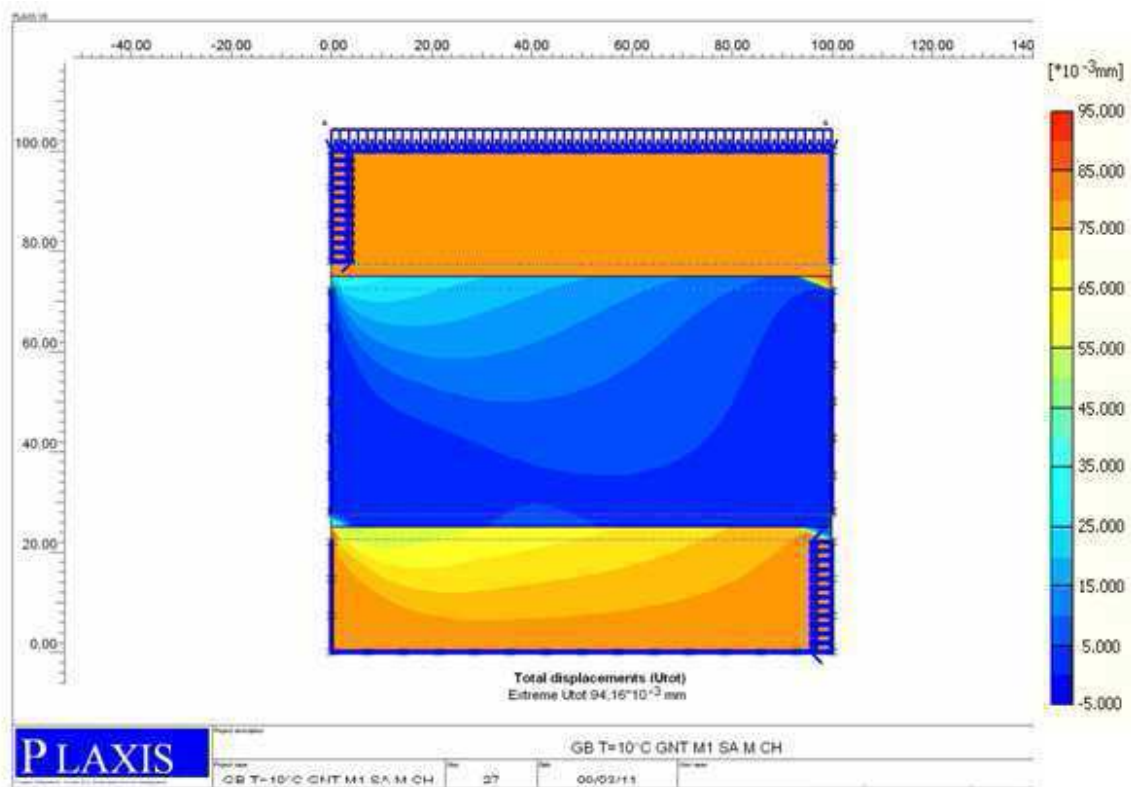
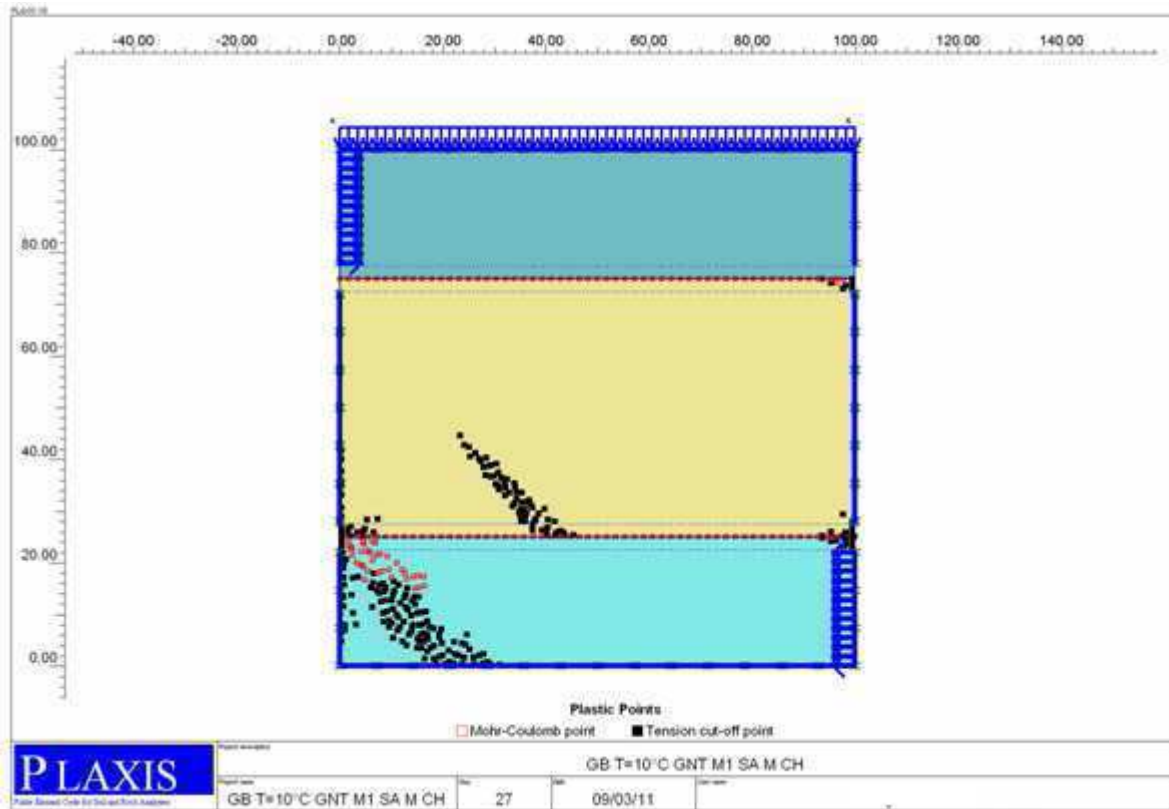


Figure A23 les Dégradation de déplacement total de modèle proposé (mode charge déplacement) phase 11



*Figure A24 Les points plastiques aux interfaces de modèle proposé
(mode charge déplacement) phase 11*

Mode de charge (charge):

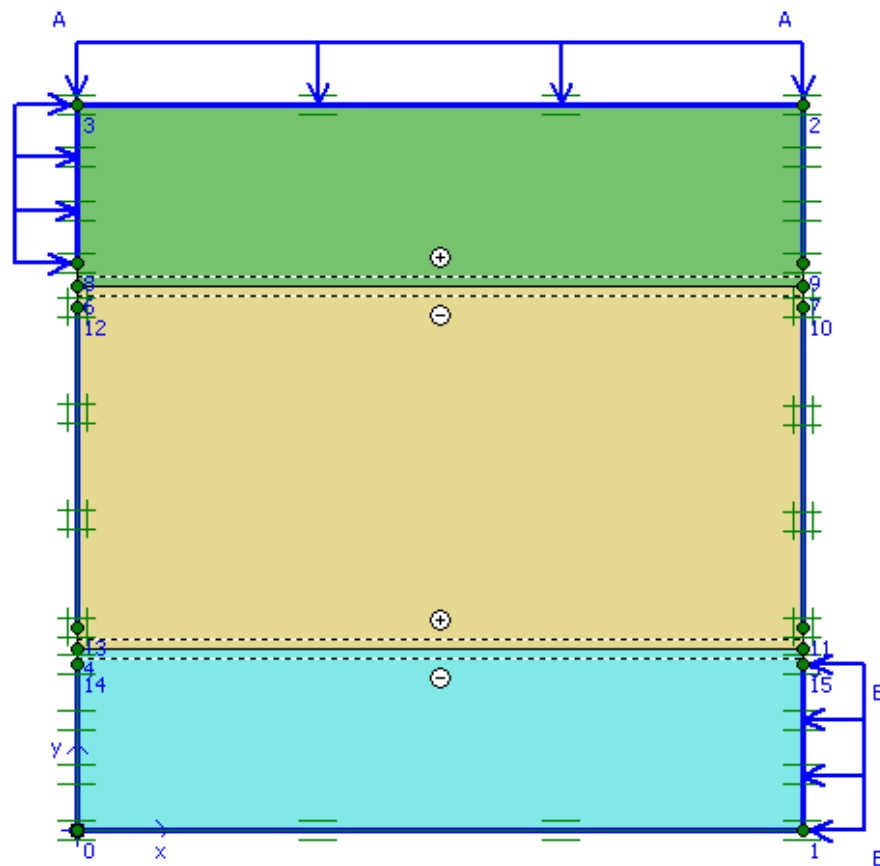


Figure A25 Change le mode de charge (charge au lieu déplacement) de modèle proposé

