



HAL
open science

Ouvrages renforcés par des géosynthétiques dans un modèle analogique plan

Herbert Wilson-Jones

► **To cite this version:**

Herbert Wilson-Jones. Ouvrages renforcés par des géosynthétiques dans un modèle analogique plan. Matériaux. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 1992. Français. NNT: . tel-00785883

HAL Id: tel-00785883

<https://theses.hal.science/tel-00785883>

Submitted on 7 Feb 2013

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



THESE

présentée par

WILSON-JONES, Herbert, Ayodéji, Emmanuel

B.Eng.(Hons. Civil) - University of Sierra Leone

Pour obtenir le titre de DOCTEUR de

L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

(Arrêté Ministériel du 30 mars 1992)

Spécialité : Mécanique

Option : Géotechnique

OUVRAGES RENFORCES PAR DES GEOSYNTHETIQUES DANS UN MODELE ANALOGIQUE PLAN

Date de soutenance : 30 octobre 1992

Composition du jury:

M. P. ANTOINE	Président
M. J-P. GOURC	Directeur de Thèse
M. P. LAREAL	Rapporteur
M. M. SOTTON	Rapporteur
M. E. BARAIZE	Examineur

Thèse préparée au sein de l'Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et de Mécanique

Je ^{Mr. ANTOINE} vous remercie du fond de mon cœur d'avoir accepté de présider mon jury.

THESE



présentée par

WILSON-JONES, Herbert, Ayodéji, Emmanuel

B.Eng.(Hons. Civil) - University of Sierra Leone

Pour obtenir le titre de DOCTEUR de

L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

(Arrêté Ministériel du 30 mars 1992)

Spécialité : Mécanique

Option : Géotechnique

25 MARS 2004

**OUVRAGES RENFORCES PAR DES GEOSYNTHETIQUES
DANS UN MODELE ANALOGIQUE PLAN**

Date de soutenance : 30 octobre 1992

Composition du jury:

M. P. ANTOINE	Président
M. J-P. GOURC	Directeur de Thèse
M. P. LAREAL	Rapporteur
M. M. SOTTON	Rapporteur
M. E. BARAIZE	Examineur

Thèse préparée au sein de l'Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et de Mécanique

40249635

*Je dédie ce mémoire à tous ceux qui m'aiment et que j'aime, plus
particulièrement à mes parents:*

MATOMNIE et AYODELE,

à ma femme chérie

CRISPINA,

et à la mémoire de ma grand-mère défunte

Mammie ZARA.

*I dedicate this thesis to all those who love me and whom I love,
especially to my parents:*

MATOMNIE and AYODELE,

to my dear wife

CRISPINA,

and to the memory of my late grandma

Mammy ZARA.

ABSTRACT

In this report, the author uses the two dimensional analogical model of Schneebeli to do an experimental study of embankments reinforced by horizontal geosynthetic sheets. The originality of this work lies in associating the reinforcing sheets with a cellular facing.

In the general introduction, the different types of embankments with cellular facings are presented. He reviews: unreinforced embankments with cellular gravity facings; embankments with cellular gravity facings associated with reinforcing sheets; and reinforced embankments with light cellular facings.

Chapter I shows the two limit equilibrium methods: "Double-Blocks" and "Perturbations", used for the stability calculations, and chapter II describes the two dimensional modeling of the embankments.

In chapters III, IV and V are presented, the experimental results obtained from a study of different parameters for three slope facings: 60°, 80° and 90°. The effects of the vertical sheet spacing, the breaking strength of the sheets, the length of the reinforcement, the slope of the facing and the type of facing, on the stability of the embankments are shown. The experimental results have systematically served to validate the original calculation method proposed for the stability study of such embankments.

Finally, a preliminary experimental study to estimate the internal stresses within the reinforced embankment models is presented in chapter VI. Its aim is to calculate more precisely the stress distribution behind the cellular facing and the anchorage strength of the reinforcements. This study seems to have a very promising future.

AVANT PROPOS

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été réalisés à l'Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et de Mécanique (I.R.I.G.M.) à Grenoble au sein de l'équipe de Recherche Géotechnique, Géotextiles, Géomembranes (R3G).

Je voudrais tout d'abord, remercier sincèrement, les membres du jury qui ont accepté d'examiner ce travail et devant qui j'ai été honoré de le présenter:

- Monsieur P. ANTOINE, Professeur à l'Université Joseph Fourier - Grenoble I, qui a bien voulu présider le jury de soutenance de cette thèse;

- Monsieur P. LAREAL, Professeur à l'INSA de Lyon;

- Monsieur M. SOTTON, Directeur de l'Institut Textile de France (ITF) de Lyon, qui m'ont fait l'honneur d'être les rapporteurs de ce travail;

- Monsieur E. BARAIZE, ingénieur, Scetauroute Lille, France, pour son rôle d'examineur;

et enfin, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à Monsieur Jean-Pierre GOURC, Professeur à l'Université Joseph Fourier - Grenoble I, Directeur de l'I.R.I.G.M. et Directeur de cette thèse, pour m'avoir permis de mener à bien ce travail.

Je ne peux surtout pas oublier l'attitude amicale de Messieurs Y. ORENGO, Y. GARNIER, et H. MORA, techniciens à l'I.R.I.G.M. qui m'ont aidé de nombreuses manières à réaliser ce travail.

Je remercie tous les membres de l'équipe et tous mes amis du laboratoire Thierry et les autres, qui par leur aide et leur amitié ont créé une ambiance conviviale dans laquelle j'ai pu effectuer ce travail.

Ma gratitude va à la section de la Coopération Culturelle de l'Ambassade de France en Sierra Léone qui m'a accordé une bourse pour poursuivre mes études en France. J'adresse également, un grand remerciement aux gestionnaires du C.R.O.U.S. à Grenoble notamment Mme. LEPROUX et Catherine, qui étaient toujours disponibles pour me donner des bons conseils vis-à-vis de la vie quotidienne à Grenoble.

Enfin, je remercie le bon DIEU pour tout.

**OUVRAGES RENFORCES PAR DES GEOSYNTHETIQUES DANS UN
MODELE ANALOGIQUE PLAN**

INTRODUCTION GENERALE	pp. 1-36
Chapitre I	pp. 37-73
LE CALCUL DES OUVRAGES RENFORCES PAR DES NAPPES GEOSYNTHETIQUES	
Chapitre II	pp. 74-112
MODELISATION BIDIMENSIONNELLE DES MASSIFS RENFORCES PAR DES GEOTEXTILES	
Chapitre III	pp. 113-116
ETUDE PARAMETRIQUE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX ($\beta=60^\circ$)	
Chapitre IV	pp. 167-215
ETUDE PARAMETRIQUE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX ($\beta=80^\circ$)	
Chapitre V	pp. 216-280
ETUDE PARAMETRIQUE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX ($\beta=90^\circ$)	
Chapitre VI	pp. 281-308
DETERMINATION DES CONTRAINTES DANS UN MASSIF RENFORCE	
CONCLUSION GENERALE	pp. 309-312
BIBLIOGRAPHIE	pp. 313-315
NOMENCLATURE	pp. 316-319

INTRODUCTION GENERALE

Les géosynthétiques -----	1
Les murs de soutènements cellulaires -----	4
Parements cellulaires gravitaires non renforcés-----	6
<i>Les murs "PELLER"</i> -----	6
<i>Le mur "EVERGREEN"</i> -----	7
<i>Le système "PERMACRIB"</i> -----	8
<i>Le mur "ELIBA"</i> -----	9
<i>Les Gabions</i> -----	12
Parements gravitaires associés à un renforcement (éventuel)-----	14
<i>Les murs "LOFFEL"</i> -----	14
<i>L'élément "MURETVERT"</i> -----	19
<i>L'élément "BETOFLOR"</i> -----	20
<i>L'élément "DARMUR-S"</i> -----	20
<i>Le "PNEUSOL"</i> -----	22
Parements non gravitaires-----	26
<i>La "TERRE ARMEE"</i> -----	26
<i>La technique "TER-VOILE"</i> -----	28
<i>Le "WEBSOL FRICTIONAL ANCHOR SYSTEM"</i> -----	28
Motivation de la recherche présentée -----	31
Défaut de fondation d'un mur Loffel sur l'A 26-----	31
Cisaillement de cellules - Brides les Bains-----	34
Le but de notre Recherche -----	36

INTRODUCTION GENERALE

Les géosynthétiques

Lorsque l'on visite un chantier de terrassements, il est bien rare de ne pas voir de géosynthétique. L'utilisation des géosynthétiques connaît un essor considérable dans le monde du génie civil.

Le mot "géosynthétique" désigne les synthétiques utilisés en géotechnique, c'est-à-dire dans les sciences et techniques de la terre. La majorité de ces synthétiques est fabriquée à partir de polymères de synthèse dérivés de l'industrie pétrolière. Les polymères de synthèse souvent utilisés sont: le polyamide; le polyester; le polyéthylène; le polypropylène et le P.V.C. (Chlorure de polyvinyle). Réunis sous l'appellation de "géosynthétiques" on trouve les géomembranes, les géogrilles et les géotextiles.

Les géomembranes sont des membranes synthétiques minces, souples et étanches utilisées pour étancheifier des bassins, barrages, canaux et plus récemment, les dépôts de déchets toxiques.

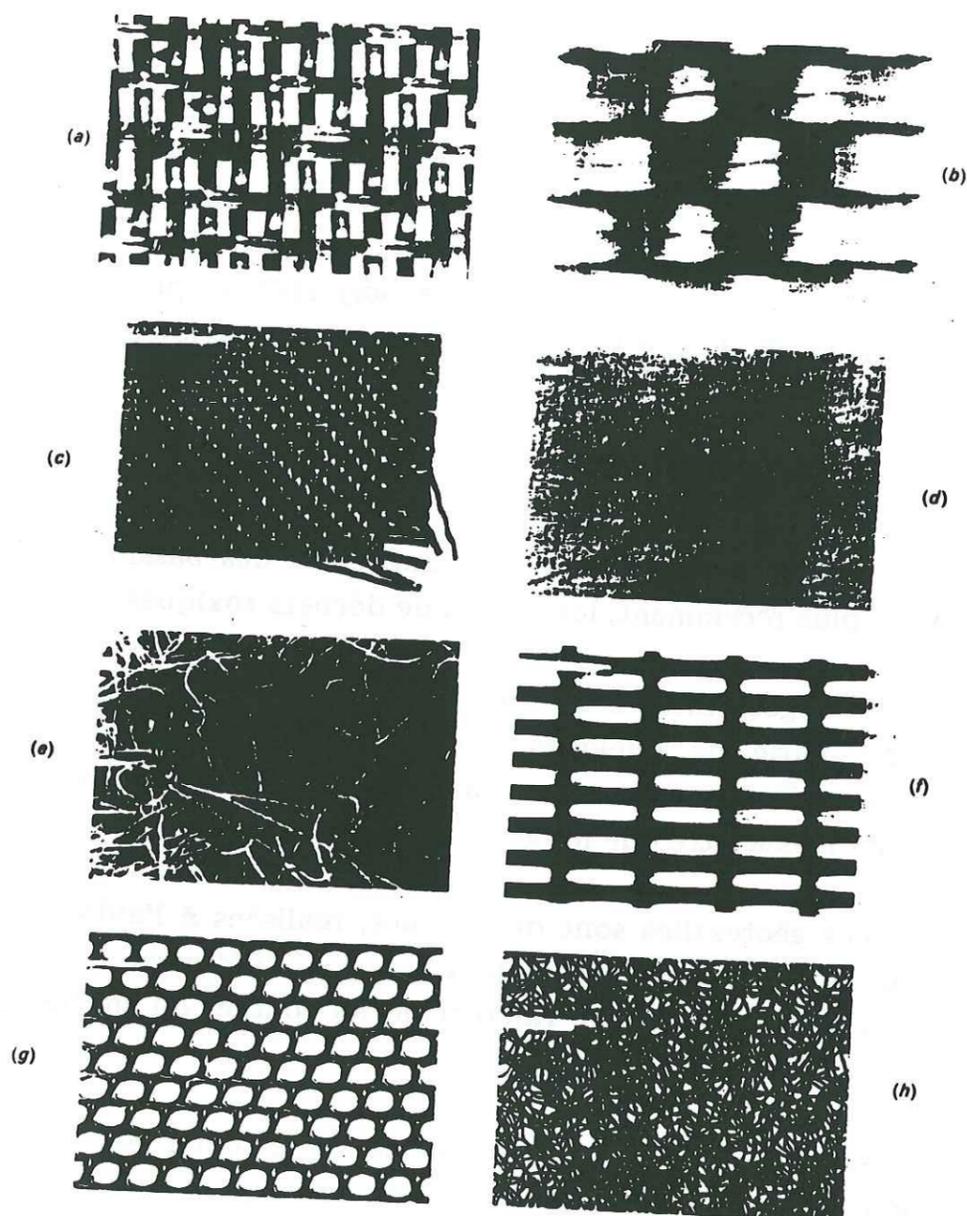
Les géogrilles sont des grilles dont la dimension des ouvertures varie de quelques millimètres à quelques centimètres (figure 1(f)). Elles sont souvent utilisées dans le renforcement des massifs, au même titre que les géotextiles.

Les géotextiles sont des nappes, réalisées à l'aide de fibres, filaments, fils ou bandelettes généralement synthétiques car les fibres naturelles se dégradent trop rapidement au contact du sol (figures 1). Il y a trois sortes de géotextiles:

- les tissés, faits généralement de deux séries de fils perpendiculaires combinés de façon systématique comme les tissus utilisés pour fabriquer les vêtements, les voiles de bateaux et les bâches;

- les tricotés, faits d'un seul fil systématiquement enlacé avec lui-même comme un tricot; et

- les non-tissés, fabriqués de filaments disposés de façon aléatoire dans un plan, liés entre eux chimiquement, thermiquement ou mécaniquement par aiguilletage. Certaines moquettes synthétiques et les feutres ont une structure aléatoire analogue à celle des non-tissés.



Figures 1:- Types de géosynthétiques: (a) tissé de monofilaments; (b) tissé de multifilaments; (c) tissé de laminettes ou bandelettes; (d) nontissé; (e) nontissé (vue microscopique); (f) grille; (g) treillis; (h) mat

(Source: Institut Textile de France)

L'effet produit par les géosynthétiques dans leurs divers champs d'application peut se définir par les fonctions qu'ils assurent. D'une part, les géosynthétiques, mises à part les géomembranes, ont des propriétés analogues aux sables et graviers en couches d'épaisseur beaucoup plus faible (ils laissent passer l'eau, retiennent les particules fines, résistent au poinçonnement, et ont un coefficient de frottement élevé) et d'autre part, ils ont une résistance à la traction, propriété que sables et graviers n'ont pas. Cet exceptionnel éventail de propriétés explique la variété d'applications des géosynthétiques. Selon le domaine d'application, les fonctions se manifestent sous la forme de combinaisons entre elles (tableau 1).

FONCTIONS DES GEOSYNTHETIQUES CHAMPS D'APPLICATION	SEPARER	FILTRER	DRAINER	RENFORCER	PROTEGER	ETANCHEIFIER
	Construction de tunnels			P		P
Dépôts et Bassins			S	S	P	P
Drains verticaux		P	P			
Evacuation d'eau	S	P	S			
Ouvrages de soutènement			S	P		
Ouvrages hydrauliques	S	P				
Remblais, Digue, Barrages	P	S	S	S		P
Renforcement du revêtement bitumé	S			S		P
Routes sans revêtement	P	S	S	S		
Terrains de sports	P	P		S		
Voies ferrées	P	P		S		

P: Fonction Principale S: Fonction Secondaire

Tableau 1: Champs d'applications des géosynthétiques

L'utilisation des géosynthétiques dans le génie civil se fait principalement dans deux grands domaines:

- Le domaine hydraulique, qui inclut le drainage, la filtration et l'étanchéification. Dans ce domaine, on utilise beaucoup le géotextile non-tissé comme filtre et drain et le géomembrane pour l'étanchéification. Il y a aussi l'utilisation des géocomposites associant un produit filtrant, un autre drainant, et éventuellement un troisième géosynthétique d'étanchéité.

- Le domaine mécanique, comportant principalement le renforcement, la séparation et la protection. Les géogrilles et les géotextiles tissés sont essentiellement utilisés comme armatures. Les géotextiles non-tissés, qui peuvent être très épais (0,5-15mm) sont très utiles dans les fonctions de séparation et de protection.

L'identification d'un géosynthétique se fait, en général, en donnant au moins le type de fabrication, la nature du polymère, la masse surfacique et la tension (intrinsèque) de rupture dans les deux directions principales. Un exemple: un non-tissé thermiquement lié, 100% polypropylène, 100g/m² et 5kN/m (chaîne et trame). Ceci correspond à l'identification de l'une des deux nappes non-tissées utilisées dans tous les essais qui seront présentés dans la suite de ce mémoire. Il y aura une description plus complète des propriétés physiques et mécaniques de ces deux non-tissés ultérieurement.

Les murs de soutènement cellulaires

Dans la construction des routes et des autoroutes, ce sont l'impossibilité d'augmenter l'emprise autoroutière, le prix des terrains toujours en hausse et l'exigence de ménager l'environnement et le paysage qui conduisent au raidissement des talus, afin de limiter l'emprise des nouvelles voies d'autoroutes. Dans ce contexte, des ouvrages de soutènement en terre, renforcés par des couches de nappes de géosynthétiques représentent une bonne solution.

La technique initiale consistait à édifier des remblais renforcés à faces enveloppées, c'est-à-dire, avec des parements en géosynthétiques. Cette technique présente deux grands inconvénients: la durabilité et l'esthétique du parement. On doit garantir en

permanence la protection de toute la surface exposée du géosynthétique contre l'action du rayonnement ultra-violet, afin d'éviter une diminution de la résistance du géotextile qui entraînerait à son tour une réduction locale de la stabilité de l'ouvrage. Par ailleurs, l'aspect des parements en géosynthétiques protégés par gunitage (béton projeté) ou par projection de bitume n'est pas très esthétique et l'ensemencement de parements verticaux s'avère délicat. Donc, la technique des murs cellulaires de soutènement présente une solution très intéressante. L'idée nouvelle consiste à les associer à un renforcement par géosynthétiques.

Les murs cellulaires de soutènement ont été conçus initialement pour répondre à une demande: résoudre économiquement et esthétiquement le problème des petits soutènements dans des conditions géométriques et géotechniques très diverses.

Ces murs sont particulièrement économiques lorsque l'on dispose de la place suffisante pour les réaliser. Ils offrent un aspect architectural très agréable, la face visible n'est pas nécessairement plane et uniforme, certains des blocs étant avancés ou reculés ou même placés de travers les uns par rapport aux autres. Certains types de cellules disposent de faces qui peuvent être végétalisées pour donner un aspect plus écologique. Ils présentent l'intérêt de permettre l'obtention d'un parement d'esthétique modulable, tout en présentant une structure relativement souple, par déplacement des éléments cellulaires (rotation, et translation). Par contre, leur faible largeur les rend instables à partir d'une hauteur (H_{max}) faible.

Diverses formes d'éléments cellulaires de parement, partiellement ou totalement préfabriqués, sont proposées sur le marché du soutènement. Ces cellules se différencient par leur structure pleine ou creuse, leur possibilité de déplacement relatif entre les éléments, leurs dimensions et la possibilité d'accrocher une armature, géosynthétique ou autre. Du point de vue stabilité externe, les murs de soutènement fabriqués à partir de ces éléments sont généralement considérés comme monolithiques et leur dimensionnement est établi à partir des méthodes traditionnelles appliquées aux murs poids ou aux murs en "T" renversé.

On peut considérer trois types d'éléments de parement qui sont:

- (i) les parement gravitaires avec sol non renforcé;
- (ii) les parements gravitaires associés aux nappes de renforcement; et
- (iii) les écailles qui sont non-gravitaires, associées obligatoirement à un renforcement.

Parements cellulaires gravitaires non renforcés

- Quelques exemples d'éléments purement gravitaires auxquels il n'est pas prévu d'associer des renforts externes susceptibles d'associer une masse de sol à l'arrière du parement pour participer au soutènement sont les murs cellulaires "PELLER", "EVERGREEN", "PERMACRIB", "ELIBA" ou les Gabions.

Les murs "PELLER"

Les murs cellulaires "PELLER" correspondent à un procédé qui date de 1953 - MARCHAL (1984). Il consiste à réaliser des cellules dont les parois sont constituées de poutrelles en béton armé préfabriquées, et à les remplir avec un sol graveleux (figures 2). Les poutrelles sont placées perpendiculairement les unes sur les autres, formant de petits carrés sur le plan horizontal. Les murs de ce type peuvent atteindre une hauteur de 12,5m pour une inclinaison du parement (β) de 70° par rapport à l'horizontale.

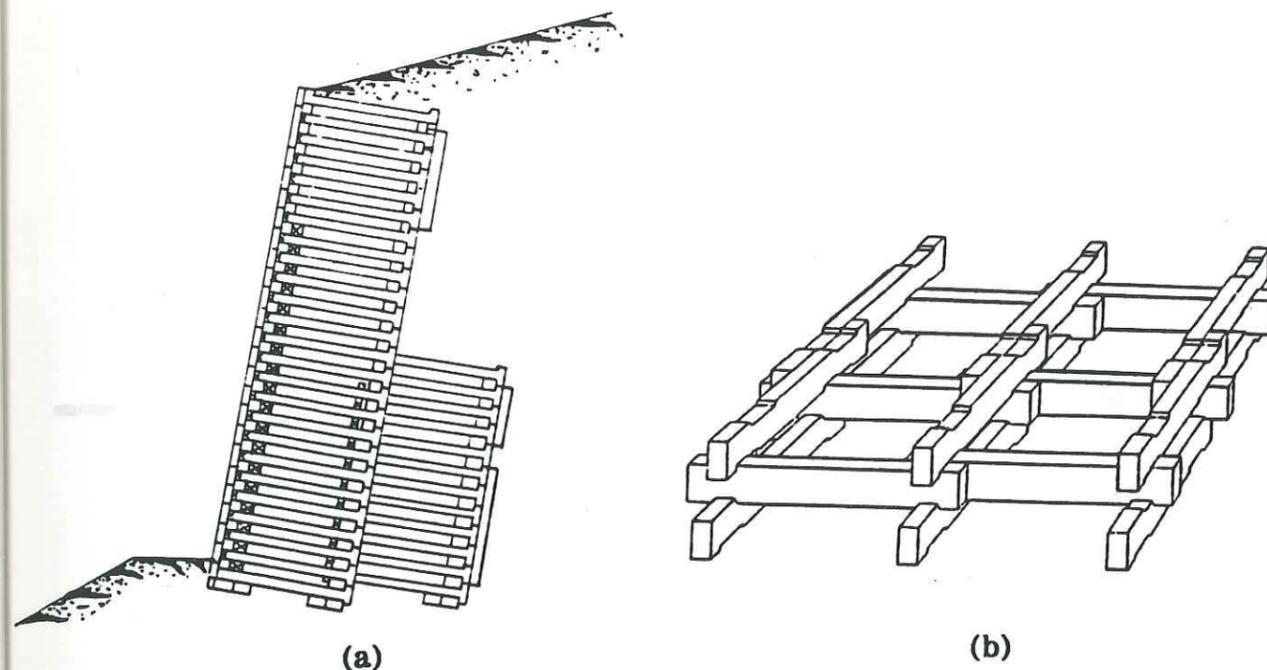
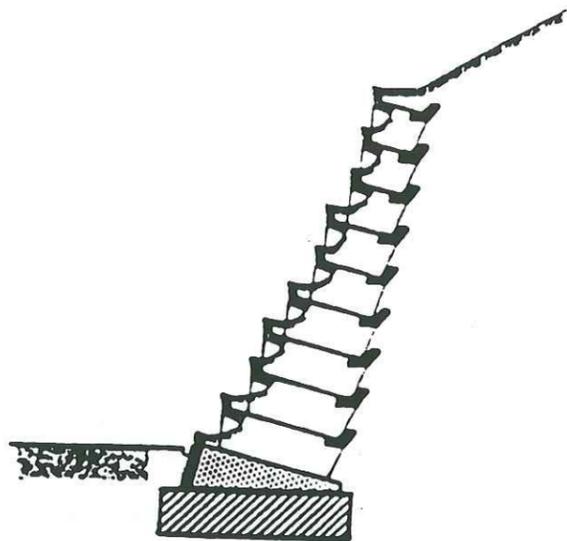


Figure 2:- Principe de construction des murs PELLER
(a) Coupe; (b) Détail de l'assemblage

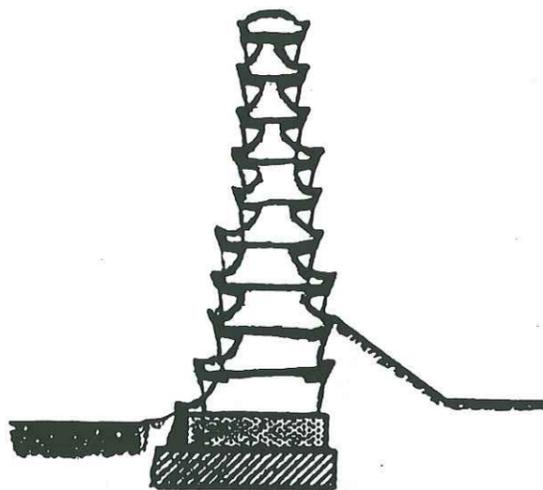
Le mur "EVERGREEN"

Le mur "EVERGREEN" conçu en Suisse par le Dr. JAECKLIN, est composé d'éléments en béton armé préfabriqués, empilés les uns sur les autres, remplis de terre ce qui permet de végétaliser correctement la façade. Le mur de soutènement ainsi fait est ensuite végétalisé. Ce type de mur est utilisé comme mur de soutènement ou comme barrière anti-bruit (figures 3).

Mur de soutènement



Mur anti-bruit



Figures 3:- Les murs EVERGREEN (d'après JAECKLIN)

Le système "PERMACRIB"

Le système de soutènement "PERMACRIB" mis au point par le "Permacrib Retaining Walls Ltd." en Nouvelle Zélande, est similaire aux murs PELLER (figures 2), dont le parement et l'ossature sont composés uniquement de bois. Les poutrelles en bois sont disposées perpendiculairement les unes sur les autres, et les petits carrés ainsi formés sont remplis couche par couche avec du matériaux graveleux. Des murs atteignant une hauteur de 15m ont été construits en utilisant ce système, (Permacrib Retaining Walls Ltd. 1989).

Le mur "ELIBA"

Le procédé "Eliba" breveté par l'entreprise SABLÀ associée au C.E.T.E. (Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement) de Lyon, est nouveau sur le marché du soutènement.

L'élément préfabriqué en béton de ce mur, consiste en un ensemble de cellules de parement et poutres d'ancrage solidaires (figure 4). L'empilement de ces éléments et le remblayage derrière, forment un mur souple, chaque élément étant indépendant de son voisin (figure 5).

La mise en oeuvre est relativement simple, nécessitant peu de main d'oeuvre (2 à 3 ouvriers), et peu de matériel aussi (une pelle mécanique - photos 1 et 2). Afin d'assurer la stabilité de la base du mur, une semelle en béton non armé est réalisée, constituant une assise stable et rigide. Le premier niveau d'éléments est posé sur cette base. Entre chaque niveau d'éléments, le sol de remblayage est réparti en trois ou quatre couches, soigneusement compactées à la dame entre les poutres, et au cylindre vibrant au dessus. Un léger lit de sable est disposé entre les couches, pour assurer la planéité, avant la pose des cellules.

(Toutes dimensions en cm)

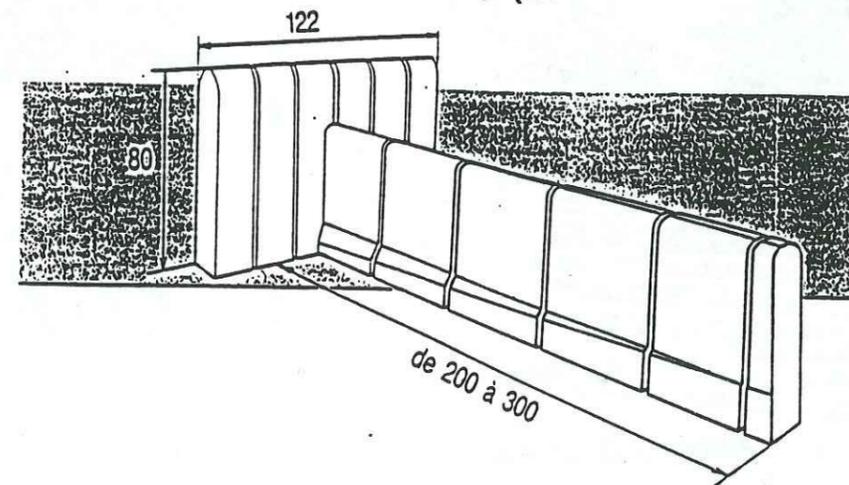


Figure 4:- L'élément du mur "ELIBA"

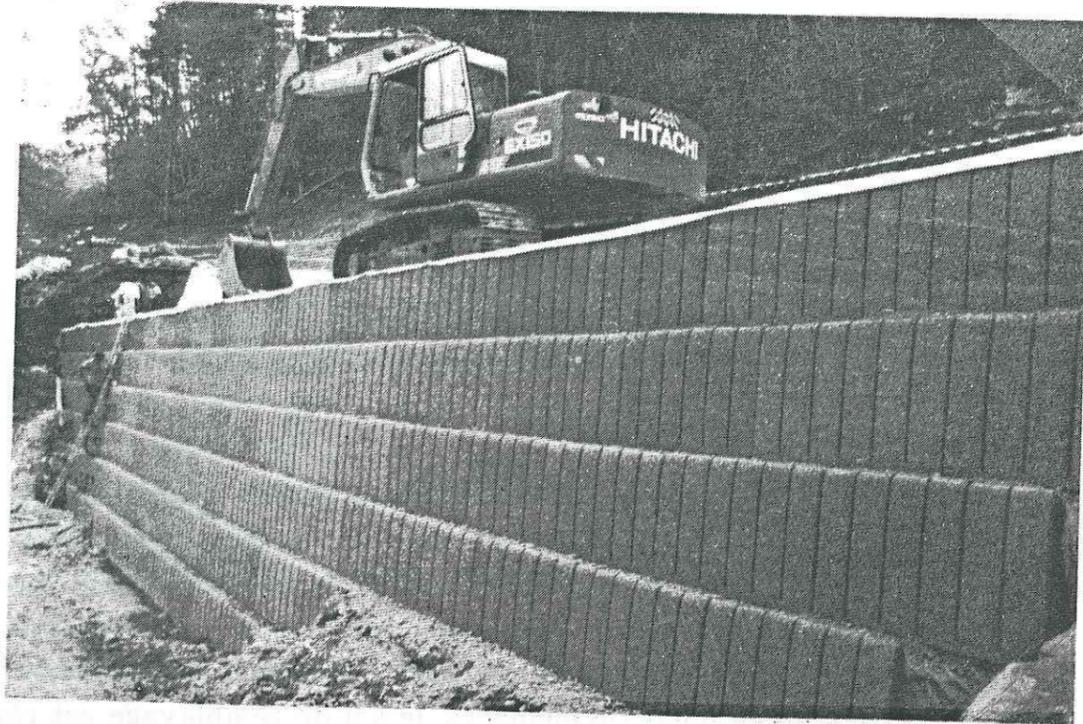


Photo 1: Vue du parement d'un mur ELIBA

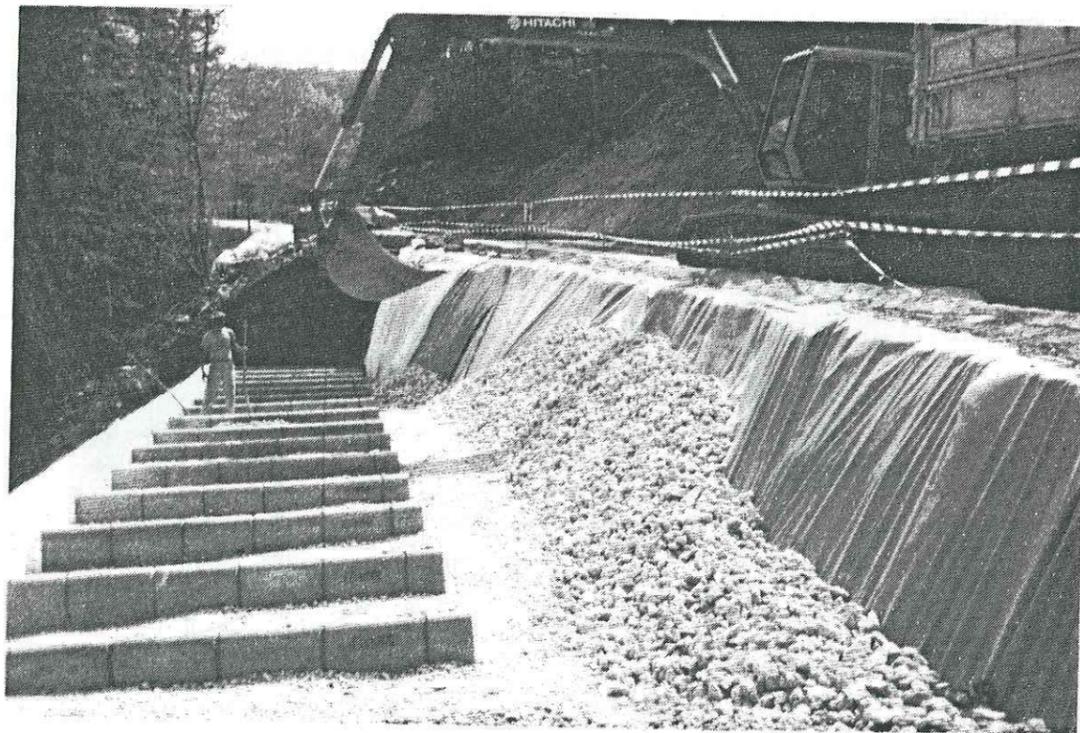


Photo 2: Mis en place des éléments ELIBA avec une pelle mécanique

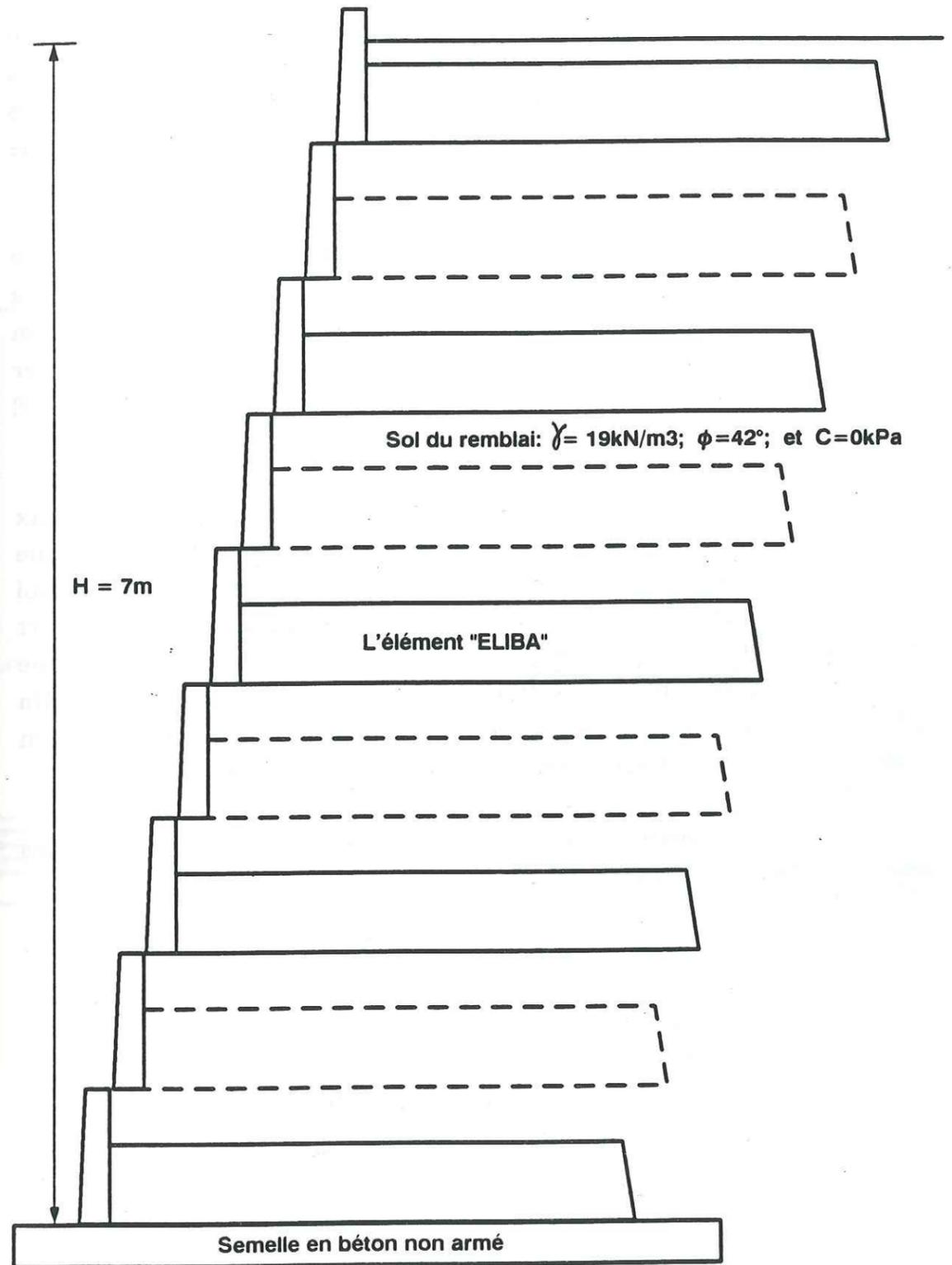


Figure 5:- Profil d'un mur ELIBA

Les Gabions

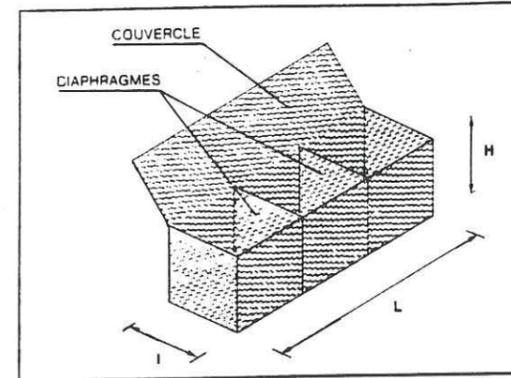
Les gabions représentent une solution pour la réalisation d'ouvrages de soutènement dans tous milieux ou conditions climatiques. Ce sont des structures modulaires constituées par des éléments parallélépipédiques en grillage d'acier à maille hexagonale double torsion remplis de pierres.

Le grillage métallique possède une grande résistance mécanique: le tissage à double torsion empêche les démaillages. La résistance aux agents du milieu est assurée par la haute galvanisation et éventuellement par un revêtement ultérieur en P.V.C. (ce dernier surtout pour les milieux marins ou particulièrement pollués), (FRANCE GABIONS).

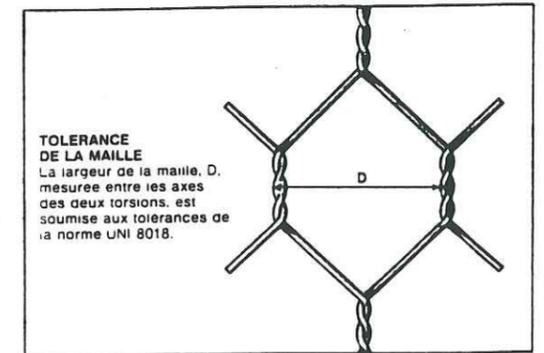
Sur chantier, les gabions sont assemblés et reliés les uns aux autres avec un fil de ligature ayant les mêmes caractéristiques que celles du grillage. Les grillages (figures 6) sont remplis de pierres qui ne sont ni friables ni gélives ayant un poids spécifique le plus fort possible. La dimension optimale de ces pierres est comprise entre une et deux fois la dimension inférieure de la maille du grillage, afin d'empêcher que les pierres ne sortent du grillage et pour avoir en même temps, un bon arrangement et donc une meilleure densité.

Une structure en gabions bien faite présente les caractéristiques suivantes:

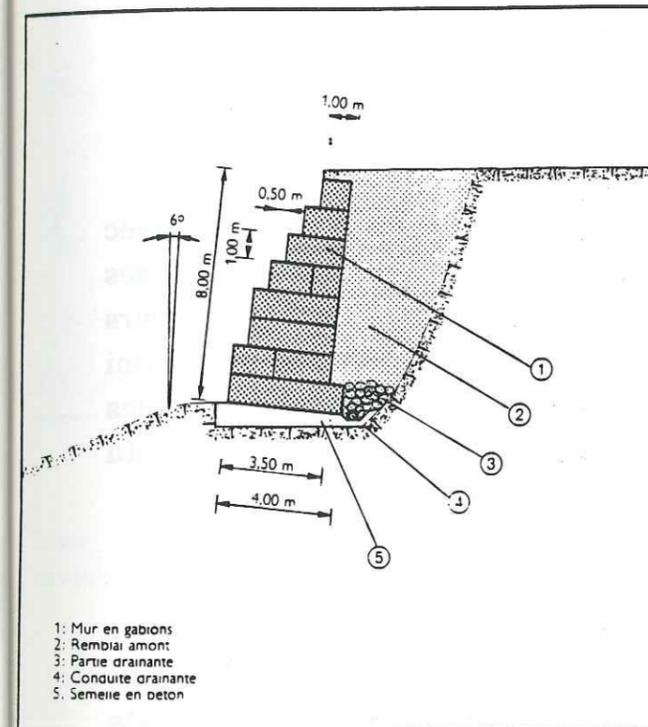
- une haute déformabilité qui permettra à la structure de s'adapter aux mouvements imprévus sans compromettre sa fonction de soutien; et
- une bonne résistance de l'ensemble grâce à sa grande masse et à la présence de son armature métallique résistante aux efforts de traction.



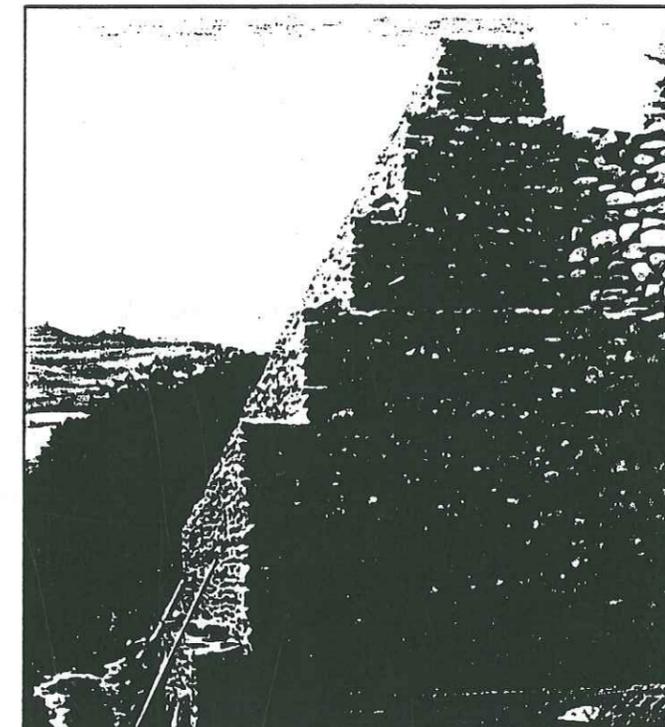
Le gabion boîte



La maille



Section d'un mur en gabions



Vue d'un mur en gabions

Figures 6:- Les gabions (d'après FRANCE GABIONS)

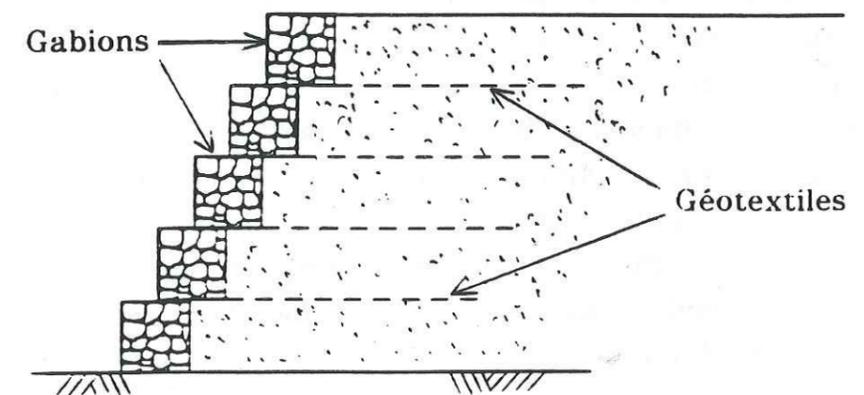


Figure 6':- Parement en gabions associés aux géotextiles .

L'assemblage et la mise en oeuvre des gabions constituent des opérations simples et économiques, la masse de l'ouvrage est fournie par des matériaux qui se trouvent souvent sur place (des concassés ou des galets selon les disponibilités). Les ouvrages en gabions sont principalement des murs de soutènement gravitaires, mais maintenant, il est envisagé d'utiliser des éléments de parement minces en gabions, ancrés dans le talus par des armatures en géotextile ou en géogrille (figure 6'). Les géogrilles peuvent aussi être envisagées pour constituer les gabions.

Parements gravitaires associés à un renforcement (éventuel)

- En ce qui concerne les éléments gravitaires associés avec des armatures géotextile ou autres, il faut noter que souvent, ces éléments peuvent être utilisés sans renforts pour les faibles hauteurs de mur et avec des renforts pour les hauteurs plus importantes. Parmi les exemples répondant à cette définition, on trouve les cellules "LOFFEL", "MURETVERT", "BETOFLOR", l'élément "DARMUR-S" du SOBETEX SYSTEM et le "PNEUSOL".

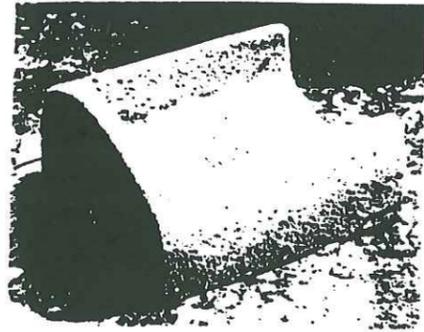
Les murs "LOFFEL"

En France, l'une des formes les plus connues d'éléments cellulaires utilisées pour construire des murs de soutènement est celle proposée par la société SILIFRANCE, "LA PIERRE LOFFEL". Le maître d'ouvrage d'autoroutes SCETAUROUTE a intensément utilisé ces éléments particulièrement pour les murs en aile et en retour de pont sur les autoroutes A7, A64 et A71. Cette technique est aussi très utilisée par les Directions Départementales de l'Équipement (17, 19, 33, 46, 87...) (inclinaison $\beta=70^\circ$). Plus récemment, ces éléments ont été utilisés dans le renforcement de quelques routes de la Savoie et de la Haute Savoie, et plus particulièrement à Brides les Bains dans les travaux d'aménagement avant les Jeux Olympiques d'Albertville (Février 1992), mais dans ce cas avec souvent un parement vertical (Figures 7 et 8 + Photos 8 et 9).

Sur le parement du mur, ces éléments ont une forme arrondie sur la partie haute et une forme droite horizontale sur la partie basse (figures 7.a). La forme arrondie minimise la surface de béton sur le parement et augmente l'espace végétalisable. Sa cavité favorise la rétention de l'eau et évite la consolidation des terres végétales, sa forme en bêche favorise la stabilité et permet aux racines de se développer dans le massif; et ses dimensions et son poids s'adaptent aux conditions de pose propres à ce type d'ouvrage (SILIFRANCE 1984).

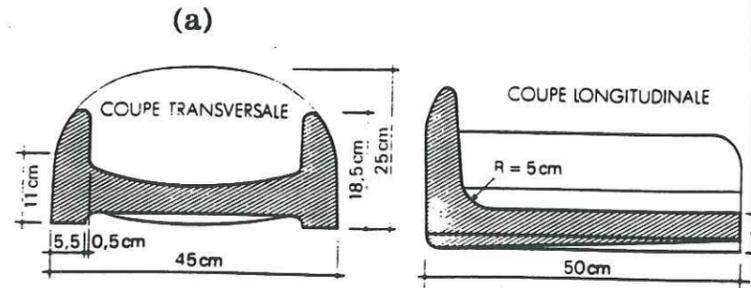
Ces éléments sont facilement modulables, on peut faire des murs en courbes convexes ou concaves (figures 7.b), et on peut avoir des inclinaisons de parement (β) allant généralement de 25° à 75° (figures 8.a), ou même verticale. Ces murs peuvent être posés sur des fondations différentes aussi (figures 8.b). Ces éléments sont de plus en plus utilisés maintenant en France.

La solution mur de soutènement avec parement cellulaire, apparaît donc comme économique, souple et efficace pour des soutènements de faible hauteur. Pour répondre au problème des soutènements de grande hauteur, la société LOFFEL a augmenté les dimensions de l'élément standard. Le "MEZZOLOFFEL" et le "SUPERLOFFEL" (figures 9.a et 9.b), et l'expérience dans ce domaine montre que ces éléments peuvent être associés avec efficacité pour des talus de grande hauteur, à des nappes textiles.



L'élément standard LOFFEL N° 1.