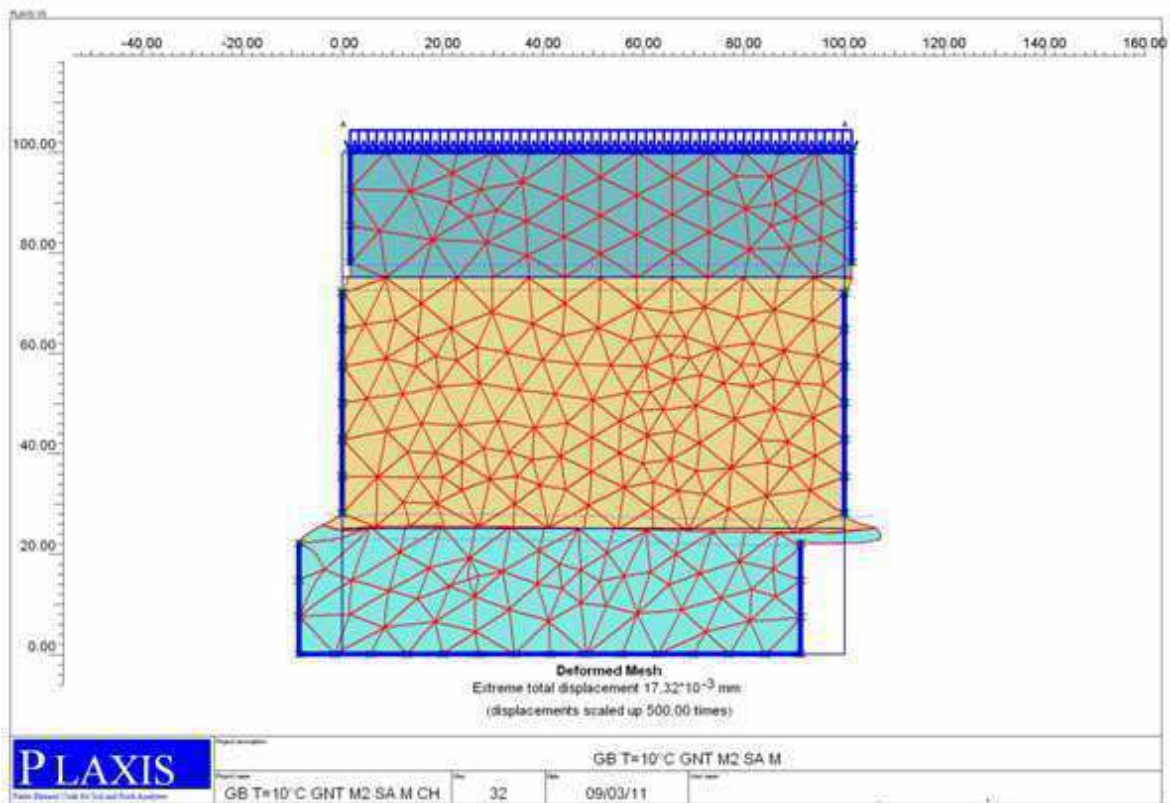


Figure A26 Maillage de déformation (mode de charge:charge) de modèle proposé

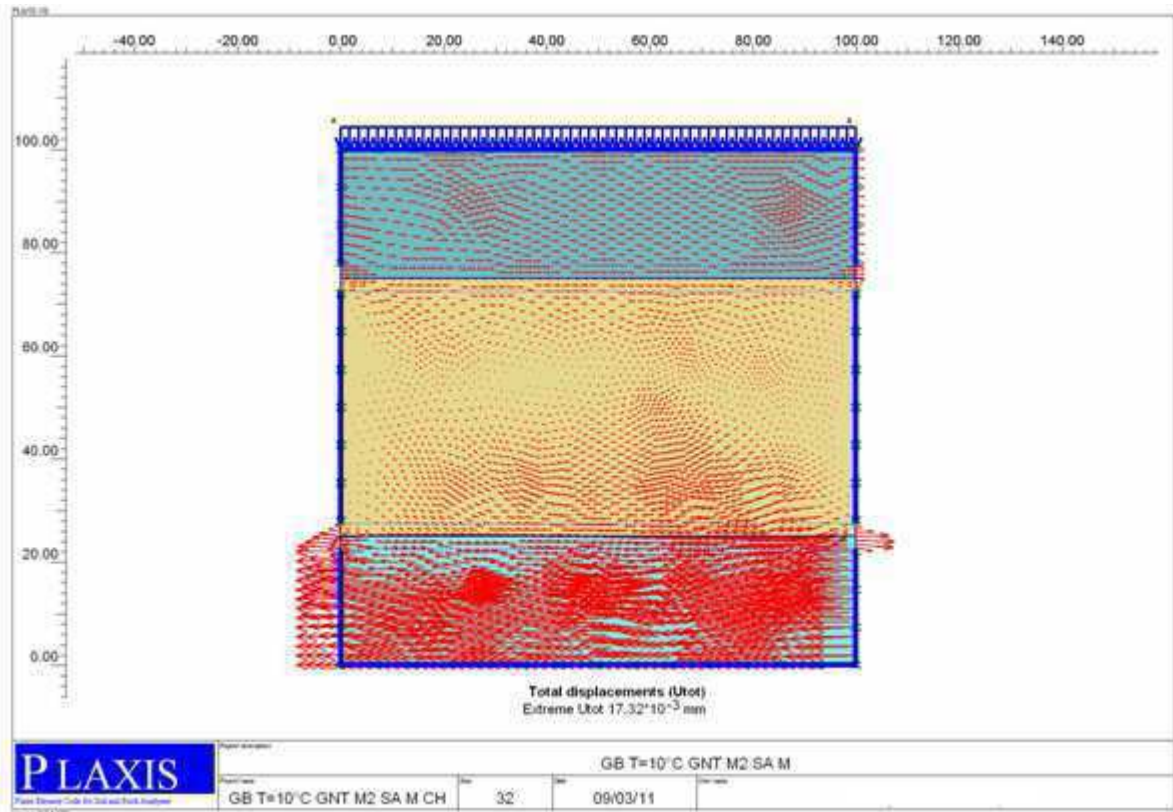


Figure A27 les vecteurs des déplacement (mode de charge:charge) de modèle proposé

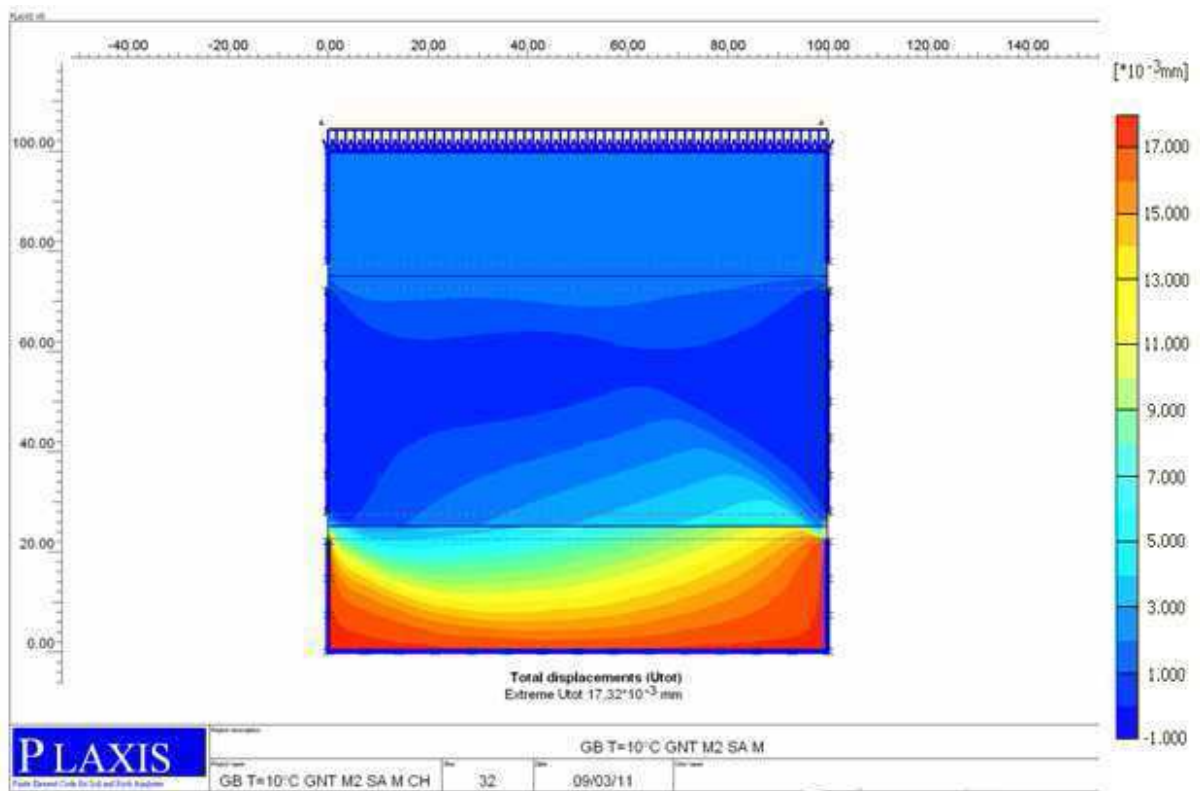


Figure A28 Dégradation des Déplacements (mode de charge:charge) de modèle proposé

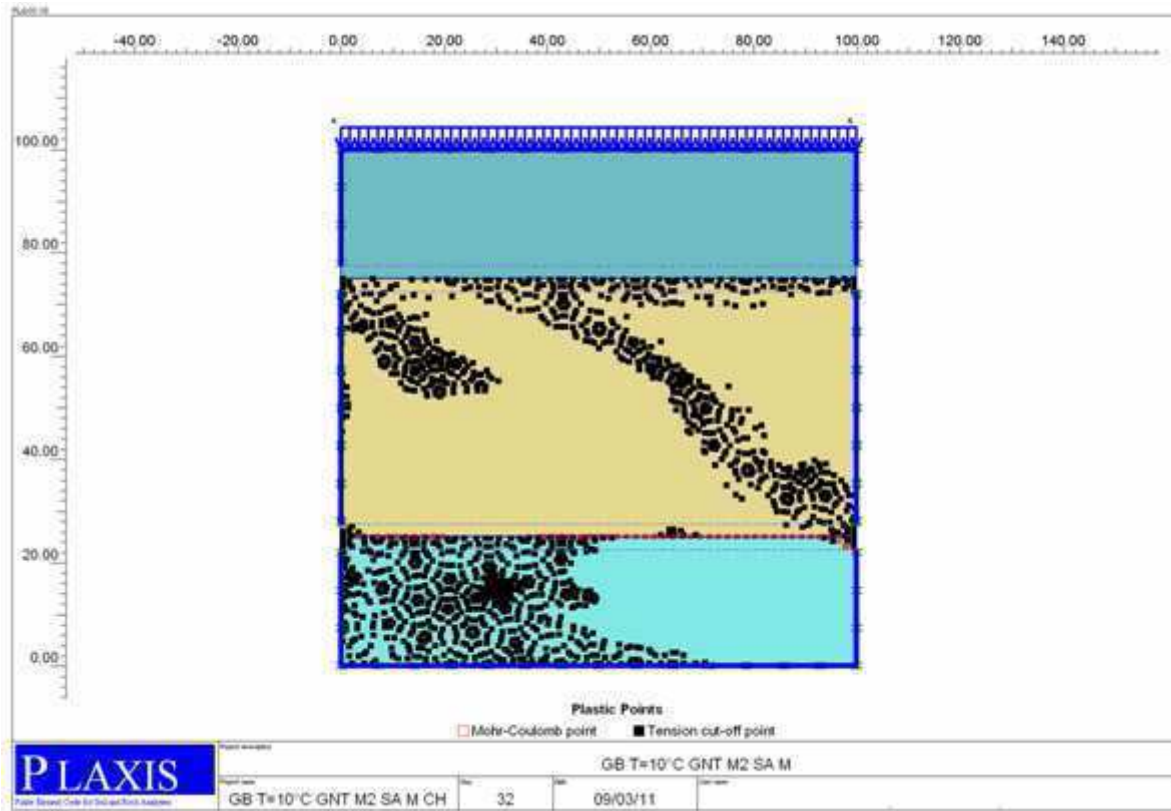


Figure A29 les points plastiques (mode de charge:charge) de modèle proposé

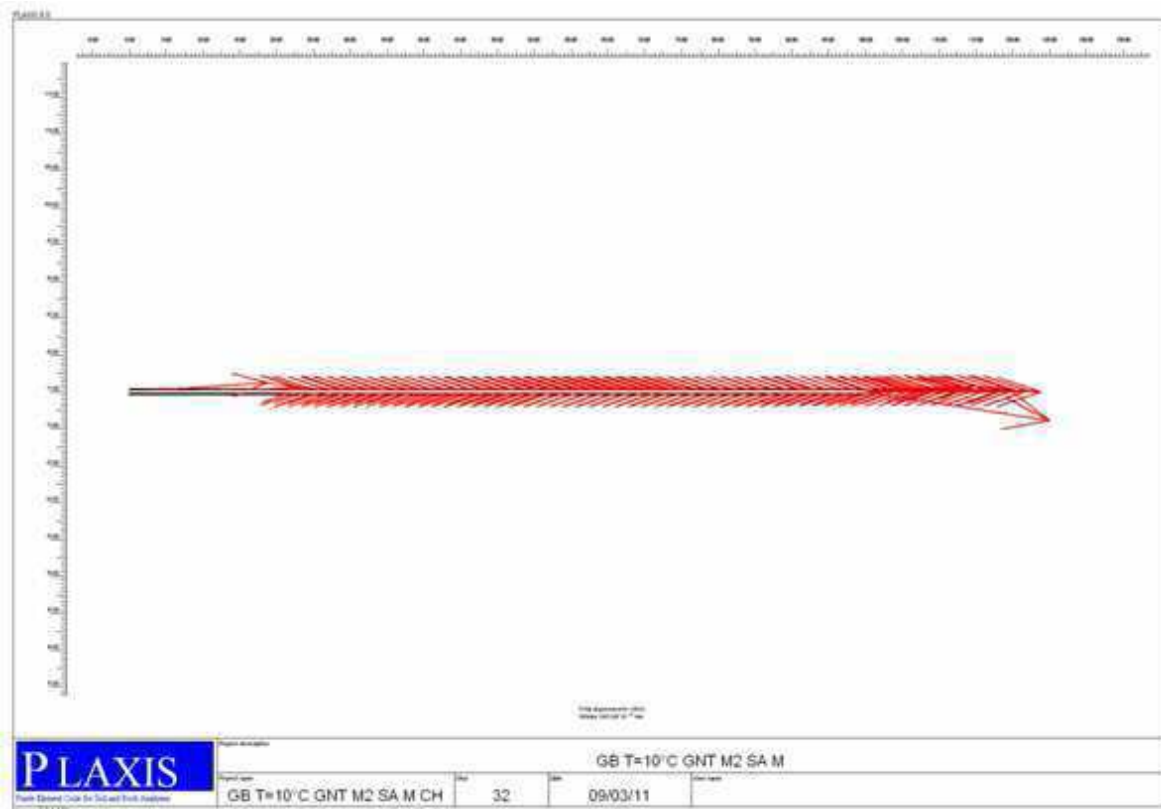
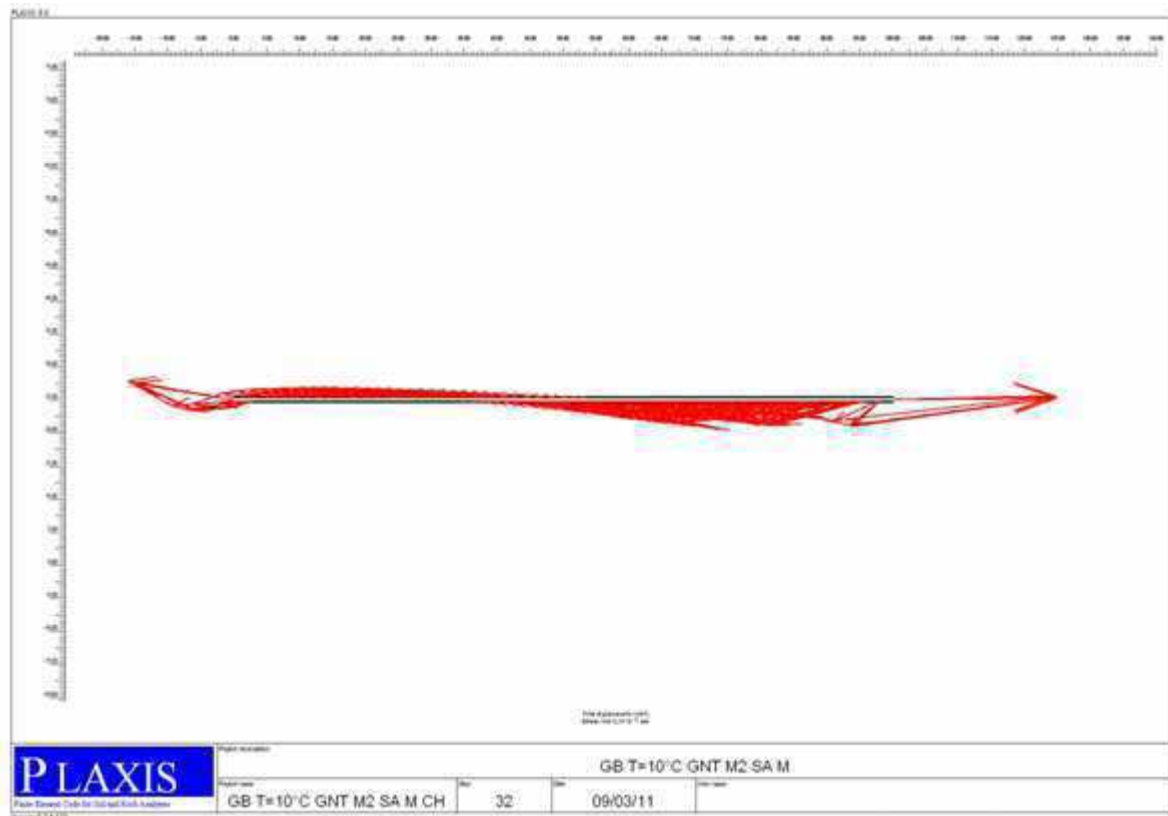