Dimensions de l'élément standard



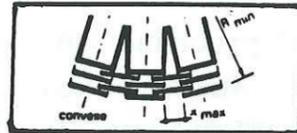
LES COURBES

(b)

Convexes

(b)

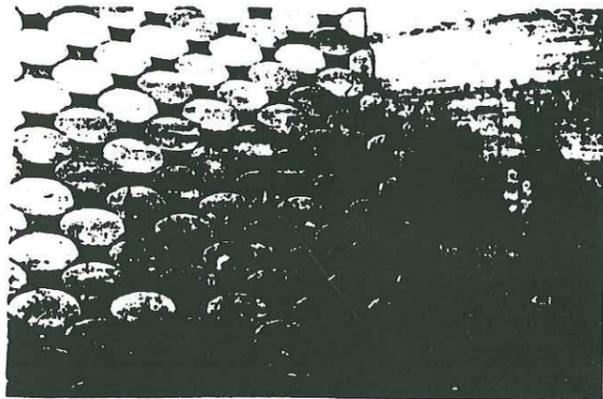
Concaves



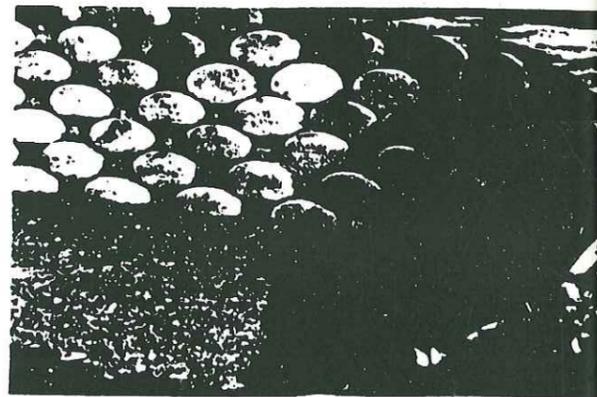
Définition de l'intervalle "x" dans le cas d'une courbe convexe.



Définition de "x" dans le cas d'une courbe concave.



Raccordement droit.

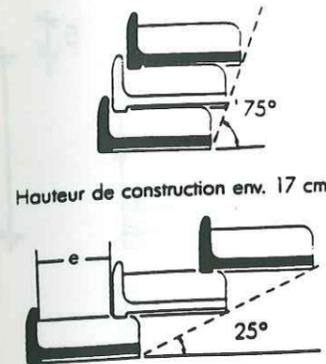


Séparation entre deux niveaux de parking.

Figures 7:- L'élément LOFFEL - L'élément standard; les courbes convexes et concaves (d'après SILIFRANCE)

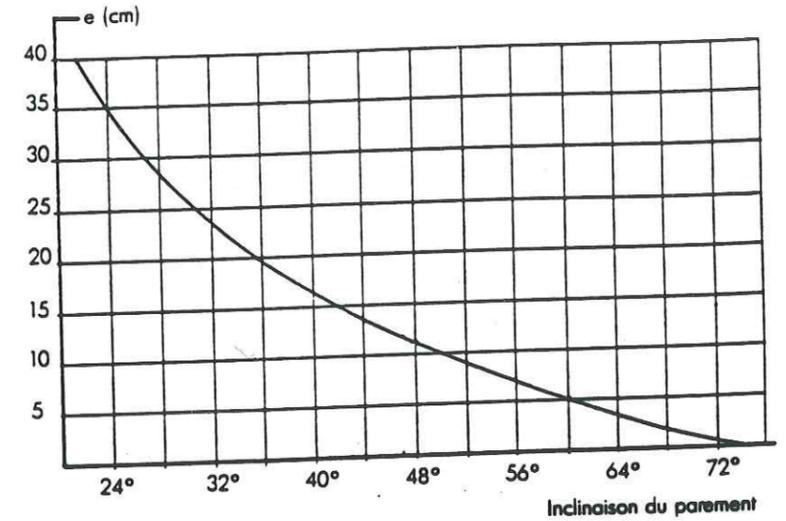
LES PENTES

(a) La pente s'adapte aux talus et aux raccordements limites. Le mur s'adapte à son environnement. Variation latérale de la pente entre 25 et 75°.



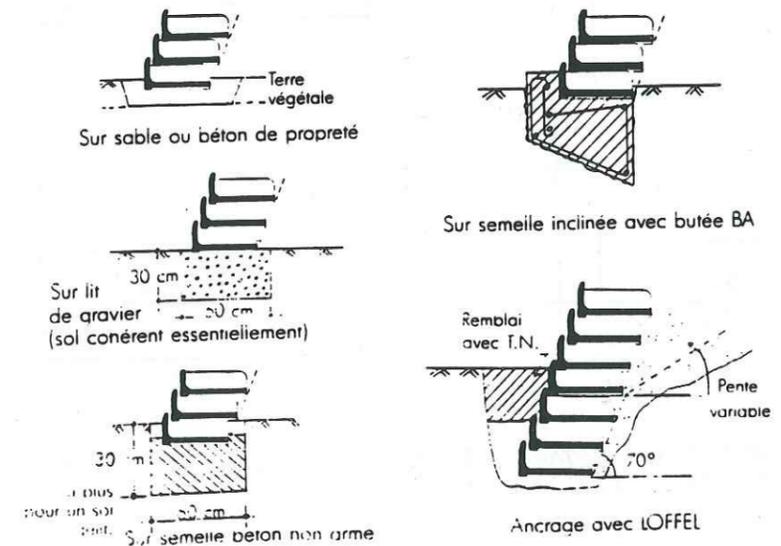
Hauteur de construction env. 17 cm

Définition de l'intervalle "e"



L'abaque ci-dessus permet de positionner directement les éléments pour une pente donnée.

LA FONDATION

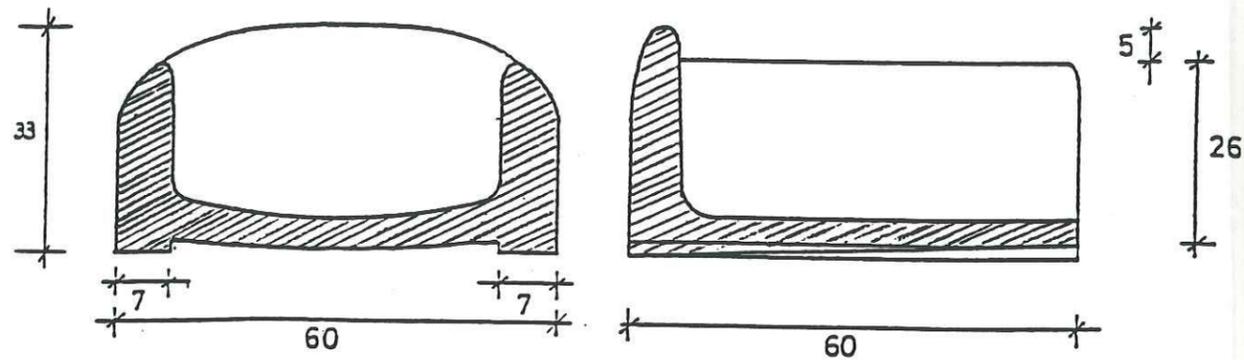


Figures 8:- L'élément LOFFEL - Les pentes et les différents types de fondations (d'après SILIFRANCE)

(a)

MEZZOLOFFEL

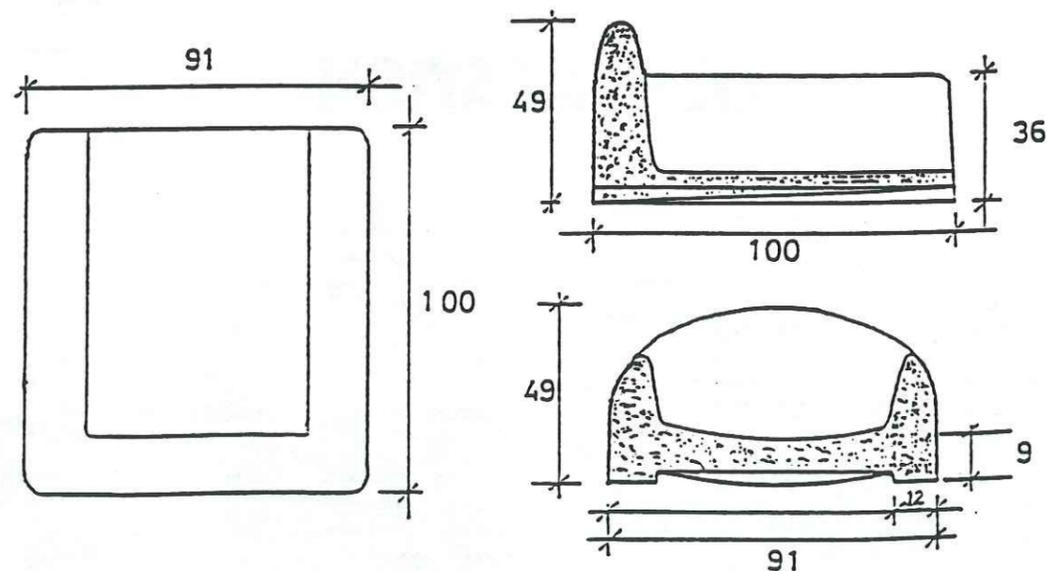
(Toutes dimensions en cm)



(b)

SUPERLOFFEL

L'ELEMENT SUPERLOFFEL

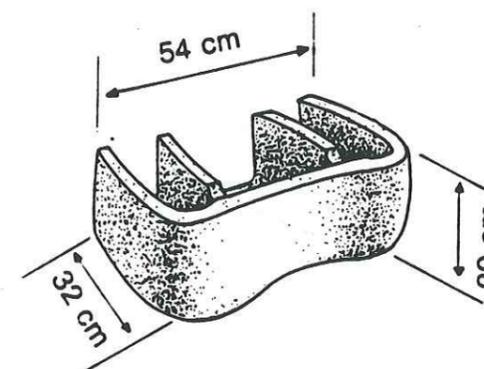


Figures 9:- Schémas des éléments MEZZOLOFFEL et SUPERLOFFEL (d'après SILIFRANCE)

L'élément "MURETVERT"

L'élément "MURETVERT" a été mis au point, par analogie avec le système fonctionnel LOFFEL qui a, depuis longtemps, fait ses preuves, par la société SILIFRANCE. L'élément est une pierre légère et maniable se prêtant tout particulièrement aux consolidations de talus de faible hauteur (figures 10). Cet élément se prête facilement à l'utilisation pour des murets de jardins droits, courbes ou à angle droit, verticaux ou inclinés. Les parements de ces murets peuvent être facilement végétalisés par des fleurs ou d'autres plantes, car l'élément a été conçu avec l'optique de favoriser au mieux possible cette végétalisation. La possibilité de décaler les éléments, facilite la construction des parements verticaux ou inclinés jusqu'à 45°. Les courbures des murs peuvent être convexes ou concaves, les angles, rentrants ou saillants.

MURETVERT L'ELEMENT

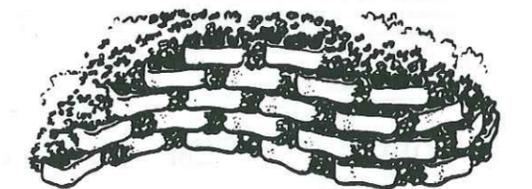
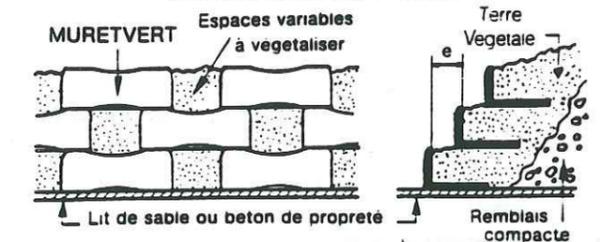


Poids de l'élément : 35 kg environ.

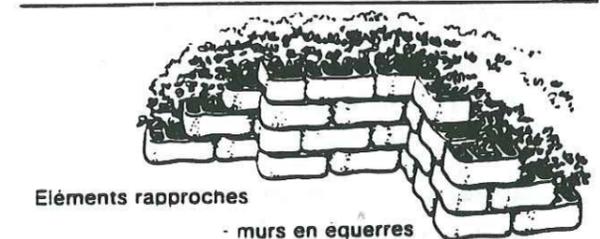
Nombre d'éléments par m² de mur : 6 à 9.

Couleurs : gris, ocre, brun.

CONSEILS de POSE



Eléments écartés - murs courbes



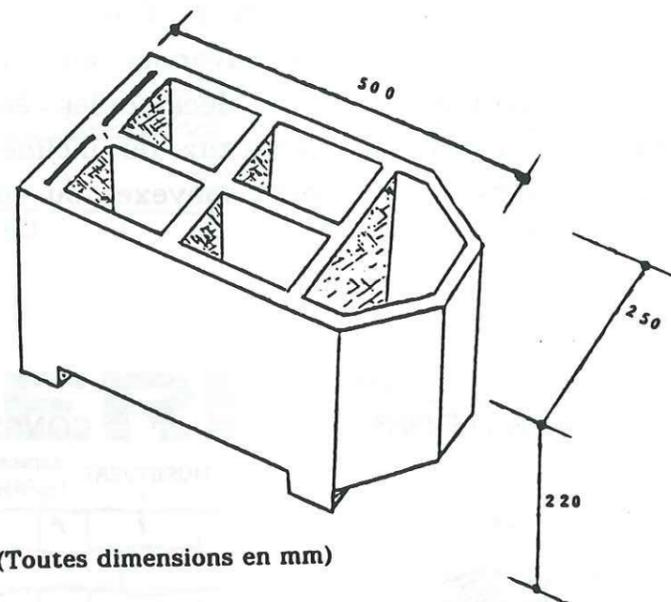
Eléments rapprochés

- murs en equerres

Figures 10:- L'élément MURETVERT et des conseils de pose (d'après SILIFRANCE)

L'élément "BETOFLOR"

L'élément "BETOFLOR" a été conçu sur des principes similaires à ceux qui ont fourni la base de conception des éléments LOFFEL. Cependant, les principales différences se trouvent dans la forme et la taille de la cellule (figure 11). La cellule BETOFLOR a cinq compartiments fermés sur tous les côtés sauf le haut, qui sont destinés à être remplis avec de la terre végétale. On peut utiliser ces cellules pour construire en particulier des murs anti-bruit.

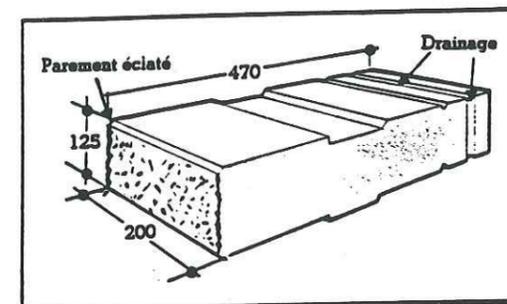
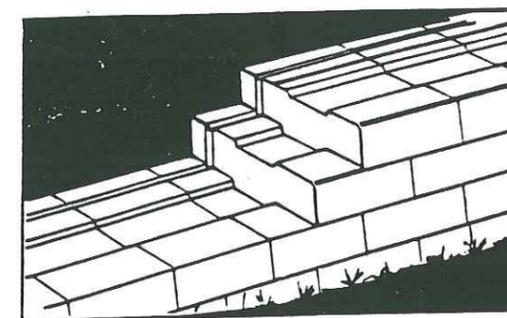


(Toutes dimensions en mm)

Figure 11:- L'élément BETOFLOR (d'après Le groupe BETOFLOR)

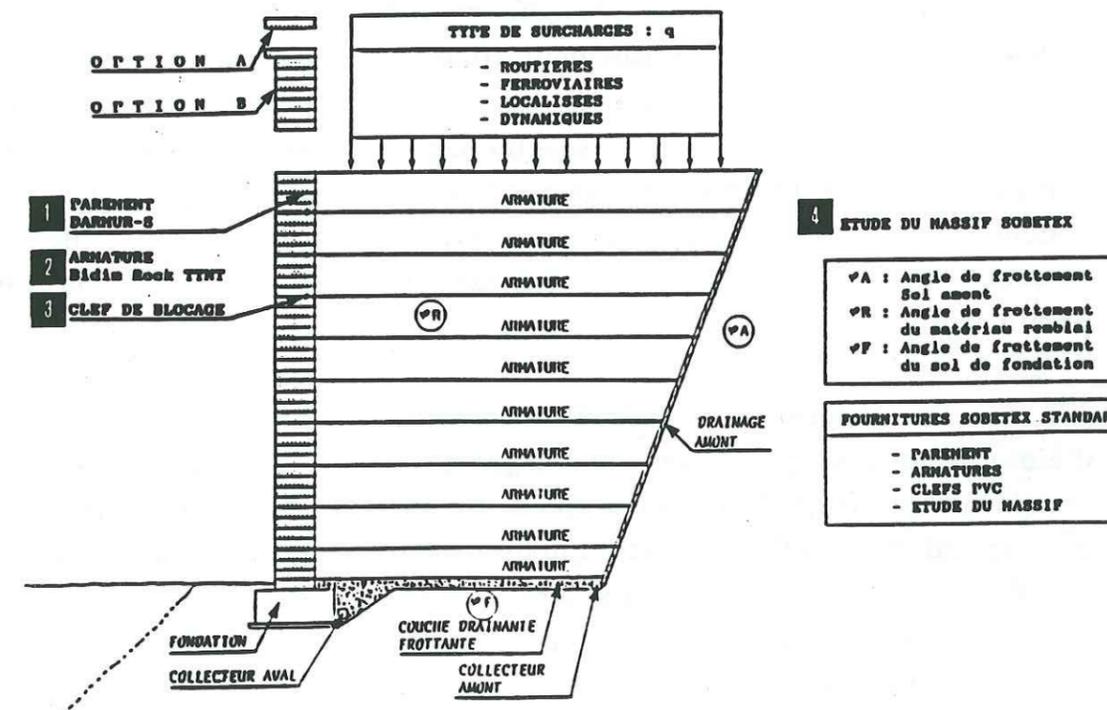
L'élément "DARMUR-S"

Le type de mur cellulaire de soutènement proposé par "SOBETEX SYSTEM" consiste en des petits blocs de béton préfabriqués appelés "DARMUR-S", qui sont faits de manière à ce qu'ils s'emboîtent facilement pendant la pose (figures 12), des armatures géotextile, et des clefs de blocage du géotextile éventuel entre les éléments. Le massif renforcé est monté couche par couche comme pour les autres techniques et les couches d'armatures géotextile sont espacées comme souhaité. Ce type de mur ne permet pas la végétalisation du parement et il est relativement moins modulable que les autres cités ci-dessus, il est très facile à poser en linéaire mais plus difficilement adaptable dans les courbes de petits rayons. Il peut être évidemment utilisé sans renforcement sur une faible hauteur.



L'ÉLÉMENT

- Nombre d'éléments au m² : 40.
- Poids de l'élément = 25 kg.
- Poids au m² = 1 000 kg.



Figures 12:- SOBETEX SYSTEM - Principe de fonctionnement (d'après SOBETEX SYSTEM)

Le "PNEUSOL"

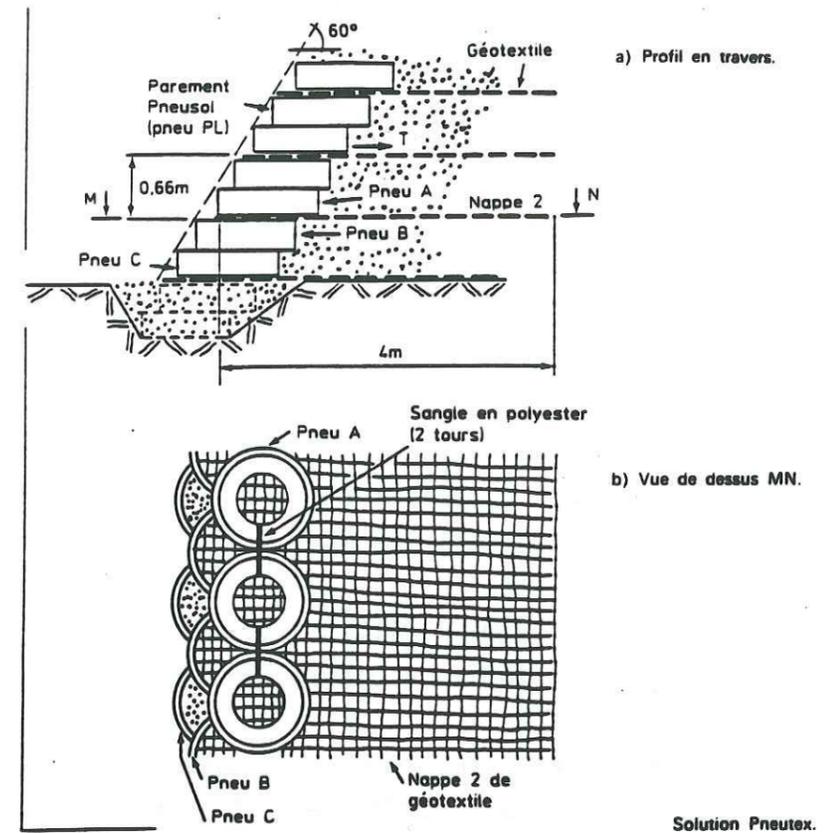
Le "PNEUSOL" est une nouvelle technique de soutènement qui a été mise au point en France par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC: N.T. LONG) avec la collaboration d'autres laboratoires des Ponts et Chaussées à Strasbourg, Clermont-Ferrand, Nancy, Aix et le Centre d'Expérimentations Routières (C.E.R.) de Rouen.

Cette technique associe l'utilisation de tout ou partie de vieux pneus (flancs, et/ou bande de roulement), liés linéairement ou en nappes susceptibles de supporter des efforts de traction importants, à celle de sols de toutes natures. Les renforts en pneumatique n'exigent aucun critère granulométrique particulier du sol, l'interaction pneu-sol ne reposant pas exclusivement sur le frottement comme pour les ouvrages renforcés par des géotextiles ou pour la Terre Armée.

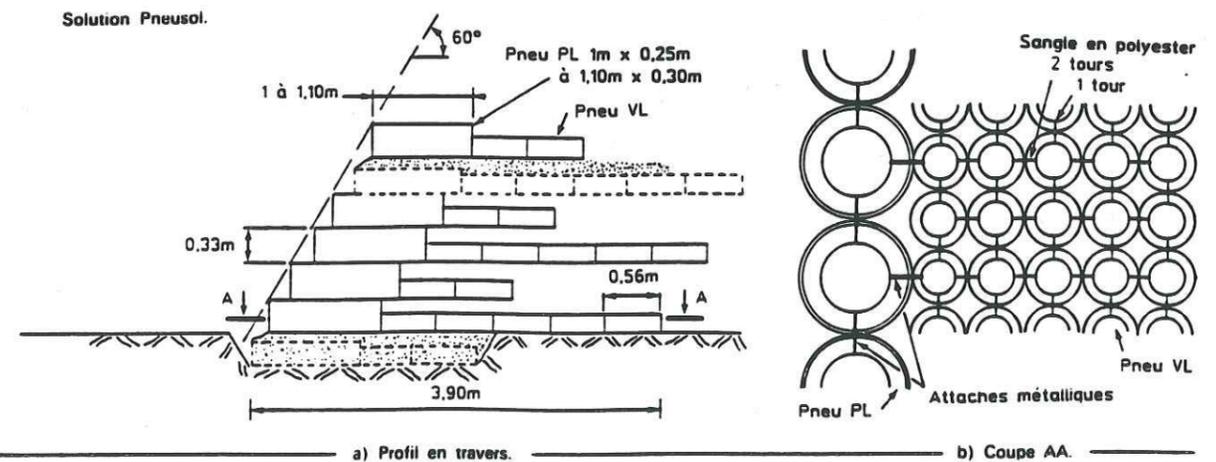
En fait on distingue plusieurs techniques où le pneu est utilisé soit en parement uniquement (figure 13) associé à des nappes de géotextiles dans le massif, soit dans tous le massif de soutènement (figure 14). Les couches de pneumatiques sont remplies de sol compacté, ou les couches de pneus liés entre eux sont isolées des couches de sol alternées par des géotextiles et jouent alors le rôle de remblais allégés. Le parement est en éléments en béton ou en pneumatiques.

En général, le PNEUSOL présente l'avantage, outre celui d'aider à la résorption des décharges de vieux pneus, de pouvoir améliorer les propriétés mécaniques du sol soit dans une direction correspondant à celle suivant laquelle le matériau est le plus sollicité (bandes linéaires), soit de manière orthotrope de révolution dans toutes les directions du plan (chaîne continue d'éléments mélangée au sol de remblai) LONG (1985).

Afin de permettre un bon compactage du matériau de remblai à l'intérieur du pneumatique, celui-ci est découpé en trois éléments, deux flancs et une bande de roulement pour profiter des tringles et des nappes d'armatures.



Figures 13:- Pneux en parement uniquement associés aux nappes de géotextiles (d'après MATHIEU et MARCHAL)



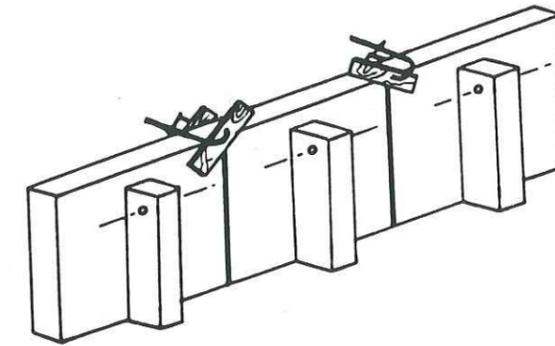
Figures 14:- Pneux dans tous le massif de soutènement (d'après MATHIEU et MARCHAL)

On trouve différentes technologies de parements:

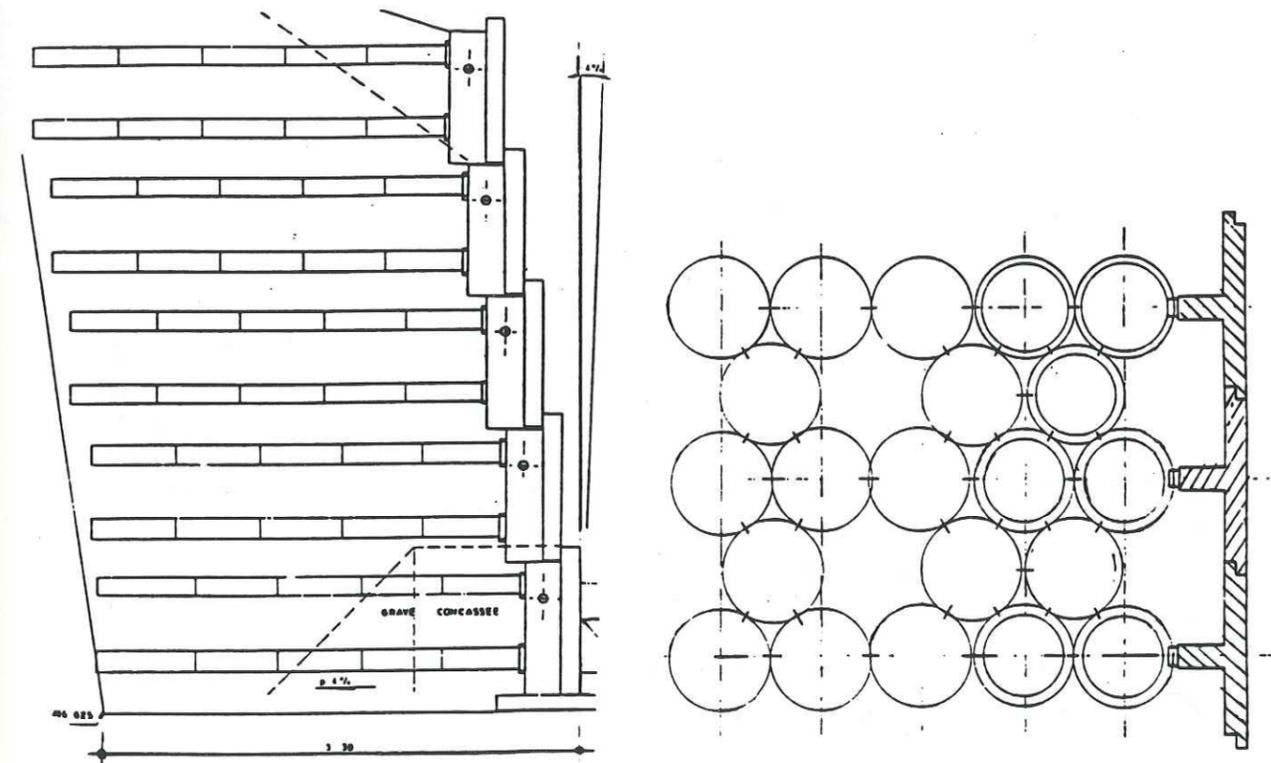
Dans un massif en Pneusol, le parement empêche la terre de s'éroder entre les nappes horizontales ou les bandes linéaires et permet de donner à l'ouvrage la forme voulue. Le parement joue un rôle mécanique beaucoup moins important que les renforts; pourtant, il doit présenter les caractéristiques suivantes:

- premièrement, il doit être résistant, car il supporte les efforts au voisinage immédiat de l'extrémité de l'ouvrage;
- il doit être flexible pour conserver au pneusol sa qualité de souplesse;
- il doit ensuite être esthétique car l'aspect de l'ouvrage en dépend; et
- enfin, il doit être constitué d'éléments préfabriqués permettant une construction simple et rapide.

Les éléments du parement présentent des formes, des dimensions et des sections variées selon la volonté du concepteur, du maître d'oeuvre et la destination de l'ouvrage. Ce parement peut être en pneumatique comme nous l'avons montré ci dessus (figures 13 et 14), mais on peut aussi utiliser des éléments en béton préfabriqué. Les figures 15 montrent un type d'élément de parement en béton préfabriqué et la liaison avec le renfort pneumatique.



Plaques avec serre joints



Disposition des renforcements

Figures 15:- Le système PNEUSOL (d'après NGUYEN-THANH-LONG)

Parements non gravitaires

- Les parements, qui sont des éléments non-gravitaires, de faible épaisseur, doivent être utilisés toujours en association avec des renforts qui assurent l'ancrage du parement. Ces renforts sont souvent métalliques mais peuvent être des géosynthétiques aussi. La "TERRE ARMÉE", le "TER-VOILE", et le "WEBSOL FRICTIONAL ANCHOR SYSTEM", sont trois exemples de ce type.

La "TERRE ARMÉE"

La "TERRE ARMÉE" est une technique de soutènement qui a été développée et brevetée en France par H. VIDAL pendant les années 60. Depuis, la technique s'est largement développée et son utilisation est très fréquente pour la construction d'ouvrages de soutènement et de culées de pont.

La TERRE ARMÉE est obtenue en associant un matériau naturel pulvérulent, la terre, et des éléments linéaires en bandes métalliques résistant aux efforts de traction, les armatures. Son principe:- Un sol à granulométrie contrôlée est associé à des armatures métalliques en bandes de haute adhérence. La forte résistance d'ancrage est obtenue par mobilisation de la dilatance du sol (densité compactée supérieure à la densité critique) autour de la bande de renfort. Il en résulte un matériau avec une cohésion anisotrope dans la direction des armatures, très résistant, économique, souple et facile à mettre en oeuvre. L'ouvrage est terminé sur son extrémité aval par un parement en écailles de béton destiné à retenir les grains de sol entre les lits d'armatures (figure 16.a).

Les armatures sont constituées par des plats, souvent en acier galvanisé, de 5mm d'épaisseur, ou dans certains cas particuliers en alliage d'aluminium (murs de quai en eau de mer), ou en acier inoxydable. Le parement est constitué par des écailles de béton préfabriquées, communément cruciformes, de 1,50 x 1,50m, séparées par des joints qui assurent le jeu, rendant admissibles les tassements différentiels. La terre est mise en place au fur et à mesure de la montée du parement par couches de 37,5cm, l'épaisseur correspondant

à la mi-distance entre deux lits d'armatures (figures 16.b et 16.c) - La Terre Armée S.A. (1974).

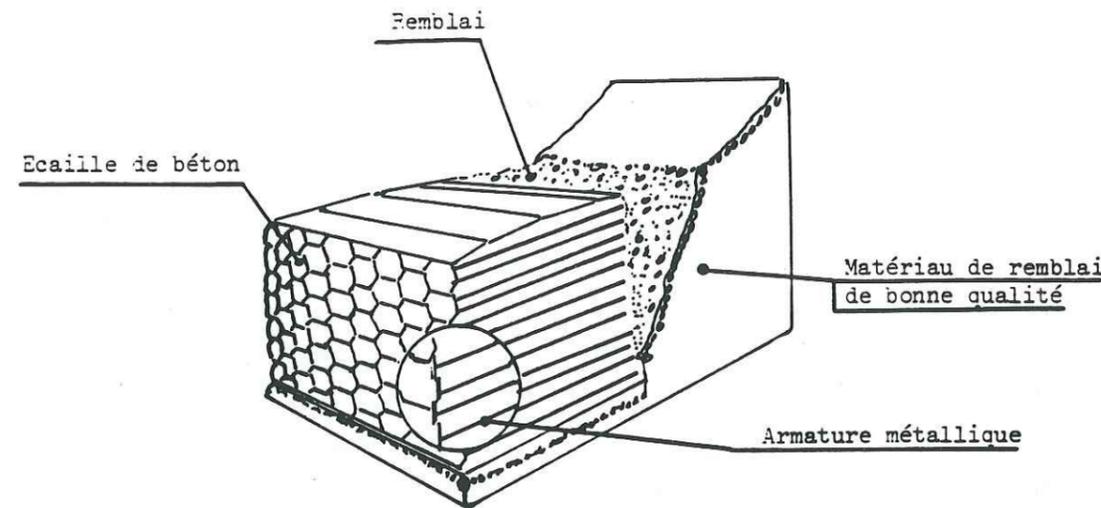
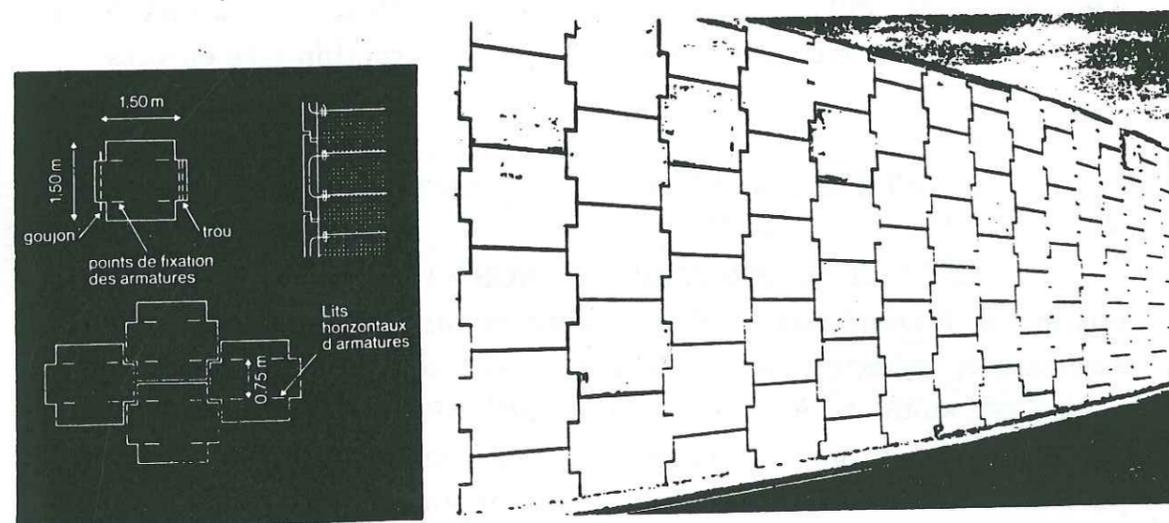


Figure 16.a:- Vue éclatée d'un massif en TERRE ARMÉE (d'après LA TERRE ARMÉE S.A.)



Figures 16.b et 16.c:- Dimensions d'un élément de parement et Vue d'un mur en TERRE ARMÉE (d'après LA TERRE ARMÉE S.A.)

La technique "TER-VOILE"

"TER-VOILE" est une technologie de réalisation des massifs de soutènement en voile mince, développée au Québec, Canada, assurant sa stabilité par l'étroite interdépendance de la masse à retenir et des éléments structuraux. Ces massifs sont capables de résister aux sollicitations verticales et horizontales.

L'élément structural de base est une cellule qui se caractérise par le parement et les encastremets. Il y a la structure cellulaire ouverte (figures 17.a, b et c), qui est un voile mince en tôle ou treillis en forme de "U" avec l'ouverture vers le sol renforcé. La structure fermée (figure 17.d) est constituée d'un parement en tôle, treillis, béton ou bois avec des étriers comme encastremets. Ces derniers représentent la fermeture fictive de la cellule.

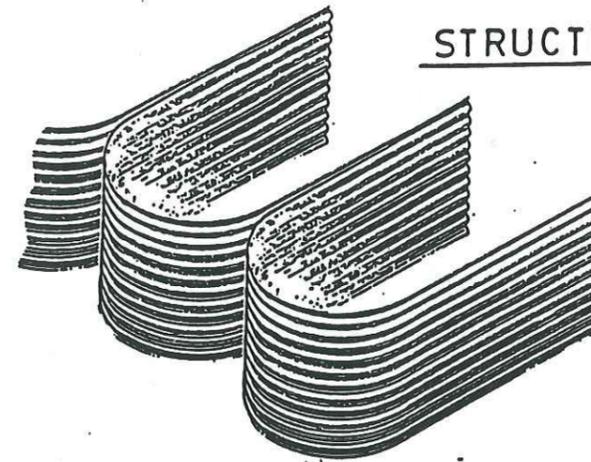
Le procédé TER-VOILE est basé sur le phénomène de voûtes dans le plan horizontal, s'appuyant sur les contreforts pour les cellules ouvertes et sur le frettage du sol pour les cellules fictivement fermées. Le fonctionnement et la structure de la cellule font appel à des matériaux de caractéristiques mécaniques de traction très élevées.

Le "WEBSOL FRICTIONAL ANCHOR SYSTEM"

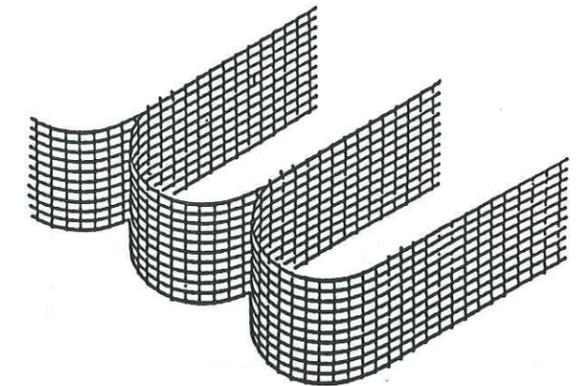
Le "WEBSOL FRICTIONAL ANCHOR SYSTEM" a été conçu et mis sur le marché par le "Soil Structures International Ltd", Londres, Angleterre; et agréé par le "British Board of Agrément". Le principe utilisé est similaire à celui de la TERRE ARMEE, avec comme seules exceptions: la forme de l'écaille en béton armé préfabriquée pour le parement, et les armatures utilisées pour ancrer le parement dans le sol renforcé. Le WEBSOL SYSTEM est basé sur l'utilisation de bandes d'armatures "Paraweb" qui sont des fibres multicordes en polyester enrobées de polyéthylène, liées d'une part aux barres d'ancrage en acier en amont du massif de sol renforcé et d'autre part aux écaïlles du parement (figures 18). L'ancrage du parement est assuré par le frottement sur les bandes d'armatures dans le sol renforcé, qui sont à leur tour reliées aux barres d'ancrage situées au bout amont dans le sol renforcé (figure 18.d). Les murs de ce type sont en générale

verticaux et peuvent être utilisés comme murs de soutènement, murs en aile ou de retour de pont.

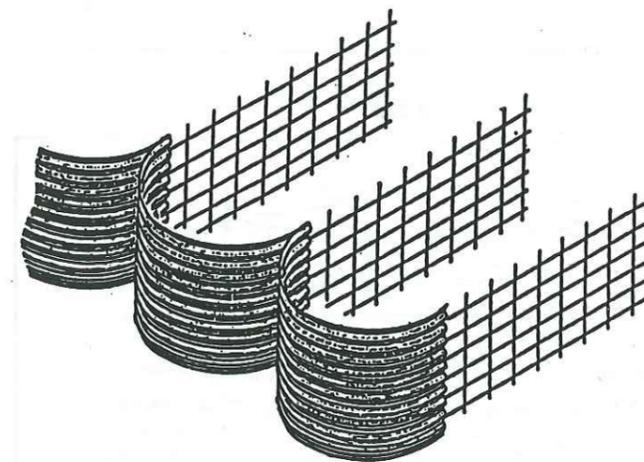
STRUCTURES DE BASE



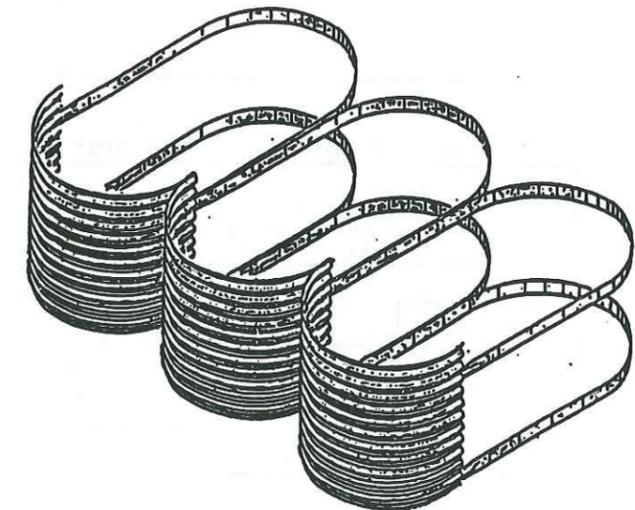
a) TER-VOILE (TOLE)



b) TER-VOILE (TREILLIS)



c) TER-VOILE (TOLE/TREILLIS)

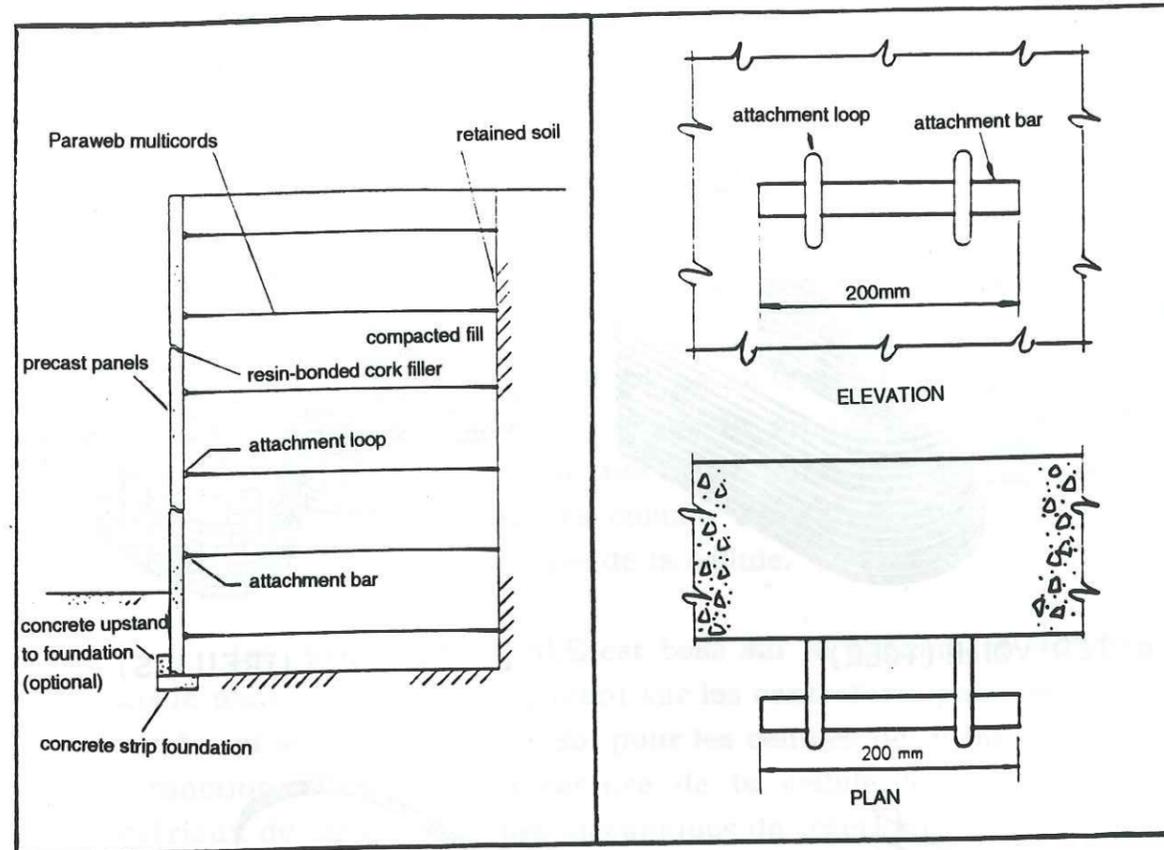


d) TER-VOILE (TOLE/BRETELLES)

Figures 17:- TER-VOILE - Structures de base (a), (b) et (c) Cellules ouvertes; (d) Cellule fermée (d'après TER-VOILE géostructures inc., CANADA.)

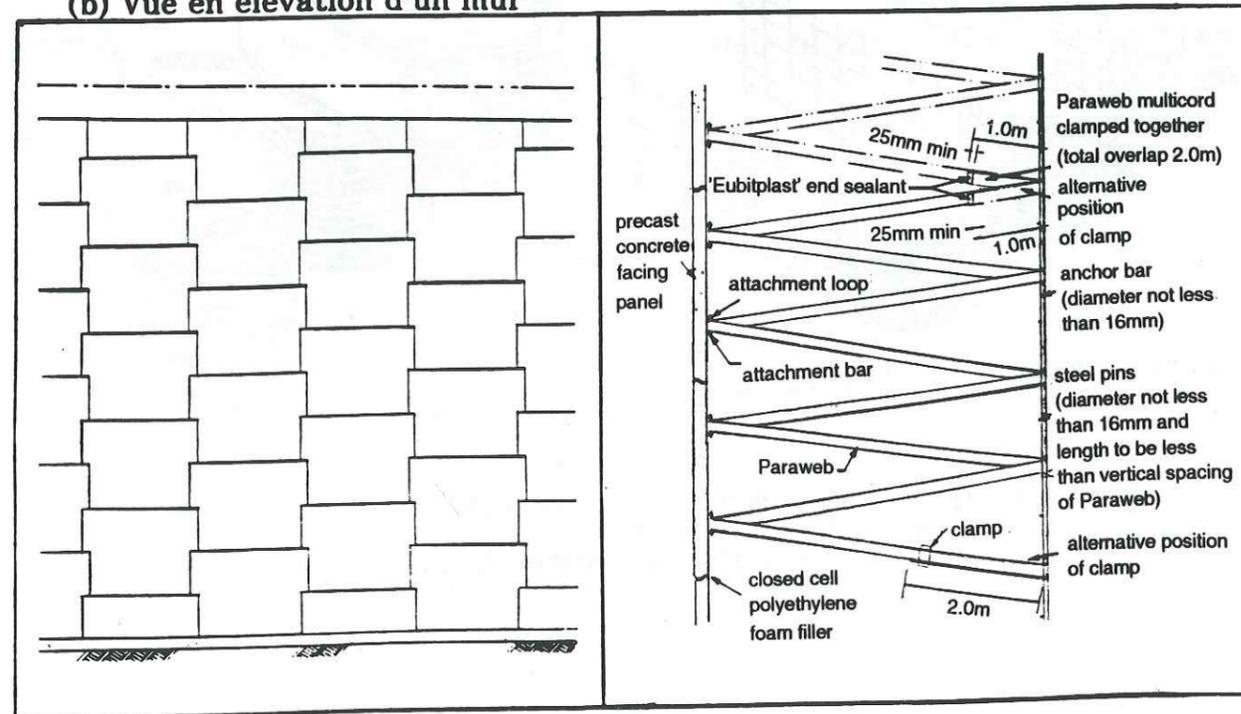
(a) Section typique

(c) Détail d'attachement



(b) Vue en élévation d'un mur

(d) Plan



Motivation de la recherche présentée

L'efficacité d'un renforcement de massif par géotextile n'est plus à prouver. Mais le développement de l'utilisation de cette technique passe par le développement de parements esthétiques, déformables et, si possible, participant à la stabilité, dans la mesure où l'ensemble de l'ouvrage doit rester concurrentiel d'un point de vue économique. Nous avons présenté ici quelques techniques de parements liés aux armatures de renforcement.

Nous allons maintenant focaliser notre étude sur le cas des murs cellulaires associés à des armatures en nappes horizontales, car cette technique intéresse plus précisément Scetauroute avec lequel nous avons une action de recherche contractuelle. Notre modélisation des cellules de parement restera générale, même si la référence in-situ serait plus spécifiquement les cellules Loffel.

Sur ce type de cellule, nous disposons d'une expérience in-situ importante, et même de cas extrêmes pathologiques qui peuvent orienter les recherches:

* Défaut de fondation d'un mur Loffel sur l'A26

Ce mur de retour d'ouvrage d'art était construit sur le terrain naturel en pente sans fondation. Seule la partie inférieure du mur cellulaire était renforcée. La géométrie de ce parement était tridimensionnellement complexe. Quelques temps après sa construction, on observa une rupture d'une partie du parement (photos 3-6).