Figure A30. Déplacement total à l'interface supérieur (mode de charge:charge) de modèle proposé



*Figure A31 Le déplacement total à l'interface inférieur (mode de charge:charge)
de modèle proposé*

ANNEXE B

1 Présentation de PLAXIS

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant –il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC géométrant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers [BOU1, 04].

1-2 Le code éléments finis PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes éprouvés ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but

(Prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le mêmes code et les données, un calcul affiné [BOU, 04].

1-3 Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage: L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements: Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS: Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution,...etc. s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique, puisqu'il évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

2 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

2.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important [BOU1, 04].

La démarche suivie dans le développement du code *PLAIS* est différente. Un des objectifs de *PLAXIS* est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis que soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisation des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, *PLAXIS* peut apparaître comme une règle à calcul l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS* sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche,...etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissement. Le matériau se

consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser;
- utiliser un modèle qui décrit ce comportement;
- interpréter les résultats, notamment;

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous autre forme que les données du problème posé.

2.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non variation de volume ; celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \epsilon_v \quad (1)$$

Où Δu_w est la suppression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et $\Delta \epsilon_v$ est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai [BOU1, 04].

2.3 Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure B1).

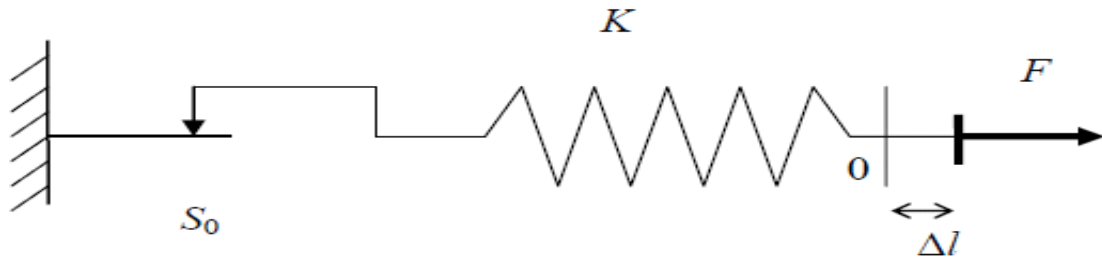


FIG.B1: Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La Courbe effort-déplacement ou contrainte- déformation que l'on trouve est présentée sur la (figure B2)

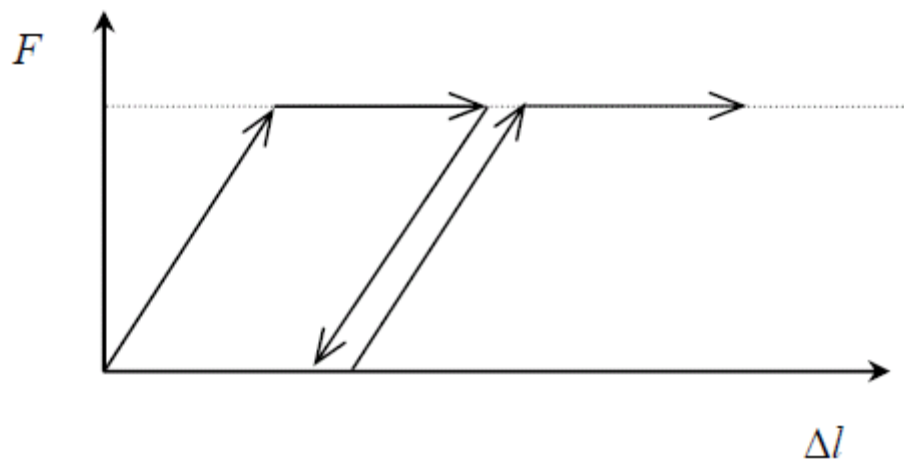


FIG B2: Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures B1 et B2 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure B3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage [BRI3, 03].

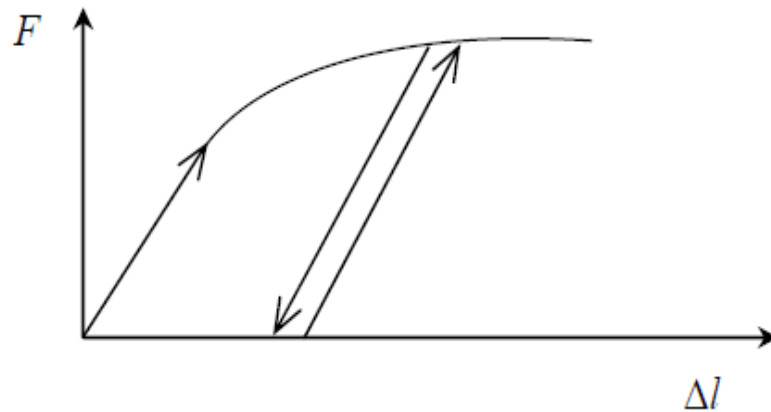


FIG.B3 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

2.4 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent me module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u=G$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.

Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques [BRI2, 03].

La relation entre le module d'Young E est les autres modules sont données par les équations:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.)$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad (3)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (4)$$

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

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure B4

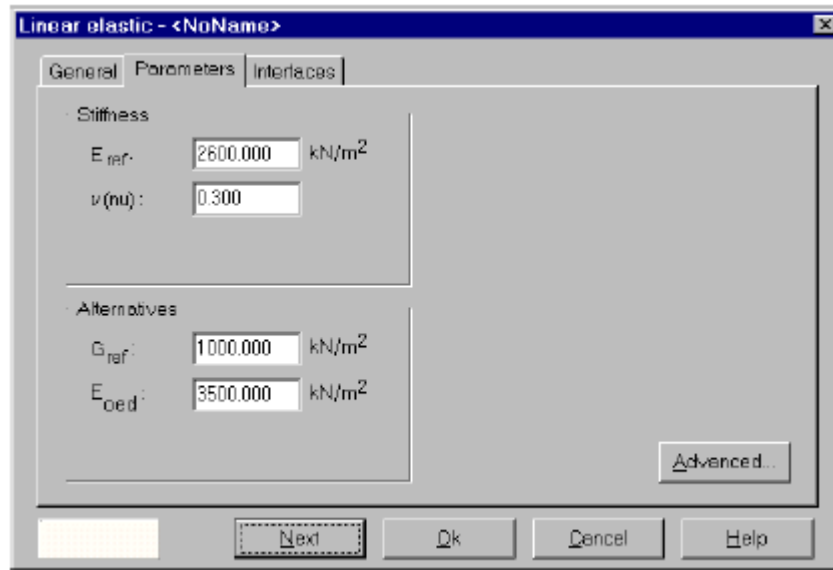


FIG.B4-Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure B5

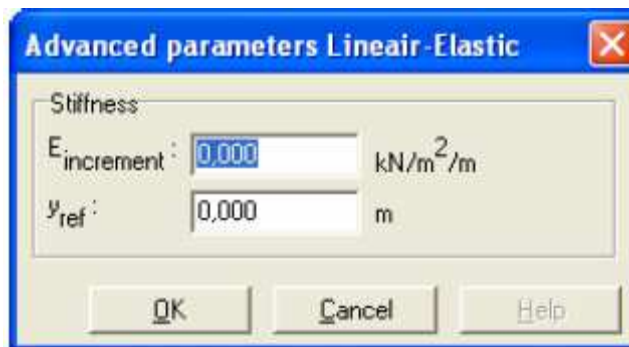


FIG.B5-Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \quad y < y_{ref} \quad (5)$$

$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

2.5 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr-Coulomb, la droite intrinsèque est représentée par:

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (6)$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure B6).

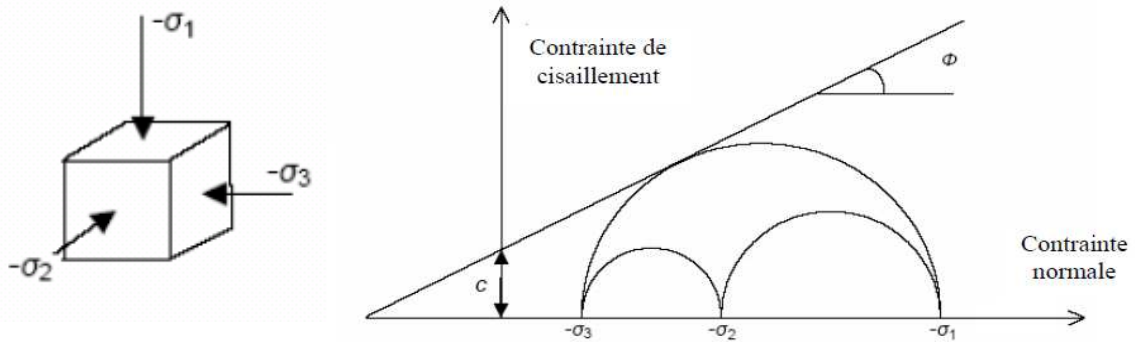


FIG B6 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure B7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

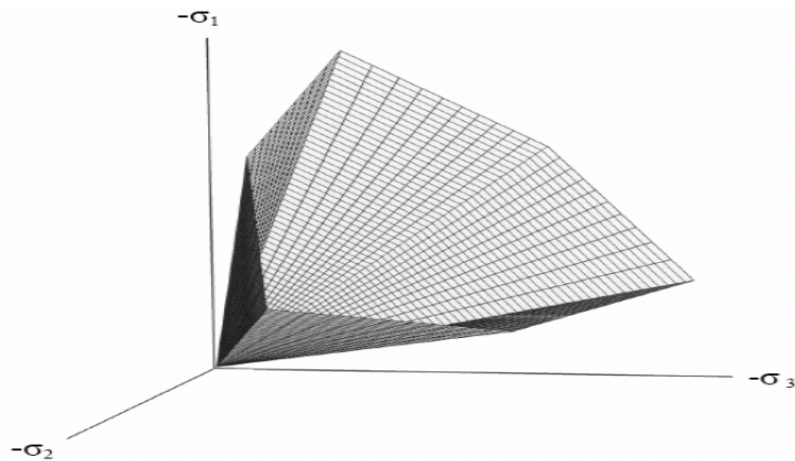


FIG.B7 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure B8) Les deux premiers est E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Mohr-Coulomb - GNT0,20 W=6% PR 2

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 279,000 N/mm²

ν (nu) : 0,250

Strength

c_{ref} : 0,032 N/mm²

ϕ (phi) : 66,000 °

ψ (psi) : 36,000 °

Alternatives

G_{ref} : 111,600 N/mm²

E_{oed} : 334,800 N/mm²

Velocities

V_s : 7217,000 mm/s

V_p : 1,25E4 mm/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

FIG.B8 fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (figure B9)

L' doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

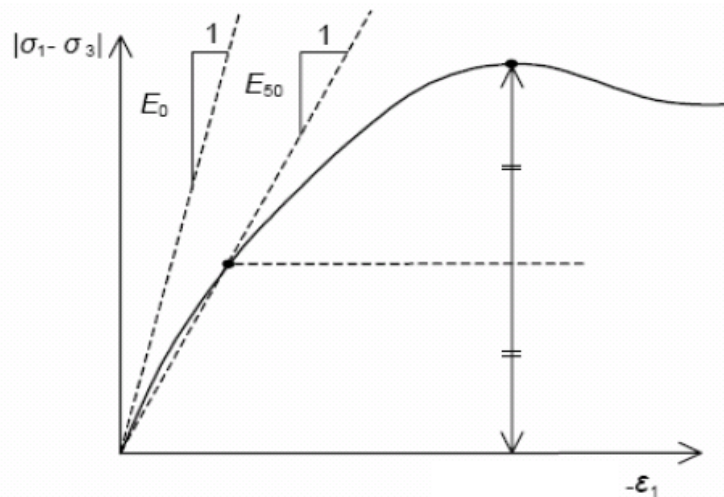


FIG B9 Définition du module à 50% de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

Coefficient de Poisson:

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour des certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que valeur soit utilisable

Angle de frottement:

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduit est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieur à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

Cohésion:

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques, Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$ PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissances linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée

avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

Angle de dilatance :

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

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ$$

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

Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 7) Celles-ci souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (Tensile strength).