On peut voir sur les photographies que les nappes d'armatures sont restées en place après la rupture, il n'y a donc pas eu rupture des renforts. De toute évidence, c'est le manque de fondation qui est la cause de rupture, en demeurant très localisée, mais le manque de renforts dans la partie supérieure du massif a contribué à la rupture brutale du parement.

Figures 18:- Le WEBSOL FRICTIONAL ANCHOR SYSTEM (d'après Soil Structures International Ltd.)

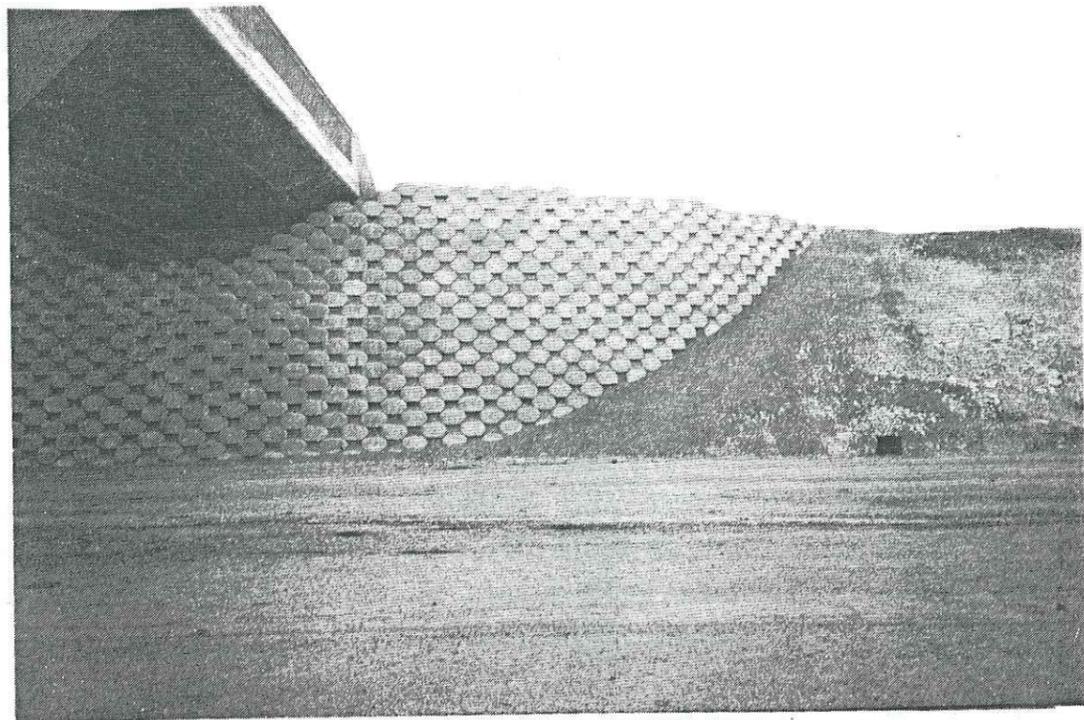


Photo 3: Vue d'une partie du parement après sa construction

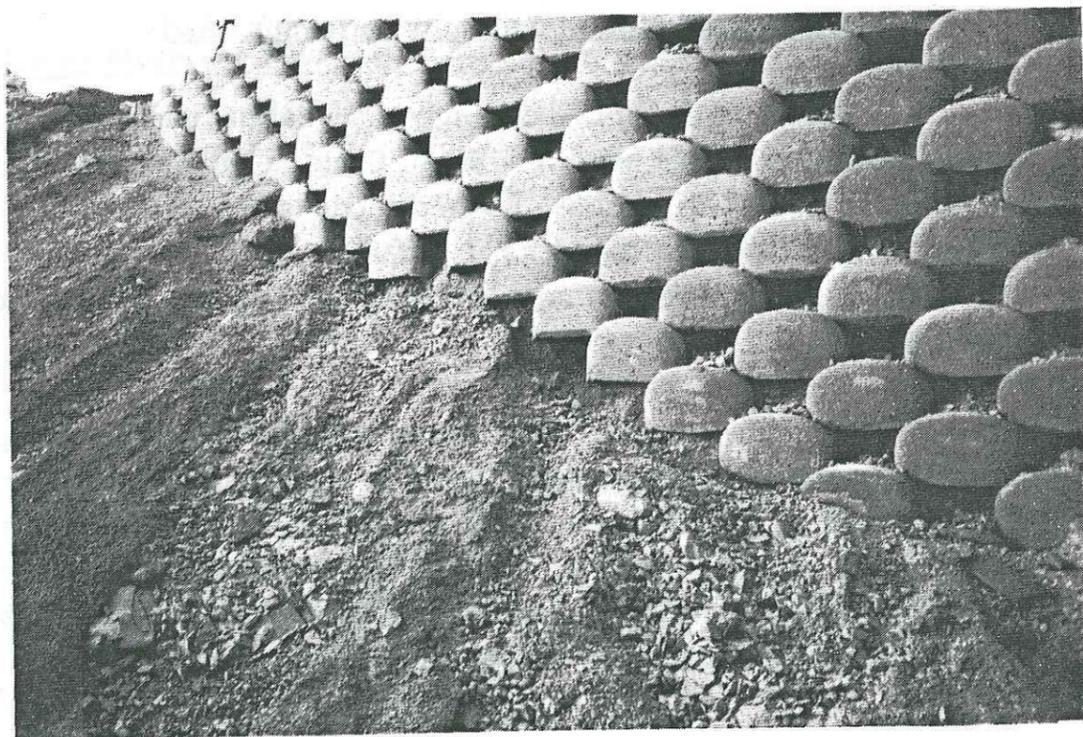


Photo 4: Vue de la base d'une partie du parement

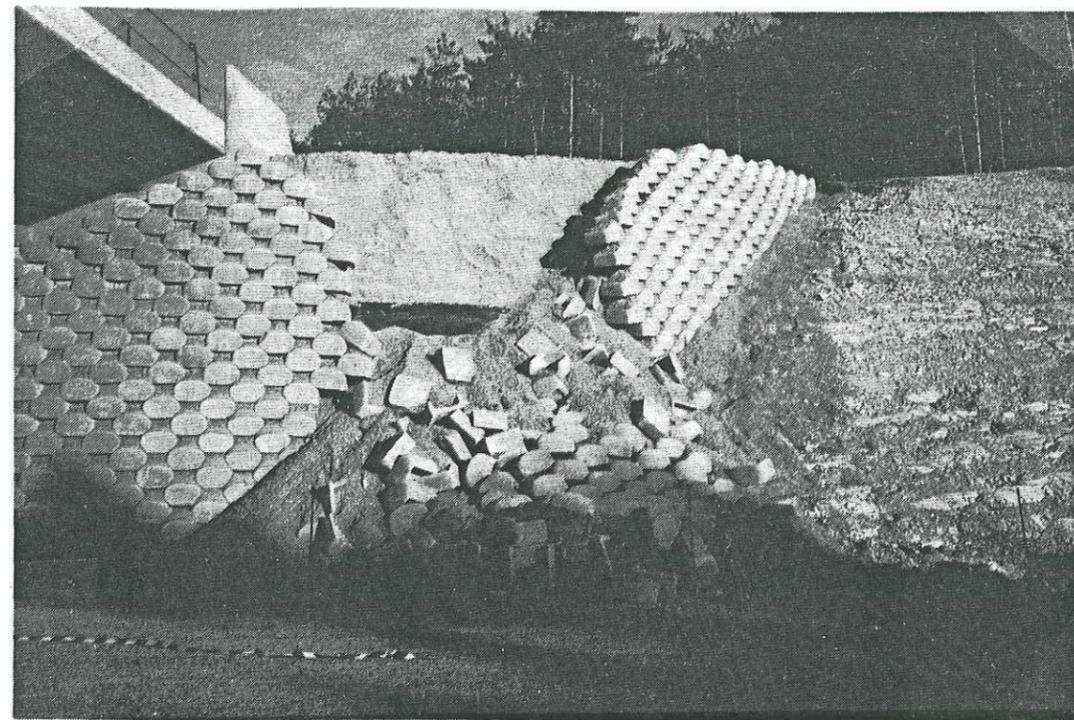


Photo 5: Vue de la rupture d'une partie du parement

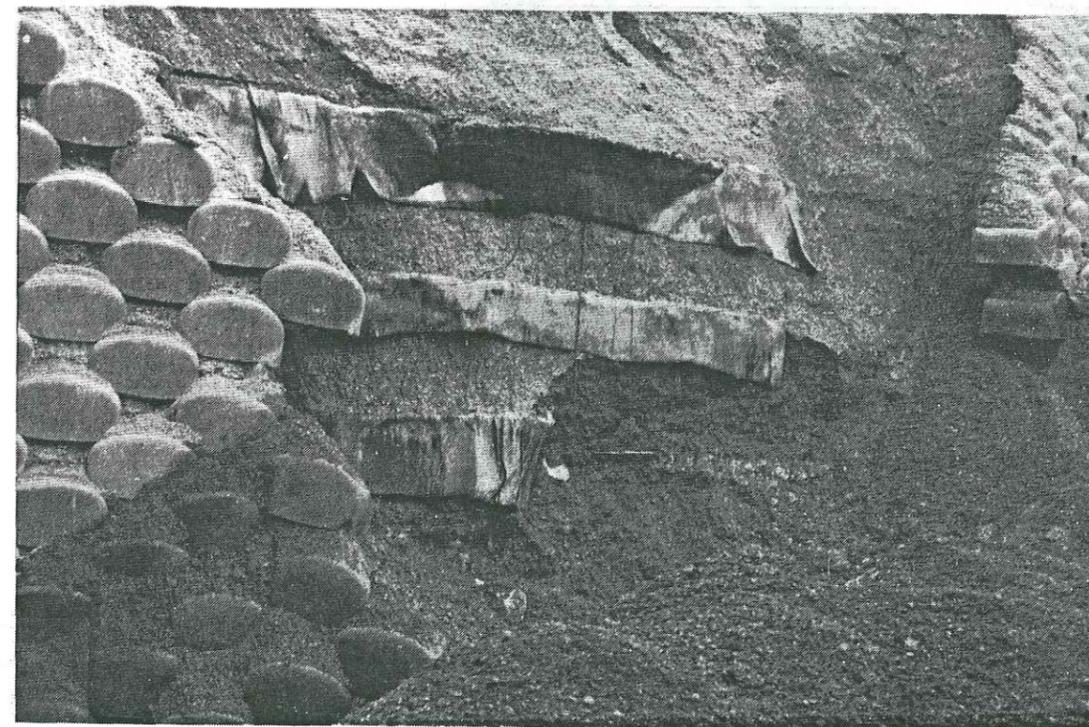


Photo 6: Vue des armatures qui sont restées en place après la rupture

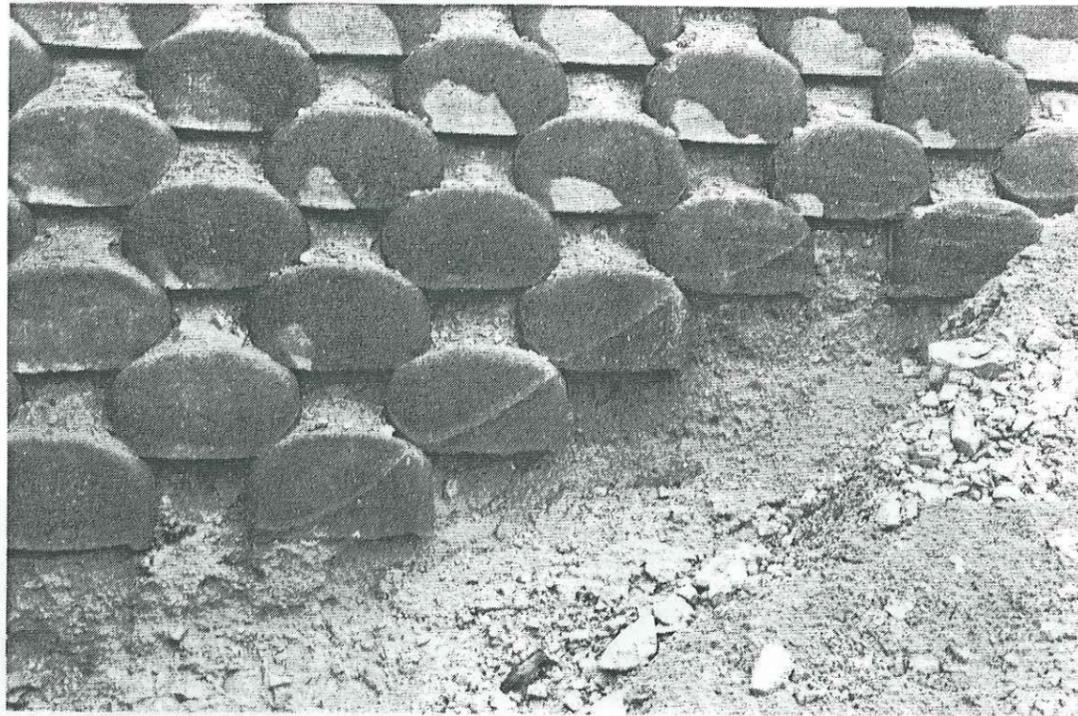


Photo 7: Une partie de la base du mur (On remarquera le manque de fondation en béton)

*** Cisaillement de cellules - Brides les Bains (près de Couchevel)**

Ce cas est moins spectaculaire que le cas précédant. Ce mur à parement vertical, encore en place, est d'une hauteur impressionnante (hauteur $H > 10m$). Il est renforcé par des nappes de géotextiles régulièrement espacées dans toute la hauteur du massif.

Quelques semaines après sa construction, des fissures ont été constatées sur quelques cellules qui se trouvaient en partie basse du massif (photos 7-10). Ces cellules apparemment n'ont pas pu résister au cisaillement lié à la descente de charges. La charge du massif au dessus de ces cellules était peut être trop élevée pour ces éléments de Mezzoloffel en béton non armé. Le mur était donc, peut être trop haut pour les éléments utilisés sur le parement.

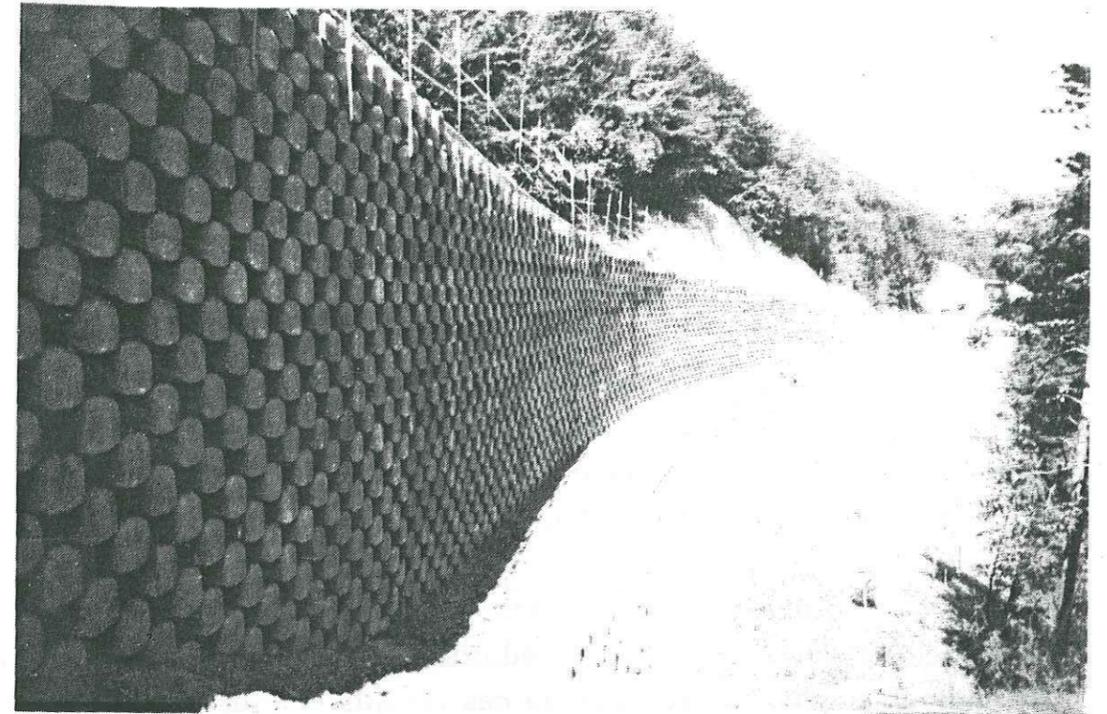


Photo 8: Vue du parement du mur à Brides Les Bains

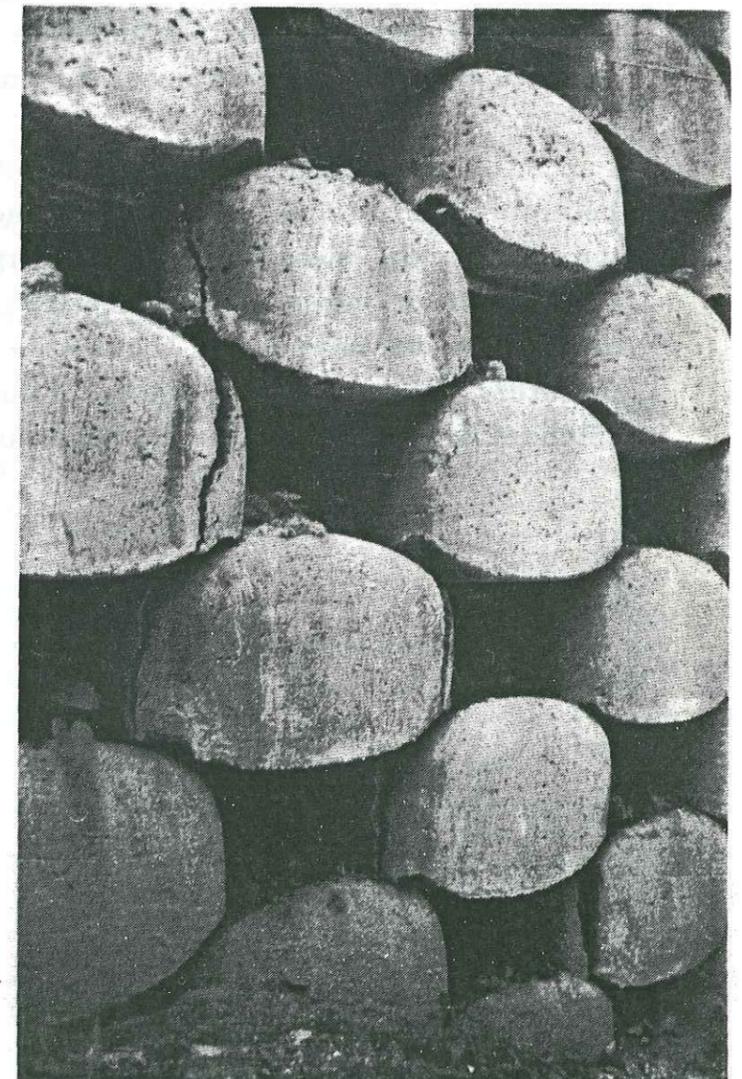


Photo 9: Vue de quelques fissures sur les cellules en partie basse du massif

Ces deux exemples mettent en valeur les manques théoriques qui existent quant aux charges reprises par ces murs cellulaires, et au phénomène complexe de liaison parement - mur cellulaire.

Le but de notre Recherche

Le travail présenté dans ce mémoire s'inscrit dans la continuité d'études effectuées sur les géosynthétiques, dans l'équipe R3G à l'I.R.I.G.M. de l'Université Joseph Fourier à Grenoble, sous la direction du Professeur J-P. GOURC.

Ce qui est présenté dans ce mémoire est le résultat d'une recherche à partir de modèles réduits bidimensionnels, pour analyser le comportement à la rupture de ces massifs et plus particulièrement pour définir la part de stabilité due à chacune des deux parties de l'ouvrage, le mur cellulaire et le sol renforcé par des géosynthétiques. L'ingénieur sera en effet très intéressé par une estimation du gain de sécurité apporté par le parement cellulaire.

Nous montrerons l'influence du parement en éléments de béton préfabriqués ou en géosynthétiques et aussi l'influence de divers paramètres du massif comme la largeur de la partie renforcée, l'inclinaison du parement, l'espacement entre les nappes et la tension de rupture des nappes sur la stabilité des ouvrages de soutènement renforcés par nappes superposées. Nous comptons ainsi contribuer à l'élaboration d'une méthode de dimensionnement de ce type d'ouvrage.

Chapitre I

LE CALCUL DES OUVRAGES RENFORCES PAR DES NAPPES GEOSYNTHETIQUES

- I.1 Introduction 38
- I.2 Le massif type 39
- I.3 La stabilité externe 40
- I.4 Calcul de la stabilité externe du massif 41
 - I.4.1 Forces externes au massif en sol renforcé 41
 - I.4.2 La stabilité au glissement 42
 - I.4.3 La stabilité au renversement 44
 - I.4.4 Condition de non-traction à la base du massif renforcé 45
 - I.4.5 La stabilité au poinçonnement de la fondation 46
- I.5 La stabilité interne 50
 - I.5.1 La méthode des perturbations pour un massif de sol non renforcé (généralités) 51
 - I.5.1.a Les équations générales pour la méthode des tranches 53
 - I.5.1.b Equilibre d'une tranche (i) 54
 - I.5.1.c Conditions aux limites de la zone active 57
 - I.5.1.d Calcul du coefficient de sécurité F_s 57
 - I.5.1.e Bilan des inconnus et des équations 59
 - Choix de l'effort N_{oi} à perturber 60
 - Choix de la fonction de perturbation 63
 - I.5.1.f L'équilibre global de la zone active 63
 - I.5.2 La méthode des perturbations pour un massif de sol renforcé - Calcul du coefficient de sécurité F_{sc} 64
 - I.5.2.a Equilibre d'une tranche (i) 64
 - I.5.2.b Choix de l'effort normal non perturbé (N_{oi}) à la base du massif 66
 - I.5.2.c Equilibre global de la zone active 66
 - I.5.3 La méthode "Double-Blocs" 67
 - I.5.3.a Les hypothèses du calcul 69
 - I.5.3.b La méthode "Double-Blocs" - Application sol renforcé 70
 - (i) Calcul des tensions α_j 71
 - (ii) Calcul de stabilité
 - (a) Principe général 71
 - (b) Utilisation de la méthode pour valider les expériences en modèle réduit 71
 - I.5.3.c Calcul de la force horizontale P_R 72

Chapitre I

LE CALCUL DES OUVRAGES RENFORCES PAR DES NAPPES GEOSYNTHETIQUES

I.1 Introduction

Il y a beaucoup de méthodes utilisées pour l'analyse de la stabilité des ouvrages en sol renforcé. En général, on peut les diviser en trois groupes.

Le premier groupe comporte les approches qui s'inspirent des méthodes d'équilibre limite développées pour les ouvrages non renforcés. Les différences proviennent des hypothèses faites en ce qui concerne:

- (i) l'équilibre externe;
- (ii) la ligne de glissement critique;
- (iii) l'équilibre local d'une armature isolée (l'équilibre interne).

Le deuxième groupe comporte les approches numériques qui sont souvent de type "éléments finis" ou "différences finies" HIRD et PYRAH (1990). Les lois de comportement des matériaux utilisés sont relativement précises et elles représentent donc, le comportement particulier d'un ouvrage. On peut prévoir qu'avec l'évolution rapide du matériel et des connaissances informatiques, ce type d'approche aura un développement à la fois important et très intéressant dans l'avenir.

Le problème traité à partir de la théorie du calcul à la rupture est étudié dans le troisième groupe. On distingue l'approche où une modélisation séparée du sol et des renforts est utilisée (A. ANTHOINE 1990), et l'autre où l'homogénéisation du sol composite considéré comme un milieu renforcé périodiquement (de BUHAN et al 1987) est utilisée.

Le premier groupe de méthodes est le plus utilisé puisqu'en ce moment elles sont les plus adaptées à l'étude du dimensionnement des ouvrages. Il y a, à ce jour, de nombreuses contributions à l'évolution de ce type d'approche. Toutes les méthodes de calcul que nous utiliserons

dans la suite de ce travail se situeront dans le cadre de ce premier groupe.

I.2 Le massif type

Dans le cadre de ce chapitre, nous n'envisagerons qu'un massif en sol renforcé schématisé (figure I.2) sous la forme simple suivante:

- renforcement sous forme de nappes horizontales de même longueur L = Lg, et espacées verticalement de ΔH;
- nappes de renfort de tension à la rupture αr;
- parement incliné à β, sans structure de parement prise en compte (dans le chapitre II, on envisagera les modifications dues aux parements cellulaires).

Pour les calculs, une surcharge verticale q uniformément répartie sur la surface libre du massif peut être considérée.

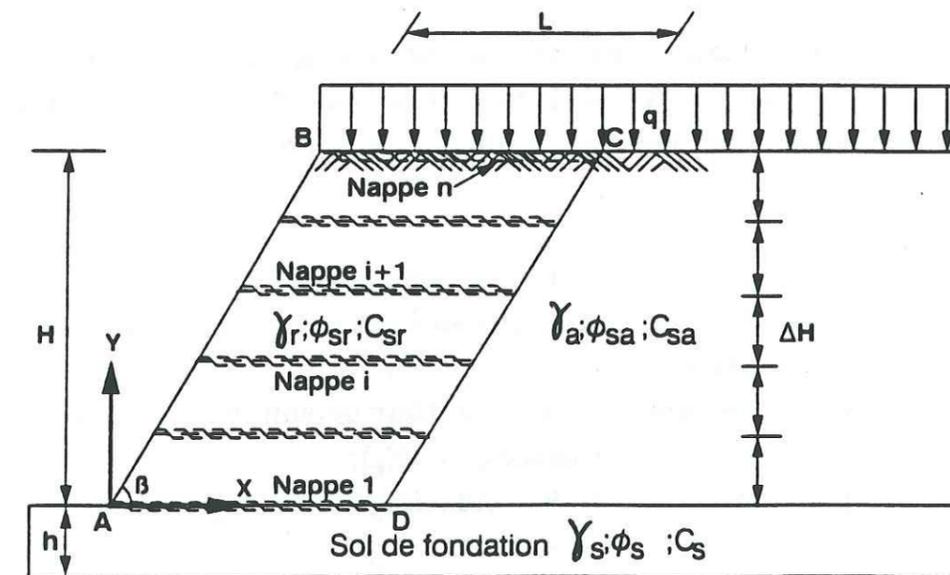


Figure I.2.- Définition du massif type

Le sol du massif renforcé est homogène avec ses caractéristiques: γ_r , ϕ_{sr} et C_{sr} . Le sol à l'amont du massif renforcé peut être différent du premier mais il est supposé homogène avec ses caractéristiques: γ_a , ϕ_{sa} et C_{sa} . Le massif est fondé sur une couche de sol ayant les mêmes caractéristiques mécaniques que le sol à l'amont, (ϕ_s , ϕ_s et C_s) d'épaisseur h .

Dans nos modèles, nous avons utilisé le même sol pulvérulent, non cohérent pour la fondation, pour le massif renforcé et pour le sol en amont, nous avons donc les caractéristiques $\gamma_a = \gamma_r = \gamma_s$, $\phi_{sa} = \phi_{sr} = \phi_s$ et $C_{sa} = C_{sr} = C_s = 0$.

Traditionnellement, le calcul de la stabilité d'un massif de soutènement renforcé comporte:

- une étude de la stabilité externe
- une autre, de la stabilité interne.

I.3 La stabilité externe

Le dimensionnement externe est celui généralement utilisé pour des murs de soutènement classiques (des murs de soutènement rigides, gravitaires et autres). Le massif en sol renforcé est considéré comme monolithique.

Trois mécanismes de rupture sont envisagés:

- le glissement du massif sur sa base avec son coefficient de sécurité associé (F_g);
- le renversement du massif autour de son pied aval avec son coefficient de sécurité associé (F_r);
- le poinçonnement de la fondation du massif avec son coefficient de sécurité associé (F_p).

$F_g=1,5$ et $F_r=1,5$ sont les valeurs classiquement retenues en dimensionnement dans le cas d'un ouvrage permanent, mais nous ne travaillerons que sur les ouvrages dans les conditions de rupture.

On vérifiera aussi qu'il n'y a pas de traction dans le sol de fondation au pied amont (point D) du massif (figure I.2).

Dans ces calculs, les caractéristiques de l'armature n'interviennent pas sauf, à la base du massif pour la vérification de la stabilité au glissement où l'on peut utiliser comme angle de frottement à la base ϕ_b , angle de frottement sol sur sol ($\phi_b = \phi_s$) ou un angle de frottement sol sur géosynthétique ($\phi_b = \phi_g$) pour la condition d'interface, suivant le positionnement de la surface de rupture. Dans tous nos massifs renforcés, il existe une couche d'armature à la base donc, nous avons utilisé pour nos calculs $\phi_b = \phi_g$. Lorsque nous avons calculé la stabilité du parement seul, nous avons pris $\phi_b = \phi_c = 18^\circ$, où ϕ_c est le frottement du béton des cellules sur le sol.

I.4 Calcul de la stabilité externe du massif

I.4.1 Forces externes au massif en sol renforcé

Ce calcul est fait suivant l'hypothèse classique propre au calcul des murs de soutènement. Le massif est supposé monolithique, soumis à la poussée des terres sur sa face arrière (Figure I.4.3). L'inclinaison de cette poussée P_γ par rapport à la normale de l'écran amont, δ , reste inconnue. Sa valeur varie entre 0 et ϕ_s (le frottement interne du sol amont). Le plus souvent dans le cas des murs de soutènement gravitaires en béton, avec un parement intérieur rectiligne, une valeur de $\delta = 2\phi_s/3$ est adoptée. Nous avons utilisé dans tous nos calculs, la valeur $\delta = +\phi_s$, le contact se faisant sol sur sol.

L'intensité de la poussée s'écrit:

$$|\vec{P}_\gamma| = P_\gamma = \int_0^l (K_{a\gamma} \cdot \gamma_s \cdot s) ds = \frac{1}{2} K_{a\gamma} \cdot \gamma_s \cdot l^2$$

La longueur de l'écran $l = H/\sin\beta$, et $K_{a\gamma}$ le coefficient de poussée oblique, fonction de β , δ , et ϕ_s est obtenu à partir des tables de CAQUOT et al.(1973).

Convention: les composantes des vecteurs \vec{V} (indicées: $V_{x,y,z}$) sont des valeurs algébriques, dans le repère (x, y, z).

La poussée des terres par mètre longueur:

$$\vec{P}_\gamma \begin{cases} P_{\gamma x} = -P_\gamma \cdot \cos(\delta + \beta - \pi/2) \\ P_{\gamma y} = -P_\gamma \cdot \sin(\delta + \beta - \pi/2) \\ P_{\gamma z} = 0 \end{cases} \quad P_\gamma > 0$$

La résultante des forces volumiques par mètre longueur:

$$\vec{W} \begin{cases} W_x = 0 \\ W_y = -W \\ W_z = 0 \end{cases} \quad W > 0$$

$$W = \gamma_s \cdot H \cdot L.$$

Il faut noter que nous n'avons pas inclus une éventuelle action sismique dans le calcul parce qu'il n'y a eu aucune simulation de sollicitation sismique des modèles.

$$\begin{aligned} M_{Az}(W) &= X_w \cdot W_y = -X_w \cdot W \\ X_w &= \frac{1}{2}(H/\text{tg}\beta + L) \quad ; \quad Y_w = H/2 \\ X_p &= L + l \cdot \cos\beta/3 \quad ; \quad Y_p = l \cdot \sin\beta/3 = H/3. \end{aligned}$$

I.4.2 La stabilité au glissement

$$\begin{aligned} F_{(\text{glissement})} &= F_g = \frac{(\sum \text{efforts verticaux}) \cdot \text{tg}\phi_g}{\sum \text{efforts horizontaux}} \\ &= \frac{|W_y + P_{\gamma y}| \cdot \text{tg}\phi_g}{|P_{\gamma x}|} \end{aligned}$$

ϕ_g : Angle de frottement du sol de base-géosynthétique.
Si $F_g \geq 1$ la stabilité au glissement sera assurée.

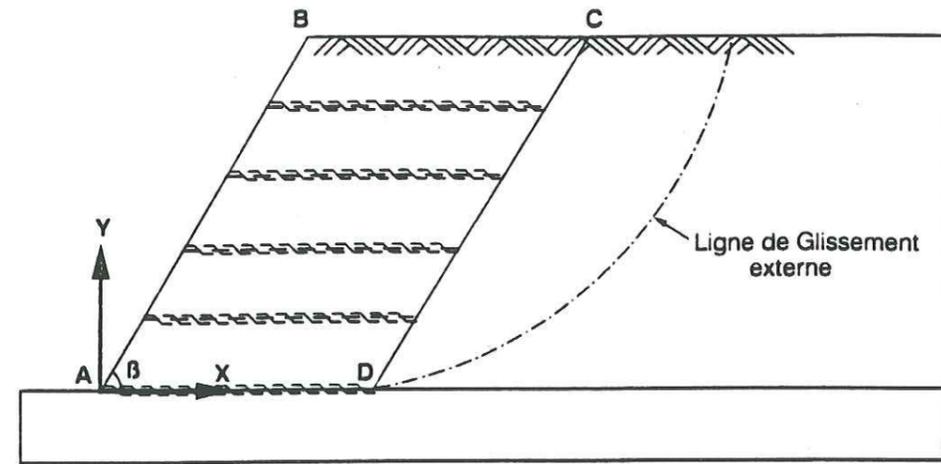


Figure 1.4.2.a:- Utilisation d'une méthode de type "Stabilité des Pentes" pour étudier la stabilité externe au glissement

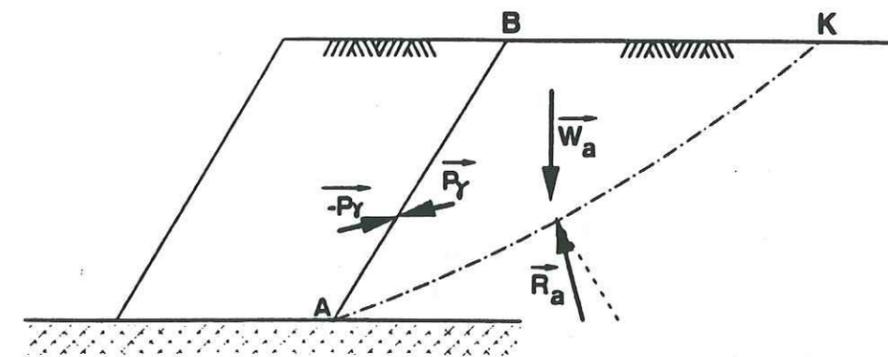


Figure 1.4.2.b:- Equilibre de la poussée amont (stabilité externe) d'après GOTTELAND (1991)

$$\text{Torseur } \tau(-P_\gamma, W_a, R_a) = 0$$

GOTTELAND (1991) a présenté une autre approche de la stabilité au glissement qui consiste à étudier la stabilité externe des massifs en considérant une ligne de glissement extérieure à la zone renforcée, et tangentant la base du massif renforcé (figure I.4.1.b). L'avantage, est de ne pas nécessiter l'introduction d'un coefficient de poussée $K_{a\gamma}$ issu de tables.

Le coefficient de sécurité obtenu est légèrement différent du coefficient de sécurité au glissement obtenu par la méthode traditionnelle.

I.4.3 La stabilité au renversement

On fait référence à la figure I.4.3 pour ce calcul.

$$F^{(\text{renversement})} = F_r = - \frac{M_{AZ} \text{ stabilisateurs (négatifs)}}{M_{AZ} \text{ renversants (positifs)}} = - \frac{(W_y \cdot X_w + P_{\gamma y} \cdot X_p)}{(-P_{\gamma x} \cdot Y_p)} \quad \text{si } P_{\gamma y} < 0$$

La stabilité au renversement sera assurée si $F_r \geq 1$.

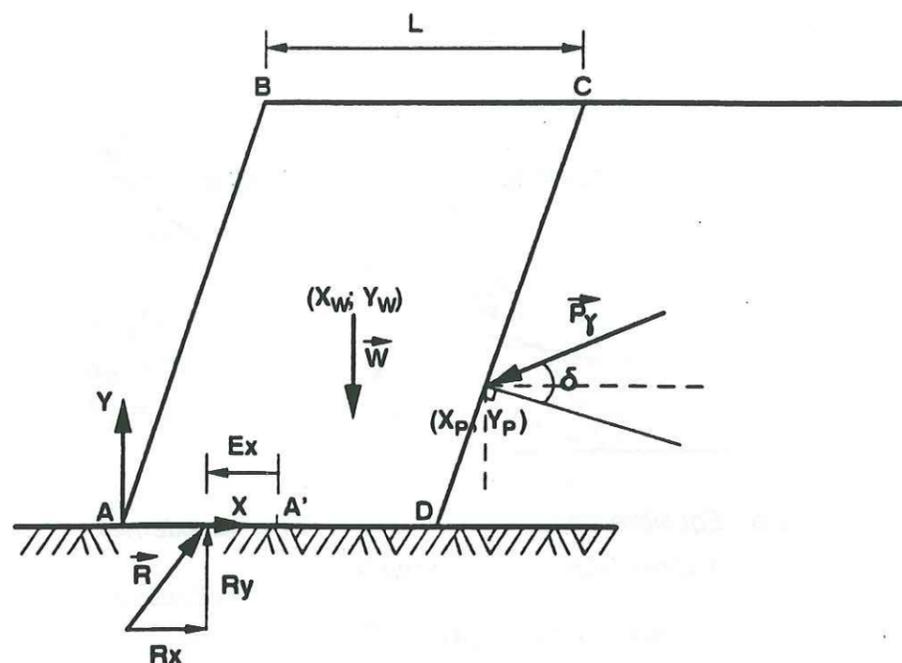


Figure I.4.3:- Stabilité au renversement, et Condition de non traction à la base du massif renforcé

Remarque: Très souvent, la stabilité au glissement ($F_g \geq 1$) est plus restrictive que la stabilité au renversement ($F_r > 1$). Comme indiqué par BORDAIRON (1986), seuls les massifs à parement vertical ($\beta = 90^\circ$) avec une faible largeur L peuvent présenter prioritairement un risque d'instabilité au renversement.

I.4.4 Condition de non-traction à la base du massif renforcé

Afin de vérifier la condition de non-traction au point D à la base du massif renforcé, il faut d'abord calculer le torseur résultant et son excentrement (figure I.4.3).

Soit \vec{R} : la résultante des forces à la base du massif renforcé;
 E_x : l'excentrement de R par rapport au point A' médian;
 L: la largeur du massif doit être telle que $\sigma_y \geq 0$ en D.

$$\vec{W} + \vec{P}_\gamma + \vec{R} = \vec{0}$$

$$M_{A'Z}(\vec{R}) + M_{A'Z}(\vec{W}) + M_{A'Z}(\vec{P}_\gamma) = 0$$

$$\begin{cases} R_x \\ R_y \\ R_z \end{cases} = \begin{cases} -P_{\gamma x} \\ -W_y - P_{\gamma y} \\ 0 \end{cases}$$

$$M_{A'Z}(\vec{W}) = W_y \cdot (X_w - L/2)$$

$$M_{A'Z}(\vec{P}_\gamma) = P_{\gamma y} \cdot (X_p - L/2) - P_{\gamma x} \cdot Y_p$$

$$M_{A'Z}(\vec{R}) = R_y \cdot E_x$$

Donc,

$$E_x = [W_y \cdot (X_w - L/2) + P_{\gamma y} \cdot (X_p - L/2) - P_{\gamma x} \cdot Y_p] / (W_y + P_{\gamma y})$$

Condition de non-traction à la base:

la contrainte à la base du massif au point D ($\sigma_y(D)$) doit être égale ou supérieure à zéro.

$$\sigma_y(D) = R_y/L + 6M_{A'Z}(\vec{R})/L^2 = R_y/L + 6R_y \cdot E_x/L^2$$

Alors,

$$\sigma_y(D) \geq 0 \Rightarrow -E_x < L/6$$

I.4.5 La stabilité au poinçonnement de la fondation

L'étude de la stabilité au poinçonnement de la fondation correspond à la capacité portante de la fondation.

Le cas le plus simple pour étudier la capacité portante d'une fondation, est celui d'une semelle filante reposant sur un massif homogène horizontal. On suppose que la charge qui agit sur la fondation est verticale, centrée. Le problème est donc, bidimensionnel. (Figure I.4.5.a)

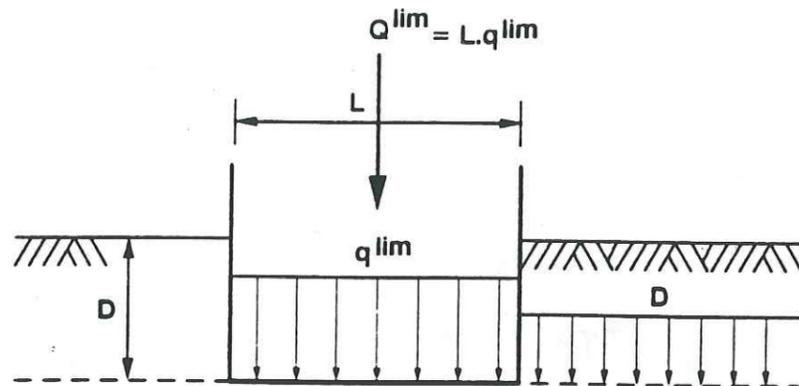


Figure I.4.5.a.- Charge limite verticale, centrée sur semelle filante

Pour une fondation de largeur L enterrée dans un massif à une profondeur D, la portance de la fondation s'écrit d'après TERZAGHI et PECK (1961):

$$q^{\text{lim}} = 0,5.L.\gamma.N_{\gamma} + \gamma.D.N_q + C.N_c.$$

Les trois coefficients N_{γ} , N_q et N_c appelés les "facteurs de capacité portante", ne dépendent que des valeurs des angles ϕ_s du sol de la fondation et de ψ la pente du talus s'il y en a une. Le sol de fondation est horizontal au début de tous nos essais, ce qui implique que pour nous $\psi = 0$.

- γ : poids volumique du sol de fondation
- C: cohésion du sol de fondation.

Dans notre cas, les fondations sont supposées être des semelles filantes qui ne sont pas enterrées ($D=0$), reposant sur une base horizontale pulvérulente ($C=0$). Alors, la portance de la fondation s'écrit:

$$q^{\text{lim}} = 0,5.L.\gamma.N_{\gamma}.$$

Comme nous l'avons déjà indiqué, les fondations traitées dans ce mémoire sont supposées être des semelles filantes, non-enterrées reposant sur une base horizontale pulvérulente. Cependant, elles sont soumises à une charge oblique et excentrée (figure I.4.5.b).

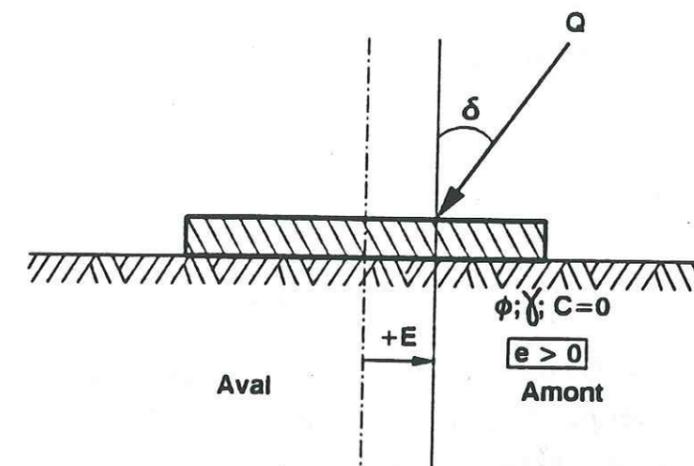


Figure I.4.5.b.- Charge excentrée et inclinée

L'expression la plus générale de la force portante d'une semelle filante non-enterrée reposant sur un matériau purement pulvérulent, soumise à une charge d'obliquité réelle δ et d'excentricité e est:

$$Q^{\text{lim}} = L.q^{\text{lim}},$$

avec

$$q^{\text{lim}} = 0,5.L.\gamma.N_{\gamma}.i_{\gamma}(\phi, \delta).[(1 \pm 2e)/(1 \pm 2e_m)]^2$$

- $e = +E/L$; $e_m = E_m/L$: excentricité optimale;
- i_{γ} : coefficient correcteur par rapport au facteur de capacité portante N_{γ} des charges verticales.

Dans la formule ci-dessus, e et e_m sont toujours des nombres algébriques. Le signe + correspond au cas où $e < e_m$ et le signe -, au cas où $e > e_m$. De plus, les travaux (des tables pour le calcul des fondations) de GIROUD, TRAN-VO-NHIEM et OBIN (1973), prennent en compte la différence de niveau du terrain naturel entre l'amont et l'aval. On prend ainsi un coefficient de portance modifié pour tenir compte de cette surcharge dissymétrique: $N_{\gamma\delta}$ est remplacé par $N_{\gamma h\delta}$.

Si l'on applique un coefficient de sécurité F_p sur la portance on obtiendra:

$$q^{lim}/F_p = 0,5 \cdot \gamma \cdot L \cdot N_{\gamma h\delta} \cdot r_{\gamma\delta} / F_p$$

$$\text{où } r_{\gamma\delta} = ((1 \pm 2e)/(1 \pm 2e_m))^2.$$

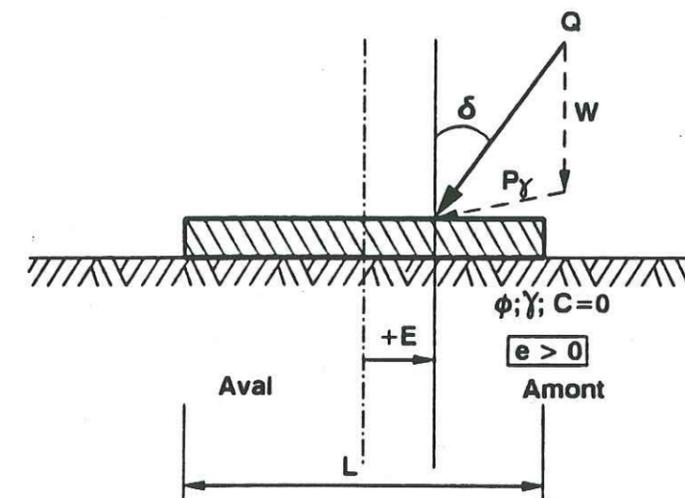
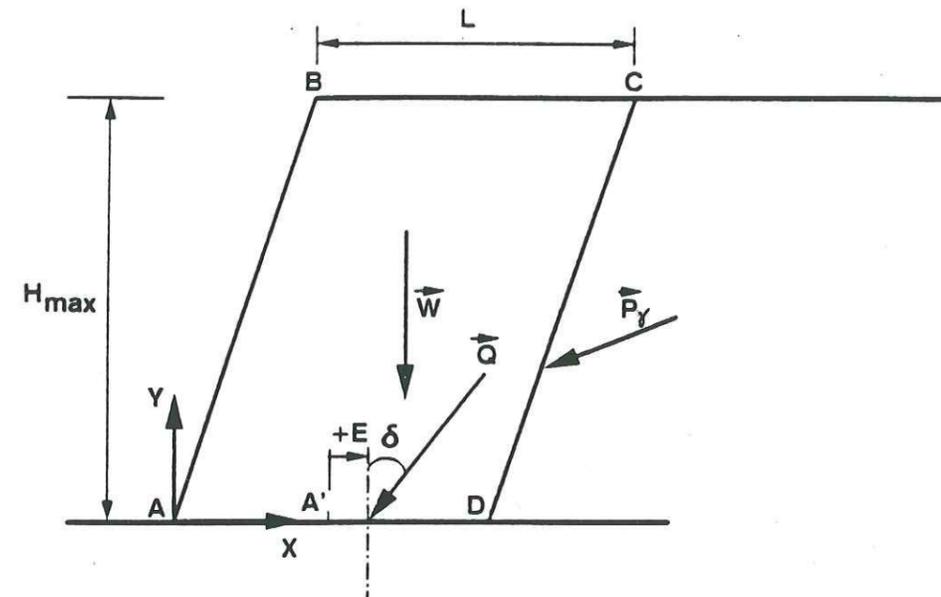
Le coefficient de sécurité réel F_p sur la portance est calculé en utilisant l'expression:

$$F_p = q^{lim}/q^{réel},$$

où $q^{réel} = Q \cdot \cos\delta / L$, L étant la largeur de la base de la fondation. Q est fonction du poids (W_y) du sol renforcé, et P_y la poussée du sol amont sur la face arrière du massif, $Q(W_y, P_y)$ (figure I.4.5.c). Avec nos notations: $Q = -R$. On a donc:

$$Q \cdot \cos\delta = W_y + P_{\gamma y}, \quad \text{et} \quad \text{tg}\delta = P_{\gamma x} / (W_y + P_{\gamma y})$$

où $P_{\gamma y}$ et $P_{\gamma x}$ sont respectivement les composantes verticale et horizontale de la poussée P_γ .



Figures I.4.5.c.- Calcul de la capacité portante des massifs

Généralement dans le dimensionnement des ouvrages, la stabilité au poinçonnement sera assurée si F_p est supérieur ou égal à 3. Nos massifs étant amenés à la rupture, on comparera la valeur F_p expérimentale à la valeur 1.