Les paramètres avancés: Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure B10)

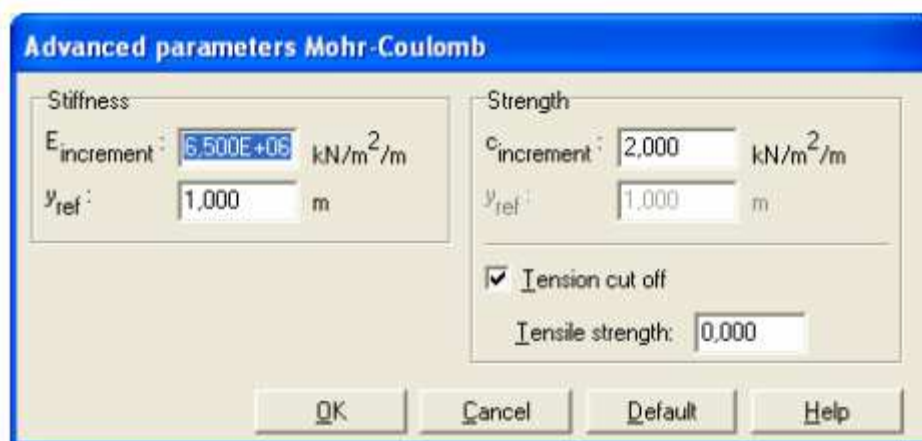


FIG.B10–Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb

2.6 Modèle de sol avec érouissage (Hardening Soil Model)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œnométriques en contrainte déformation ne sont pas des droites;

De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;

De distinguer entre une charge et une décharge ;

De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

Les paramètres du HSM :

Les paramètres du HSM sont représentés sur la figure B11:



FIG.B11 Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

C	: cohésion (effective) ;	[kN/m ²]
φ	: angle de frottement effectif ;	[°]
ψ	: angle de dilatance.	[°]

Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial;

$E_{\sigma_{ed}}^{ref}$: module tangent dans un essai oedométrique ;

m : Puissance (environ 0,58 pour les sables)

-Janbu (1963) rapporte des valeurs de m autour de 0.5 pour les sables

et les silts norvégiens,

-Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la

gamme $0,5 < m < 1,0$.

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref}	: module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{\sigma_{ed}}^{ref}$)	[kN/m ²]
v_{ur}	: Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $v_{ur} = 0,2$)	[-]
P^{ref}	: Coefficient de référence (par défaut $P^{ref} = 100$)	[kN/m ²]
K_0^{NC}	: K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\phi$)	[-]
$C_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $C_{increment} = 0$)	[kN/m ²]
y_{ref}	: Unité de profondeur	[m]
R_f	: Coefficient à q_f/q_a (par défaut $R_f = 0,9$)	[-]
$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$)	[kN/m ²]

Les paramètres avancés sont représentés sur la figure B12:

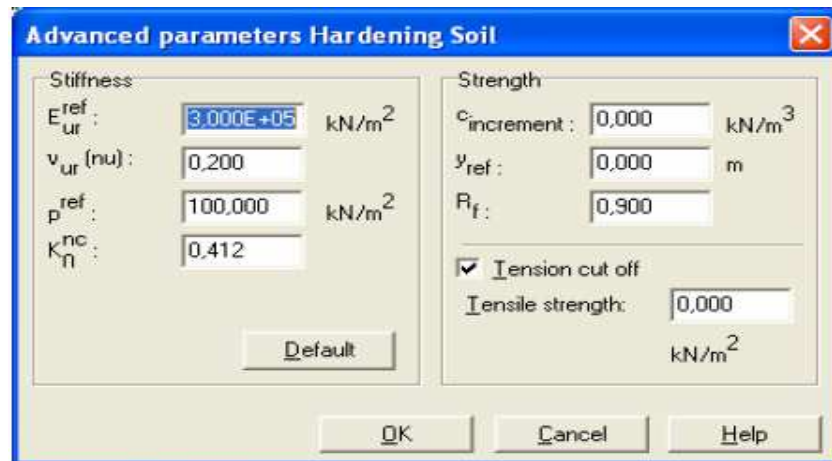


FIG. B12- Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model

Courbes effort-déformation :

Une idée fondamentale pour la formulation du HSM est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale, ε_1 , et l'effort deviatoric, q , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour} \quad q < q_f \quad (7)$$

$$\text{Avec } q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad q = q_f / R_f ;$$

q_a : valeur asymptotique de la résistance au cisaillement. Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

a) Les modules:

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_{50}}{p^{ref}} \right) \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100 \text{KN} / m^2 \quad (8)$$

Pour la décharge on prend:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^m \quad (9)$$

La figure B13 redonne ces définitions:

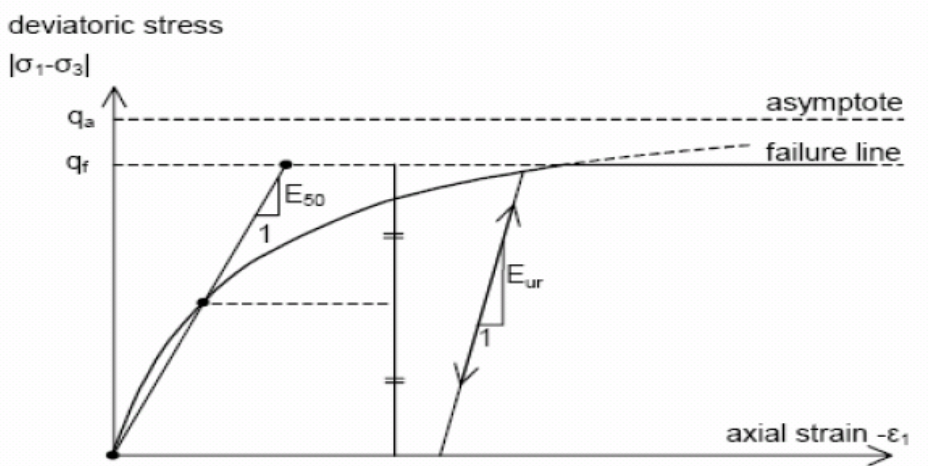


FIG.B13-Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

Le module oedométrique tangent est donné par:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1}{p^{ref}} \right)^m \quad (10)$$

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la figure 14 et celle de la dilataance (éventuellement) sur la figure B15

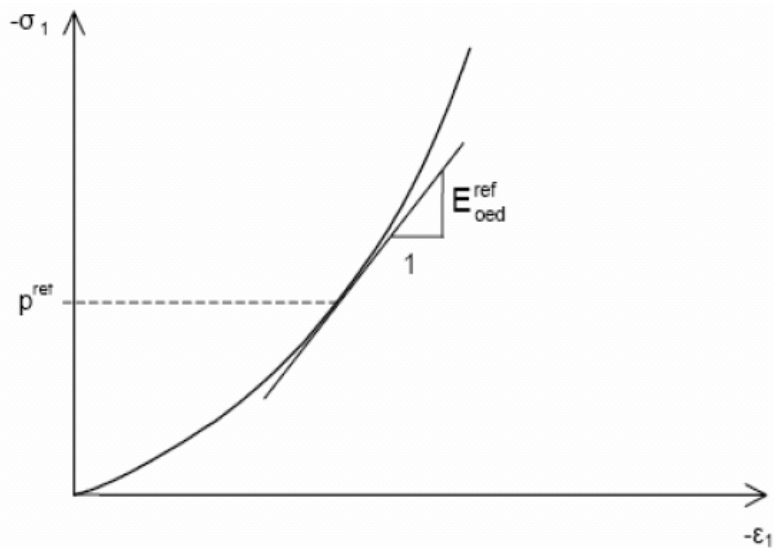


FIG.B14 Définition du module oedométrique tangent.

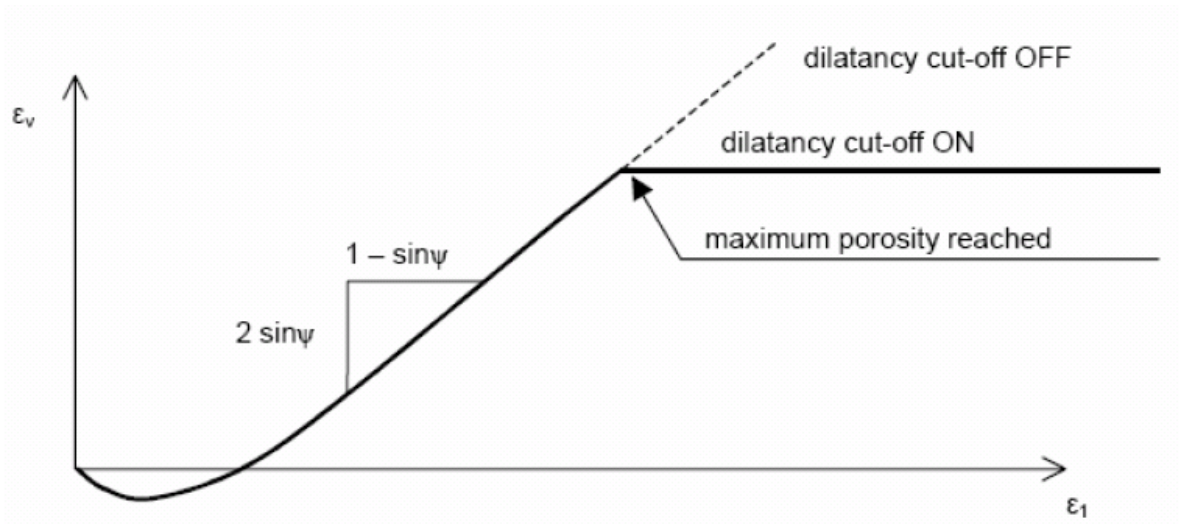


FIG.B15-Définition de l'angle de dilatance.

Surface de charge:

En formation du paramètre d'écroutissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (figure .B16)

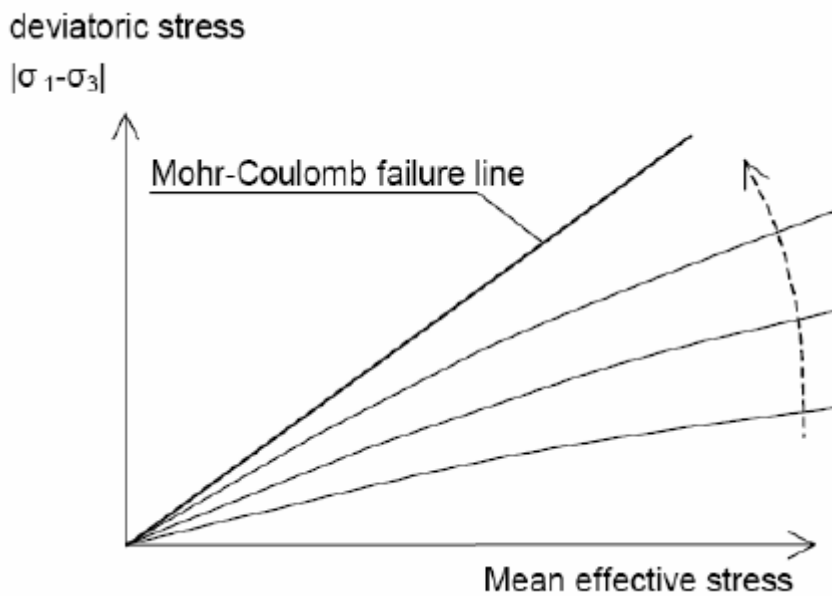


FIG.B16-Forme des surfaces décharge du HSM.

Surface de rupture:

La surface de rupture est présentée sur la figure B17 pour un sol non cohérent.

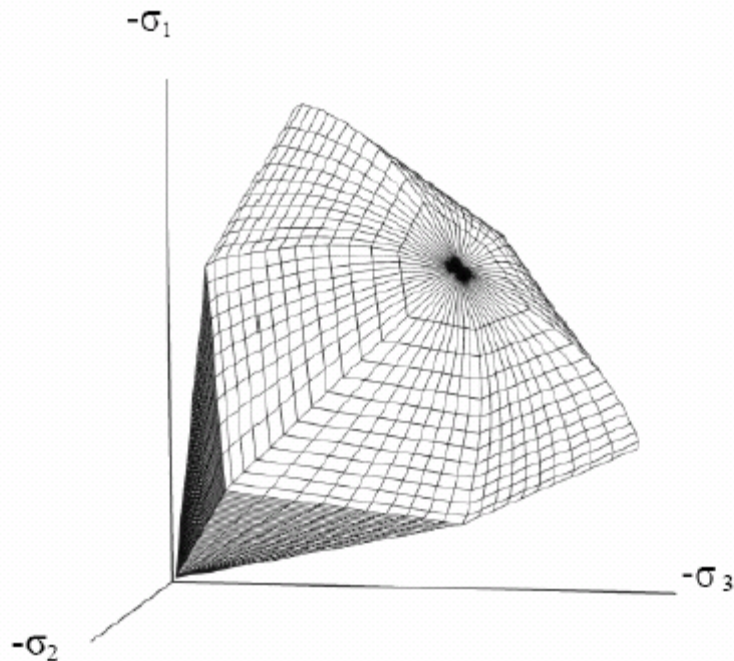


FIG.B17- Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

2.7 Modèle pour sol mou (Soft Soil Model)

Ce modèle (SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge. Le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte de effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a) Les paramètres de compressibilité:

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, Ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et k . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées sur le tableau B1:

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $k^* = \frac{k}{1+e}$
Relation avec les paramètres «Hollandais»	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $k^* \approx \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $k^* \approx 1,3 \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

Tableau B1- SSM: Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres:

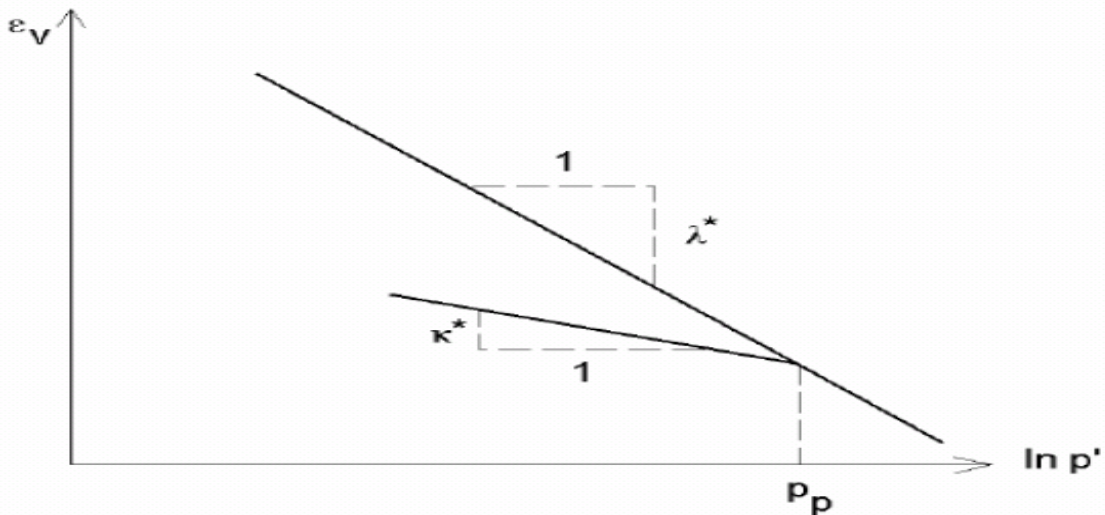


FIG.B18-Différentes représentations lors d'un essai oedométrique

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

b) Paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous :

$$M = \sqrt[3]{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^*/k^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^*/k^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \quad (11)$$

$$M \approx 3,0 - 2,8K_0^{NC}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'érouissage dans le plan p-q.

C) Coefficient de Poisson :

Dans les modèle Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{v_{ur}}{1-v_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (12)$$

Dans PLAXIS la valeur par défaut de v_{ur} est de 0,15.

Remarques

- Le SSM n'est pas valable pour des interfaces: il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb.
- Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et φ [BR 12,03].

d) Prise en compte de la sur consolidation:

PLAXIS calcul la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP (Pre Overburden Pressure)).

e) En résumé:

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^*	: indice de compression;	[-]
k^*	: indice de gonflement;	[-]
c	: cohésion;	[K/m ²]
φ	: angle de frottement	[°]
ψ	: Angle dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont:

v_{ur}	: Coefficient de poisson en charge décharge (par défaut = 0,15);	[-]
K_0^{NC}	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ Coefficient K_0 relié à M	[-]
M	: paramètre en fonction de K_0^{NC}	[-]

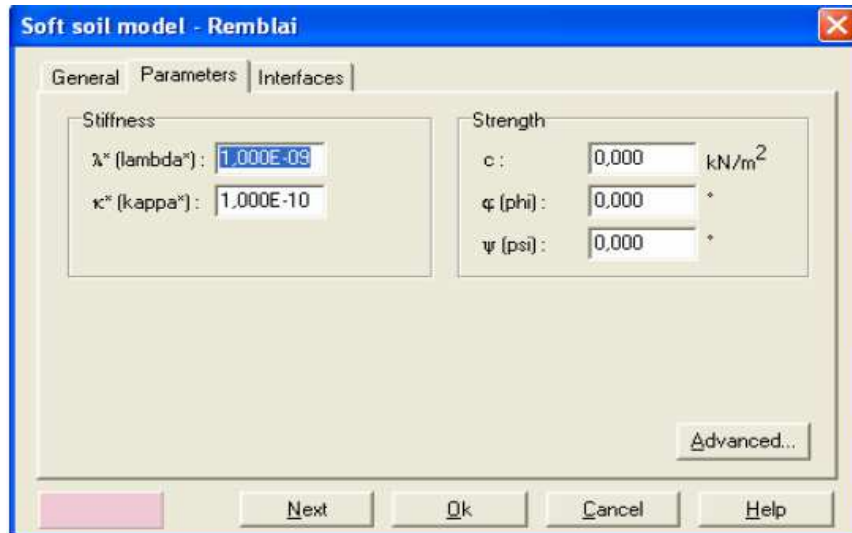


FIG.B19 - Fenêtre des paramètres du SSM.