I.5 La stabilité interne

La stabilité interne est assurée si l'ancrage des nappes est satisfaisant, c'est-à-dire si les nappes ne glissent pas lorsqu'elles sont sollicitées en traction, et si la tension développée dans les nappes ne dépasse pas la tension de rupture des nappes géosynthétiques α_j , (cassure des nappes).

Actuellement, de nombreuses approches du calcul des ouvrages en sol renforcé sont basées sur le principe de l'équilibre limite. L'hypothèse est faite d'une ligne de glissement passant à l'intérieur ou partiellement à l'intérieur du sol renforcé. Cette ligne est présumée être le lieu des tensions maximales α_j dans les armatures j - SCHLOSSER (1981), (Figure I.5).

Cette ligne de glissement constitue une frontière cinématique lors de la rupture, correspondant au point d'inversion du sens des contraintes tangentielles de frottement le long de l'armature au contact sol-géosynthétique.

L'hypothèse est faite que les armatures géosynthétiques sont sans rigidité à la flexion, et donc qu'elles ne mobilisent qu'un effort résistant de traction.

On peut considérer schématiquement que la poussée P_R reprise habituellement par un ouvrage de soutènement de manière externe, est reprise de manière interne par les tensions dans les armatures (figure I.5).

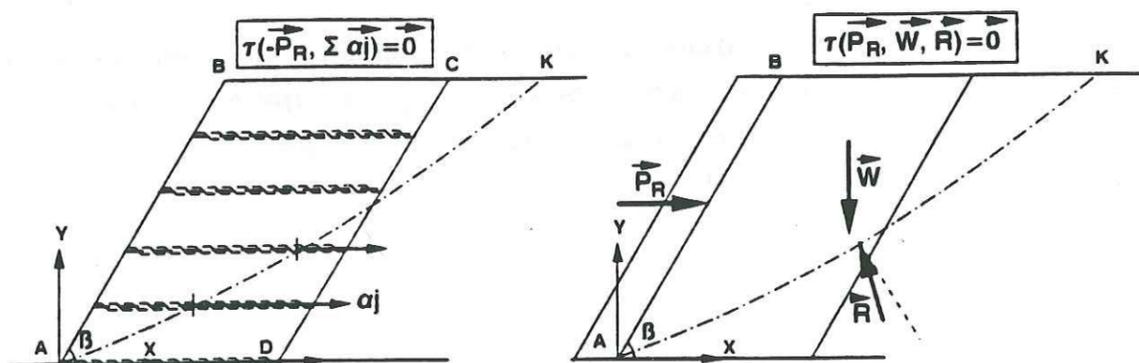


Figure I.5.- La prise en compte du renforcement dans la stabilité interne

Traditionnellement, ce sont la méthode des tranches de BISHOP (1955) qui est utilisée pour calculer la stabilité interne associée à des lignes de ruptures circulaires, et la méthode des deux blocs, qui est surtout utilisée pour le calcul de la stabilité des talus à forte pente, associée à des lignes de rupture polygonales (bilinéaires).

La méthode des tranches employée dans ce rapport est celle des perturbations (P2) GOTTELAND (1991) qui a été développée par le L.C.P.C., RAULIN et al. (1974). C'est une méthode de tranches isostatique, ayant fait l'objet d'une pratique approfondie au sein de notre équipe de recherche R3G.

Avant de passer à une brève explication des deux méthodes, on reprendra la définition du coefficient de sécurité F_s en cisaillement, qui est le rapport des caractéristiques mécaniques limites du sol sur ses caractéristiques mécaniques critiques. Donc nous avons:

$$F_s = \text{tg}\phi_s / \text{tg}\phi_{sc} = C_s / C_{sc}$$

où ϕ_s : angle de frottement du sol;

ϕ_{sc} : angle de frottement critique du sol;

C_s : cohésion du sol; et

C_{sc} : cohésion critique du sol.

I.5.1 La méthode des perturbations pour un massif de sol non renforcé (généralités)

Le volume du sol est divisé en deux parties. La partie active délimitée par la ligne de rupture à l'amont et la surface libre du parement de l'ouvrage en aval. L'autre partie, celle qui ne s'est pas déplacée pendant la rupture, est la partie passive fournissant l'ancrage aux armatures. Le volume du sol actif est considéré en équilibre sous l'action de son propre poids, des forces de volume y compris les éventuelles surcharges, et la réaction du sol dans la zone passive adjacente à la ligne de rupture.

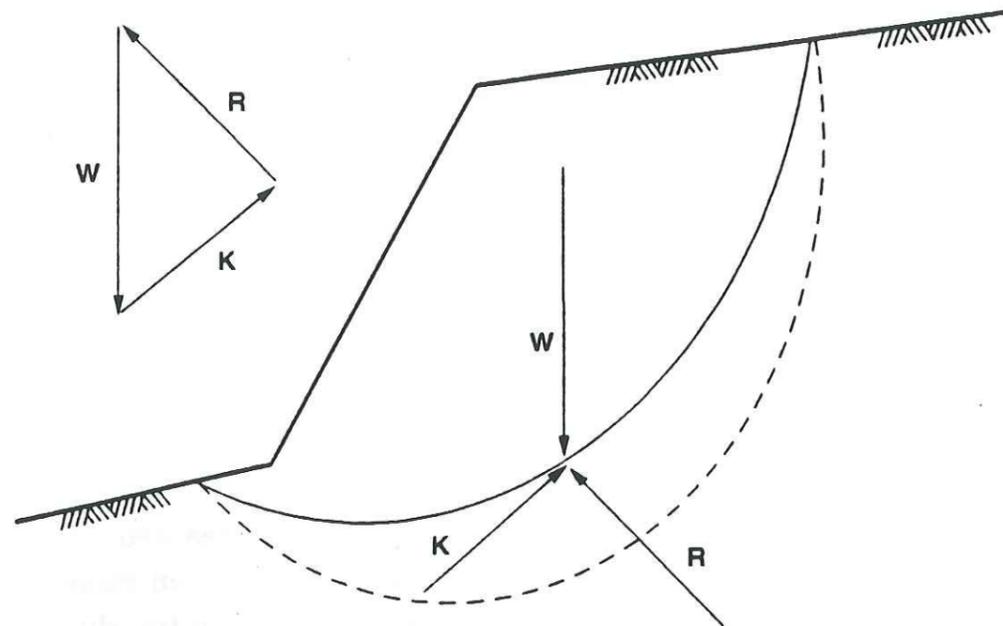


Figure 1.5.1:- Equilibre global de la zone active

La zone active est divisée en n tranches et le calcul d'équilibre limite est obtenu à partir de l'équilibre de ces n tranches. Afin de rendre la méthode statiquement admissible, le problème est rendu isostatique en prenant en compte une hypothèse sur la répartition des efforts normaux à la base des tranches. L'effort à la base des tranches est initialement pris égal à celui donné par la méthode de Fellenius - méthode inexacte. Cet effort est perturbé, la fonction de perturbation dépendant de deux paramètres λ et μ .

La perturbation à la base est fonction de deux paramètres λ et μ - RATEL (1987). Ceci nous ramène au système des trois équations d'équilibre global de la statique avec les trois inconnus λ, μ et F_s .

I.5.1.a Les équations générales pour la méthode des tranches

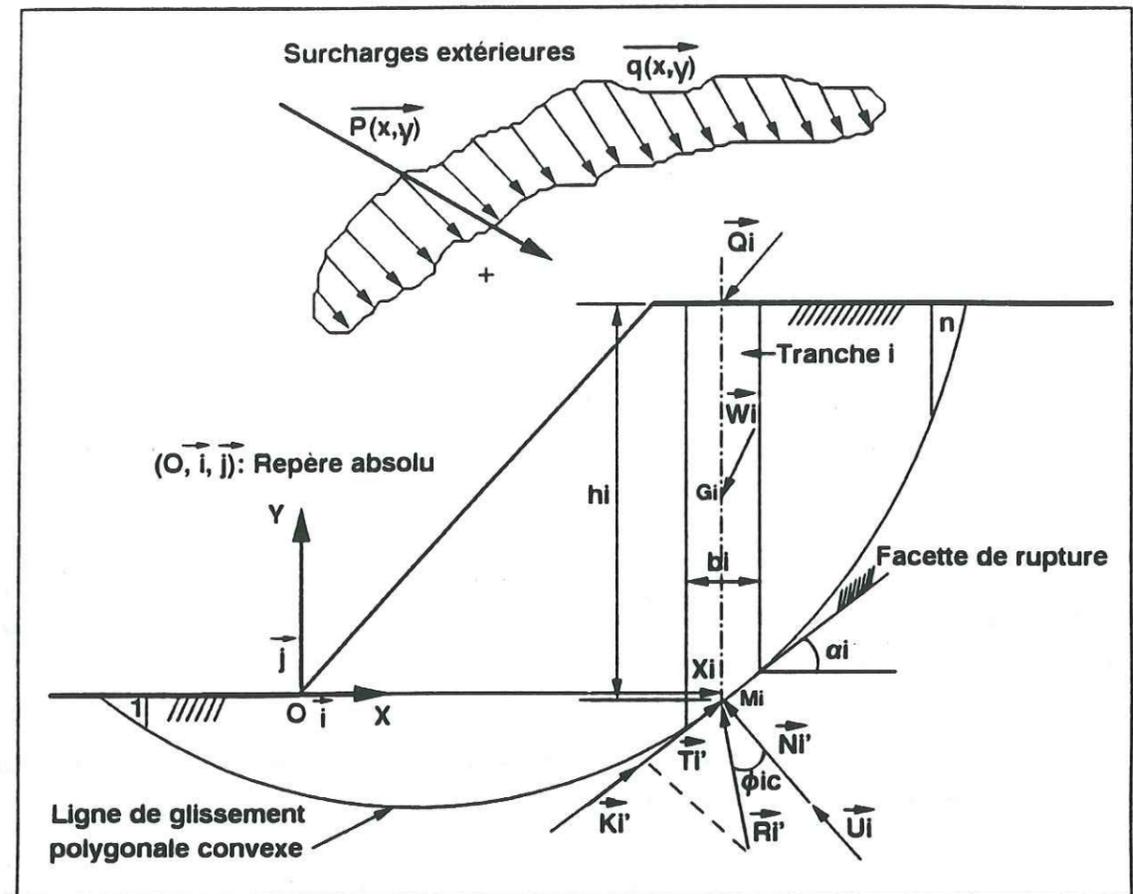


Figure 1.5.1.a:- Calcul d'équilibre limite par la méthode des tranches (Données générales)

La zone active est divisée en n tranches verticales. La géométrie du massif aussi bien que la ligne de rupture sont représentées par des lignes droites définissant ainsi une tranche par un trapèze.

La procédure correspond aux différentes étapes suivantes:

- écriture des trois équations d'équilibre de chaque tranche;
- regroupement des n lots de trois équations correspondants à l'équilibre de chaque tranche; et
- résolution du système résultant après avoir fait des hypothèses complémentaires nécessaires pour rendre le système statiquement admissible.

1.5.1.b *Equilibre d'une tranche (i)*

Avant de commencer l'étude de l'équilibre général d'une tranche (i), voyons d'abord les notations utilisées:

- F_s : coefficient de sécurité du sol,
- α_i : inclinaison algébrique de la base de la tranche (i),
- b_i : largeur de la tranche (i),
- h_i : hauteur moyenne verticale de la tranche (i),
- X_i : abscisse d'intersection de l'axe de la tranche (i) avec la ligne de rupture.

ϕ_i' et C_i' sont l'angle de frottement et la cohésion effectifs du sol à la base de la tranche (i) respectivement. Dans notre cas de sol homogène sec, sans cohésion $\phi_i' = \phi_s$ et $C_i' = C_s = 0 \text{ kPa}$.

$(0, i, j)$: repère défini à l'exécution du programme de calcul. L'axe des abscisses est toujours orienté vers l'intérieur du massif.

Dans la suite, les composantes des différents vecteurs seront exprimées dans le repère global $(\vec{X}, \vec{Y}, \vec{Z})$; les paramètres utilisés W_i, N_i, N_i', U_i sont positifs et α_i est algébrique.

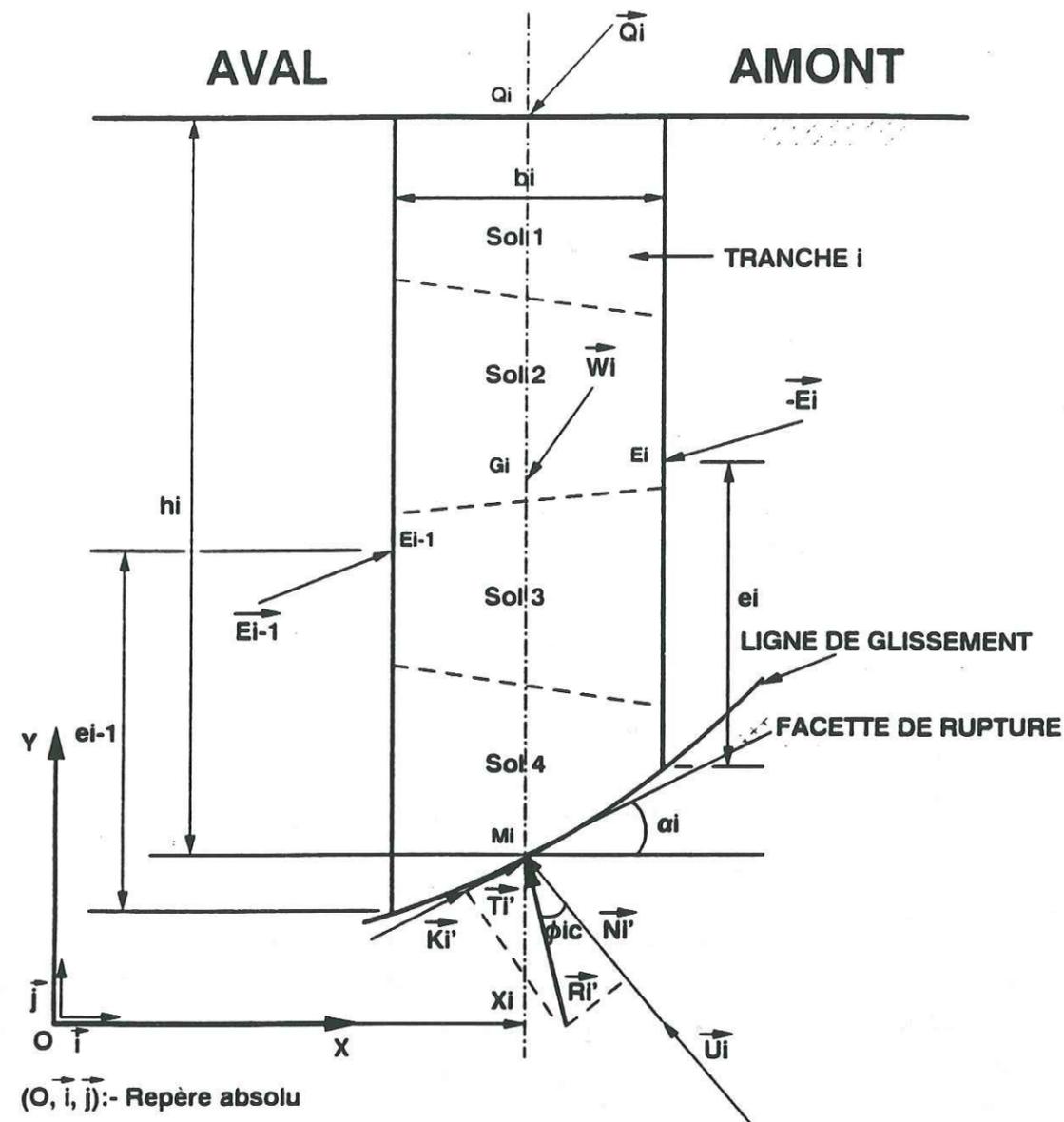


Figure 1.5.1.b.- Equilibre général d'une tranche "i" (Méthode des tranches)

$\vec{W}_i (W_{xi} = -k \cdot W_i, W_{yi} = -W_i, 0)$: vecteur efforts volumiques de la tranche (i), k étant le coefficient sismique pseudo-statique avec point d'application G_i , le centre de gravité de la tranche.

$\vec{Q}_i (Q_{xi}, Q_{yi}, 0)$: vecteur surcharge sur la tranche (i), avec point d'application Q_i .

$\vec{N}_i (-N_i \cdot \cos(\pi/2 - \alpha_i), N_i \cdot \sin(\pi/2 - \alpha_i), 0)$: vecteur effort normal total à la base de la tranche (i). Le point d'application est M_i .

$\vec{N}_i' (N_i' \cdot \cos(\pi/2 - \alpha_i), N_i' \cdot \sin(\pi/2 - \alpha_i), 0)$: vecteur effort normal effectif à la base de la tranche (i), avec point d'application M_i . A noter que $N_i' = N_i - U_i$.

$\vec{U}_i(U_i \cdot \cos(\pi/2 - \alpha_i), U_i \cdot \sin(\pi/2 - \alpha_i), 0)$: résultante normale de la pression hydraulique à la base de la tranche (i) avec point d'application M_i .

$\vec{K}_i((C_i'/F_s) \cdot b_i, (C_i'/F_s) \cdot b_i \cdot \text{tg} \alpha_i, 0)$: cohésion effective à la base de la tranche (i) avec M_i comme point d'application.

$\vec{T}_i'(N_i' \cdot (\text{tg} \phi_i'/F_s) \cdot \cos \alpha_i, N_i' \cdot (\text{tg} \phi_i'/F_s) \cdot \sin \alpha_i, 0)$: résultante tangentielle du frottement à la base de la tranche (i) avec M_i comme point d'application.

Pour les efforts inter-tranches:

$\vec{E}_{i-1}(E_{i-1}, E_{i-1}, 0)$: résultante des efforts inter-tranches à l'aval de la tranche (i). Action de la tranche (i-1) sur la tranche (i) avec E_{i-1} comme point d'application. e_{i-1} est la position du point d'application E_{i-1} de \vec{E}_{i-1} par rapport à la base aval de la tranche (i).

$\vec{E}_i(E_{i-1}, E_{i-1}, 0)$: résultante des efforts inter-tranches à l'amont de la tranche (i). C'est l'action de la tranche (i) sur la tranche (i+1), E_i étant le point d'application. e_i est la position du point d'application E_i de \vec{E}_i par rapport à la base amont de la tranche (i).

Définissons également $\omega(X_\omega, Y_\omega, 0)$ le centre du cercle pour les lignes de glissement circulaires. ω sera le point considéré pour l'équation d'équilibre des moments. Ce point ω peut être choisi arbitrairement pour des lignes de rupture non-circulaires (par exemple: l'origine du repère absolu).

Le calcul d'équilibre limite par la méthode des tranches a pour but, l'obtention du coefficient de sécurité F_s recherché pour une ligne de rupture préalablement définie, par itérations successives sur les n tranches. Evidemment, la précision du calcul dépendra du nombre de tranches n choisi. n sera pris suffisamment grand pour obtenir une bonne précision sur F_s .

I.5.1.c Conditions aux limites de la zone active

Avant de passer à la détermination des éléments de réduction du torseur constitué de toutes les forces agissant sur la tranche (i) prise isolément et au bilan des équations et des inconnus, définissons d'abord les conditions aux limites de la zone active.

$\vec{E}_0(E_{x0}, E_{y0}, 0)$: vecteur résultante des efforts agissant à l'aval de la zone active sur la première tranche (1). e_0 définit la position du point d'application E_0 de \vec{E}_0 par rapport à la base aval de la première tranche (1).

$-\vec{E}_n(-E_{xn}, -E_{yn}, 0)$: vecteur résultante des efforts agissant à l'amont de la zone active sur la dernière tranche (n). e_n définit la position du point d'application E_n de $-\vec{E}_n$ par rapport à la base amont de la dernière tranche (n).

Les efforts inter-tranches extrêmes sont souvent nuls, c'est le cas lorsque les interfaces sont de hauteur nulle pour la première et la dernière tranches (1) et (n) respectivement.

Lorsque le cas contraire se produit, par exemple: pour une fissure de traction à l'amont où l'on doit envisager la résultante de poussée de l'eau; ou pour un ouvrage de soutènement à l'aval de la structure renforcée; les efforts résultants aux limites sont évalués préalablement au calcul.

I.5.1.d Calcul du coefficient de sécurité F_s

Le calcul est présenté en contraintes effectives, même si dans notre cas les pressions interstitielles sont nulles: $\vec{N}_i = \vec{N}'_i$.

Prenant la tranche (i) isolément, on peut obtenir les éléments de réduction du torseur constitué par toutes les forces agissant sur cette tranche par les équations vectorielles suivantes:

- soit $\vec{R}_{ext.i}$ la résultante des forces,
 alors $\vec{R}_{ext.i} = \vec{N}_i + \vec{T}_i + \vec{K}_i + \vec{W}_i + \vec{Q}_i + (\vec{E}_{i-1} - \vec{E}_i)$;

- soit $\vec{M}_{ext.i}(\omega)$ le moment résultant au point de calcul ω , alors
 $\vec{M}_{ext.i}(\omega) = \omega \vec{M}_{iA}(\vec{N}_i + \vec{T}_i + \vec{K}_i) + \omega \vec{G}_i \wedge \vec{W}_i + \omega \vec{E}_{i-1} \wedge \vec{E}_{i-1} + \omega \vec{E}_i \wedge (-\vec{E}_i) + \omega \vec{Q}_i \wedge \vec{Q}_i$

La condition d'équilibre de la tranche (i) s'écrit donc,

$$\begin{aligned} - \vec{R}_{ext.i} &= \vec{0} \\ - \vec{M}_{ext.i}(\omega) &= \vec{0} \end{aligned}$$

Dans le cas de l'étude plane, ces deux équations vectorielles nous donnent trois équations scalaires:

- l'équilibre horizontal par rapport à \vec{X}
 $\vec{R}_{ext.i} \cdot \vec{i} = 0$, la première équation de la statique;

- l'équilibre vertical par rapport à \vec{Y}
 $\vec{R}_{ext.i} \cdot \vec{j} = 0$, la deuxième équation de la statique;

- l'équilibre des moments par rapport à \vec{Z}
 $\vec{M}_{ext.i}(\omega) \cdot \vec{k} = 0$;

$(\vec{i}, \vec{j}, \vec{k})$ la base orthonormée directe et \vec{i}, \vec{j} et \vec{k} les vecteurs unitaires des axes \vec{X}, \vec{Y} et \vec{Z} respectivement.

1.5.1.e Bilan des inconnus et des équations

Considérant toujours la zone active découpée en n tranches, on peut voir sur le tableau ci-dessous un bilan de 5n+6 équations et 6n+4 inconnus, soit un déficit de n-2 équations.

INCONNUS	EQUATIONS		
θ_{ic}, C_{ic}	2n	2n	$F_s = \text{tg}\theta_i / \text{tg}\theta_{ic} = C_i / C_{ic}$
Coefficient de sécurité (F_s)	1		
Composantes et positions des efforts inter-tranches résultants $E_i: \vec{E}_i, e_i$	3(n+1)	3n	Equations d'équilibre de chaque tranche
Effort normal total N_i à la base des tranches	n	4 2	Conditions aux limites \vec{E}_0, \vec{E}_n connus e_0, e_n connus
Le bilan	6n+4	5n+6	

Tableau 1.5.1(e) Bilan des inconnus et des équations

En introduisant des hypothèses complémentaires, on fournit les (n-2) équations complémentaires.

Dans la "Méthode des Perturbations" de l'I.R.I.G.M., afin de pallier au déficit des n-2 équations, l'hypothèse complémentaire porte sur la distribution des efforts normaux le long d'une ligne de rupture quelconque étudiée.

L'hypothèse est faite sur la distribution des efforts normaux N_i à la base de chaque tranche (i) le long de la ligne de rupture étudiée.

On pose: $N_i(X_i) = f(\lambda, \mu, X_i) \cdot N_{oi}(X_i)$.

λ et μ étant les deux paramètres scalaires supplémentaires inconnus permettant de moduler les $N_i(X_i)$ en fonction d'une répartition initiale supposée $N_{oi}(X_i)$.

La fonction f est appelée "fonction de perturbation" et elle est bilinéaire en λ et μ .

Ainsi on dispose d'autant d'équations que d'inconnus à déterminer (n équations complémentaires et deux inconnus λ et μ supplémentaires), la méthode est donc dite statiquement admissible ou exacte.

Choix de l'effort N_{oi} à perturber

Normalement, l'hypothèse faite sur la valeur initiale $N_{oi}(X_i)$ totale est d'autant plus valable que la solution de perturbation sera faible, c'est-à-dire que $f(\lambda, \mu, X_i) \rightarrow 1$.

Pour les sols non renforcés, deux hypothèses sont envisagées.

La première, la plus classique, est celle que nous avons appliquée à nos calculs. Elle consiste à identifier l'effort normal total à la base d'une tranche (i), ($N_{oi}(X_i)$) à la valeur obtenue à partir de la méthode de Fellenius.

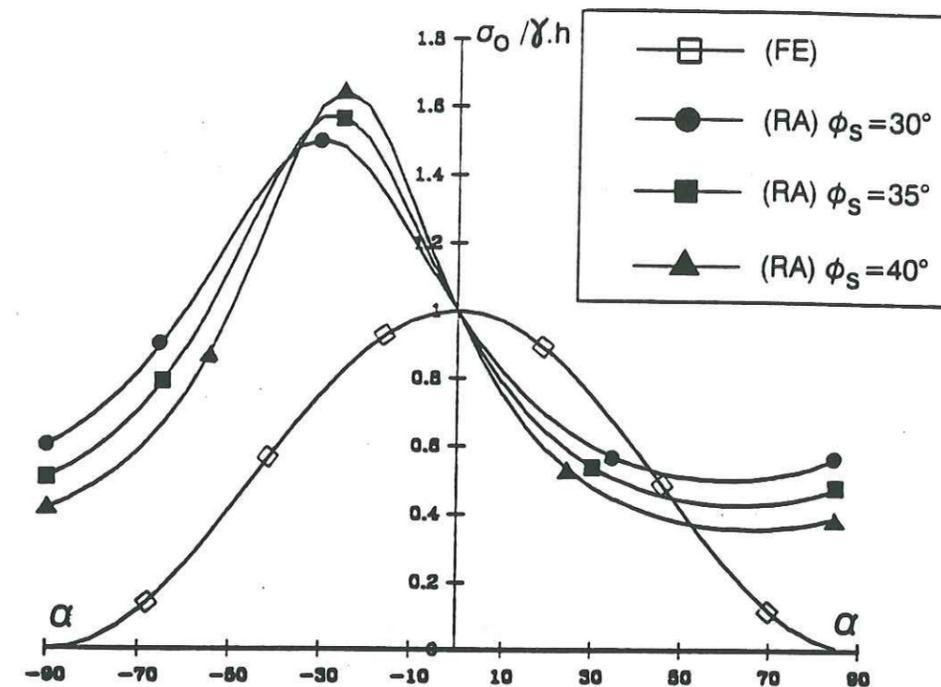
Nous avons: $N_{oi}(X_i) = -(W_{yi} + Q_{yi}) \cdot \cos \alpha_i + (W_{xi} + Q_{xi}) \cdot \sin \alpha_i$, avec k positif, W_{xi} , W_{yi} , Q_{xi} , Q_{yi} et α_i algébriques.

La deuxième hypothèse pour déterminer la valeur de $N_{oi}(X_i)$ a été proposée par RAJOT (1983). Cette approche consiste à majorer par rapport à l'hypothèse précédente, la valeur de $N_{oi}(X_i)$ sur les facettes d'inclinaison α_i élevée (figure I.5.1.e).

La composante normale de la contrainte sur une facette horizontale est supposée connue par Rajot, au point de passage de la ligne de glissement σ_{yi} . On a:

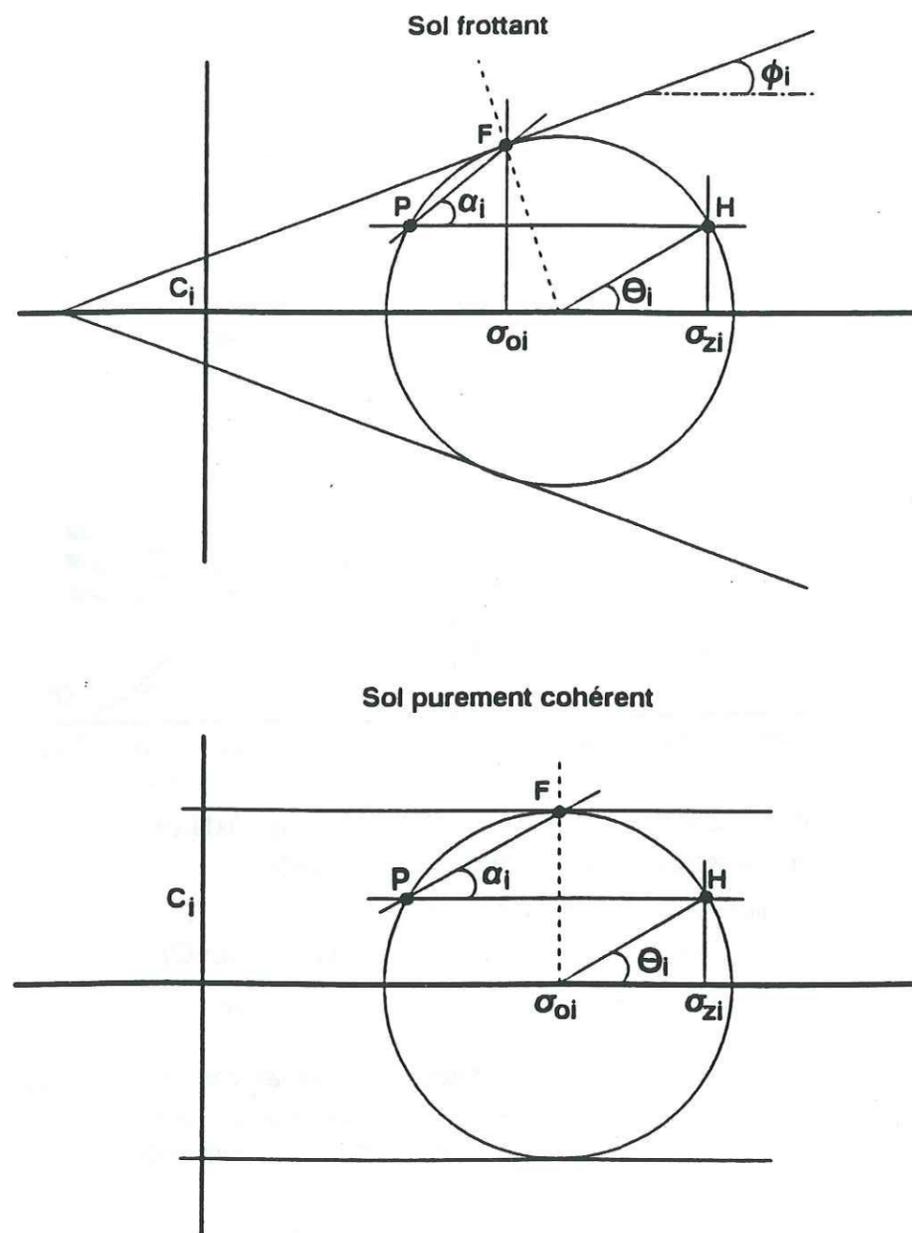
$$\sigma_{yi} = ((W_i - Q_{yi})/b_i).$$

Pour la facette de rupture considérée d'inclinaison α_i la contrainte normale σ_{oi} est à déterminer.



Cas présenté: $\phi_s = \text{variable}$; $C_s = 0 \text{ kPa}$; $q = 0 \text{ kN/m}$
 Soit h la hauteur, à la verticale de la facette.
 Fellenius (FE): $\sigma_o / \gamma \cdot h = \cos^2 \alpha$
 Rajot (RA): $\sigma_o / \gamma \cdot h = \cos^2 \phi_s / (1 + \sin \phi_s \cdot \cos \Theta)$
 Avec $\Theta = -2\alpha + \pi/2 + \phi_s$.

Figure I.5.1.e.- Evolution de la contrainte normale en fonction des hypothèses Fellenius (FE) et Rajot (RA); cas particulier d'un sol non cohérent, sans surcharge (GOTTELAND 1991)



H: Contrainte sur une facette horizontale
 P: Pôle des facettes
 F: Point tangentiel au critère de Coulomb

Figures I.5.1.e':- Détermination de la contrainte normale sur une facette inclinée, méthode proposée par Rajot

En utilisant les propriétés du cercle de Mohr (le pôle des facettes), on obtient σ_{oi} par un calcul trigonométrique (figures I.5.1.e').

Pour le cas où $\phi_i \neq 0$, on pose $\theta_i = -2\alpha_i + \pi/2 + \phi_i$, et on obtient:

$$\sigma_{oi} = \frac{\sigma_{yi} \cdot \cos \phi_i - C_i \cdot (\cos \theta_i + \sin \theta_i) \cdot \cos \phi_i}{1 + \sin \theta_i \cdot \cos \phi_i}$$

Pour le cas où $\phi_i = 0$ on pose $\theta_i = -2\alpha_i + \pi/2$, et on obtient:

$$\sigma_{oi} = \sigma_{yi} - C_i \cdot \cos \theta_i$$

Nous avons donc $N_{oi}(X_i) = \sigma_{oi} \cdot (b_i / \cos \alpha_i)$.

Choix de la fonction de perturbation

La fonction de perturbation $f(\lambda, \mu, X_i)$ est une fonction bilinéaire en λ et μ . L'expression qui est classiquement retenue s'écrit de la manière suivante:

$$f(\lambda, \mu, X_i) = \lambda + \mu \cdot V(X_i)$$

Dans notre travail, $V(X_i) = \tan \alpha_i$ a été retenu.

Pour avoir plus de détails dans ce domaine et pour un exposé plus détaillé de la mise en oeuvre des équations, on peut se référer au mémoire de thèse de GOTTELAND (1991).

I.5.1.f L'équilibre global de la zone active

Celui-ci est obtenu en sommant successivement sur toutes les tranches (i) les sollicitations appliquées suivant chaque direction:

(a) - la direction horizontale \vec{X}

$$\sum_{i=1}^n (\vec{R}_{ext.i} \cdot \vec{i}) = 0, \text{ la première équation statique;}$$

(b) - la direction verticale \vec{Y}
 $\sum_{i=1}^n (\vec{R}_{ext.i} \cdot \vec{j}) = 0$, la deuxième équation statique;

(c) - la direction \vec{Z} pour l'équilibre des moments en ω
 $\sum_{i=1}^n (\vec{M}_{ext.i}(\omega) \cdot \vec{k}) = 0$, la troisième équation statique.

A partir des équations de la statique (a) et (b), λ et μ sont exprimés en fonction de F_s . Ces deux expressions sont injectées dans la troisième équation statique (c) pour obtenir une équation en F_s qui peut être résolue pour obtenir la valeur de ce coefficient de sécurité pour le sol renforcé.

**1.5.2 La méthode des Perturbations pour un massif de sol renforcé -
 Calcul du coefficient de sécurité F_{sc}**

Les tensions dans les armatures intersectées le long de la ligne de glissement α_j sont calculées séparément. Elles correspondent au maximum de la tension susceptible d'être mobilisée dans l'armature, c'est-à-dire, que $\alpha_j = \alpha_r$ si $\alpha_r < \alpha_a$, $\alpha_j = \alpha_a$ si $\alpha_r > \alpha_a$, où

α_r : la tension de rupture du géotextile, (maximum de la traction mobilisable dans l'armature)

α_a : la tension maximale d'ancrage mobilisable dans l'armature (maximum mobilisable par frottement sol-géotextile).

1.5.2.a Equilibre d'une tranche (i)

Soit une tranche (i) telle que sa base intersecte une armature (j) (figure 1.5.2.a). Supposons la tension $\vec{\alpha}_j$ inclinée à β_j . Le vecteur tension $\vec{\alpha}_j$ s'obtient:

$\vec{\alpha}_j(\alpha_j \cdot \cos \beta_j, \alpha_j \cdot \sin \beta_j, 0)$, avec B_i comme point d'application.

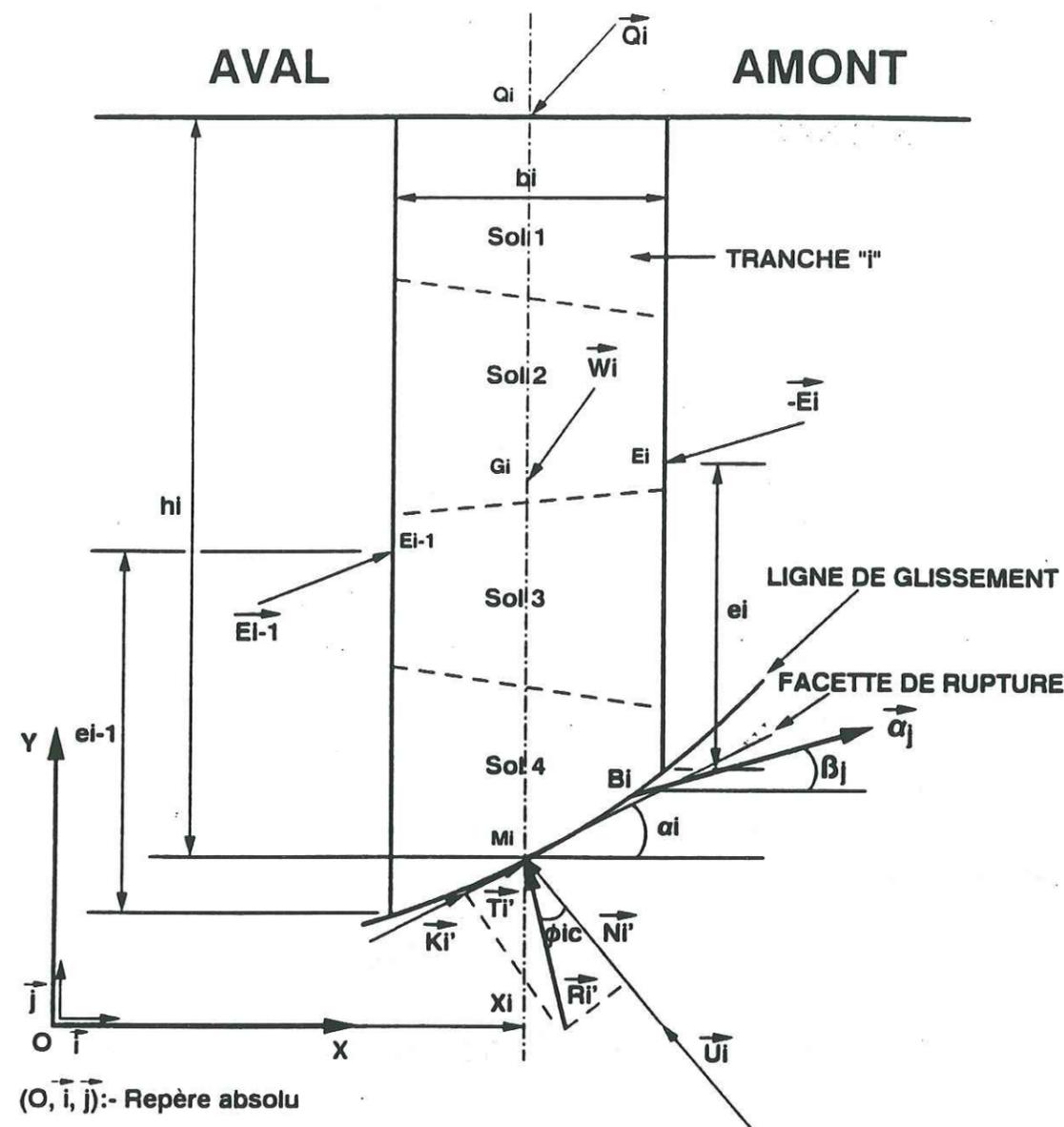


Figure 1.5.2.a.- Equilibre général d'une tranche "i" (Méthode des tranches) intersectant à sa base une nappe j

Si l'on prend la tranche (i) isolément, on pourra obtenir les éléments de réduction du torseur constitué de toutes les forces appliquées à la tranche (i) par les équations vectorielles suivantes:

- soit $\vec{R}_{ext.i}$ la résultante des forces, alors
 $\vec{R}_{ext.i} = \vec{N}_i + \vec{T}_i + \vec{K}_i + \vec{W}_i + \vec{Q}_i + \vec{\alpha}_j + (\vec{E}_{i-1} - \vec{E}_i)$

- soit $\vec{M}_{\text{ext.i}}(\omega)$ le moment résultant au point de calcul ω , donc

$$\vec{M}_{\text{ext.i}}(\omega) = \omega \vec{M}_i (\vec{N}_i + \vec{T}_i + \vec{K}_i) + \omega \vec{G}_i \vec{W}_i + \omega \vec{E}_{i-1} \vec{E}_{i-1} + \omega \vec{E}_i (-\vec{E}_i) + \omega \vec{Q}_i \vec{Q}_i + \omega \vec{B}_i \alpha_j$$

L'équilibre de la tranche (i) s'écrit comme précédemment §I.5.1.d:

$$\begin{aligned} -\vec{R}_{\text{ext.i}} &= \vec{0} \\ -\vec{M}_{\text{ext.i}}(\omega) &= \vec{0} \end{aligned}$$

I.5.2.b *Choix de l'effort normal non perturbé (N_{oi}) à la base du massif*

La présence d'une armature intersectée, modifie les efforts normaux à la base des tranches. Il est donc préférable de modifier l'effort normal N_{oi} avant perturbation.

Alors, par rapport à l'hypothèse de Fellenius cf. §I.5.1.e, l'effort N_{oi} a été modifié en supposant que l'effet de la tension α_j existant dans la nappe j, affecte uniquement l'effort normal N_{oi} à la base de la tranche intersectée. C'est donc un effet localisé du renforcement.

La nouvelle expression de N_{oi} est donc:

$$N_{oi} = - (W y_i + Q y_i) \cdot \cos \alpha_i + (W x_i + Q x_i) \cdot \sin \alpha_i + \alpha_j \cdot \cos(\pi/2 - \alpha_i + \beta_j)$$

avec $\alpha_j > 0$.

I.5.2.c *Equilibre global de la zone active*

On obtient cet équilibre comme précédemment §I.5.1.f, en envisageant les équations globales d'équilibre de la zone active. On somme successivement sur toutes les tranches, les sollicitations appliquées suivant chaque direction. Cela nous donne:

(a) - direction horizontale \vec{X} $(\vec{R}_{\text{ext.i}} \cdot \vec{i}) = 0,$
 (b) - direction verticale \vec{Y} $(\vec{R}_{\text{ext.j}} \cdot \vec{j}) = 0,$

(c) - direction \vec{Z} pour l'équilibre des moments en $\mathcal{M}_\omega(\vec{R}_{\text{ext.k}} \cdot \vec{k}) = 0.$

A partir des équations (a) et (b) ci-dessus, λ et μ sont exprimés en fonction, de F_{sc} . Ces deux expressions sont injectées dans l'équation (c) de l'équilibre des moments en ω , pour obtenir une équation en F_{sc} .

I.5.3 La méthode "Double-Blocs"

Cette méthode est très répandue au niveau international pour le calcul de la stabilité des ouvrages, notamment des remblais et des massifs cloués, avec des parois à forte pente. L'étude de la stabilité est faite suivant le principe de l'équilibre limite. Elle envisage une ligne polygonale (bilinéaire) de glissement la plus critique.

La zone active qui est séparée de la zone passive par la surface bilinéaire de glissement, est divisée en deux blocs de géométrie simple. Par exemple, dans la méthode des deux blocs de l'I.R.I.G.M., cette zone active est divisée en deux par une frontière verticale (figure I.5.3). Cette zone peut être découpée autrement en choisissant une frontière inclinée entre les deux blocs HAMILTON (1984) - (figure I.5.3.a).

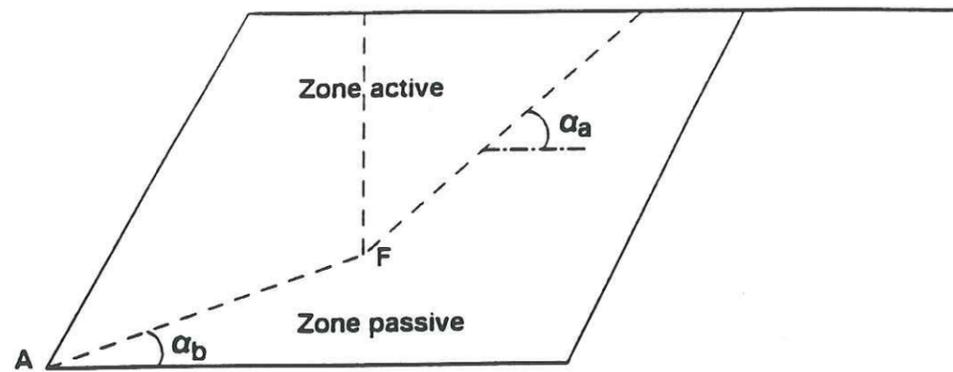


Figure 1.5.3:- Définition de la surface polygonale de glissement

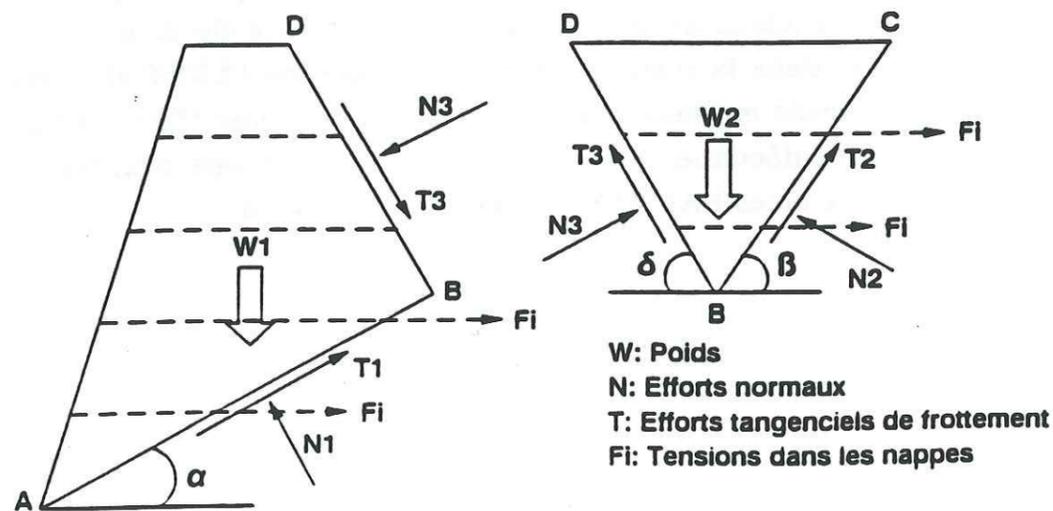


Figure 1.5.3.a:- Définition des blocs actifs d'après HAMILTON (1984)
(Interface entre blocs non-verticale)

Dans ce cas particulier de la méthode "Double-Blocs", le nombre de tranches $n=2$. e_i n'est pas pris comme inconnue. Les équations des moments ne sont pas considérées, le bilan des inconnus et des équations peut être établi comme ci-dessous: il y a un déficit d'une équation (tableau I.5.3).

INCONNUS		EQUATIONS	
ϕ_{ic}, C_{ic}	2n=4	2n=4	$F_s = \frac{\sum \tau_i}{\sum \sigma_i} = \frac{C_i}{C_{ic}}$
Coefficient de sécurité (F_s)	1		
Composantes de l'effort inter-blocs résultant \vec{E}_i	2	2n=4	Equations d'équilibre de chaque bloc
Effort normal total N_i à la base des blocs	2		
Le bilan	9	8	

Tableau I.5.3: La méthode "Double-Blocs" - Bilan des inconnus et des équations (n=2)

I.5.3.a Les hypothèses du calcul

Cette méthode de calcul de stabilité nous permet de vérifier les équilibres horizontal et vertical pour chacun des deux blocs. L'équilibre des moments n'est pas pris en compte.

Les diverses hypothèses faites sur la surface de glissement sont les suivantes:

- la surface de glissement passe par le pied aval du massif renforcé (point A), elle peut éventuellement déboucher en surface libre hors de la zone renforcée;

- la limite interbloc n'est pas considérée comme une surface de glissement.

La surface polygonale de glissement est définie par le point F et les angles α_a et α_b . La condition de convexité $\alpha_a \geq \alpha_b$ est imposée pour que la surface de glissement soit cinématiquement admissible (en petits déplacements).

Les inclinaisons des efforts aux interfaces sont fixées à ϕ_{sc} à la base des deux blocs et δ à l'interface des deux blocs. Dans tous nos calculs nous avons fait l'hypothèse que $\delta=0$. Ensuite, nous passons à la détermination des quatre inconnus: N_a , N_b , N_{ab} et P_R sans préciser les positions des efforts aux interfaces.

P_R étant la force horizontale de renforcement résultante de la poussée horizontale qui s'oppose au glissement des deux blocs en lieu et place des armatures, $\vec{P}_R(P_{Rx}, 0, 0)$ cf. §I.5.3.c.

Avec la largeur du massif renforcé connue, on entame directement le calcul de la stabilité interne. En appliquant les hypothèses ci-dessus on trouve F_s .

I.5.3.b La méthode "Double-Blocs" - Application sol renforcé

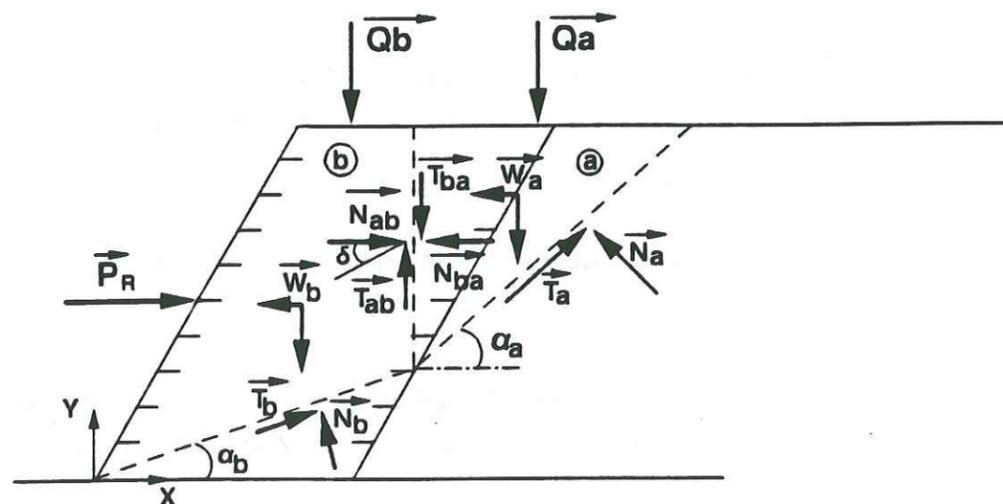


Figure I.5.3.b.- Analyse de la stabilité; méthode des "Deux Blocs"

(i) Calcul des tensions α_j

Les tensions α_j sont définies séparément cf. §I.5.2. La tension mobilisée dans chaque armature intersectée par la ligne de glissement est prise en compte selon l'expression:

$$\alpha_j = \min(\alpha_{aj}, \alpha_{rj})$$

et la somme des tensions mobilisables $\sum_{j=1}^n \alpha_j$, est calculée.

(ii) Calcul de stabilité (figure I.5.3.b)

(a) *Principe général*

Soit $\vec{P}_R(P_{Rx}, 0, 0)$ la force horizontale de renforcement permettant d'équilibrer le massif:

$$P_{Rx} = - (W_{ax} + W_{bx} + N_{ax} + T_{ax} + N_{bx} + T_{bx})$$

On détermine P_{Rx} telle que $F_s = f$. Ensuite, la comparaison est faite entre les deux forces $\sum_{j=1}^n \alpha_j$ et P_{Rx} .

Si $\sum_{j=1}^n \alpha_j > P_{Rx}$, le dimensionnement est admissible.

Si $\sum_{j=1}^n \alpha_j < P_{Rx}$, le dimensionnement est rejeté et on recommence en augmentant la longueur L, ou la tension de rupture α_r des armatures.

(b) *Utilisation de la méthode pour valider les expériences en modèle réduit*

- La surface de rupture est fixée en utilisant nos observations photographiques.

- Connaissant ϕ_{gc} et ϕ_b , on calcul α_j pour chaque armature intersectée.

Il est important de noter que, si l'inclinaison du bloc (b) aval est nulle ($\alpha_b=0$), l'angle de frottement sur cette interface (la base) sera défini par ϕ_b l'angle de frottement à la base.

Ceci nous donne donc:

- soit $\phi_b = \phi_{sc}$, lorsque la rupture se produit au contact sol-sol;
- soit $\phi_b = \phi_{gc}$, lorsque cette rupture a lieu au contact sol-géosynthétique. Généralement, on a $\phi_{gc} \neq \phi_{sc}$ avec $\phi_{sc} > \phi_{gc}$. On fixe $P_{Rx} = \sum_{j=1}^n \alpha_j$ et on en déduit F_{sc} . On recherche F_{sc} et on compare à la valeur 1 que l'on devrait obtenir.

Il faut souligner que dans notre cas, on ne recherche pas systématiquement la ligne de glissement la plus critique. Le calcul est fait à partir de la ligne de glissement effectivement constatée expérimentalement. On recherche la valeur de F_{sc} qui permet d'obtenir l'équilibre limite du massif.

I.5.3.c Calcul de la force horizontale \vec{P}_R

La force \vec{P}_R est une résultante de la poussée horizontale qui s'oppose au glissement des deux blocs en lieu et place du renforcement par les géosynthétiques. Cette force est supposée correspondre à la somme des tensions à mobiliser dans les nappes situées dans la zone passive du massif renforcé au delà de la surface de glissement.

* Si la résultante P_{Rx} calculée est positive ($P_{Rx} > 0$) la zone active est en déséquilibre, c'est-à-dire que l'on a surestimé la valeur de sécurité F_{sc} .

* Si P_{Rx} est égale à zéro ($P_{Rx} = 0$) la zone active est en équilibre vérifiant la sécurité F_{sc} .

* Si P_{Rx} est négative ($P_{Rx} < 0$) la zone active est en équilibre surabondant sans renforcement. Cela indique que la sécurité choisie F_{sc} est sous-estimée.

Afin de calculer la valeur de P_{Rx} , on vérifie pour chaque bloc dans la zone active deux des trois équations de la statique, c'est-à-dire:

- l'équilibre vertical par rapport à l'ordonnée Y;
- l'équilibre horizontal par rapport à l'abscisse X.

Avec F_{sc} fixé, on procède à la résolution des quatre équations obtenues (deux par bloc), déterminant la résultante horizontale P_{Rx} nécessaire à l'équilibre de la zone active (figure I.5.3.b).

Afin d'avoir un exposé plus détaillé de cette méthode et de la mise en oeuvre des équations, on se référera au mémoire de thèse BORDAIRON (1986).

Chapitre II

MODELISATION BIDIMENSIONNELLE DES MASSIFS RENFORCES PAR DES GEOTEXTILES

Introduction 75

II.1 La géométrie..... 77

II.2 Le sol..... 78

II.3 Le parement..... 78

 II.3.1 Le parement souple..... 78

 II.3.2 Le parement cellulaire..... 80

II.4 Les armatures..... 85

II.5 Déroulement des essais et mesures 91

II.6 Le calcul à l'état limite 95

 II.6.1 Choix de la ligne de glissement critique 95

 II.6.2 Emergence de la ligne de glissement en pied du massif..... 97

 II.6.3 Calcul du coefficient de sécurité F_{sc} 101

 II.6.4 Calculs des tensions d'ancrage 103

 II.6.4.a *Calcul de la stabilité interne pour la ligne de glissement mixte, d'un cas typique le (6-9P) renforcé par le papier..... 104*

 II.6.4.b *Calcul de la stabilité interne pour la ligne de glissement mixte, d'un cas typique le (6-9G) renforcé par le géotextile 106*

 II.6.5 Calcul du coefficient de sécurité F_{sx} 107

II.7 Identification des massifs étudiés..... 109

Chapitre II

MODELISATION BIDIMENSIONNELLE DES MASSIFS RENFORCES PAR DES GEOTEXTILES

Introduction

L'approche utilisée ici pour l'étude des massifs renforcés se fonde sur l'utilisation du modèle analogique de sol de SCHNEEBELI (1957) qui permet l'étude d'ouvrages en déformations planes. Les essais sont simples, peu coûteux et de bonne reproductibilité. Bien sûr les conditions de similitude ne sont pas toutes respectées, mais cette approche permet une étude systématique des conditions de rupture, impossible en vraie grandeur, et excessivement plus laborieuse pour un modèle réduit avec sol pulvérulent (sable) par exemple.

L'expérimentation par l'instrumentation directe d'un ouvrage est le moyen apparemment le plus sûr, que l'on retiendra a priori, lorsque l'on veut étudier le comportement d'un ouvrage ou d'un système physique. Cette procédure est bien souvent abandonnée au bénéfice d'une étude en modèle réduit pour de nombreuses raisons, l'unicité de l'ouvrage expérimental lui enlevant souvent une bonne part de représentativité.

L'intérêt de l'expérimentation en modèle réduit des ouvrages géotechniques permet de déterminer les bases physiques nécessaires à une bonne compréhension des phénomènes mécaniques, en particulier les mécanismes de rupture, d'optimiser la conception et d'aboutir à une méthode de dimensionnement précise, extrapolable aux ouvrages en vraie grandeur.

Théoriquement, le modèle réduit doit représenter le plus fidèlement possible l'ouvrage réel à étudier. La similitude entre modèle et ouvrage sera d'autant plus difficile à réaliser que ce dernier sera complexe. En tous cas, on doit toujours se poser la question de savoir si les résultats obtenus peuvent être légitimement extrapolés à l'ouvrage réel, en dépit de tout le soin et le sérieux apportés à une étude en modèle réduit, parce qu'il est toujours difficile de réaliser une

modélisation parfaite en ce qui concerne les contraintes et les déformations dans le sol - BOLTON (1990).

Comme il est pratiquement très difficile de satisfaire à toutes les données du problème, on peut dans une certaine mesure contourner ces difficultés en se contentant d'une similitude partielle. Dans notre cas, nous avons pris une option de ce type, mais dans une optique un peu différente. Le massif renforcé en modèle réduit ne pouvant être semblable au cas réel (même si parement et armatures ont été choisis en accord avec les règles de similitude), nous avons concentré notre travail sur l'étude du modèle en tant qu'ouvrage à part entière. Ceci a été facilité par la limitation de notre étude aux conditions de rupture, et non à la situation antérieure. Le dimensionnement à l'état limite sera testé sur "l'ouvrage de laboratoire". Ce modèle nous permettra cependant, comme on le verra de tirer des enseignements pour les ouvrages en vraie grandeur.

Toute l'étude présentée dans ce mémoire a été faite sur modèle réduit, en déformations planes à partir du matériau de Schneebeli. Ce modèle est de conception simple, sa réalisation est facile et peu coûteuse, ce qui nous permet de présenter dans ce mémoire un grand nombre d'essais.

Sur ce modèle, nous avons étudié des murs homogènes sans surcharges. Les renseignements obtenus proviennent des observations effectuées avant, pendant et après la rupture. Il s'agit par exemple de la variation de la hauteur maximale ou critique (H_{max}) du mur ou le type de rupture, lorsque l'on fait varier la longueur des armatures, la tension de rupture des armatures (α_r), l'inclinaison du parement (β), l'espacement vertical entre deux lits d'armatures ΔH ou finalement le type de parement. Le modèle réduit est étudié en tant que tel (échelle 1) avec ses propres caractéristiques, mais les résultats de cette étude paramétrique ont déjà apporté des modifications théoriques aux codes de calcul développés à l'I.R.I.G.M. pour le dimensionnement et la validation des sols renforcés par géosynthétiques GOURC et al. (1990).

II.1 La géométrie

Le type de modèle étudié est celui présenté sur la figure II.1 ci dessous. Cinq types d'ouvrages ont été considérés dans ce rapport:

- parement souple + sol renforcé par armature,
- parement cellulaire + sol non renforcé,
- parement cellulaire + sol renforcé par des armatures non liées (indépendantes) au parement,
- parement cellulaire + sol renforcé par des armatures pincées au parement,
- parement cellulaire + sol renforcé par des armatures liées au parement.

En se référant à la figure II.1 ci-dessous, on entend par "armatures non liées au parement", une longueur d'armatures $L_g = L - L_c$ dont l'extrémité jouxte le parement. Pour un parement cellulaire avec un sol renforcé par des armatures "pincées au parement" $L_g = L$, les cellules sont juste posées sur les nappes de renforcement. Il y a donc, la possibilité d'avoir un déplacement différentiel entre la cellule et la nappe. On entend par armatures "liées au parement", les armatures qui sont solidaires de celui-ci. Dans ce cas, tous les déplacements du parement sont transmis aux nappes de renforcement sans déplacement différentiel, mais $L_g = L$ comme pour le cas des armatures "pincées".

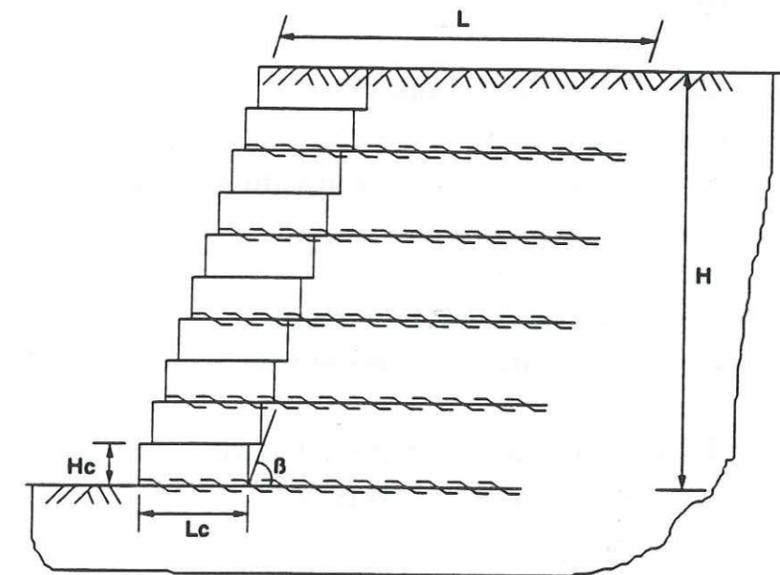


Figure II.1:- Les paramètres géométriques des modèles

Nous présenterons dans les chapitres suivants, les résultats obtenus correspondant aux conditions:

- inclinaison du parement $\beta=60^\circ, 80^\circ, \text{ et } 90^\circ$;
- longueur des armatures $L=0,24\text{m}, 0,33\text{m}, 0,42\text{m}, \text{ et } 0,60\text{m}$;
- espacement entre les nappes d'armatures $\Delta H=0,035 \text{ et } 0,07\text{m}$;
- type d'armature -tension à la rupture $\alpha_r=5\text{kN/m}, \text{ et } 0,14\text{kN/m}$;
- largeur des cellules $L_c=0,05\text{m}, \text{ et } 0,09\text{m}$.

II.2 Le sol

Le modèle réduit bidimensionnel est en rouleaux de Schneebeli, constitué d'un empilement de rouleaux en duralumin de 6cm de long de diamètres 2, 3 ou 5mm matés ou non, avec des proportions égales en poids c'est-à-dire 1/3 pour chaque diamètre. Le poids volumique de l'arrangement pulvérulent est de $\gamma_s=22,5\text{kN/m}^3$ et l'angle de frottement interne $\phi_s=25^\circ$, la cohésion est nulle $C_s=0\text{kPa}$. Il s'agit d'un modèle en déformations planes.

II.3 Le parement

II.3.1 Le parement souple

Celui-ci se réalise comme in-situ avec des géotextiles, par rabattement des nappes au parement. L'utilisation d'un coffrage s'impose pour obtenir un sol à proximité du parement le plus compact possible.

Les étapes des deux techniques de mise en place envisagées au début de nos recherches sont montrées sur la figure II.3.1. Elles sont:

- le rabattement supérieur (vers le haut), et
- le rabattement inférieur (vers le bas).

Après avoir fait quelques essais utilisant les deux techniques, nous avons décidé de continuer seulement avec le rabattement inférieur.

Outre le fait que cette technique tend à être la plus utilisée sur le terrain (facilité de mise en oeuvre oblige), elle est aussi dans notre cas la plus facile à modéliser.

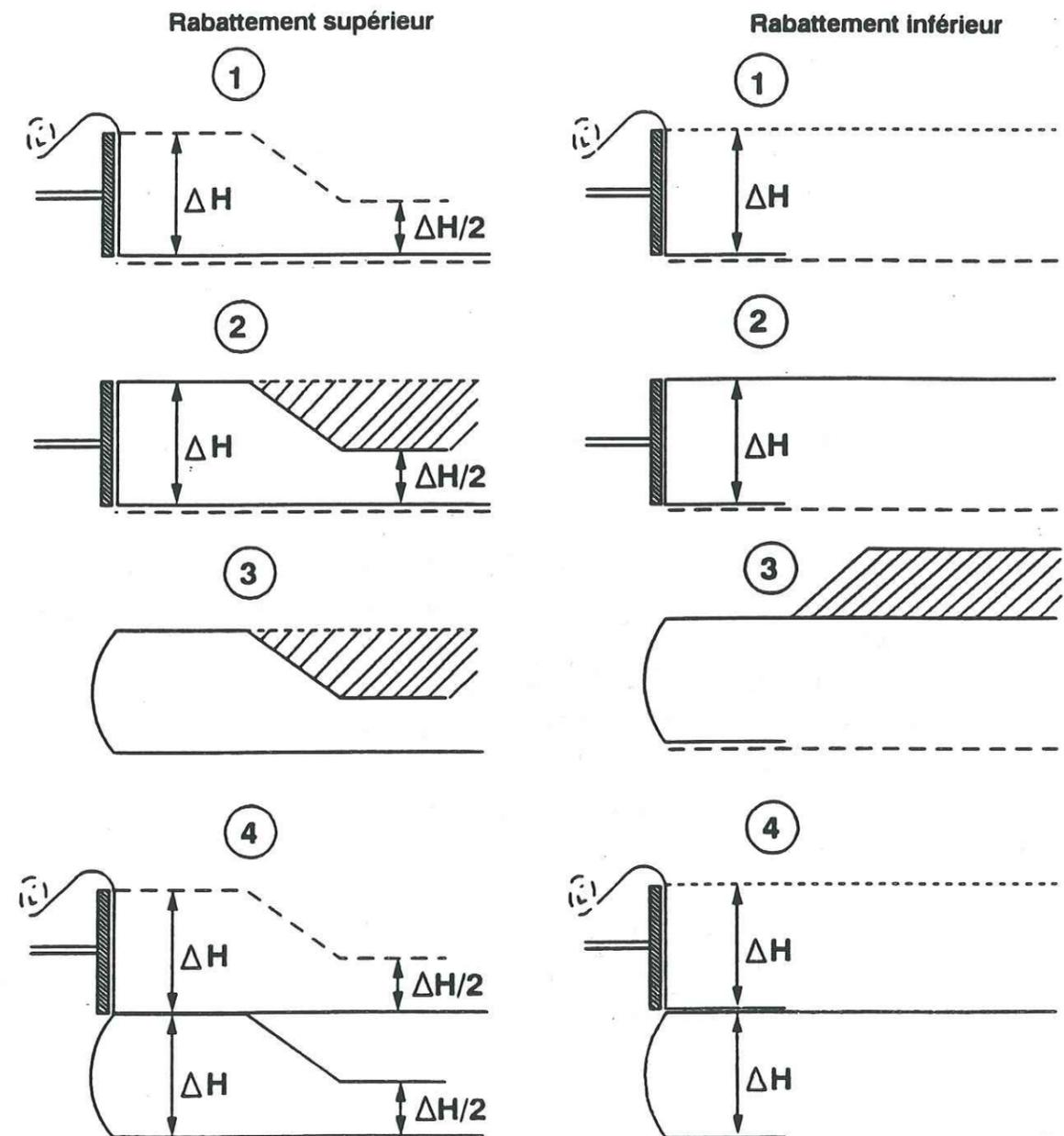


Figure II.3.1:- Les deux techniques utilisées pour la mise en place d'un parement géosynthétique

II.3.2 Le parement cellulaire

Nous avons vu dans l'Introduction générale que diverses formes de cellules en béton sont proposées sur le marché du soutènement. Elles peuvent avoir une structure pleine ou creuse, avec différentes possibilités de déplacement relatif entre cellules. Leurs dimensions varient et la condition d'accrochage de l'armature géosynthétique varie aussi.

Dans notre modèle nous avons considéré des cellules en mortier évidées. Les deux types de cellules qui ont été utilisés sont:

- l'élément que nous appelons "C5", qui est un élément en forme de "U", 3,5cm de haut, 8cm de large et 5cm de long réalisé en mortier résine (figure II.3.2.a); le poids volumique d'une de ces cellules remplie de rouleaux est $\gamma_c=18,6kN/m^3$; ces cellules ont une base amovible c'est le seul type de cellules utilisé dans les premiers essais - WILSON-JONES (1988); les schémas de la figure II.3.2.b montrent les dimensions de l'élément cellulaire, et l'arrangement des cellules pour obtenir un angle β fixe;

- le second élément est celui que nous appelons le "C9", il est approximativement à l'échelle 1/5^e d'une cellule réelle d'un élément standard LOFFEL, l'élément fait 3,5cm de haut, 8cm de large et 9cm de long, il est réalisé en mortier de béton, le poids volumique d'un élément rempli de rouleaux est $\gamma_c=19,22kN/m^3$, la base de chaque élément est solidaire avec le reste. Les schémas de la figure II.3.2.c montrent les dimensions de l'élément, et l'arrangement des cellules pour obtenir un angle β fixe.

La fondation du mur cellulaire est simplement constituée d'une première cellule, non encastrée dans le massif. Le frottement entre le béton des cellules et les rouleaux, déterminé par la méthode du talus naturel, est $\phi_c=18^\circ$.

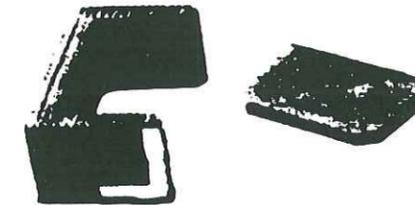
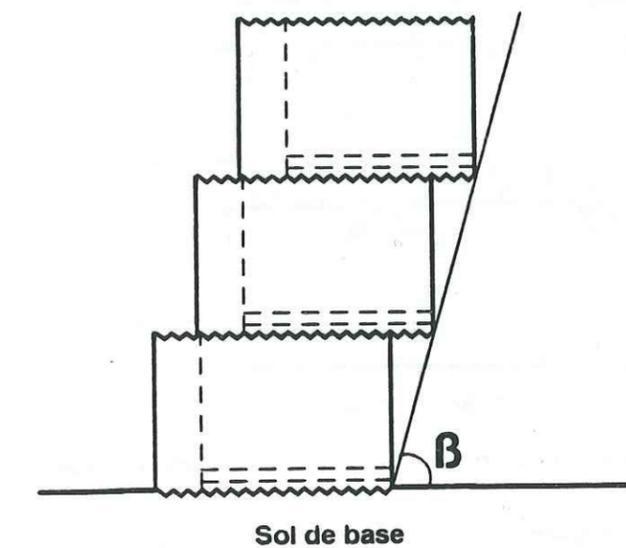
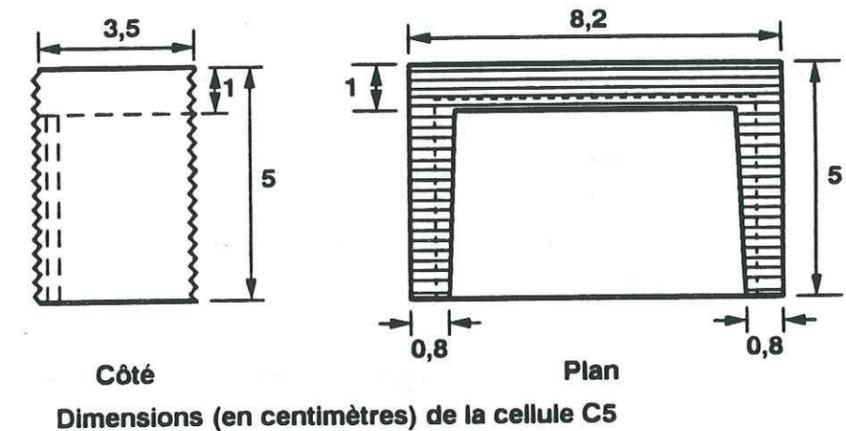


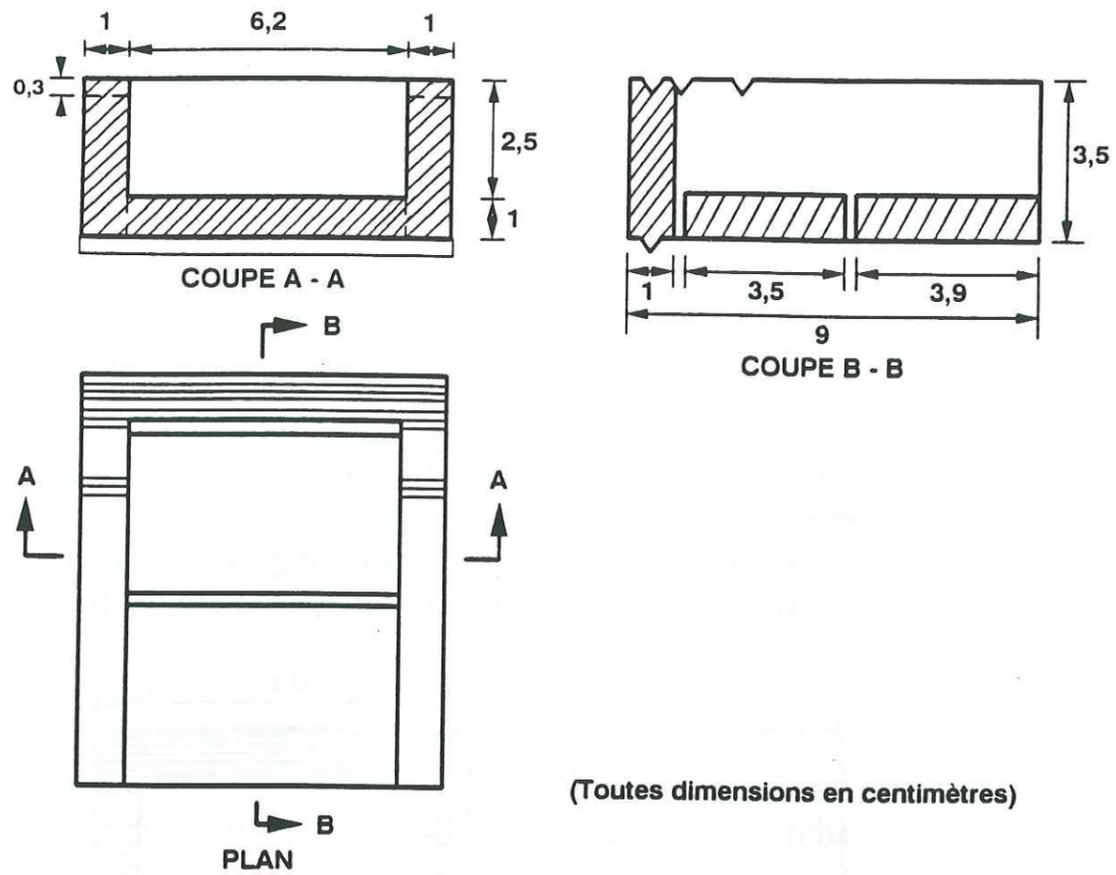
Figure II.3.2.a.- L'élément C5 avec sa base escamotable, utilisé pour le parement

Ces éléments sont empilés les uns sur les autres, le ou les crans à la base permettant d'obtenir une pente β de parement constante, avec possibilité de basculement (figures II.3.2.b et II.3.2.c). Il peut y avoir une rotation relative d'une cellule par rapport à l'autre, mais le glissement est en principe impossible cellule/cellule (photos II.3.2.a et II.3.2.b). Il y a la possibilité d'avoir une fixation - armature liée - (figure II.3.2.e) ou non-fixation - armature non liée - des armatures aux cellules (figure II.3.2.f).

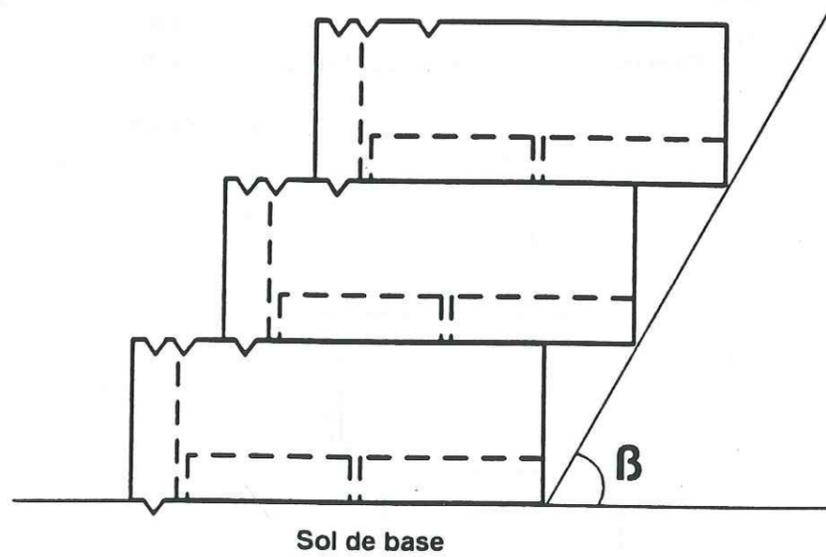


Arrangement des cellules C5 pour un angle β fixe

Figure II.3.2.b.- L'élément cellulaire C5



Les dimensions de l'élément cellulaire C9



Arrangement des cellules C9 pour un angle β fixe

Figure II.3.2.c:- L'élément cellulaire C9

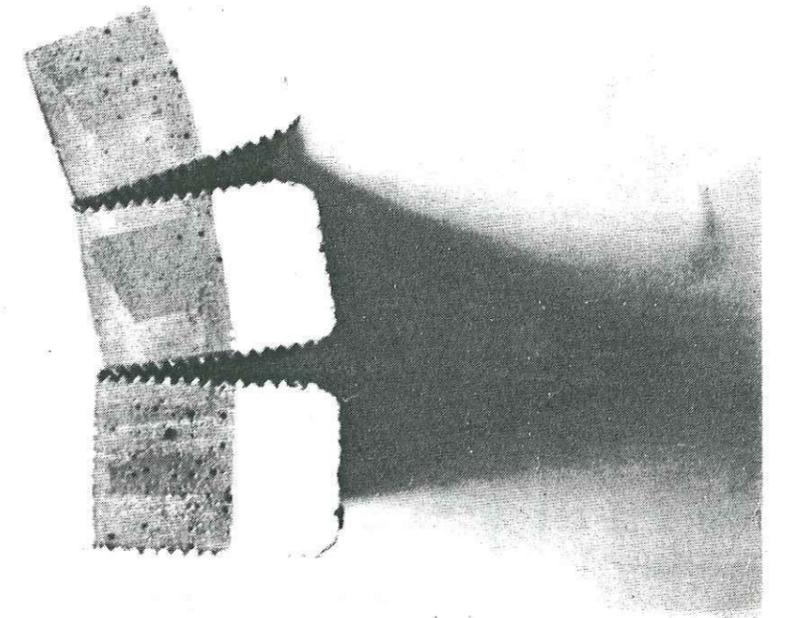


Photo II.3.2.a:- Rotations relatives entre les petites cellules (C5)

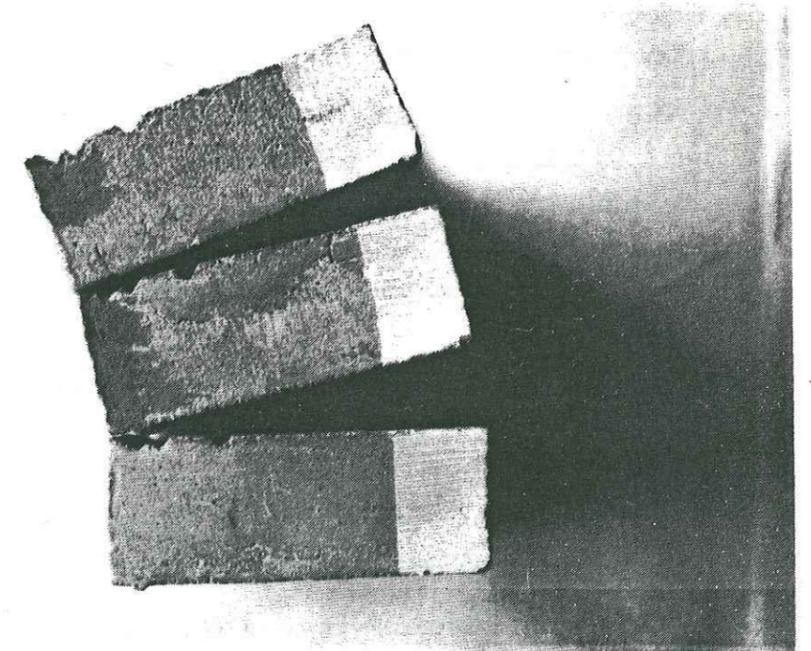
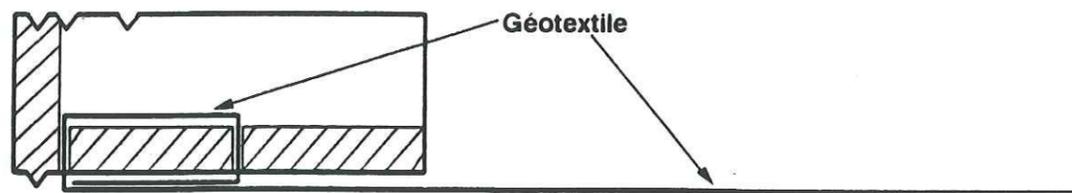
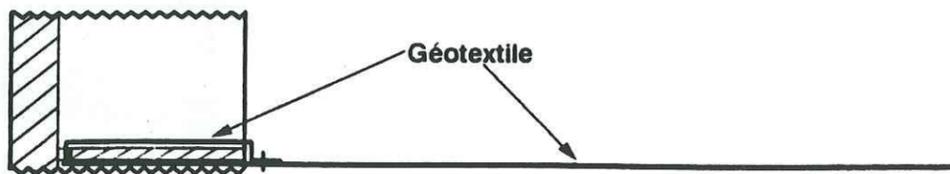


Photo II.3.2.b:- Rotations relatives entre les grandes cellules (C9)



Coupe: Fixation du géotextile à la cellule C9

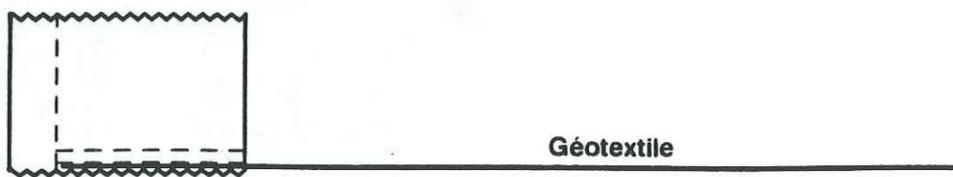


Coupe: Fixation du géotextile à la cellule C5

Figure II.3.2.d:- Fixation - armature liée à la cellule



Géotextile non lié à la cellule C9



Géotextile pincé par la cellule C5

Figure II.3.2.e:- Armature non liée, armature pincée

A la base du mur cellulaire il y a une couche de rouleaux de 15cm d'épaisseur, ayant les mêmes caractéristiques mécaniques et physiques que les rouleaux des massifs. Cette base est démontée et remise en place, chaque fois avant montage d'un nouveau massif, afin de ne pas créer une zone hétérogène à la base.

II.4 Les armatures

Nous avons utilisé deux types d'armatures. Chaque nappe d'armatures était de largeur 6cm comme le modèle de Schneebeli, de longueur variable, 24cm à 60cm, et disposée horizontalement.

Le premier type d'armature considéré est un géotextile non-tissé, thermolié, un TYPAR 3207 avec une masse surfacique $M=68g/m^2$ et une tension à la rupture $\alpha_r=5kN/m$.

Le deuxième type est un papier ouate, fait d'ouate de cellulose avec une masse surfacique $M=17g/m^2$ et une tension à la rupture $\alpha_r=0,14kN/m$.

Le but de l'utilisation de l'armature en papier était d'obtenir l'instabilité interne par cassure des nappes d'armatures à l'intérieur du massif renforcé ($\alpha_r < \alpha_{aj}$), et non par rupture d'ancrage ($\alpha_{aj} < \alpha_r$) seul cas envisageable avec l'armature en géotextile dont la tension de rupture α_r est beaucoup plus forte que les tensions d'ancrage α_{aj} induites dans les armatures.

Les tensions mobilisées en ancrage dépendent du frottement d'interface sol-armature. L'interaction sol-armature (ϕ_g) a été mesurée à partir d'essais d'extraction d'une nappe horizontale confinée dans un massif de rouleaux de hauteur H au-dessus de l'armature à parement vertical (figures II.4.a et II.4.b).

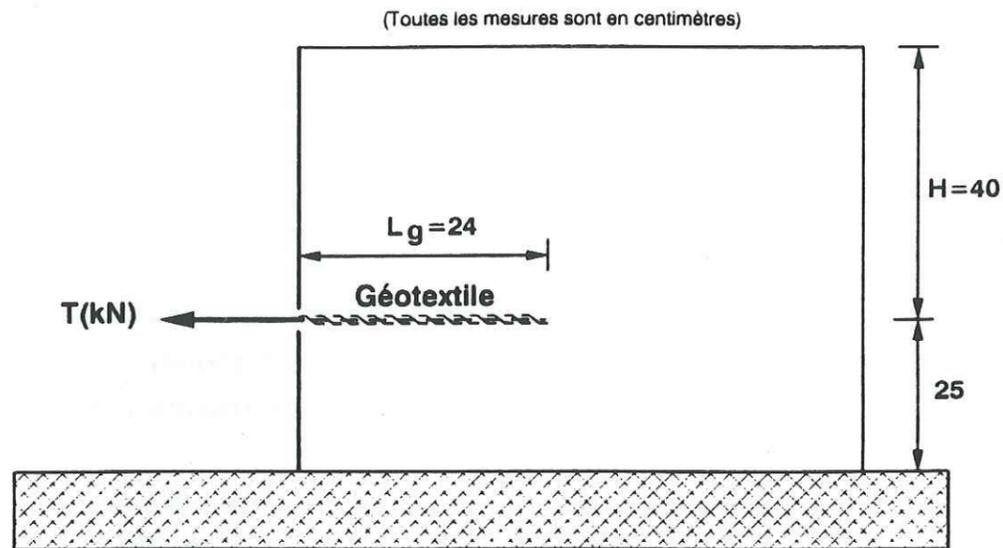


Figure II.4.a:- Essai d'extraction - Géotextile en parement

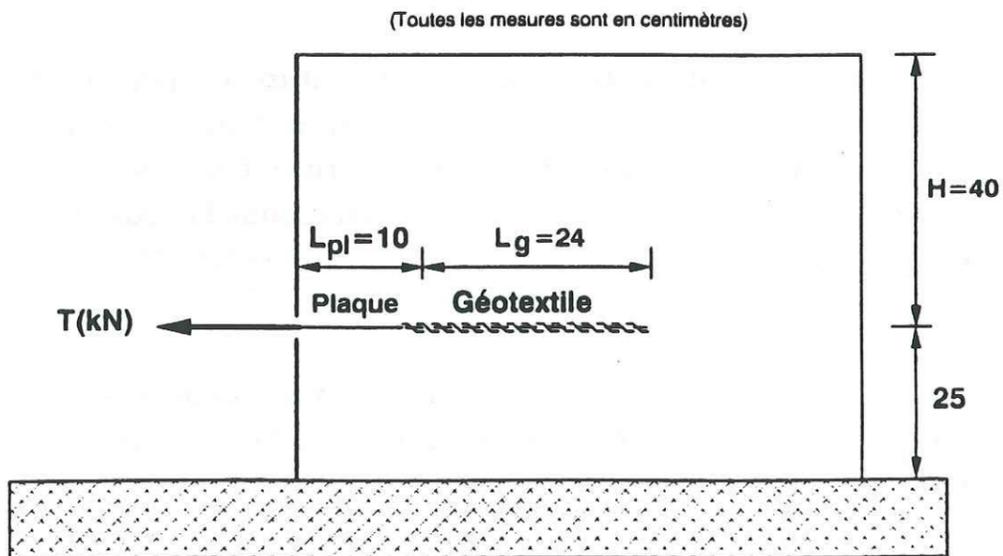


Figure II.4.b:- Essai d'extraction - Géotextile interne

Nous présentons les résultats obtenus pour trois hauteurs $H=0,20$; $0,30$ et $0,40$ m et, deux positions du géotextile par rapport au parement rigide:

- armature adjacente au parement (figure II.4.c),
- armature éloignée du parement par l'intermédiaire d'une plaque de garde $L_{pl}=0,10$ m (figure II.4.d).

Cette comparaison nous permet de montrer la perturbation apportée par le parement rigide et fixe, et la nécessité pour des expériences d'ancrage représentatives d'éloigner la nappe de la paroi frontale de la cuve d'essai.

Afin d'obtenir l'angle de frottement sol-géotextile ϕ_g , on soustrait préalablement l'effet d'ancrage sur la plaque de garde. On écrit:

$$\alpha_a(u) = 2(\tau_{pl}(u) \cdot L_{pl} + \tau(u) \cdot L_g)$$

Le maximum en ancrage pour la plaque étant obtenu systématiquement avant le maximum pour le géotextile, on peut obtenir la valeur moyenne de frottement sol-géotextile par la formule:

$$\tau(\max) = \gamma_s \cdot H \cdot \text{tg} \phi_g = \frac{\alpha_a(\max) - 2 \cdot L_{pl} \cdot \tau_{pl}(\max)}{2 \cdot L_g}$$

où u : déplacement en tête d'ancrage;

$\tau(u)$: contrainte moyenne de frottement sol-armature pour un déplacement u ;

$\tau_{pl}(u)$: contrainte moyenne de frottement sol-plaque pour un déplacement u ; et

$\alpha_a(u)$: effort d'ancrage de l'armature + plaque, pour une largeur unité et un déplacement u .

$\tau_{pl}(\max)$ est la valeur moyenne du cisaillement maximal obtenu par un essai d'extraction de la plaque d'ancrage seule (figure II.4.e pour les contraintes verticales équivalentes à celles utilisées pour l'extraction du géotextile et, figure II.4.f pour les contraintes équivalentes à celles utilisées pour l'extraction du papier). On obtient ainsi à partir de la représentation de Mohr, la valeur moyenne $\phi_g=20,5^\circ$ pour le géotextile.

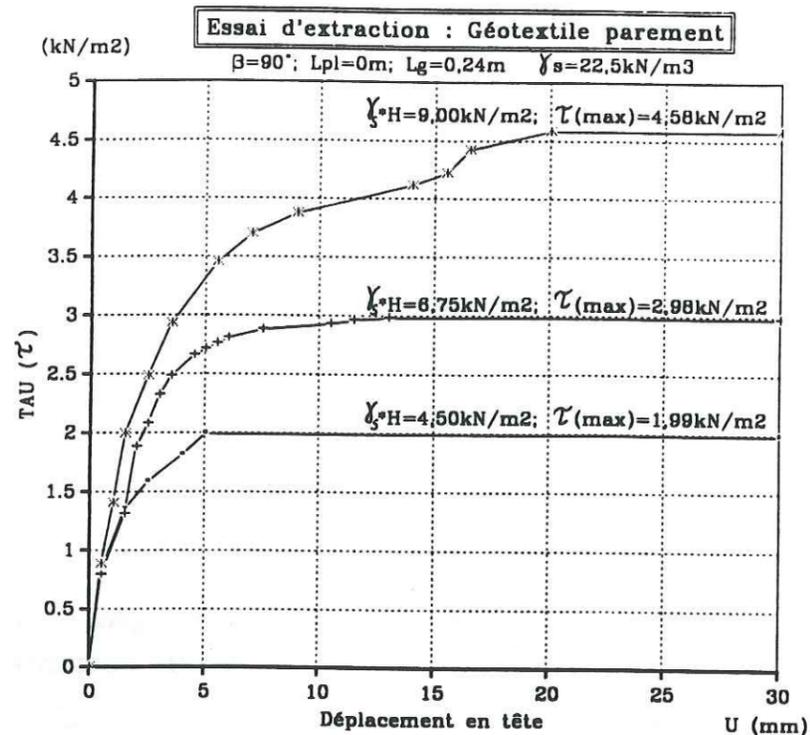


Figure II.4.c: - Géotextile adjacent au parement (Contrainte de frottement moyenne sol-géotextile)

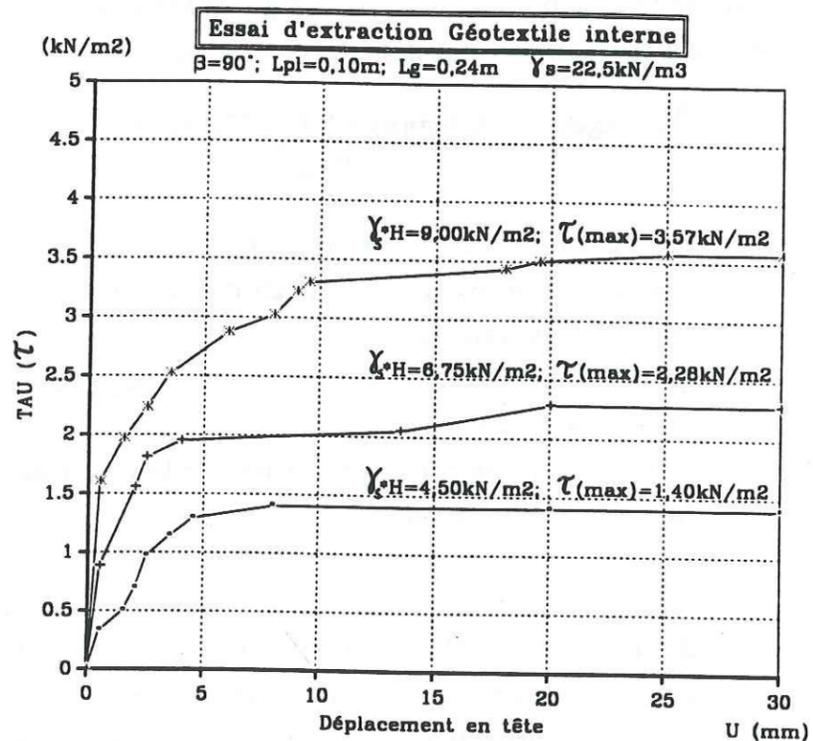


Figure II.4.d: - Géotextile éloigné du parement par une plaque de garde (Contrainte de frottement moyenne sol-géotextile)

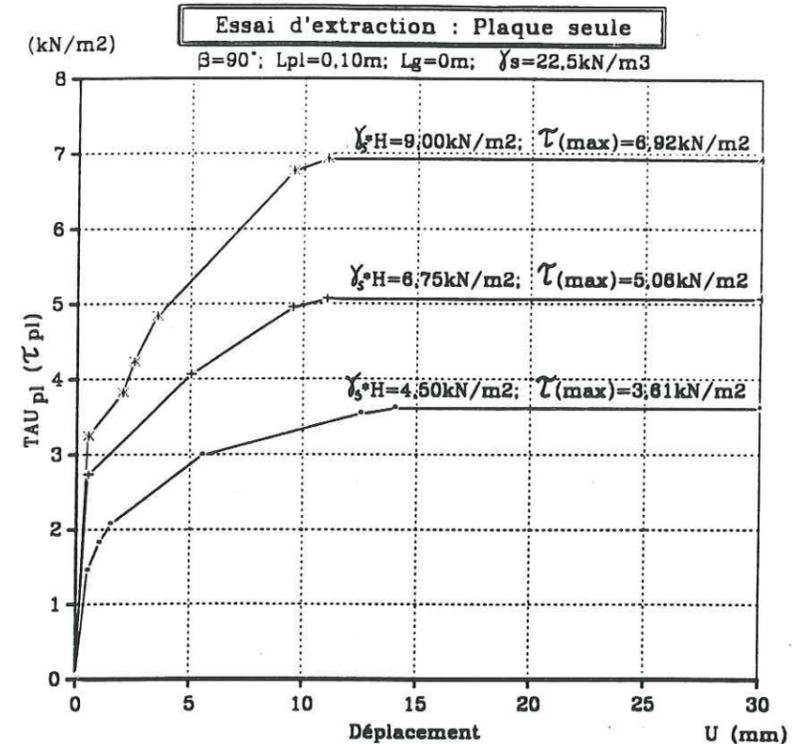


Figure II.4.e: - Extraction de la plaque seule (contraintes verticales équivalentes à celles pour le géotextile)

Vu la faible tension de rupture du papier ($\alpha_r=0,14kN/m$), nous n'avons pas pu faire les essais d'extraction du papier sous fortes contraintes verticales comme pour le géotextile. Les hauteurs de sol de confinement utilisées dans le cas du papier interne étaient plus faibles - $H=5; 10$ et $15cm$ - (figure II.4.g).

En utilisant les résultats de ces essais d'extraction (inclusion interne), nous avons calculé un angle de frottement sol-géotextile $\phi_g=20,5^\circ$ et un frottement sol-papier $\phi_g=18,4^\circ$ (figure II.3.h). Ces valeurs correspondent à $tg\phi_g/tg\phi_s=0,80$ pour le géotextile et $tg\phi_g/tg\phi_s=0,71$ pour le papier. Ce sont les valeurs retenues dans nos calculs.

Remarque: Nous avons ajouté sur la figure II.4.h, la courbe intrinsèque correspondant à l'extraction du géotextile adjacent au parement. On voit que celle-ci donne un angle de frottement sol-géotextile $\phi'_g=25,7^\circ$, qui est nettement supérieur au frottement sol-géotextile (géotextile interne) $\phi_g=20,5^\circ$. Cette valeur élevée de ϕ'_g est le résultat des effets de bords (augmentation des contraintes de confinement sur le géotextile) à la proximité du parement.

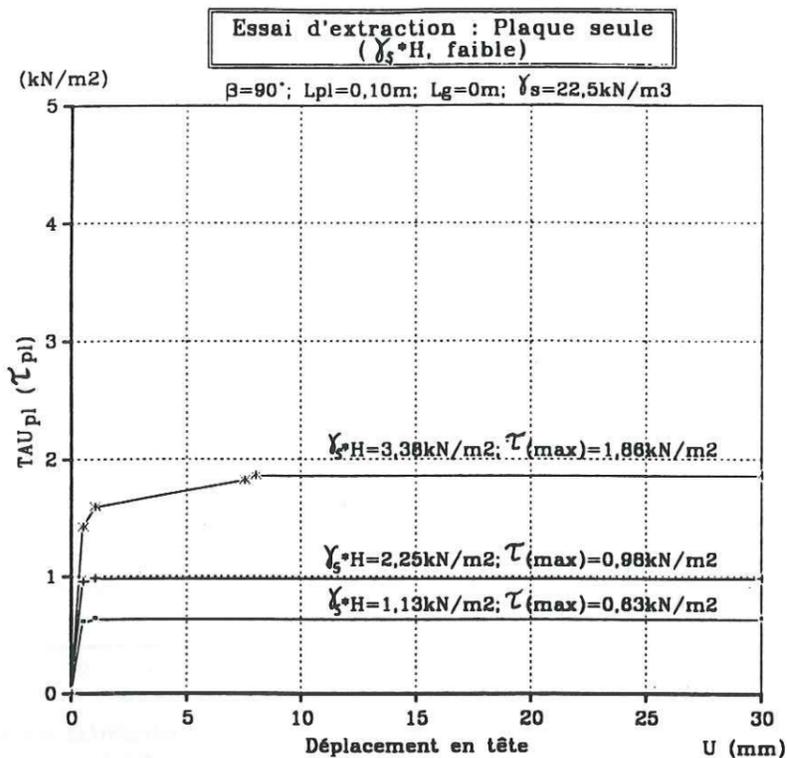


Figure II.4.f:— Extraction de la plaque seule (gamme de contraintes verticales utilisées pour le papier)

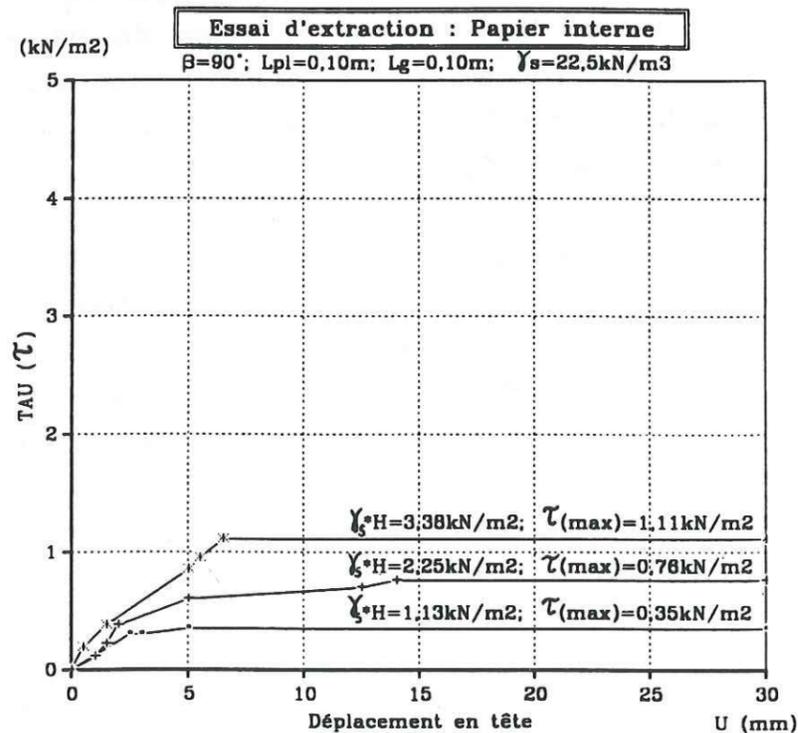


Figure II.4.g:— Essai d'extraction, papier interne (Contrainte de frottement moyenne sol-papier)

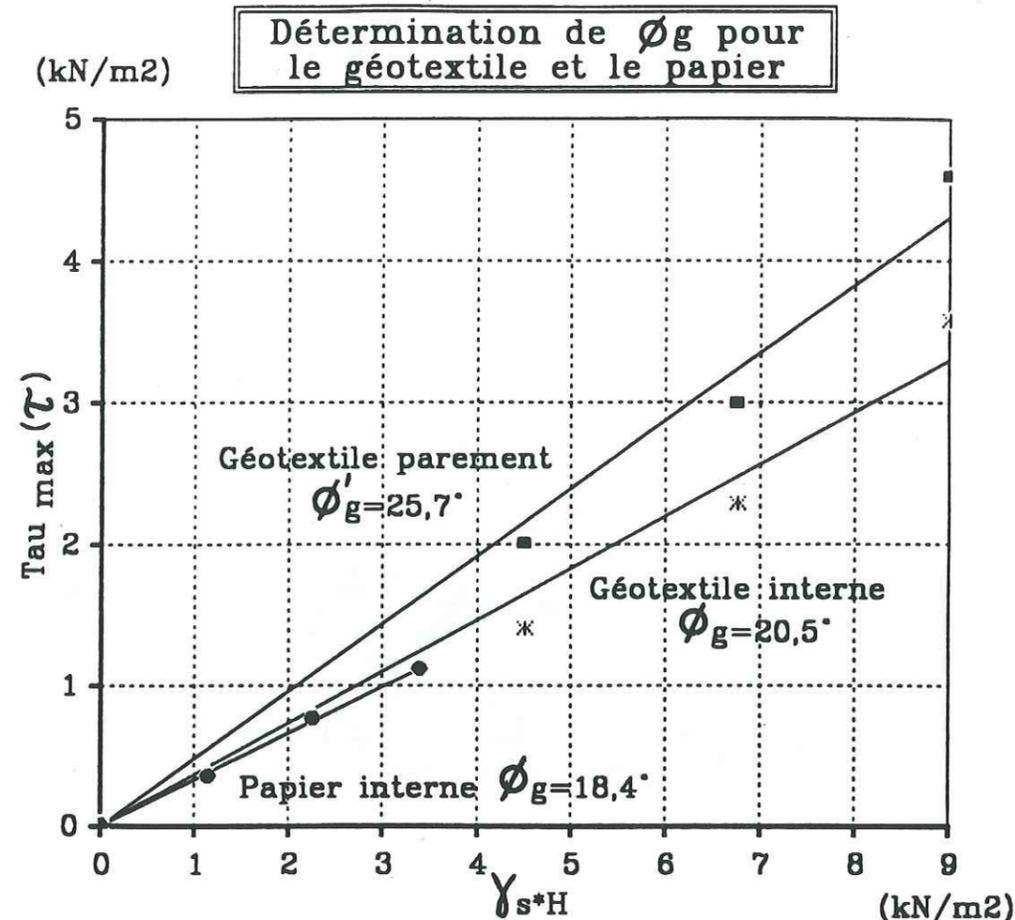


Figure II.4.h:— Courbes intrinsèques pour l'extraction du:
 géotextile parement ■
 géotextile interne *
 papier interne ●

II.5 Déroulement des essais et mesures

Le massif est construit couche par couche d'épaisseur $\Delta H=3,5cm$ ou $7cm$, sur une base horizontale de rouleaux épaisse d'environ $15cm \pm 1cm$ avec les mêmes caractéristiques physiques que celles du massif. Nous avons placé des repères, qui sont des épingles à têtes rondes et colorées, entre les rouleaux pour nous permettre une évaluation des déplacements à partir de clichés photographiques pris phase par phase (photo II.5.a). La construction est poursuivie jusqu'à la hauteur limite (H_{max}) entraînant la ruine de l'ouvrage.

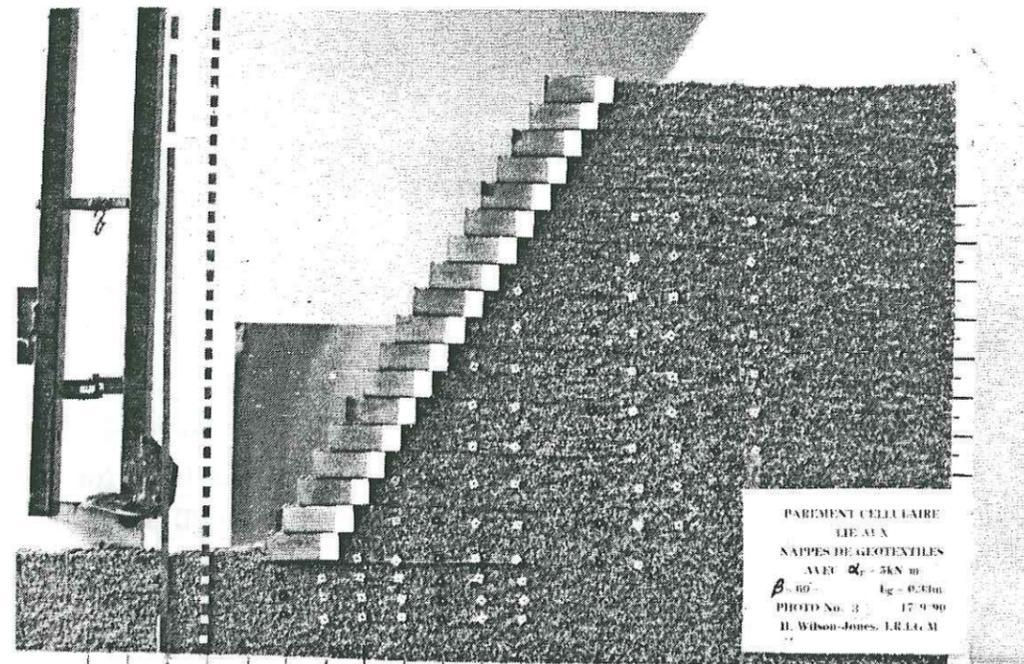


Photo II.5.a:- Les clichés photographiques

On obtient les déplacements relatifs entre deux phases de la construction, par enregistrement des points repères à la table à digitaliser, ensuite, une superposition des diagrammes des deux phases est faite à l'aide d'un micro-ordinateur et d'une table traçante. On superpose des maillages et non pas des images comme en stéréophotogrammétrie qui pourrait par la suite, être utilisée sur ce type d'expérience. Ceci nous a permis de déterminer la frontière cinématique entre la zone active et la zone passive, que nous avons appelée ligne de glissement (figures II.5.b). En fait, il s'agit d'une bande de cisaillement séparant la zone en mouvement quasi en bloc et la zone immobile.

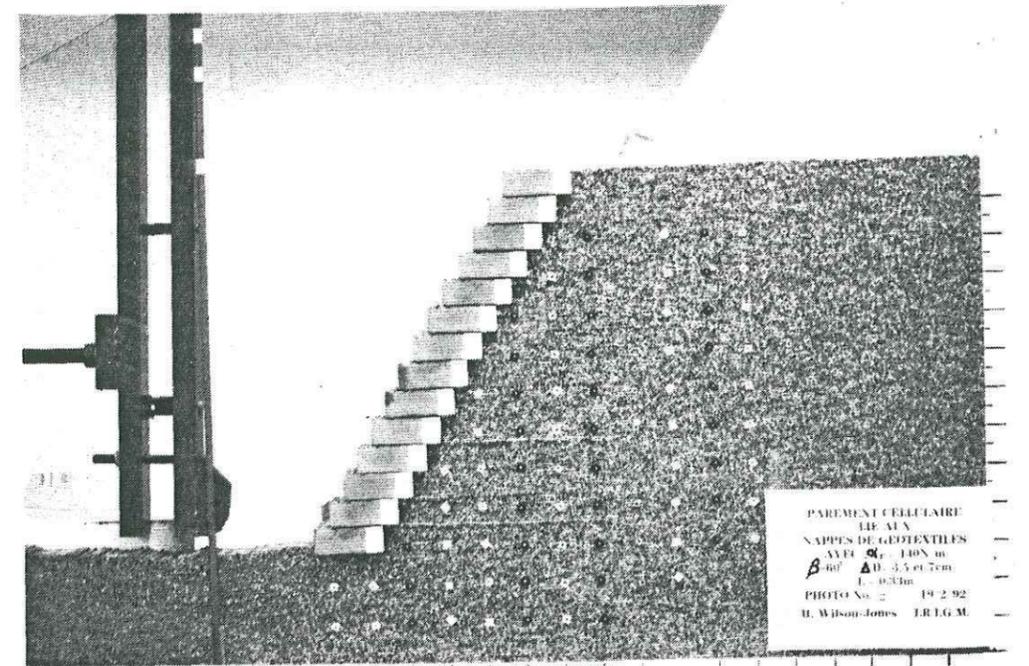


Photo II.5.b:- Photo initiale du massif en place

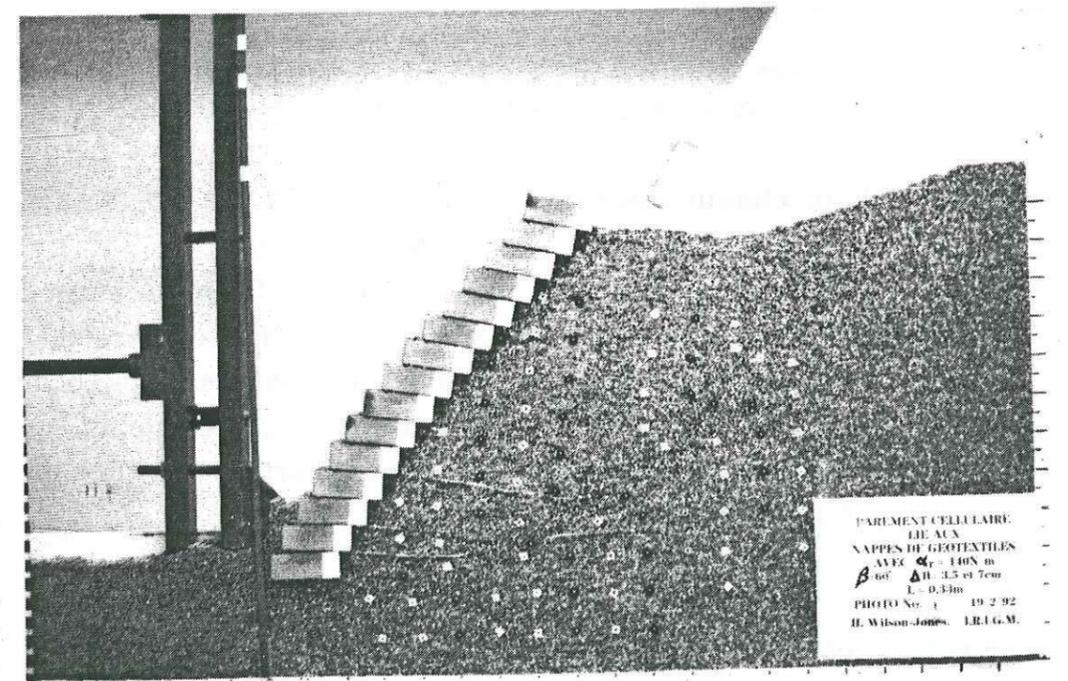


Photo II.5.c:- Photo finale du massif après la rupture

La superposition des points de repères prélevés sur les photos II.5.b et II.5.c donne le diagramme de la figure II.5 ci-dessous.

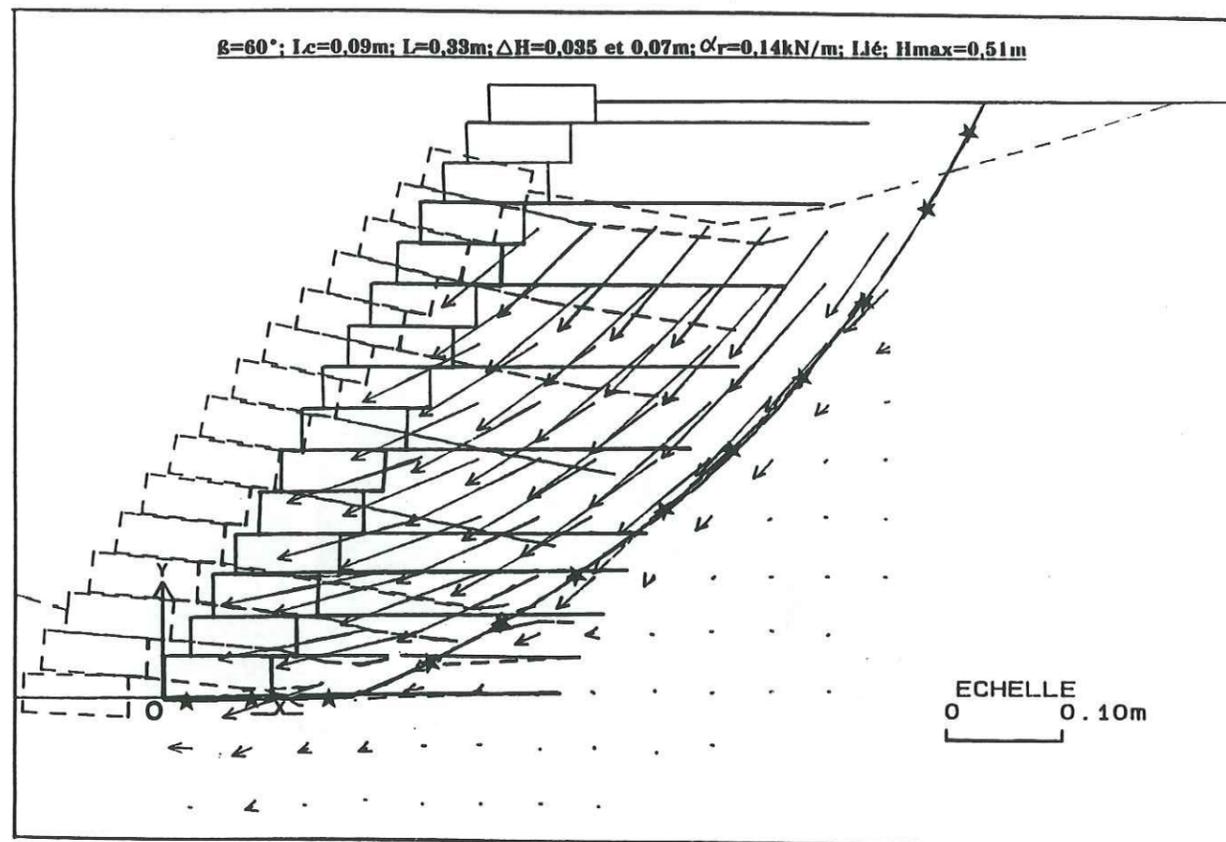


Figure II.5:- Superposition des points de repères prélevés sur les photos initiale et finale + la ligne de glissement

Pour chaque essai nous fixions:

- l'angle du parement $\beta=60^\circ$ ou 80° ou 90° ,
- la longueur des armatures $L=24\text{cm}$ ou 33cm ou 42cm ou 60cm ,
- la résistance des armatures $\alpha_r=0,14\text{kN/m}$ ou 5kN/m ,
- l'espacement entre les couches d'armatures $\Delta H=3,5\text{cm}$ ou 7cm ,
- le type de parement, cellulaire ou en géotextile, et
- la fixation entre le parement et les armatures (liée, pincée ou non-liée).

Après avoir mis les repères sur le massif au cours d'un essai, nous prenions des photographies des différentes étapes avant et après la rupture. Lorsque c'était possible, nous prenions une photographie au moment de la rupture. Au départ, cela était simplement qualitatif, pour observer le mouvement pendant la rupture. Par la suite, nous avons

tenté de comparer dans le cas où cela était possible, la ligne de glissement constatée sur la photographie prise pendant la rupture à celle trouvée par la superposition des photographies prises juste avant et juste après la rupture, et traitement à la table à digitaliser.

II.6 Le calcul à l'état limite

II.6.1 Choix de la ligne de glissement critique

Une fois obtenus les diagrammes par superposition des états initial et final du massif, nous tentons d'approcher cette frontière cinématique par des lignes de glissement circulaires, bilinéaires et mixtes. Pour obtenir ces lignes, on a utilisé les flèches vecteurs déplacement.

Nous avons localisé d'abord, une zone de mouvement différentiel que l'on peut appeler "la bande de cisaillement". C'est la zone dans laquelle nous avons constaté un gradient important des modules des vecteurs déplacement. Nous avons fixé donc, deux lignes délimitant : (i) la zone active des déplacements importants et homogènes; (ii) la zone à déplacements décroissants (la bande de cisaillement); et (iii) la zone à déplacements nuls (figure II.6.1).

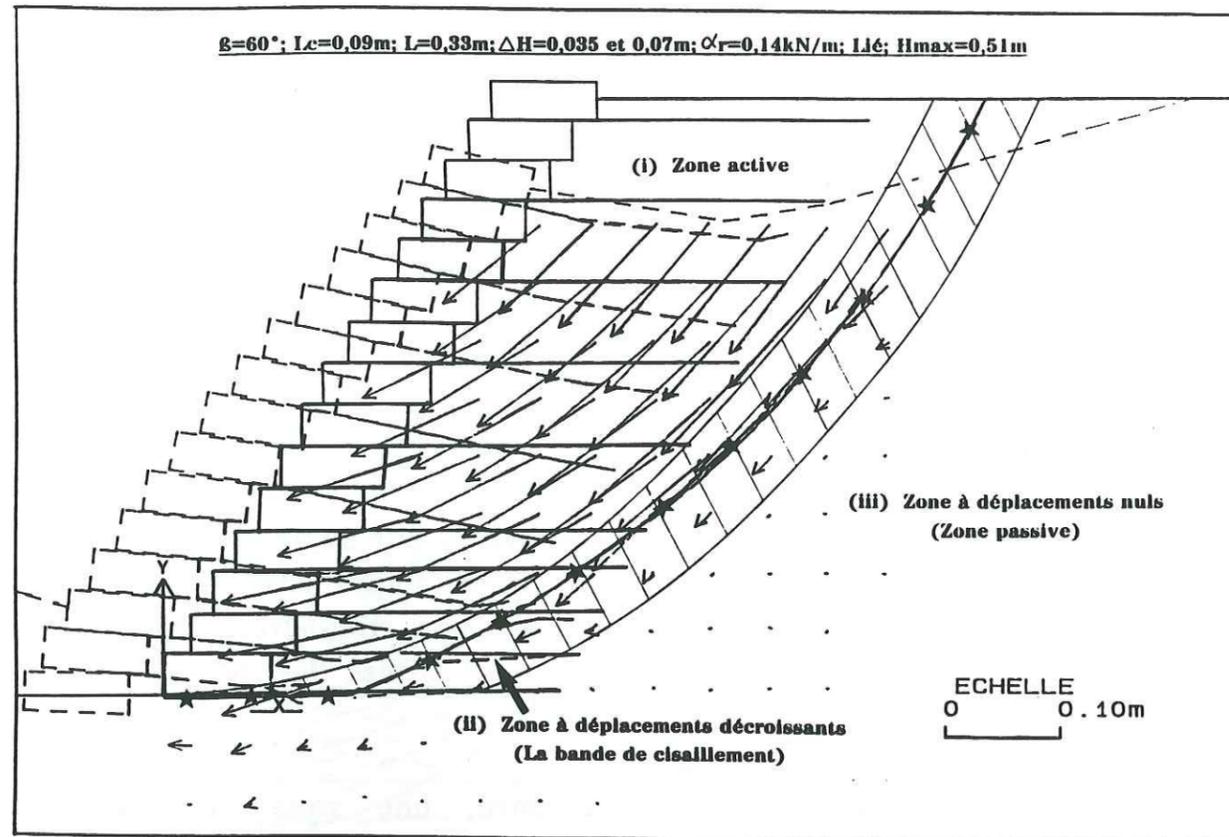


Figure II.6.1.- Les 3 zones observées après toutes les ruptures

Dans le cas des murs montés en utilisant les nappes de papier de tension de rupture $\alpha_r=0,14kN/m$, nous nous sommes laissés guider aussi par une deuxième observation pour déterminer la position de la ligne de glissement critique. Celle-ci correspond aux points de cassure des nappes. Dans la plupart des cas nous n'avons pas pu placer une ligne de glissement classique qui lie tous les points de cassure des nappes, mais nous avons essayé, d'en placer une passant le plus près possible de ces points, car la ligne critique expérimentale est assez proche de ces points de cassure (points de tension maximale). La seule réserve que l'on pourrait faire tient au caractère progressif de la rupture: toutes les armatures ne cassent pas simultanément et donc la ligne de rupture peut aussi se modifier au cours de la rupture.

Ensuite, nous avons essayé de faire passer les différentes lignes de glissement possibles (pour les trois types de lignes recherchés) dans cette bande de cisaillement. La première des trois est "circulaire", l'autre est "bilinéaire" (deux segments de droites), et la troisième "mixte"

(segment de droite + arc de cercle). Nous avons retenu pour chaque type de ligne, celle qui a donné le coefficient de sécurité F_{sc} le plus faible comme la ligne critique qui sera utilisée dans les calculs ultérieurs.

II.6.2 Emergence de la ligne de glissement en pied du massif

Au départ, nous avons fait l'hypothèse que tous les types de lignes de glissement passaient par le pied (le point O) du massif (hypothèse d'une rupture sur la hauteur maximale). Donc, nous avons pris ce point comme origine pour tous nos calculs et nous avons retenu cette hypothèse pour la majorité des essais traités. Ceci est vrai pour beaucoup de cas. Mais nos observations expérimentales nous ont montré qu'il y avait des cas, où la ligne de glissement critique passait nettement au dessus ou en dessous de la cellule à la base du massif.

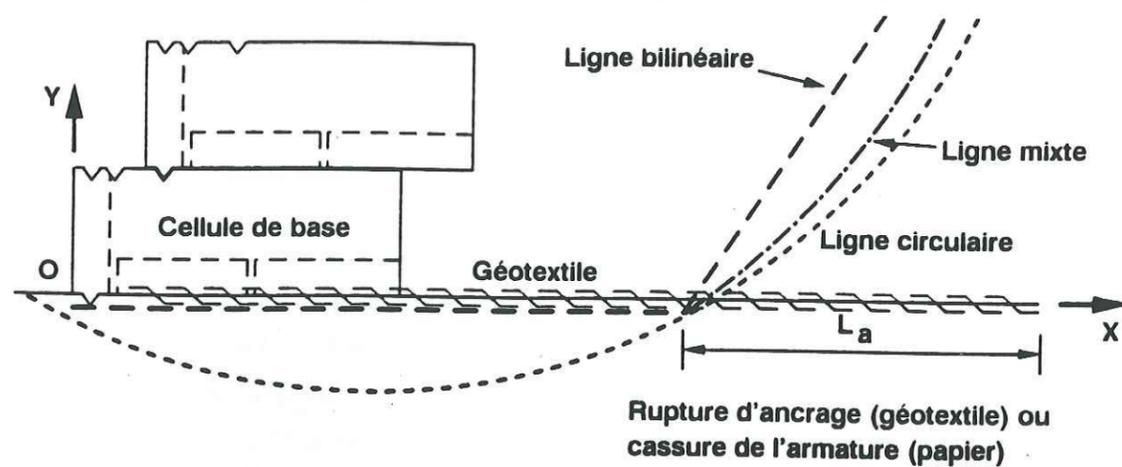
Il y a aussi des essais où nous avons constaté expérimentalement que la nappe de base n'avait pas été sollicitée en ancrage. La ligne de glissement passait juste au dessus de la nappe, pour les essais à armatures non-liées en particulier, et juste sous la nappe à la base en passant par son extrémité amont pour les essais à armatures liées. Dans ce cas, pendant la rupture il y avait frottement sur ou sous la nappe de base mais la tension d'ancrage à la base était nulle.

Nous avons donc modifié notre hypothèse et nos calculs pour respecter ces différences. Il faut noter que dans quelques cas il n'était pas possible de faire passer la ligne de glissement critique entièrement dans la bande de cisaillement, mais nous avons essayé systématiquement de l'obliger à passer le plus possible dans cette bande.

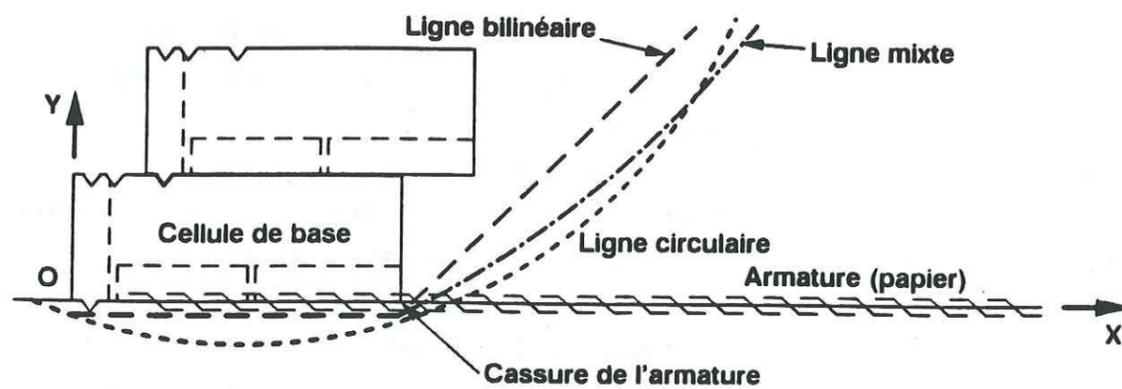
Nous présentons ici tous les différents types d'émergences de la ligne de glissement critique au pied du massif, que nous avons constatés et que nous avons pris en compte dans nos analyses.

(i) Cellules liées aux nappes d'armatures

Les lignes bilinéaire et mixte sont admissibles avec glissement de la face basse du géotextile sur le sol de fondation. La ligne circulaire est admissible avec glissement dans le sol de fondation.

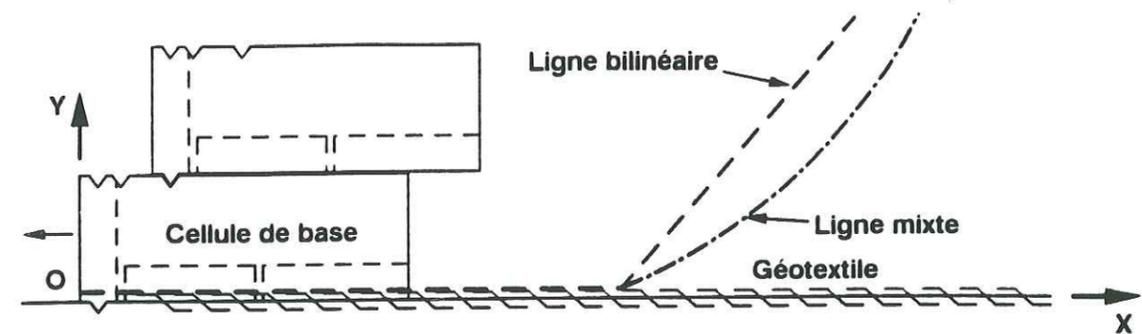


(ii) Cellules liées aux nappes de papier uniquement



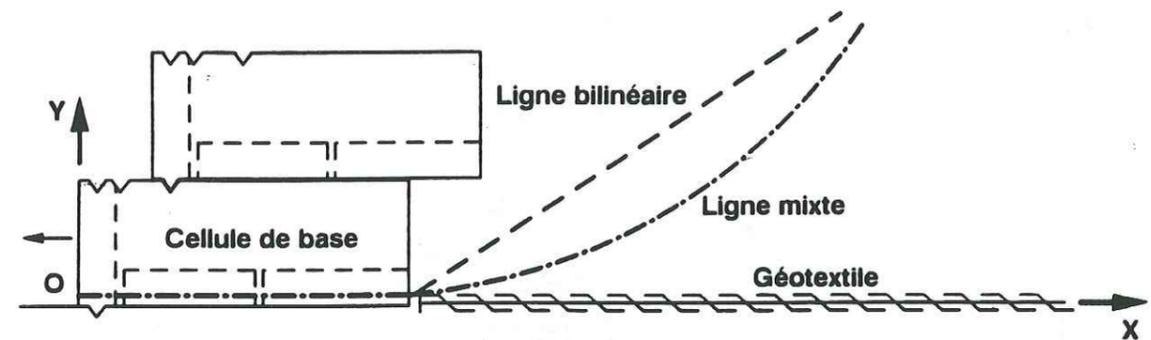
Dans nos modèles, ce cas s'est produit plusieurs fois avec les armatures en papier. Il y avait cassure à la liaison ($\alpha_{a1} > \alpha_{r1}$). Ce cas n'est pas envisageable avec le géotextile car, on a toujours $\alpha_{a1} < \alpha_{r1}$.

(iii) Nappes d'armatures pincées par les cellules



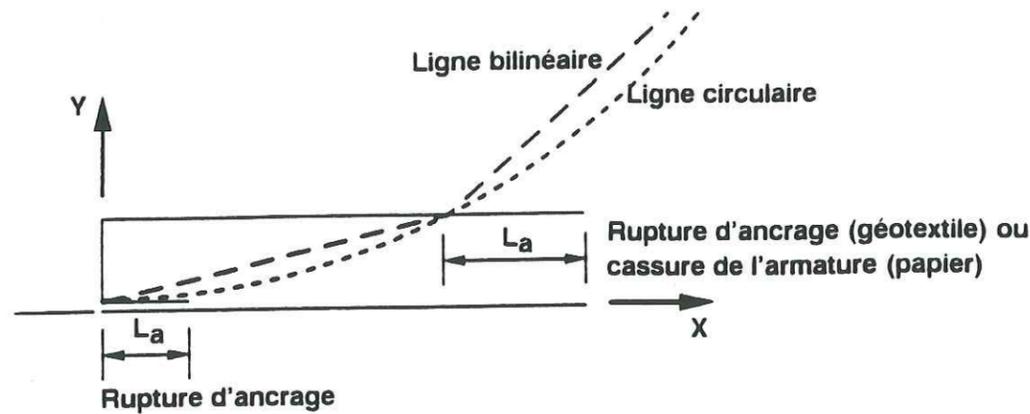
Les deux types de lignes de glissement, bilinéaire et mixte, sont admissibles avec glissement du sol du massif sur la face supérieure du géotextile. La nappe inférieure n'est pas solidaire de la zone active et ne bouge pas pendant la rupture.

(iv) Cellules non liées aux géotextiles



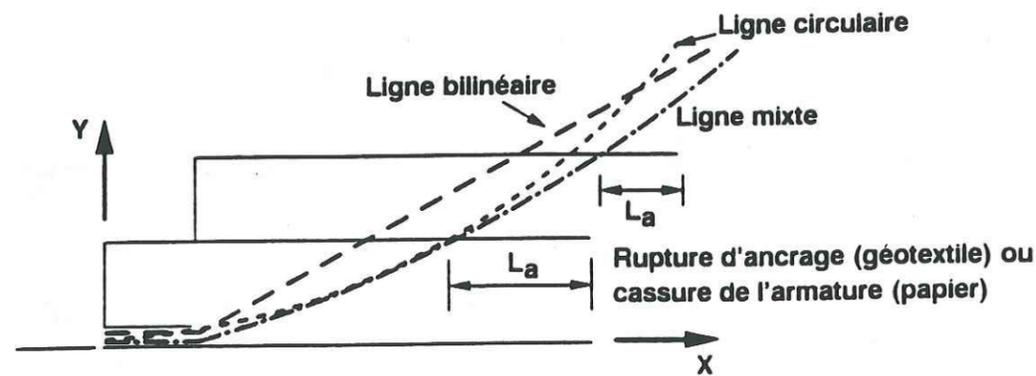
C'est le mode de rupture préférentiel pour les cas cellule-géotextile non liés, avec glissement de la cellule inférieure vers l'aval. L'armature de base reste en place, non mobilisée pendant la rupture.

(v) Parement géotextile ou papier



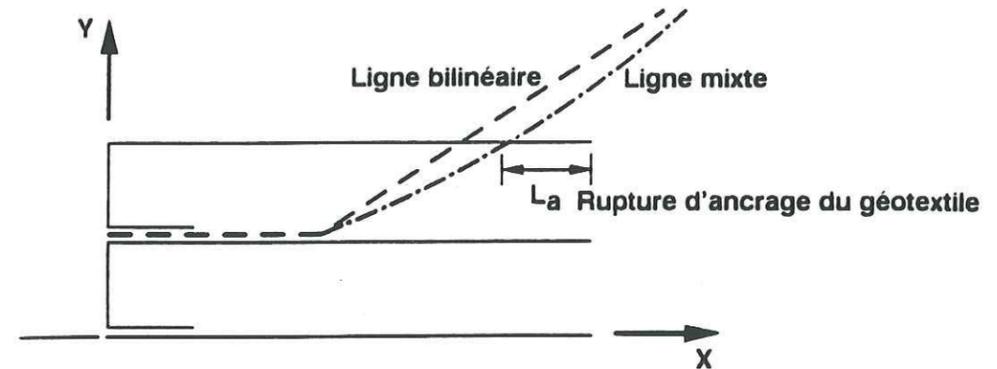
Les lignes de glissement bilinéaire ou circulaire sont réalistes. C'est le mode de rupture préférentiel des massifs ayant $\beta=80^\circ$ ou 90° , avec sollicitation de l'ancrage du rabattement de la deuxième couche d'armatures. Il y a frottement géotextile sur géotextile pour cette petite longueur d'ancrage du rabattement sollicitée. La nappe d'armature à la base sans rabattement, ne se déplace pas.

(vi) Parement géotextile ou papier



C'est le mode de rupture principal des cas ayant $\beta=60^\circ$, avec glissement du sol renforcé sur la nappe de base qui ne se déplace pas. Il y a frottement du rabattement de la deuxième couche d'armatures sur la nappe à la base, bien que celui-ci soit emporté par le mouvement pendant la rupture.

(vii) Parement géotextile



Ce cas unique a été observé seulement avec un parement vertical pour le cas (9-3G) - (tableau II.7(c)). Il y a glissement du sol renforcé sur une couche d'armatures au dessus de la première. La cause de ce type de rupture est probablement, une insuffisance de l'ancrage du rabattement, et un encastrement de la première couche dans la fondation.

II.6.3 Calcul du coefficient de sécurité F_{sc}

Le massif en équilibre limite est étudié à partir de variantes des méthodes utilisées en stabilité des pentes - GOURC et al. (1987):

- La "Méthode des Perturbations" dont les aspects principaux de la formulation ont été développés dans le chapitre précédent, est une méthode des tranches isostatique française, utilisable avec une ligne de glissement convexe de forme quelconque. Nous l'avons notée (P2C) lorsque le calcul fait intervenir deux paramètres inconnus, et (P1C), dans le cas d'un seul paramètre inconnu (ligne bilinéaire).

- La méthode "Double-Bloc" notée (2B), elle aussi développée dans le chapitre précédent, est une méthode considérant l'équilibre de la zone en glissement partagée en deux blocs à interface verticale. - La ligne de glissement associée est bilinéaire.

Ces méthodes générales, appliquées au cas des sols renforcés, doivent prendre en compte le gain de stabilité dû aux efforts de traction dans les armatures sollicitées. Le calcul des tensions d'ancrage développées dans les armatures sera traité dans le paragraphe II.6.4 suivant.

Le calcul d'équilibre limite prenant en compte les éventuelles forces de traction dans les armatures, permet le calcul du coefficient de sécurité au cisaillement le long de la ligne de glissement (F_{sc}). Suivant la méthode de stabilité et la ligne de glissement choisies, nous obtenons différentes valeurs du coefficient de sécurité. Notre objectif, d'un point de vue calcul a été de tester les méthodes de calcul sur le modèle dans les conditions de rupture. - Dans ces conditions la valeur de F_{sc} est d'autant plus satisfaisante qu'elle est voisine de 1. Cette méthodologie nous a permis de tester la validité des méthodes d'équilibre limite de manière systématique.

En général, nous avons retenu la méthode des Perturbations avec les deux coefficients de perturbation, pour une ligne de glissement mixte. La ligne de glissement mixte est celle permettant de s'inclure le plus aisément dans la bande de cisaillement qui dans la plupart des cas est plane en partie basse, au voisinage de la nappe de renforcement à la base, passe par l'origine O en pied et correspond à un glissement rotationnel à l'amont. La ligne de glissement circulaire passant soit par le pied soit légèrement en dessous, donne aussi des coefficients de sécurité F_{sc} qui sont intéressants à discuter surtout pour les essais où l'inclinaison du parement $\beta=60^\circ$. Le type de ligne bilinéaire a donné les combinaisons: ligne de glissement et coefficient de sécurité F_{sc} , intéressants pour des murs à parement vertical ou semi-vertical $\beta=90^\circ$ et 80° .

II.6.4 Calcul des tensions d'ancrage

La ligne de glissement (la bande de cisaillement) intersecte les nappes de renforcement en un point permettant de séparer la partie de la nappe en zone passive et celle en zone active.

La tension mobilisable dans la nappe est a priori bornée par les valeurs maximales des tensions mobilisables en zones active et passive, mais celle en zone passive est presque systématiquement inférieure car correspondant à une longueur de nappe plus courte (seul cas contraire: en pied de massif). Donc, le calcul de la tension mobilisable dans les armatures se résume généralement à un calcul de la tension maximale mobilisable en zone passive.

Les tensions mobilisées dans les nappes intersectées par les lignes de glissement sont limitées d'une part par la tension de rupture du renforcement (α_r), et d'autre part par la tension maximale mobilisable sur la nappe $\alpha_{aj}=2 \cdot \gamma_s \cdot H \cdot L_a \cdot \text{tg} \phi_g$, en glissement d'ancrage. La valeur limite mobilisable (α_{mobj}) dans chaque nappe, dans les conditions de rupture de l'ouvrage est:

$$\alpha_{mobj} = \min(\alpha_r; \alpha_{aj})$$

où γ_s est le poids volumique du sol, H est la hauteur moyenne du sol au dessus de la nappe, ϕ_g est l'angle de frottement sol-géotextile et L_a , la longueur d'ancrage de la nappe. Celle-ci est égale à la longueur de la nappe qui se trouve ancrée dans la partie passive du massif (figure II.6.4).

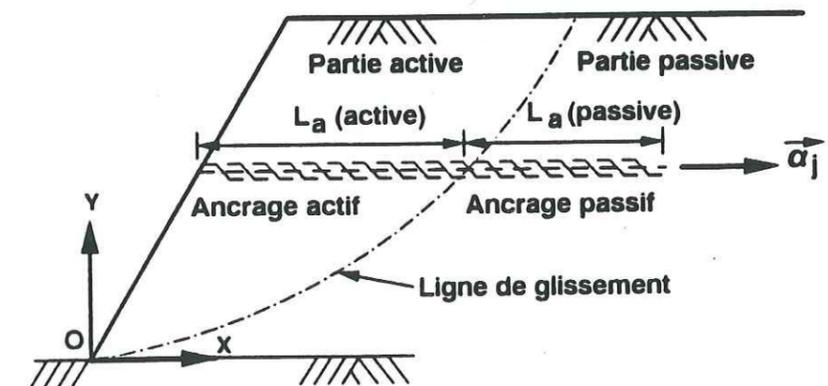


Figure II.6.4.- Longueurs d'ancrage actif et passif d'un renfort

Comme la tension de rupture du papier est très faible $\alpha_r=0,14\text{kN/m}$, nous avons eu systématiquement rupture du massif renforcé par cassure d'une ou plusieurs couches de renforcement. Donc, pour ces essais nous avons toujours $\alpha_{\text{mob}} \leq \alpha_r=0,14\text{kN/m}$. Avec les nappes géotextiles ayant $\alpha_r=5\text{kN/m}$, nous avons toujours eu rupture par défaut d'ancrage et jamais par cassure des nappes. Pour ces essais, nous avons considéré $\alpha_{\text{mob}} = \alpha_{\text{aj}} = 2 \cdot \gamma_s \cdot H \cdot L_a \cdot \text{tg} \phi_g$. C'est à dire que nous considérons que les tensions mobilisées dans les nappes à la rupture sont les maximales mobilisables en ancrage.

II.6.4.a Exemple de calcul de la stabilité interne: Massif renforcé par nappes en papier (6-9P) - ligne de glissement mixte

Pour ce cas, il n'y a que les trois premières nappes qui sont cassées pendant la rupture. Donc, il n'y a que ces trois nappes d'armatures qui ont été sollicitées en ancrage lors de la rupture. Les autres sont intégrées dans la partie active du massif à la rupture.

Les longueurs d'ancrage de ces trois nappes et les tensions d'ancrages susceptibles d'être mobilisées sur ces nappes sont présentées sur le tableau II.6.4(a). On voit que la valeur de α_a sur chaque nappe est plus élevée que la tension de rupture α_r de nappes. Expérimentalement, nous avons constaté qu'effectivement, ces nappes ont été cassées pendant la rupture. Les points de cassure sont indiqués sur la figure II.6.4.a.

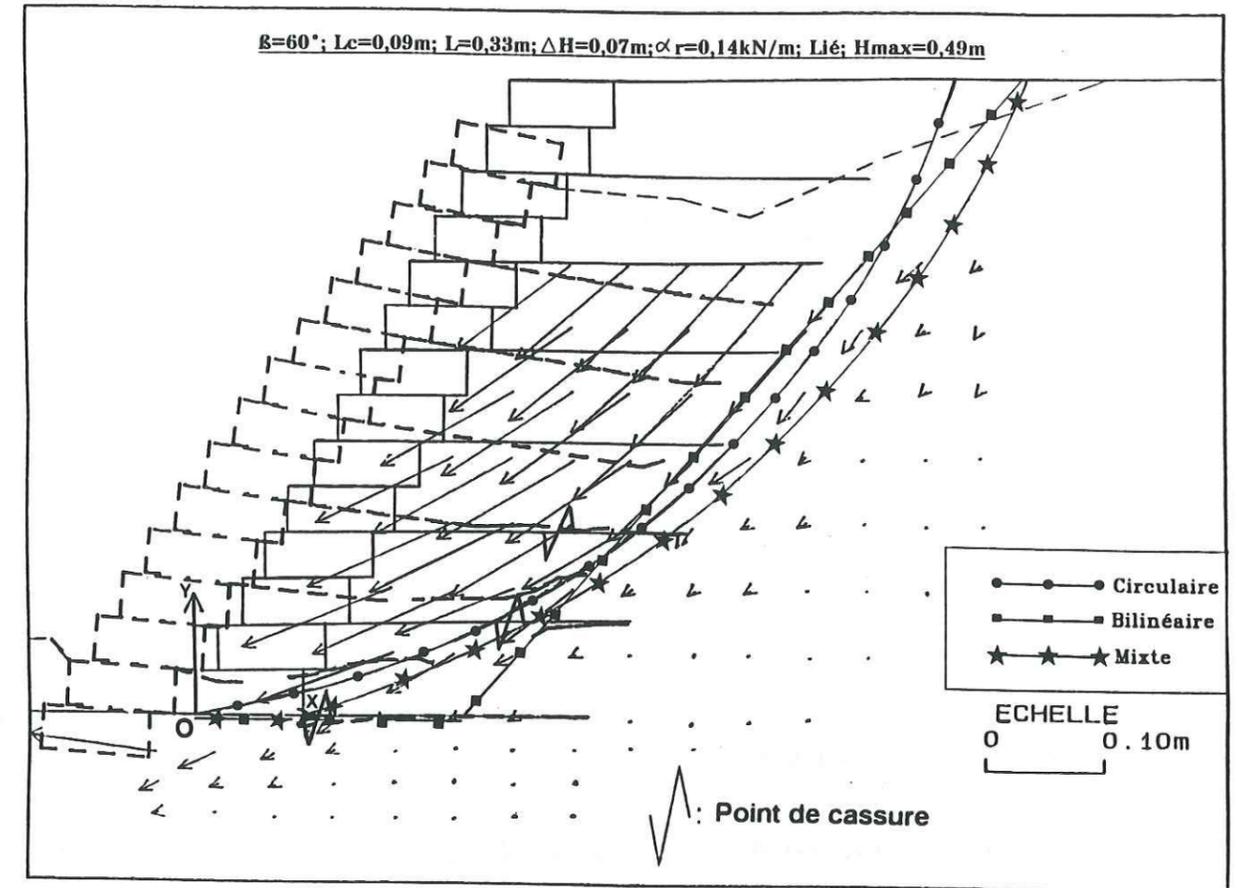


Figure II.6.4.a: Le cas (6-9P)

Nappe	L_a (m)	H (m)	α_a (kN/m)	α_{mob} (kN/m)
3	0,03	0,35	0,156	0,140
2	0,09	0,42	0,516	0,140
1	0,24	0,49	1,752	0,140

$H_{\text{max}}=0,49\text{m}$, $\phi_s=25^\circ$, $\phi_g=18,4^\circ$, $\alpha_r=0,14\text{kN/m}$

Tableau II.6.4(a): Les tensions théoriquement mobilisables dans le cas (6-9P)

Nous avons utilisé le programme de calcul de stabilité des pentes, développé à l'I.R.I.G.M., employant la méthode des perturbations décrite dans le chapitre I précédent. Ce programme nous a donné un coefficient de sécurité du massif non renforcé $F_s=0,78$. Ensuite, nous avons introduit dans le programme, les valeurs de α_{mob} pour les trois nappes intersectées par la ligne de glissement mixte (tableau II.6.4(a)),

et nous avons eu un coefficient de sécurité du massif renforcé de $F_{SC}=1,00$.

Même s'il est fortuit d'obtenir la valeur 1,00 exacte dans ce cas, rappelons que l'on considère que l'estimation théorique est d'autant meilleure que la valeur de F_{SC} obtenue est voisine de 1.

II.6.4.b *Calcul de la stabilité interne: massif renforcé par nappes géotextiles - (6-9G) - ligne de glissement mixte*

Pour ce cas (6-9G) $H_{max}=0,70m$, $\phi_s=25^\circ$, $\phi_g=20,5^\circ$, $\alpha_r=5kN/m$. Il n'y a pas de nappe cassée pendant la rupture, et il n'y a que la nappe à la base qui a été intersectée à une longueur de l'origine $L=0,28m$. Donc, la longueur d'ancrage $L_a=0,05m$ (figure II.6.4.b). La tension d'ancrage calculée est $\alpha_{a1}=0,589kN/m$. Le programme de stabilité donne $F_s=0,82$ pour ce massif non renforcé. En injectant $\alpha_a=0,589kN/m$ dans les calculs, nous avons eu un coefficient de sécurité pour le sol renforcé $F_{SC}=0,94$.

$\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=5kN/m$; L_i ; $H_{max}=0,70m$

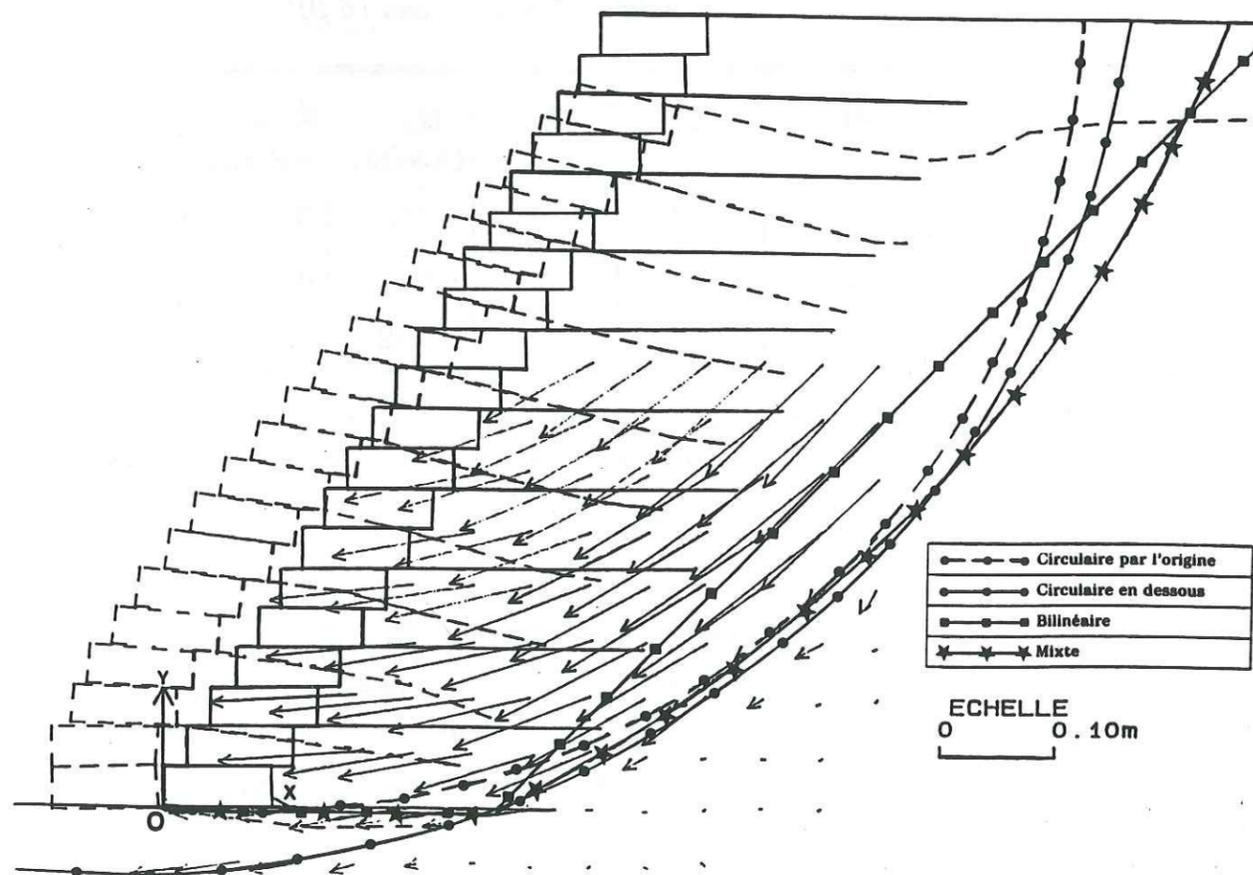


Figure II.6.4.b: Le cas (6-9G)

II.6.5 *Calcul du coefficient de sécurité F_{SX}*

En complément au calcul du coefficient de sécurité F_{SC} , un calcul a été proposé visant à étudier la liaison sol renforcé-mur cellulaire: l'instabilité du massif renforcé avec parement cellulaire est supposée correspondre à l'équilibre limite du parement cellulaire d'une part et du massif renforcé sans parement d'autre part GOURC et al. (1990). Nous avons étudié donc séparément, l'équilibre limite de ces deux parties (figure II.6.5).

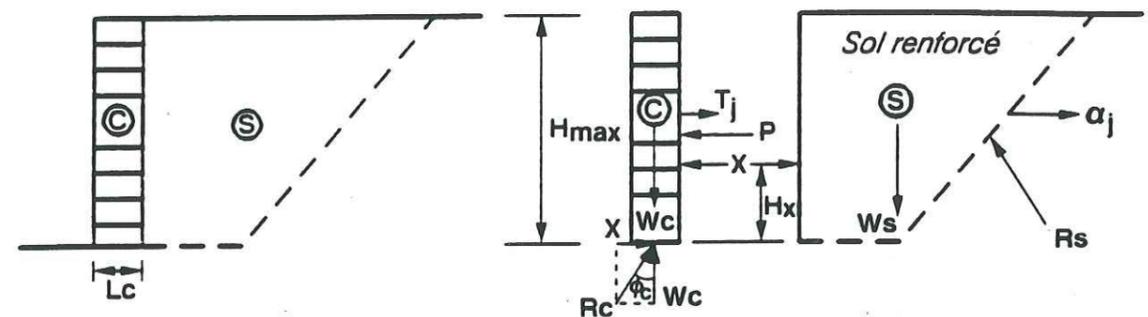


Figure II.6.5.- Mécanisme supposé d'interaction mur cellulaire-sol renforcé

L'interaction sol renforcé-mur cellulaire a été schématisée par une force X horizontale (sauf si $\pi/2 - \beta > \phi_s$), placée à une hauteur H_x . Cette force est la résultante de la poussée P du sol sur le parement et des efforts de traction T_j de liaison entre les armatures et les cellules.

$$X = P - \sum T_j \quad (X, P, T_j \text{ positifs})$$

Cette force X est déterminée à partir de l'équilibre limite du mur cellulaire, une fois H_x fixé.

Détermination de H_x :-

Les mesures de contraintes le long du parement n'étant pas terminées, nous avons pris une hypothèse de base simple pour la poussée s'exerçant sur le mur cellulaire: Nous avons supposé une distribution classique triangulaire de cette poussée. Donc, la résultante s'exerce à une hauteur $H_x = H_{max}/3$ au dessus de la base.

Equilibre du mur:-

L'équilibre limite du mur cellulaire en glissement sur sa base donne:

$$X_G = W.tg \varnothing_c$$

avec W : poids du mur cellulaire, et

\varnothing_c : frottement de la cellule sur le sol de base ($\varnothing_c=18^\circ$).

L'équilibre limite du mur cellulaire en rotation par rapport au point O, le pied du mur, donne:

$$X_R = 3/2.W.(L_c/H_{max} + 1/tg\beta)$$

Remarque: Nous n'avons pas considéré ici la stabilité du mur cellulaire au poinçonnement.

Nous avons pris donc, pour le calcul de la stabilité limite:

$$X = \text{minimum}(X_G, X_R).$$

On a normalisé X , en introduisant un pseudo-coefficient de poussée K_X tel que:

$$X = 1/2.K_X.\gamma_s.(H_{max}/\sin\beta)^2.$$

Après l'obtention de la valeur de X , force de liaison sol-mur, on peut séparer formellement le parement cellulaire du massif renforcé. Ensuite, on calcule le coefficient de sécurité au cisaillement du massif renforcé (sans parement) le long de la même ligne de glissement critique utilisée pour calculer F_{sc} , en ajoutant la force X de contre poussée du mur sur le massif, à une hauteur $H_x = H_{max}/3$ (figure II.6.5.a).

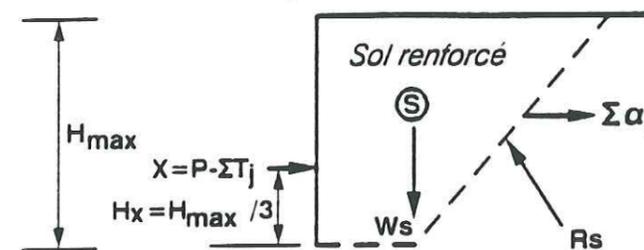


Figure II.6.5.a:- Forces prises en compte pour le calcul de F_{sx}

Soit F_{sx} le coefficient de sécurité au cisaillement le long de la même ligne de glissement que celle permettant d'obtenir F_{sc} . La méthode de calcul sera considérée comme satisfaisante si, pour F_{sc} voisin de 1, on obtient F_{sx} voisin de 1 aussi. Nous verrons par la suite, dans les chapitres III, IV et V, que les valeurs du coefficient F_{sx} obtenues pour les différents massifs, sont assez voisines de 1, et que l'on peut considérer la méthode comme satisfaisante, compte tenu des hypothèses simples prises en compte (tout à fait adaptables à un calcul sur ouvrage en vraie grandeur).

Les cas particuliers du calcul de la stabilité, pour ceux qui échappent à ces généralités, seront discutés dans les chapitres suivants.

II.7 Identification des massifs étudiés

Afin de pouvoir identifier exactement les massifs cités dans les chapitres suivants, nous présentons ici dans les tableaux II.7(a), II.7(b) et II.7(c), tous les massifs étudiés, leur numérotation, leurs caractéristiques et leur hauteur maximale (H_{max}) obtenue.

Généralement il faut noter que, tous les massifs ayant un numéro commençant par 6, sont des massifs ayant une inclinaison du parement $\beta=60^\circ$; par 8 sont des massifs ayant une inclinaison du parement $\beta=80^\circ$; et par 9 des massifs ayant une inclinaison du parement $\beta=90^\circ$; c'est-à-dire, un parement vertical. La lettre P ou G à la fin indique le type d'armature utilisé, soit le papier P ($\alpha_r=0,14\text{kN/m}$), soit le géotextile G ($\alpha_r=5\text{kN/m}$). Les tableaux sont les suivants:

Essai No.	L _c (m)	L (m)	Tension de rupture du géotextile (kN/m)	Liaison	H _{max} (m)
6-1	0,05	0,05	-	-	0,20
6-2	0,09	0,09	-	-	0,25
6-3P	0	0,24	0,14	Lié	0,40
6-3G	0	0,24	5	Lié	0,48
6-4P	0	0,33	0,14	Lié	0,51
6-4G	0	0,33	5	Lié	0,66
6-5P	0,09	0,33	0,14	Non lié	0,30
6-5G	0,09	0,33	5	Non lié	0,28
6-6G	0,05	0,24	5	Pincé	0,52
6-7G	0,05	0,24	5	Lié	0,56
6-8P	0,09	0,24	0,14	Lié	0,42
6-8G	0,09	0,24	5	Lié	0,50
6-9P	0,09	0,33	0,14	Lié	0,49
6-9G	0,09	0,33	5	Lié	0,70
6-10P	0,09	0,33	0,14**	Lié	0,63
6-10G	0,09	0,33	5**	Lié	0,71
6-11P	0,09	0,33	0,14(Variable)	Lié	0,56
6-11G	0,09	0,33	5 (Variable)	Lié	0,72
6-12P	0,09	0,33	0,14***	Lié	0,49
6-12G	0,09	0,33	5*	Lié	0,67
6-13P	0,09	0,42	0,14	Lié	0,56
6-14P	0,09	0,60	0,14	Lié	0,58

L'espacement entre les nappes d'armatures $\Delta H=7\text{cm}$.

* : $\Delta H=7\text{cm}$ pour les 6 premières couches seulement.

** : $\Delta H=3,5\text{cm}$.

*** : $\Delta H=7\text{cm}$ pour les 4 premières couches seulement.

Variable: $\Delta H=3,5\text{cm}$ pour les 4 premières couches et 7cm pour le reste.

Tableau II.7(a): Massifs ayant une inclinaison de parement $\beta=60^\circ$

Essai No.	L _c (m)	L (m)	Tension de rupture du géotextile (kN/m)	Liaison	H _{max} (m)
8-1	0,05	0,05	-	-	0,20
8-2	0,09	0,09	-	-	0,28
8-3P	0	0,24	0,14	Lié	0,31
8-3G	0	0,24	5	Lié	0,47
8-4P	0	0,33	0,14	Lié	0,44
8-4G	0	0,33	5	Lié	0,53
8-5P	0,09	0,33	0,14	Non lié	0,29
8-5G	0,09	0,33	5	Non lié	0,34
8-6G	0,05	0,24	5	Pincé	0,48
8-7G	0,05	0,24	5	Lié	0,54
8-8P	0,09	0,24	0,14	Lié	0,38
8-8G	0,09	0,24	5	Lié	0,49
8-9P	0,09	0,33	0,14	Lié	0,42
8-9G	0,09	0,33	5	Lié	0,61
8-10P	0,09	0,33	0,14**	Lié	0,55
8-13P	0,09	0,42	0,14	Lié	0,44
8-14P	0,09	0,60	0,14	Lié	0,49

L'espacement entre les nappes d'armatures $\Delta H=7\text{cm}$.

** : $\Delta H=3,5\text{cm}$.

Tableau II.7(b): Massifs ayant une inclinaison de parement $\beta=80^\circ$

Essai No.	L _c (m)	L (m)	Tension de rupture du géotextile (kN/m)	Liaison	H _{max} (m)
9-1	0,05	0,05	-	-	0,18
9-2	0,09	0,09	-	-	0,20
9-3P	0	0,24	0,14	Lié	0,30
9-3G	0	0,24	5	Lié	0,37
9-4P	0	0,33	0,14	Lié	0,37
9-4G	0	0,33	5	Lié	0,56
9-5P	0,09	0,33	0,14	Non lié	0,23
9-5G	0,09	0,33	5	Non lié	0,20
9-6G	0,05	0,24	5	Lié	0,45
9-7G	0,05	0,24	5	Lié	0,46
9-8P	0,09	0,24	0,14	Lié	0,34
9-8G	0,09	0,24	5	Lié	0,41
9-9P	0,09	0,33	0,14	Lié	0,39
9-9G	0,09	0,33	5	Lié	0,50
9-10P	0,09	0,33	0,14**	Lié	0,46
9-13P	0,09	0,42	0,14	Lié	0,42
9-14P	0,09	0,60	0,14	Lié	0,46

L'espacement entre les nappes d'armatures ΔH=7cm.

** : ΔH=3,5cm.

Tableau II.7(c): Massifs ayant une inclinaison de parement β=90°

Chapitre III

ETUDE PARAMETRIQUE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX (β=60°)

- Introduction 114
- III.1 Influence de la densité d'armatures 115
 - III.1.1 Méthodologie générale 115
 - III.1.2 Analyse expérimentale 116
 - III.1.2.a Armatures papier 116
 - III.1.2.b Armatures géotextile 118
 - III.1.3 Stabilité interne 121
 - III.1.3.a Armatures papier 121
 - III.1.3.b Armatures géotextile 124
 - III.1.4 Stabilité externe..... 127
 - III.1.4.a Armatures papier 127
 - III.1.4.b Armatures géotextile 128
 - III.1.5 Justification de la ligne de glissement observée 128
- III.2 Influence de la tension de rupture α_r de l'armature... 132
 - III.2.1 Massifs à parement cellulaire..... 132
 - III.2.1.a Massifs avec ΔH=0,035m 133
 - III.2.1.b Massifs avec ΔH=0,07m 136
 - III.2.2 Massifs à parement souple en papier ou géotextile 139
 - III.2.3 Conclusion 141
- III.3 Influence de la liaison parement cellulaire-armatures 141
 - III.3.1 Analyse expérimentale et stabilité interne..... 142
 - III.3.1.a Armatures liées et non liées..... 142
 - III.3.1.b Armatures liées et pincées 146
 - III.3.2 Stabilité externe..... 149
 - III.3.3 Conclusion 150
- III.4 Influence de la longueur des armatures..... 151
 - III.4.1 Parement cellulaire et armatures papier..... 151
 - III.4.1.a Analyse expérimentale et stabilité interne..... 151
 - III.4.1.b Stabilité externe..... 157
 - III.4.2 Parement souple et armatures papier ou géotextile..... 159
 - III.4.2.a Analyse expérimentale et stabilité interne..... 159
 - III.4.2.b Stabilité externe..... 162
 - III.4.3 Conclusion 162
- III.5 Influence de la technique de parement 162
 - III.5.1 Conclusion 166

Chapitre III

ETUDE PARAMETRIQUE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX
($\beta=60^\circ$)

Introduction

Puisque nous avons pris en considération les trois inclinaisons du parement $\beta=60^\circ$, 80° et 90° , pour tous les types d'ouvrages étudiés, nous présenterons ici et dans les chapitres suivants, l'analyse de l'influence des différents paramètres sur la stabilité de l'ouvrage pour ces différentes inclinaisons. Ensuite, nous étudierons l'influence de l'inclinaison du parement β , en comparant les résultats obtenus pour des massifs ayant les mêmes caractéristiques. Pour l'étude de l'influence de chaque paramètre, nous avons détaillé la méthode utilisée pour analyser chaque cas.

En prélude à l'étude de l'influence de la densité d'armatures, nous traitons d'abord, un premier cas qui nous servira de référence. On considère un mur cellulaire seul sans armature, avec en parement les éléments C9 - $L_c=0,09m$ et une pente $\beta=60^\circ$. C'est le cas (6-2) représenté sur la figure III ci-dessous.

$\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,09m$; $\Delta H=0m$; $H_{max}=0,25m$

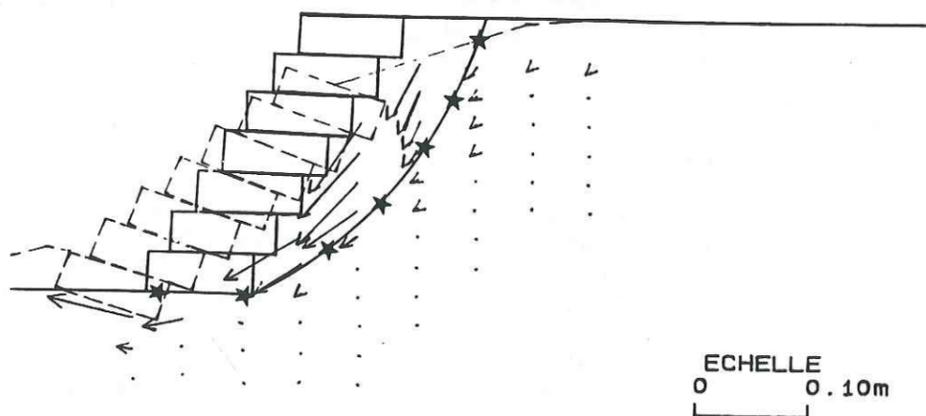


Figure III: Cas (6-2) - $\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,09m$; $H_{max}=0,25m$

La rupture est obtenue par glissement du mur à sa base accompagné par un léger poinçonnement de la fondation, pour une hauteur maximale (H_{max}) de 0,25m. Les coefficients de sécurité internes obtenus avec une ligne de glissement mixte sont $F_{sc}=0,72$ et $F_{sx}=0,94$. La ligne de glissement adoptée est celle révélée par les clichés photographiques. Elle est horizontale à la base et circulaire en amont. L'intersection de la ligne horizontale à la base avec l'arc de cercle, se situe juste à l'extrémité amont de la cellule de base. Le coefficient de sécurité $F_{sc}=0,72$, pour une hauteur maximale $H_{max}=0,25m$ (faible), est assez loin de 1. En fait, il s'agit de l'un des cas assez rares, où le calcul d'instabilité apparaît problématique (ligne de glissement courte, conditions d'interface sur la base prépondérantes). Le coefficient de sécurité F_{sx} confirme cet état d'instabilité suivi d'une rupture.

Les calculs de la stabilité du mur cellulaire donnent:

- le coefficient de sécurité au glissement $F_g=1,12$;
- le coefficient de sécurité au renversement $F_r=4,32$;
- pas de traction au bout amont de la base, $\sigma_Y(D)=22,80kN/m^2$.

Pour obtenir la valeur de la poussée oblique $Ka=0,154$ à partir des tables de CAQUOT et al. (1948), nous avons supposé que $\delta=\phi_s=25^\circ$.

III.1 Influence de la densité d'armatures ($\beta=60^\circ$)

Etude des massifs ($L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\alpha_r=0,14$ et $5kN/m$; Lié)
(Figures III.1.a - III.1.k + Tableaux III.1(a) - III.1(g))

III.1.1 Méthodologie générale

Le premier cas traité dans ce paragraphe concerne des murs cellulaires associés aux armatures en papier pour une pente $\beta=60^\circ$. La longueur des armatures $L=0,33m$, et la tension de rupture des nappes $\alpha_r=0,14kN/m$. La rupture est obtenue systématiquement par la cassure des armatures situées au niveau de l'intersection de la ligne de glissement avec les nappes (les cas (6-9P), (6-10P) et (6-12P) - figures III.1.a-III.1.c). Nous avons considéré les trois types de lignes de

glissement passant toutes par les points de cassure ou proches de ces points, et limitant la zone instable. Dans chaque cas, nous avons calculé les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx} (figure III.1.d), une fois calculés les efforts d'ancrage mobilisés dans les armatures intersectées par la ligne de glissement.

III.1.2 Analyse expérimentale

III.1.2.a Armatures papier

La densité d'armatures est croissante du cas (6-12P) au cas (6-9P) et finalement au cas (6-10P). L'efficacité du renforcement est liée à la hauteur maximale H_{max} à la rupture. L'efficacité des armatures supplémentaires en pied de massif est démontrée (figures III.1.a-c et le tableau III.1.1(a)): $H_{max}=0,49m$ cas (6-9P) et $H_{max}=0,63m$ cas (6-10P) pour une densité double en pied.

Par contre, les armatures positionnées en haut du massif n'interviennent pas dans la stabilité à la rupture puisqu'elles sont totalement incluses dans la zone en glissement, dans tous les cas: $H_{max}=0,49m$ pour les deux cas (6-12P) et (6-9P), ceci est valable à condition de ne pas dépasser (pour le cas (6-12P)), une hauteur dans la partie non-renforcée égale à celle du parement cellulaire sans renforcement, $H_{max}=0,25m$ (figure III).

Il faut donc placer les armatures dans la zone de plus grande efficacité en glissement. Mais attention! Il resterait à préciser en-deça de la rupture, et ceci à partir d'un modèle en vraie grandeur, si la présence d'armatures en tête n'améliore pas la sécurité du mur (sensibilité aux déformations) les armatures reprenant une partie de la poussée.

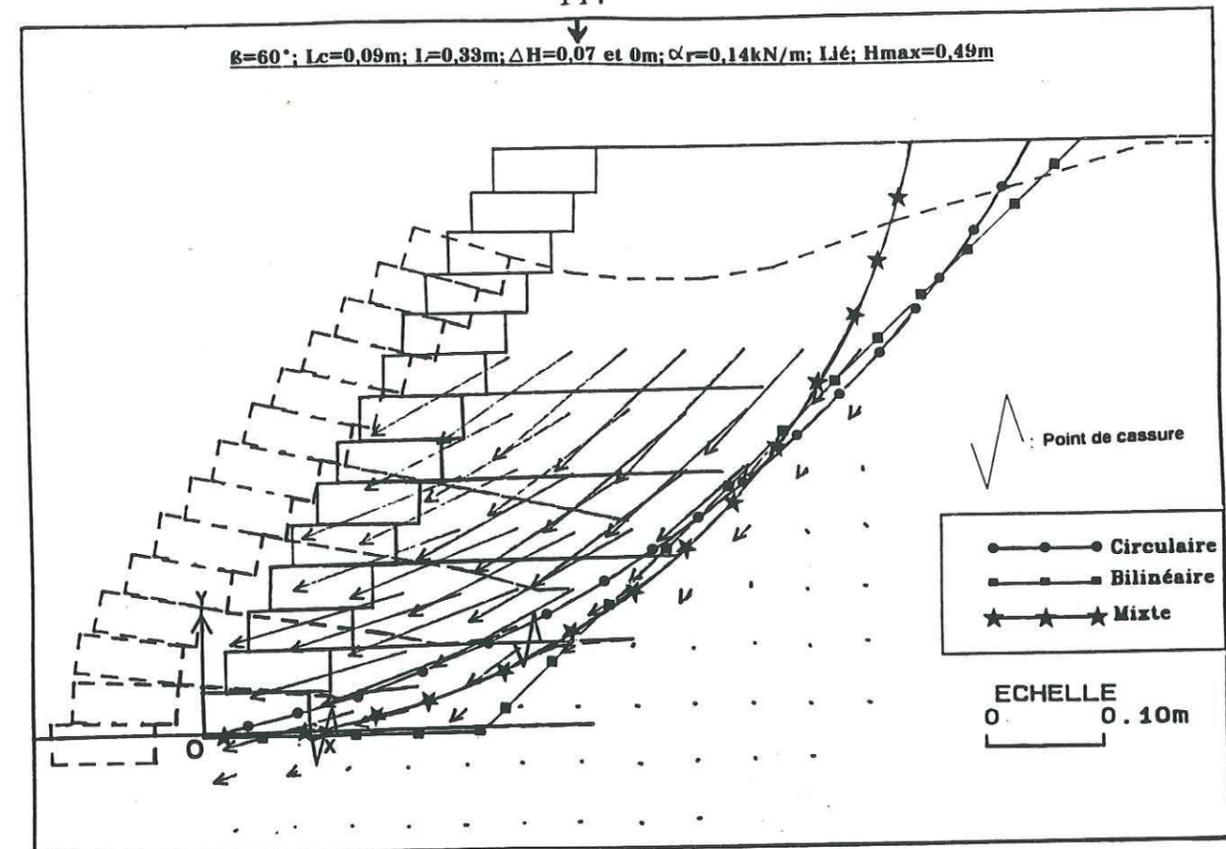


Figure III.1.a: Cas (6-12P)

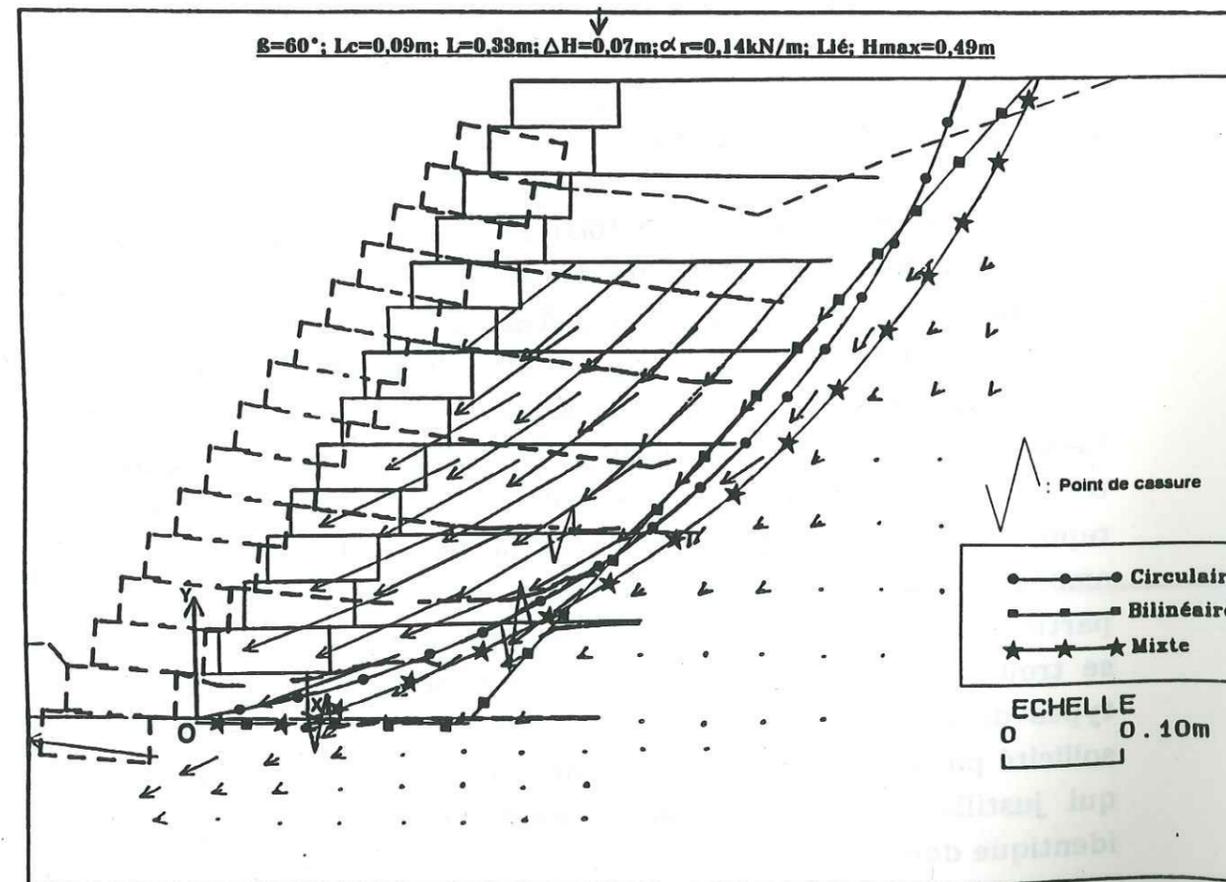


Figure III.1.b: Cas (6-9P)

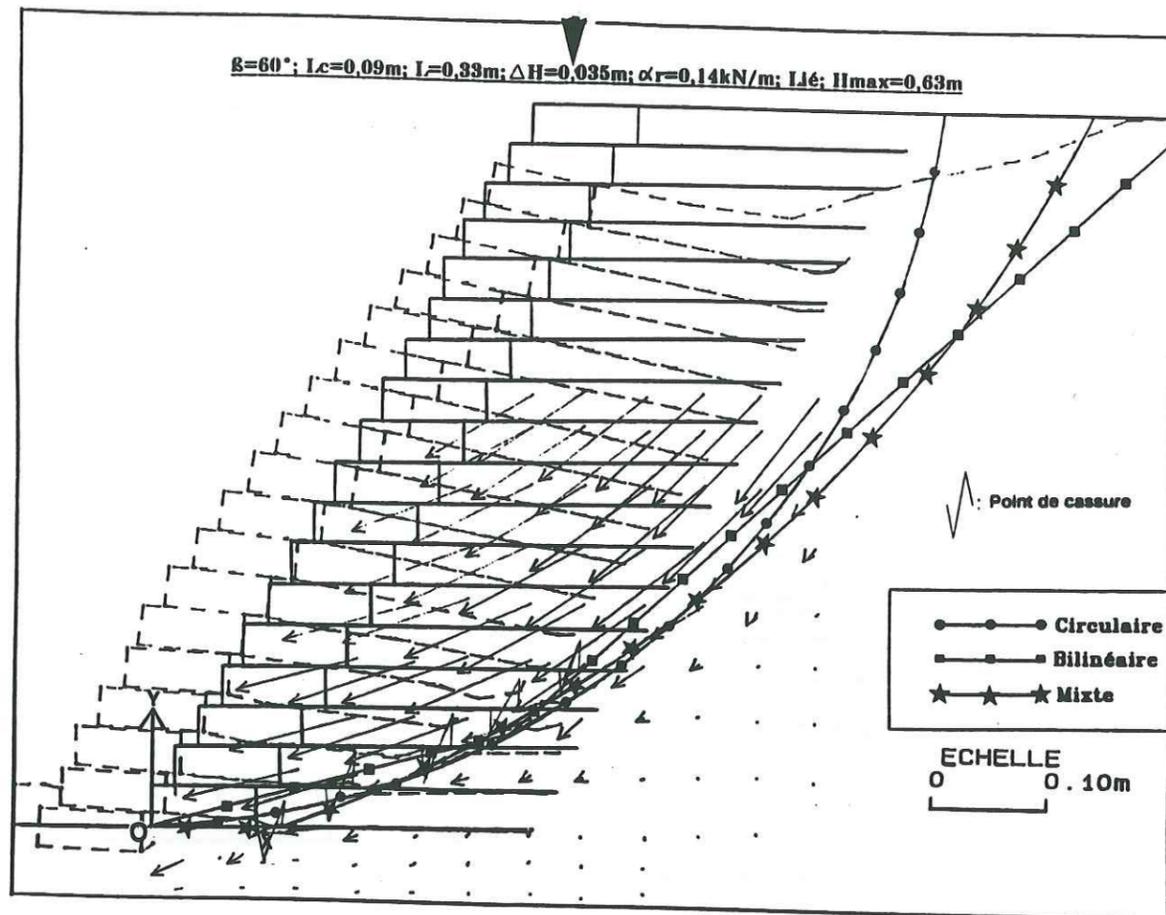


Figure III.1.c: Cas (6-10P)

III.1.2.b Armatures géotextile

Les cas (6-9G) et (6-10G) (figures III.1.d et e) sont analogues aux cas (6-9P) et (6-10P). On ne retrouve pas l'effet d'augmentation de la densité d'armatures en pied du massif: $H_{max} = 0,70m$ (6-9G) et $0,71m$ (6-10G). Ceci est dû au fait que la ligne de glissement n'intersecte plus les armatures. Elle enveloppe le massif en sol renforcé. Le fait que la tension de rupture du géotextile soit beaucoup plus importante que les tensions d'ancrage mobilisables dans les armatures, a eu pour effet de repousser la ligne de rupture vers la partie non-renforcée située en amont du massif. Finalement dans ces deux cas, l'intersection des deux parties de la ligne de glissement (segment plan + arc de cercle) constatée se trouve presque au bout de la nappe de base. Donc, pour les deux types de massifs, il n'y a que le premier niveau d'armature qui soit sollicité partiellement en ancrage dans la partie passive de l'ouvrage. Ce qui justifie l'obtention d'une hauteur maximale (H_{max}), quasiment identique dans les deux cas.

Le cas (6-12G) (figure III.1.f), n'est pas analogue au cas (6-12P) parce qu'il y avait sept couches d'armatures au lieu de cinq. Mais les deux cas sont similaires, n'ayant pas de renforts dans la partie supérieure. En comparant cet ouvrage à ceux pour les cas (6-9G) et (6-10G) précédemment cités (tableaux III.1.(c) et (d)), on remarquera qu'il y a une perte de hauteur maximale qui peut-être due aux armatures manquantes dans la partie supérieure, indirectement par appui en poussée du sol supérieur sur le mur.

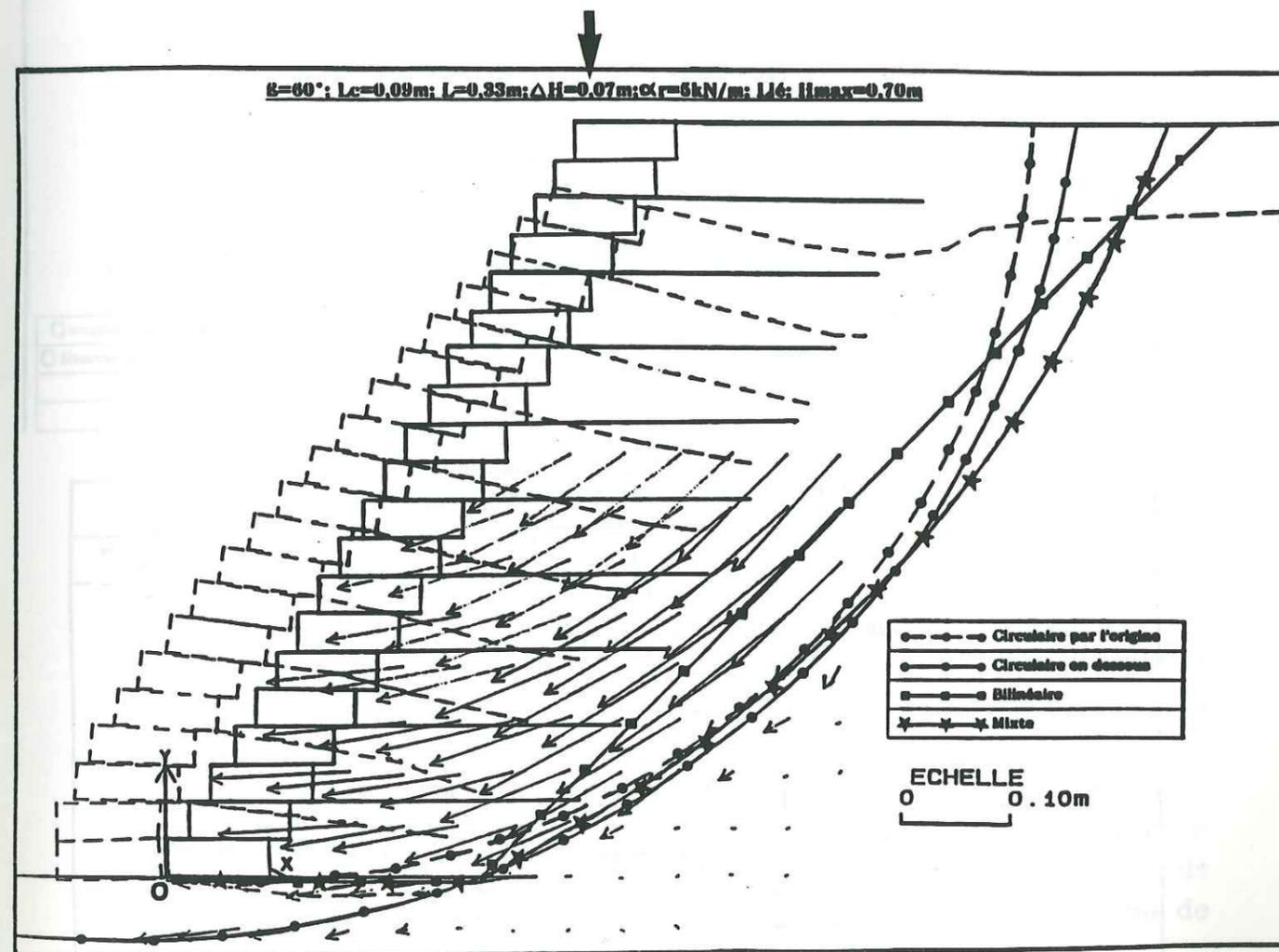
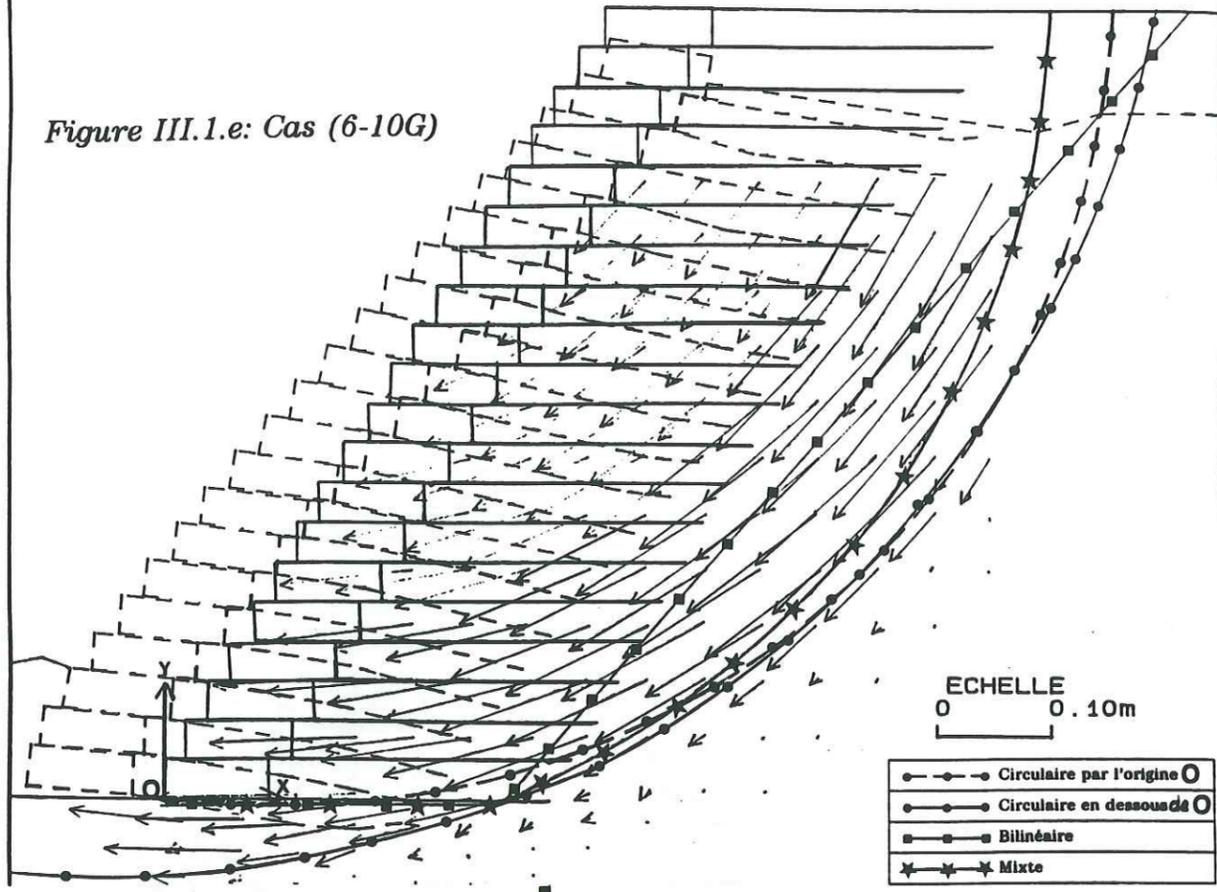


Figure III.1.d: Cas (6-9G)

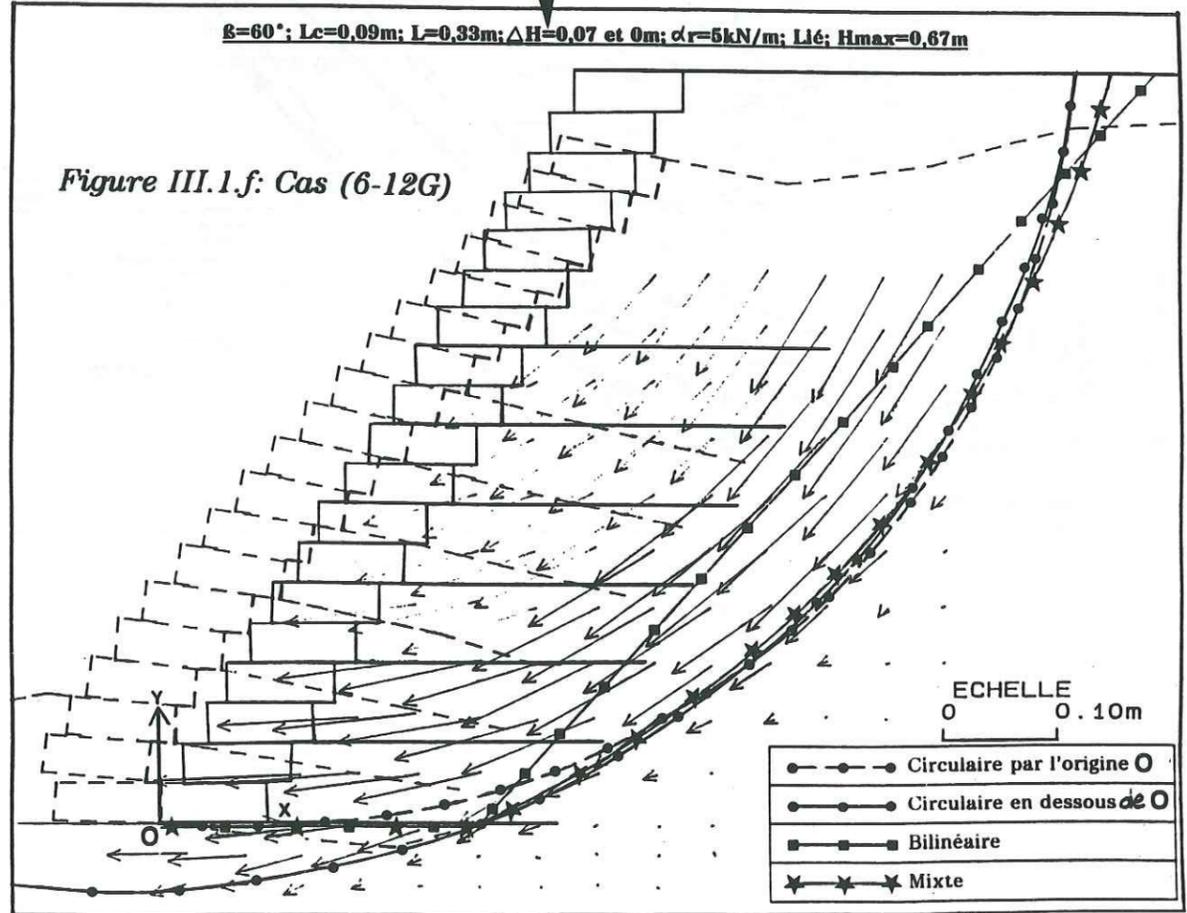
$\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,035m$; $\alpha_r=5kN/m$; Lié; $H_{max}=0,71m$

Figure III.1.e: Cas (6-10G)



$\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07$ et $0m$; $\alpha_r=5kN/m$; Lié; $H_{max}=0,67m$

Figure III.1.f: Cas (6-12G)



A première vue, cette perte de H_{max} entre les cas (6-12G) et les deux autres (6-9G) ou (6-10G) peut paraître surprenante. On peut supposer que les nappes de géotextile induisent une sorte de cohésion dans la zone renforcée du massif. Donc, avec plus d'armatures dans la partie supérieure, nous avons obtenu une hauteur maximale H_{max} supérieure. On peut alors se demander, pourquoi il n'y a pas eu la même augmentation de la hauteur maximale, en passant du cas (6-9G) au (6-10G)? Première constatation: les lignes de glissement sont quasi-identiques pour ces deux cas (donc même étendue des zones plastiques) tandis que la zone plastique en glissement est légèrement réduite pour le cas (6-12G) de densité d'armatures plus faible.

Finalement, dans les cas (6-9G) et (6-10G), la stabilité de l'ouvrage n'est assurée que par le cisaillement le long de la ligne de glissement, passant à l'extérieur du sol renforcé et en dessous de la première nappe. La stabilité du sol renforcé, revient donc, à un calcul de la stabilité externe d'un massif.

III.1.3 Stabilité interne

III.1.3.a Armatures papier

D'une manière générale, la ligne de glissement mixte, circulaire dans le massif et plane tangentiellement à la nappe de renforcement en pied, est la plus satisfaisante. On peut voir sur la figure III.1.g, que dans l'exemple présent, la ligne de glissement circulaire est aussi une bonne approximation. On constate dans les deux cas que F_{sc} est très voisin de 1. Les efforts d'ancrage en zone passive pris en compte dans les calculs sont répertoriés dans le tableau III.1(a), et les résultats pour une ligne de glissement mixte sont détaillés dans le tableau III.1(b).

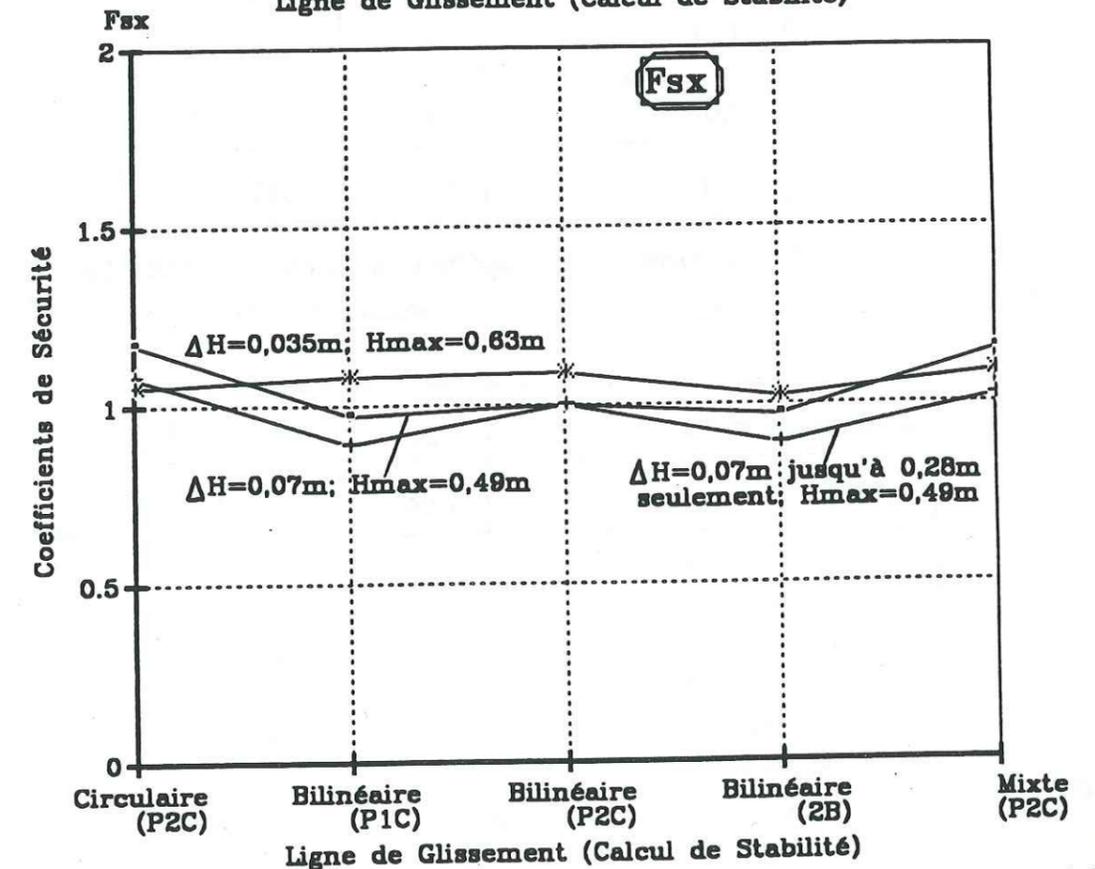
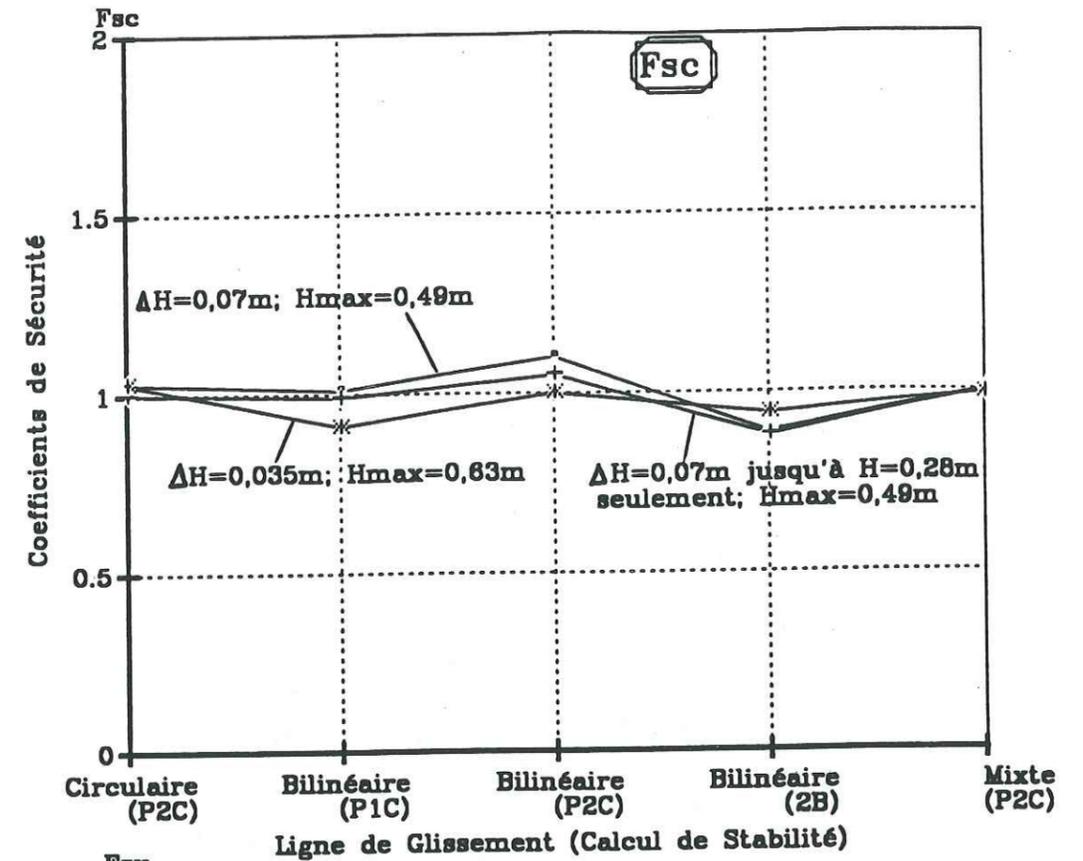
Y (m)	$\alpha_{mob} = \min[\alpha_a, \alpha_r]$ (kN/m)		
	Essai No.		
	6-9P	6-10P	6-12P
0,14	0,14	0,14	0
0,105	0	0,14	0
0,07	0,14	0,14	0,14
0,035	0	0,14	0
0	0,14	0,14	0,14

Tableau III.1(a): Les tensions d'ancrage prises en compte dans les calculs pour les cas du tableau III.1(b)

Essai No.	ΔH (m)	H_{max} (m)	F_{sc}	K_x	F_{sx}
6-9P	0,07	0,49	1,00	0,106	1,15
6-10P	0,035	0,63	0,99	0,082	1,09
6-12P	0,07 (0)	0,49	1,00	0,106	1,02

Tableau III.1(b): Résultats de F_{sc} et F_{sx} pour des massifs à parement cellulaire ($\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$ et $\alpha_r=0,14kN/m$ - ligne de glissement mixte)

Le résultat obtenu sur F_{sc} très voisin de 1 montre que la détermination de la ligne de glissement à partir des clichés photographiques et le calcul de stabilité à la rupture sont satisfaisants.



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx} $\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; L_c

Figure III.1.g: Paramètre - Espacement entre les nappes ΔH

III.1.3.b Armatures géotextile

Les efforts d'ancrage en zone passive pris en compte dans les calculs pour les cas (6-9G), (6-10G) et (6-12G) sont répertoriés dans le tableau III.1(c), et les résultats pour une ligne de glissement mixte sont détaillés dans le tableau III.1(d).

On remarque que la ligne de glissement mixte donne ici satisfaction pour les trois cas.

Y (m)	$\alpha_{mob} = \min[\alpha_a, \alpha_r]$ (kN/m)		
	Essai No.		
	6-9G	6-10G	6-12G
0,14	0	0	0
0,105	0	0	0
0,07	0	0	0
0,035	0	0	0
0	0,463	0,334	0,547

Tableau III.1(c): Les tensions d'ancrage prises en compte dans les calculs pour les cas du tableau III.1(d)

Essai No.	ΔH (m)	H_{max} (m)	F_{sc}	Kx	F_{sx}
6-9G	0,07	0,70	0,94	0,074	0,87
6-10G	0,035	0,71	0,96	0,073	0,90
6-12G	0,07 (0)	0,67	1,00	0,077	0,86

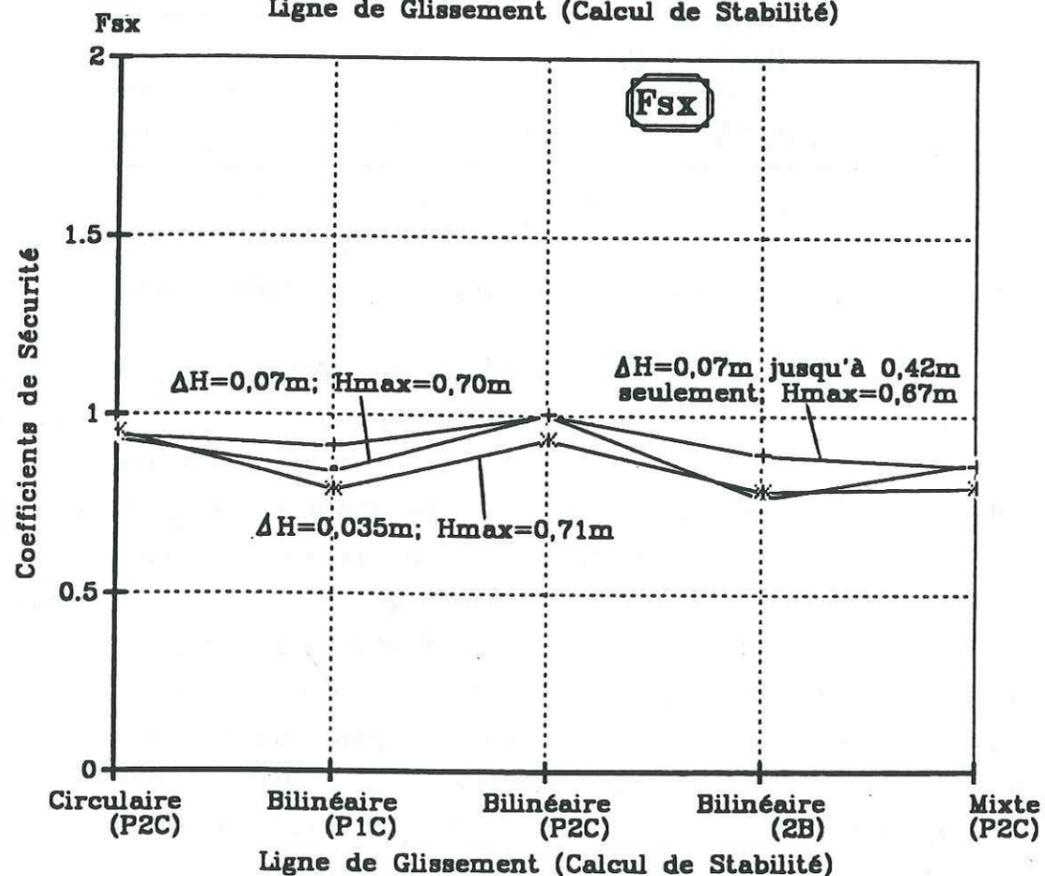
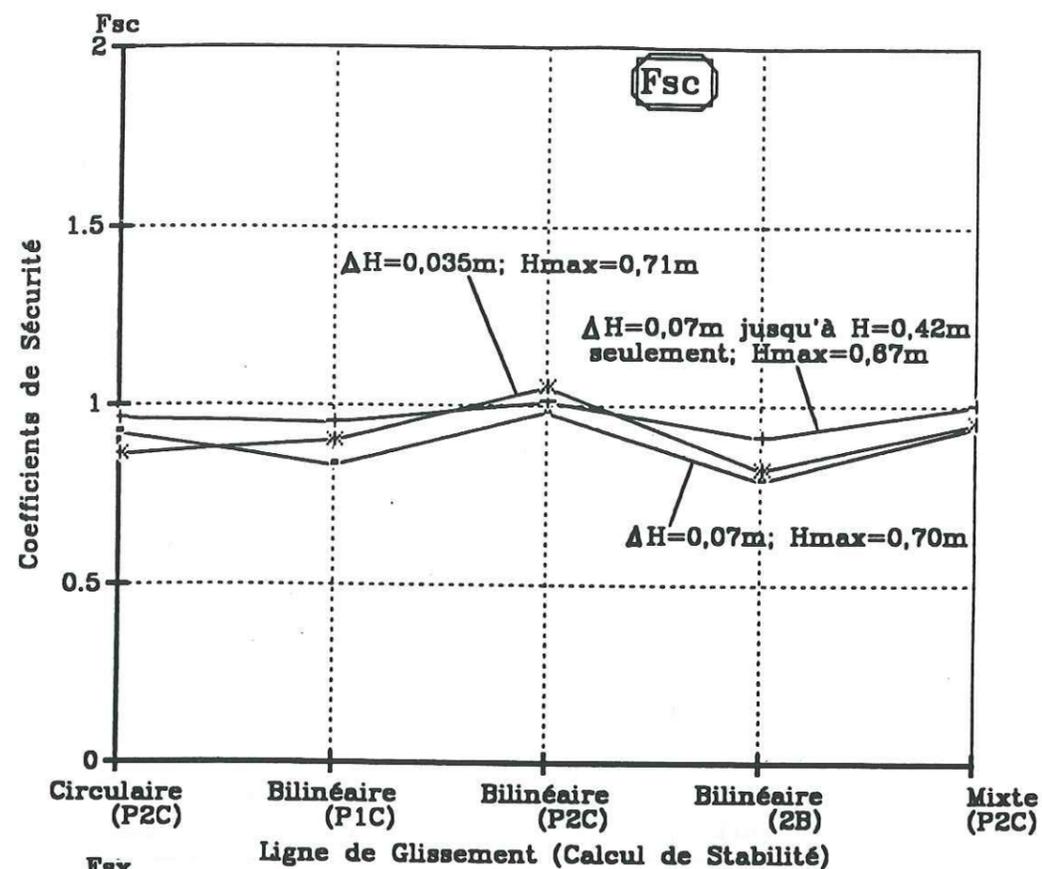
Tableau III.1(d): Résultats de F_{sc} et F_{sx} pour des massifs à parement cellulaire ($\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$ et $\alpha_r=5kN/m$ - ligne de glissement mixte)

En ce qui concerne les autres lignes de glissement utilisées pour calculer la stabilité interne de ces trois derniers massifs - (6-9G), (6-10G) et 6-12G) - nous pouvons voir sur la figure III.1.h que le cercle de glissement passant en dessous de la nappe à la base donne aussi une bonne approximation de l'état d'instabilité de ces massifs. Lorsque l'on a essayé de faire passer une ligne de glissement circulaire par l'origine des massifs (point O, figures III.1.d, e et f), comme nous l'avons fait pour les cas des armatures en papier, nous avons trouvé des coefficients de sécurité F_{sc} bien supérieurs à 1 (tableau III.1(e)). Ceux-ci correspondent à de fortes résistances d'ancrage des nappes en pied, alors que les lignes de glissement mixtes prises en compte supposent un glissement sur la face inférieure de la nappe de pied de renforcement (c'est-à-dire en particulier une mobilisation du frottement sol-nappe sur une seule face).

Essai No.	ΔH (m)	H_{max} (m)	F_{sc} (Ligne de glissement circulaire)	
			Cercle par origine	Cercle en dessous
6-9G	0,07	0,70	1,97	0,92
6-10G	0,035	0,71	3,66	0,86
6-12G	0,07 (0)	0,67	1,87	0,96

Tableau III.1(e): F_{sc} pour deux sortes de lignes de glissement circulaires

L'obtention des coefficients de sécurité internes F_{sc} bien supérieurs à 1 pour les lignes de glissement circulaires passant par l'origine, est due au fait que dans ces cas on prend en compte obligatoirement une tension d'ancrage mobilisée α_{mob} pour chaque nappe d'armature intersectée. Ainsi, pour la première nappe en pied, la tension d'ancrage est très élevée, parce que la totalité de sa longueur se situe dans la partie passive du massif. Mais l'observation des vecteurs déplacement (les flèches) des points de repères placés sous la première nappe montre que la ligne de glissement passe en dessous du plan de la base. Les coefficients de sécurité F_{sc} , obtenus pour ces lignes enveloppant la zone renforcée, sont effectivement voisins de 1.



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité Fsc et Fsx
 $\beta=60^\circ; L_c=0,09\text{m}; L=0,33\text{m}; \alpha_r=5\text{kN/m}; L_i$

Figure III.1.h: Paramètre - Espacement entre les nappes ΔH

III.1.4 Stabilité externe

III.1.4.a Armatures papier

Les valeurs de F_g , F_r et F_p obtenues en traitant le sol renforcé + mur cellulaire globalement sont présentées dans le tableau III.1(f). Nous signalons que pour tous les ouvrages étudiés ayant une inclinaison de parement $\beta=60^\circ$, la contrainte $\sigma_v(D)$ calculée au point amont D de contrainte minimale de la base était toujours en compression, (compression positive): ceci signifie qu'il n'y avait pas de traction sous la base et donc, pas de décollement de la base du massif renforcé de sa fondation.

Essai No.	ΔH (m)	H_{max} (m)	K_a	F_g	F_r	F_p
6-9P	0,07	0,49	0,154	2,15	10,07	0,189
6-10P	0,035	0,63	0,154	1,67	7,12	0,033
6-12P	0,07 (0)	0,49	0,154	2,15	10,07	0,189

Tableau III.1(f):- Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs. ($\beta=60^\circ; L_c=0,09\text{m}; L=0,33\text{m}$ et $\alpha_r=0,14\text{kN/m}$)

On constate que les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs semblent montrer qu'ils sont stables vis à vis du glissement et du renversement des massifs. Par contre, ces résultats montrent une instabilité externe provenant du poinçonnement du sol de base par le massif. Nous n'avons pas constaté un véritable poinçonnement du sol de base de ces massifs pendant la rupture. Nous pensons que c'est la méthode de calcul de F_p qui ne s'applique pas exactement comme nous l'avons exposée précédemment (cf § I.4.4). Nos observations expérimentales nous ont montré que c'est la rupture des nappes de renforcement qui a amené la rupture de la structure. Donc, la ruine de la structure est due à son instabilité interne.

III.1.4.b Armatures géotextile

Les valeurs des coefficients de sécurité F_g , F_r et F_p pour les trois ouvrages - (6-9G), (6-10G) et (6-12G) - (tableau III.1(g)), nous montrent que la stabilité externe de ces ouvrages est assurée. Les coefficients de sécurité F_g et F_r sont supérieurs à 1 pour les trois cas. Les valeurs de $F_p \ll 1$ posent le même problème que celui que l'on a rencontré avec les massifs utilisant des armatures papier, dans le paragraphe précédent.

Essai No.	ΔH (m)	H_{max} (m)	K_a	F_g	F_r	F_p
6-9G	0,07	0,70	0,154	1,69	6,18	0,010
6-10G	0,035	0,71	0,154	1,66	6,06	0,008
6-12G	0,07 (0)	0,67	0,154	1,76	6,55	0,017

Tableau III.1(g):- Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs. ($\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$ et $\alpha_r=5kN/m$)

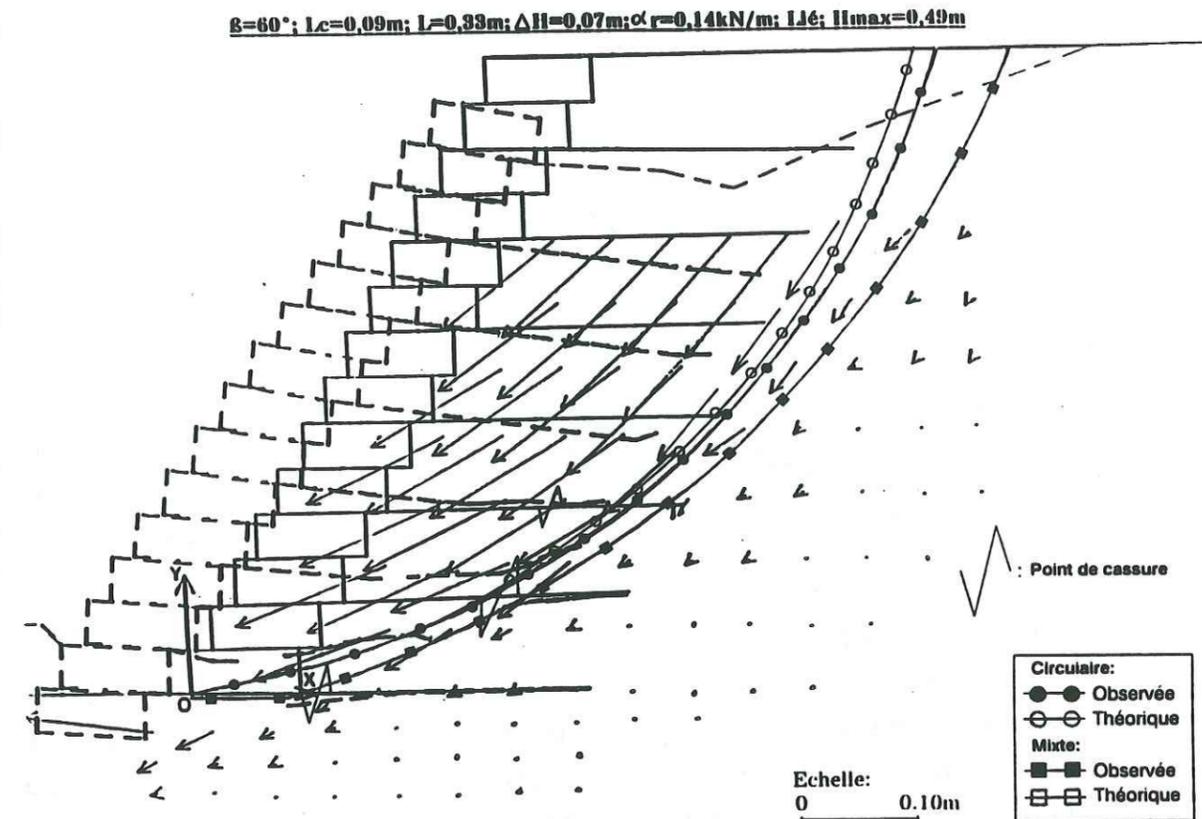
III.1.5 Justification de la ligne de glissement observée

On pouvait se demander, une fois vérifié que le calcul inverse de stabilité interne à partir de la ligne de glissement observée était compatible avec les résultats expérimentaux ($F_{sc}=1$), si le calcul faisant intervenir la ligne de glissement la plus critique théoriquement donnerait un résultat voisin.

Nous avons donc fait le calcul de stabilité interne, non plus pour la ligne de glissement observée, mais pour la ligne de glissement théoriquement la plus critique. Les résultats sont très voisins (figures III.1.i et III.1.j).

Les caractéristiques des deux massifs considérés sont: $\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$ et $\alpha_r=0,14kN/m$; avec $\Delta H=0,07m$ et $0,035m$ respectivement pour les cas (6-9P) et (6-10P) avec une ligne de glissement mixte:-

- cas (6-9P): ligne observée $F_{sc}=1,00$ - ligne théorique $F_{sc}=0,99$;
- cas (6-10P): ligne observée $F_{sc}=0,99$ - ligne théorique $F_{sc}=0,95$.



Figures III.1.i: Cas (6-9P) - Comparaison des lignes de glissement critiques

$\beta=60^\circ$; $L=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,035m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; L_1 ; $H_{max}=0,63m$

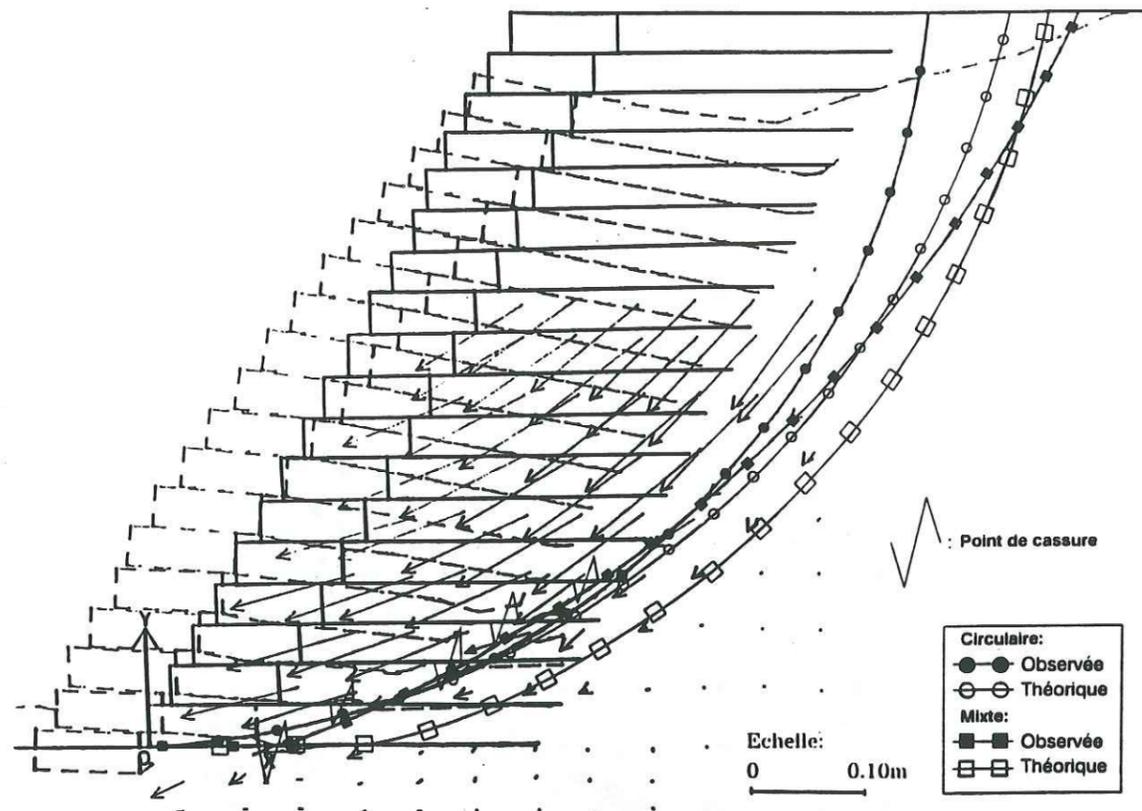


Figure III.1.j: Cas (6-10P) - Comparaison des lignes de glissement critiques

La figure III.1.k montre une photographie de la rupture pour une densité d'armatures en papier intermédiaire entre les cas (6-9P) et (6-10P). L'espacement entre les nappes de renforcement est de $H=0,035m$ pour les cinq premières couches, et $0,07m$ pour les couches supérieures. Nous pouvons voir que les limites de la partie instable du massif (la ligne de glissement), ont traversé nettement les trois premières nappes en pied. Nous pouvons voir aussi que la bande en mouvement située juste en dessous de la cellule de base est très mince et qu'il y a un mouvement assez important à l'aval de cette cellule. Ceci nous montre assez clairement une ligne de rupture mixte, horizontale à la base, passant juste en dessous de la cellule débouchant en un arc de cercle en amont du massif. Cette preuve visuelle justifie l'adoption de la ligne de glissement mixte pour les calculs. Le déplacement vers l'aval de la cellule de base nous montre qu'il y a un glissement avec un léger enfoncement du parement pendant la rupture. Il est à noter qu'au début de l'essai, il n'y avait aucune butée en aval de la première cellule (non encastrée), alors que l'on peut voir sur cette photographie une couche de sol en butée de pied provenant du poinçonnement du mur cellulaire.

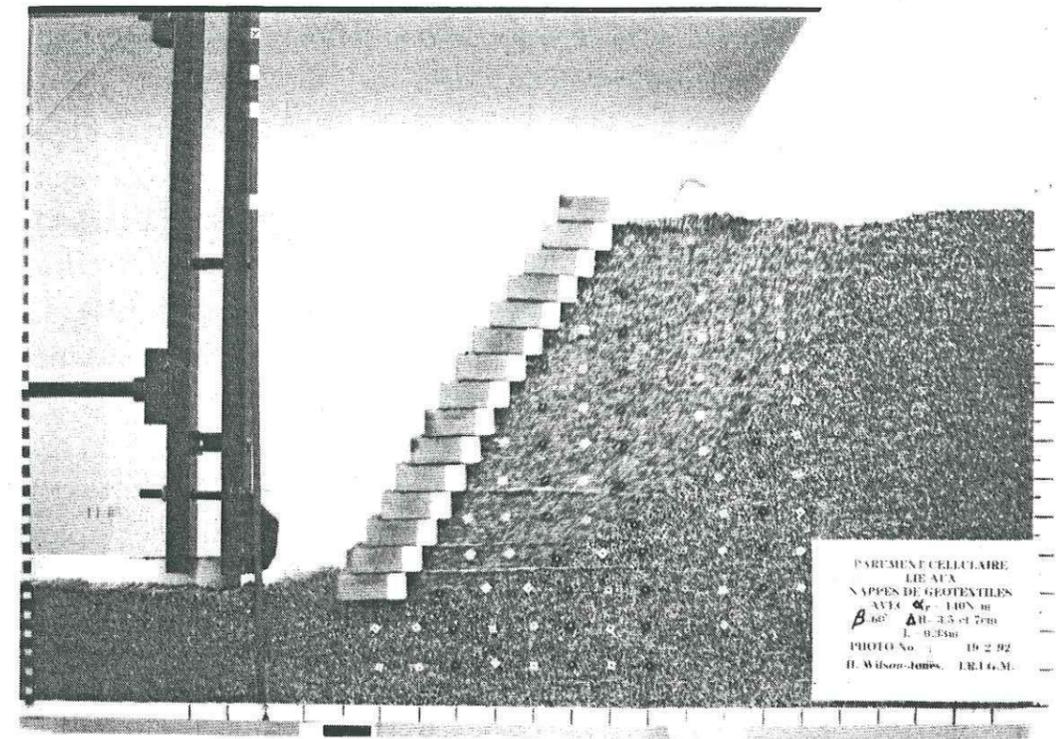


Figure III.1.k: Photo du massif renforcé pendant la rupture ($\beta=60^\circ$; $L=0,33m$; $\alpha_r=0,14kN/m$ et $\Delta H=0,035m$ et $0,07m$)

On constate que les lignes de glissement (critiques) théoriques et observées sont très proches, et qu'elles sont plutôt du type mixte - (segment plan proche du parement + arc de cercle en amont), ce qui confirme l'intérêt de notre démarche expérimentale et notre choix du type de ligne de glissement. Nous considérons donc, par la suite, que la méthodologie retenue est correcte.

III.2 Influence de la tension de rupture α_r de l'armature ($\beta=60^\circ$)

Etude des massifs ($\alpha_r=0,14$ et 5 kN/m ; $L_c=0$ et $0,09\text{ m}$; $L=0,24$ et $0,33\text{ m}$; Lié)

III.2.1 Massifs à parement cellulaire
(Figures III.2.a - III.2.f + Tableau III.2)

Nous avons remarqué que dans tous les essais où le parement (soit cellulaire, soit en un rabattement des nappes d'armatures), était lié aux armatures, les massifs avec le renforcement en géotextile rompent pour une hauteur bien supérieure à ceux avec des renforts en papier. La performance d'armatures plus résistantes (α_r géotextile $\gg \alpha_r$ papier) est démontrée puisqu'à densité d'armatures égale, H_{\max} (géotextile) est supérieur à H_{\max} (papier). Le (tableau III.2) résume les comparaisons systématiques effectuées.

Essai No.	L_c (m)	L (m)	ΔH (m)	α_r (kN/m)	H_{\max} (m)	Gain en H_{\max} (%)	F_{sc}	Kx	F_{sx}
6-10P	0,09	0,33	0,035	0,14	0,63		0,99	0,082	1,05
6-10G	0,09	0,33	0,035	5	0,71	12,7	0,96	0,073	0,90
6-9P	0,09	0,33	0,07	0,14	0,49		1,00	0,106	1,17
6-9G	0,09	0,33	0,07	5	0,70	42,9	0,94	0,074	0,87
6-8P	0,09	0,24	0,07	0,14	0,42		0,91	0,123	0,98
6-8G	0,09	0,24	0,07	5	0,50	19	1,20	0,104	1,09
6-4P	0	0,33	0,07	0,14	0,51		0,83		
6-4G	0	0,33	0,07	5	0,66	29,4	0,84		
6-3P	0	0,24	0,07	0,14	0,40		0,80		
6-3G	0	0,24	0,07	5	0,48	20	0,95		

Tableau III.2: Gain en hauteur maximale (H_{\max}) pour $\beta=60^\circ$
 F_{sc} et F_{sx} pour des lignes de glissement mixte

III.2.1.a Massifs avec $\Delta H=0,035\text{ m}$ - les cas (6-10P) et (6-10G)
(Figures III.2.a et III.2.b)

Les figures III.2.a et III.2.b, présentent les massifs à parement cellulaire avec $\beta=60^\circ$; $L_c=0,09\text{ m}$; $L=0,33\text{ m}$ avec un espacement entre les armatures $H=0,035\text{ m}$ et la figure III.2.c montre les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx} correspondants aux différentes lignes et méthodes de calcul. On voit que lorsque l'on remplace des armatures en papier par du géotextile, il y a un gain en H_{\max} de 12,7%. La ligne de glissement se déplace plus vers l'amont du massif et il y a moins de nappes intersectées par cette ligne de glissement.

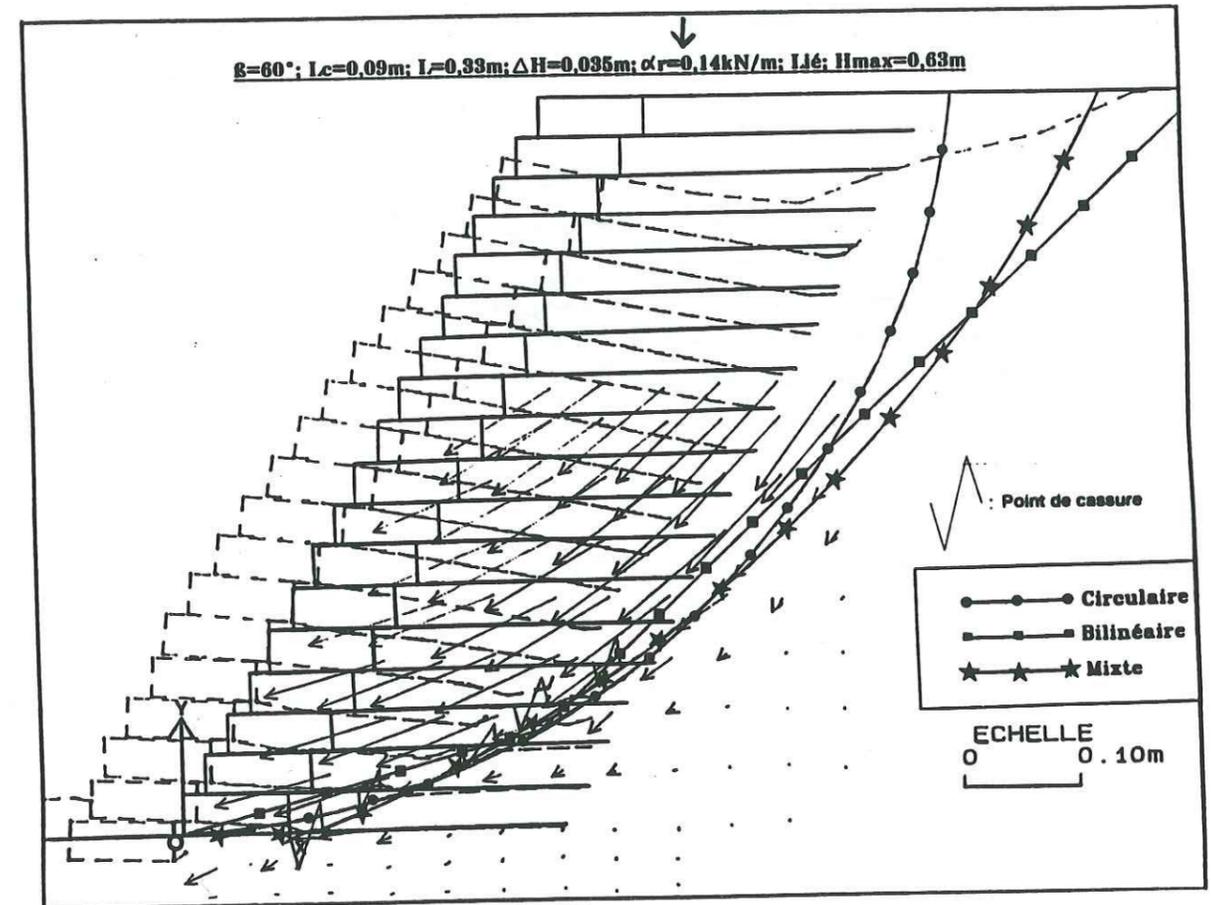


Figure III.2.a: Cas (6-10P)

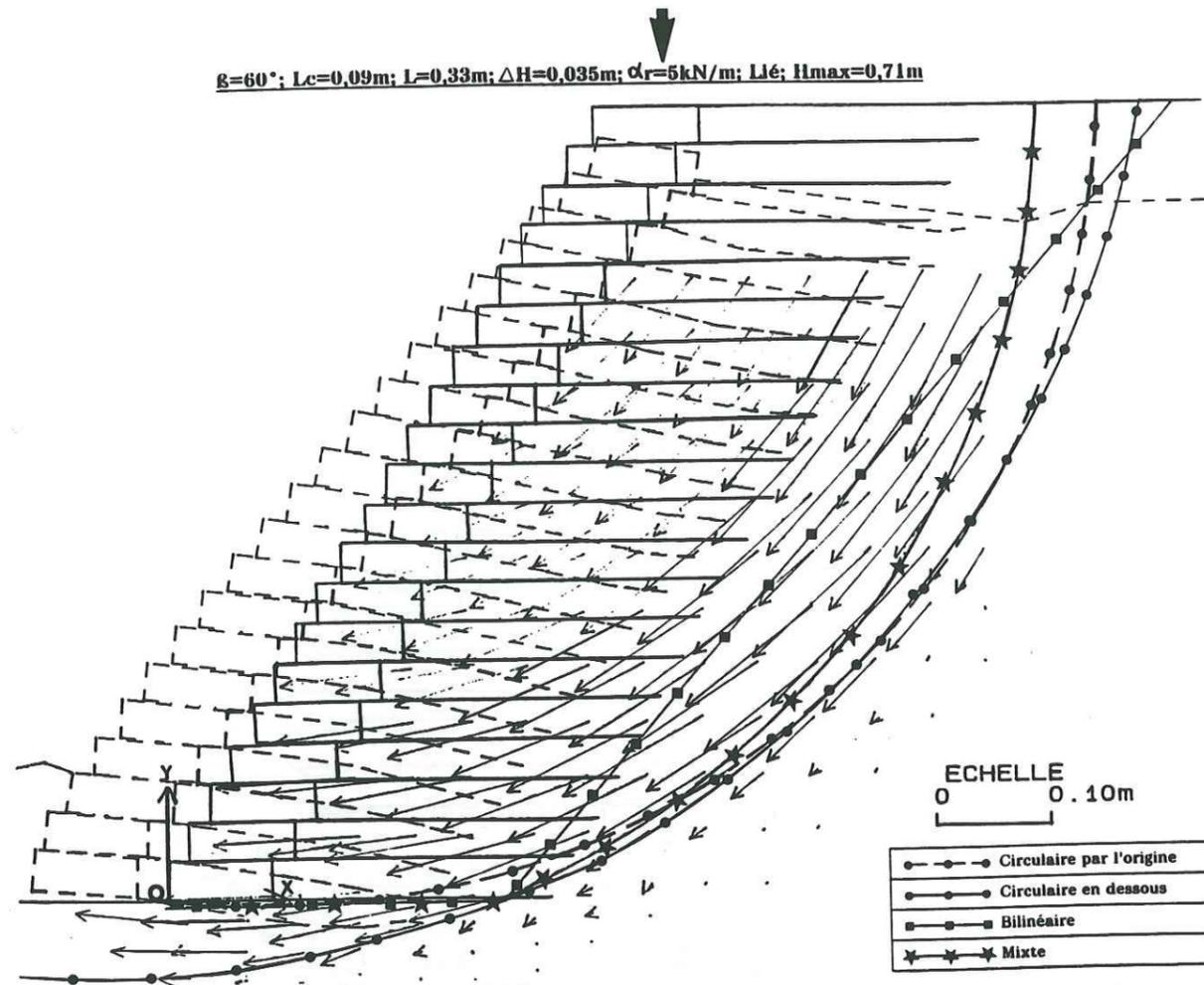
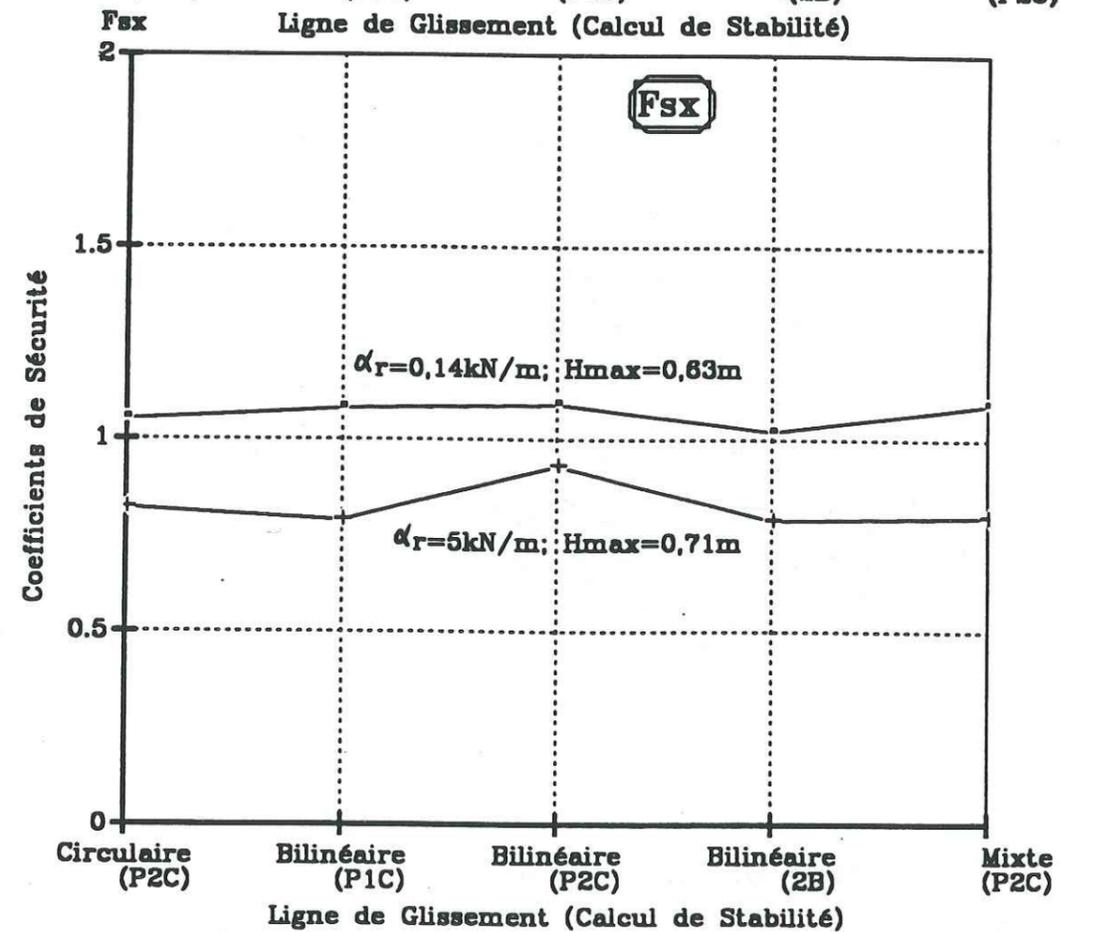
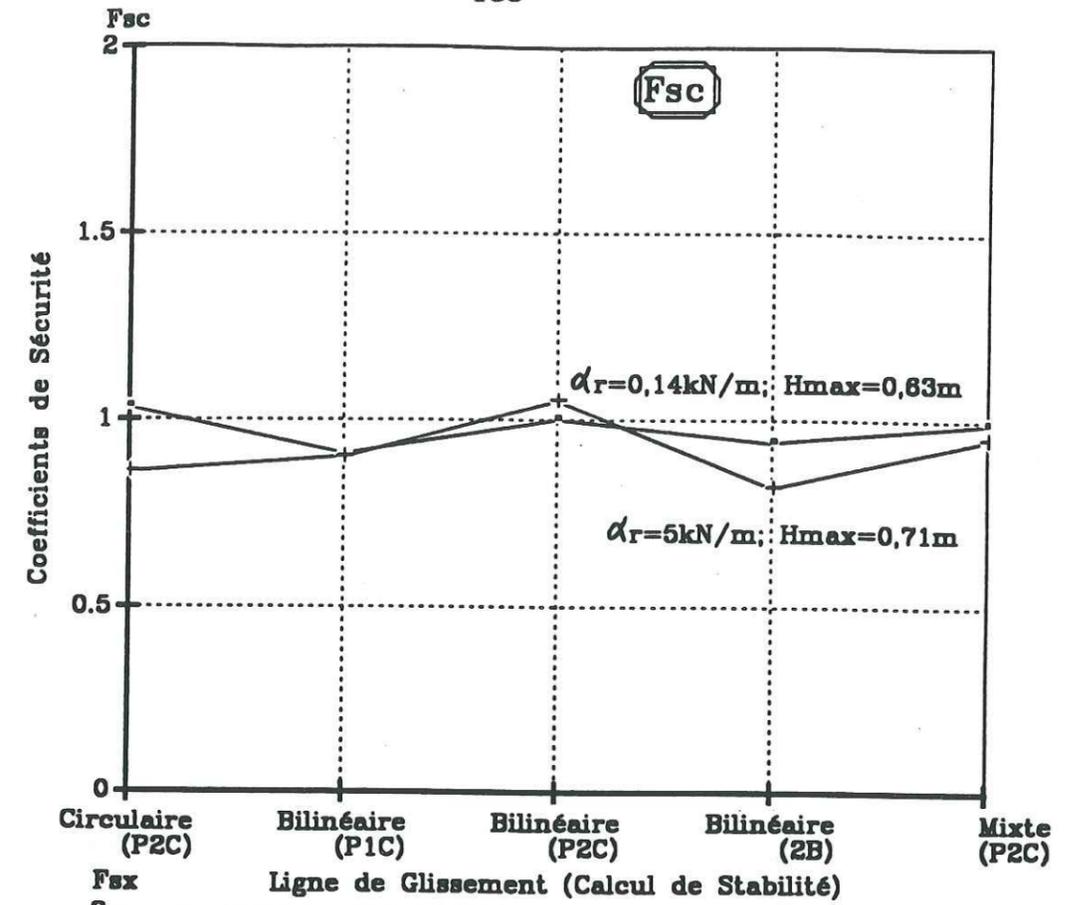


Figure III.2.b: Cas (6-10G)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,035m$; Lié
 Figure III.2.c: Paramètre : Tension de Rupture α_r

III.2.1.b Massifs avec $\Delta H=0,07m$ - les cas (6-9P) et (6-9G)
(Figures III.2.d et III.2.e)

Les figures III.2.d et III.2.e présentent des cas analogues respectivement aux deux cas des figures III.2.a et III.2.b avec seule exception, une densité d'armatures réduite à la moitié $H=0,07m$ et la figure III.2.f reprend les valeurs de F_{sc} et F_{sx} correspondantes. La même constatation que celle faite dans le paragraphe précédent, s'applique ici à propos du gain en H_{max} en passant de l'armature papier au géotextile. Le gain ici est même plus important 42,9%, que le précédent. Pour le massif renforcé par du papier, il y a cassure des trois premières nappes du bas, alors que pour le massif renforcé par du géotextile, aucune nappe n'est cassée. Il y a glissement du massif renforcé avec comme seul ancrage à la rupture, un petit bout de la nappe à la base ancré dans la partie passive du massif.

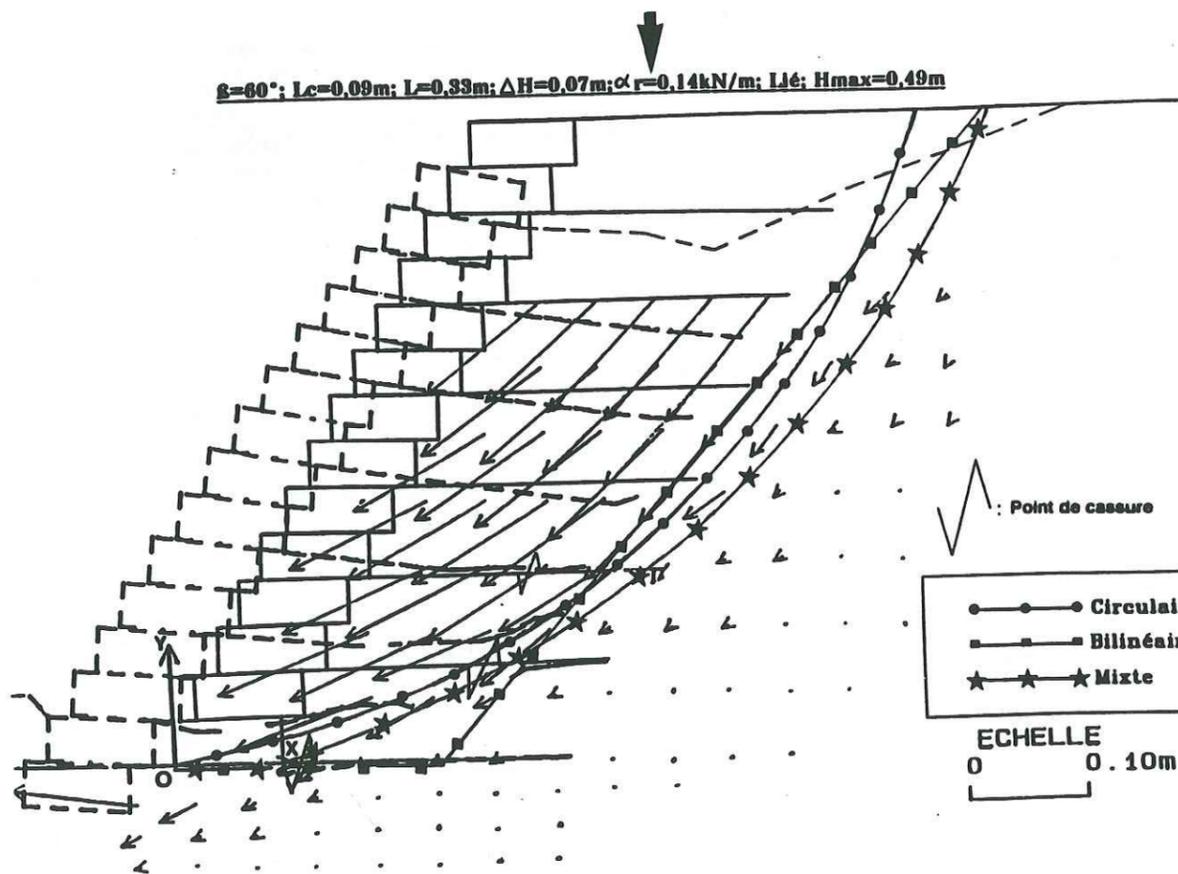


Figure III.2.d: Cas (6-9P)