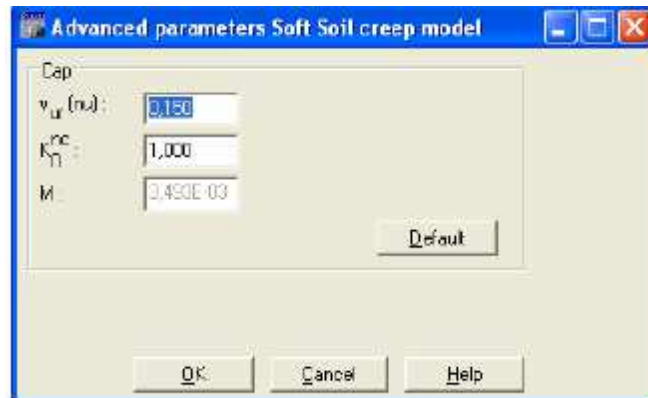


FIG.B20 - Fenêtre des paramètres avancés du SSM.

2.8 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)

Le SSCM permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_a . Elle génère ce qui est appelé la quasi-reconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure B21 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

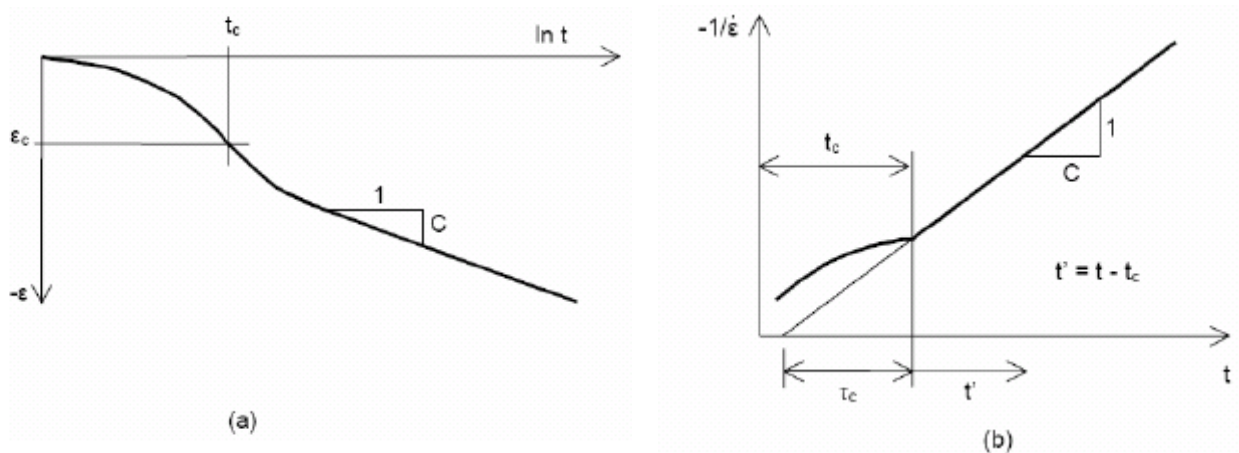
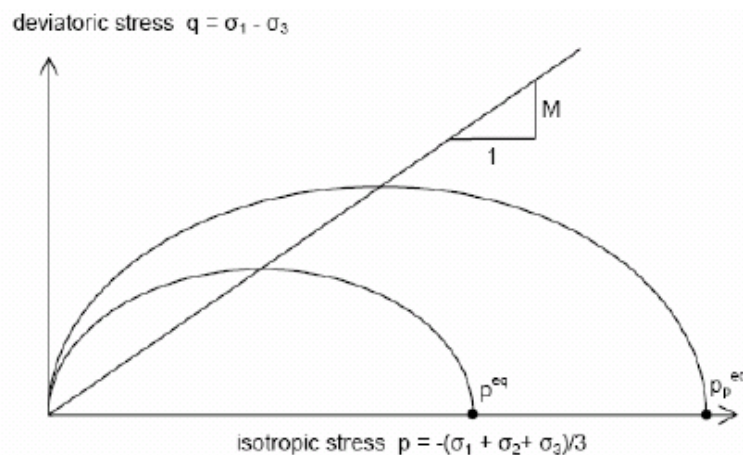


FIG.B21-Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le Soft Soil Creep Model élargit ces résultats dans le plan p - q (figure B22) en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.



FIGB.22-Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p - q

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (13)$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right] \quad (14)$$

Les paramètres du SSCM:

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{Ca_v}{2,3(1 + e)} \quad (15)$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

- C : cohésion ; [K/m²]
- φ : angle de frottement ; [°]
- ψ : Angle de dilatance. [°]

Paramètre de consolidation :

- κ^* : indice de gonflement ; [-]
- λ^* : indice de compression ; [-]
- μ^* : indice de fluage. [-]

Les paramètres avancés :

- V_{uv} : Coefficient de poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) ; [-]
- K_0^{NC} : $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ Coefficient K_0 relié à M [-]
- M : paramètre en fonction de K_0^{NC} [-]

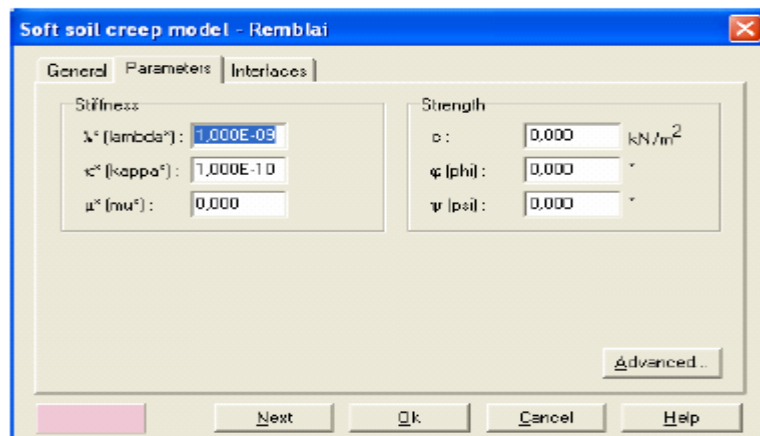


FIG.23- Fenêtre des paramètres du SSCM.

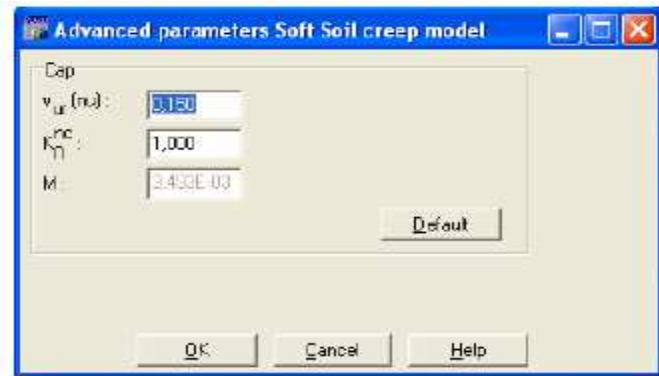


FIG.24 Fenêtre des paramètres avancés du SSCM.

3 Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leur expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblais, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique?

La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel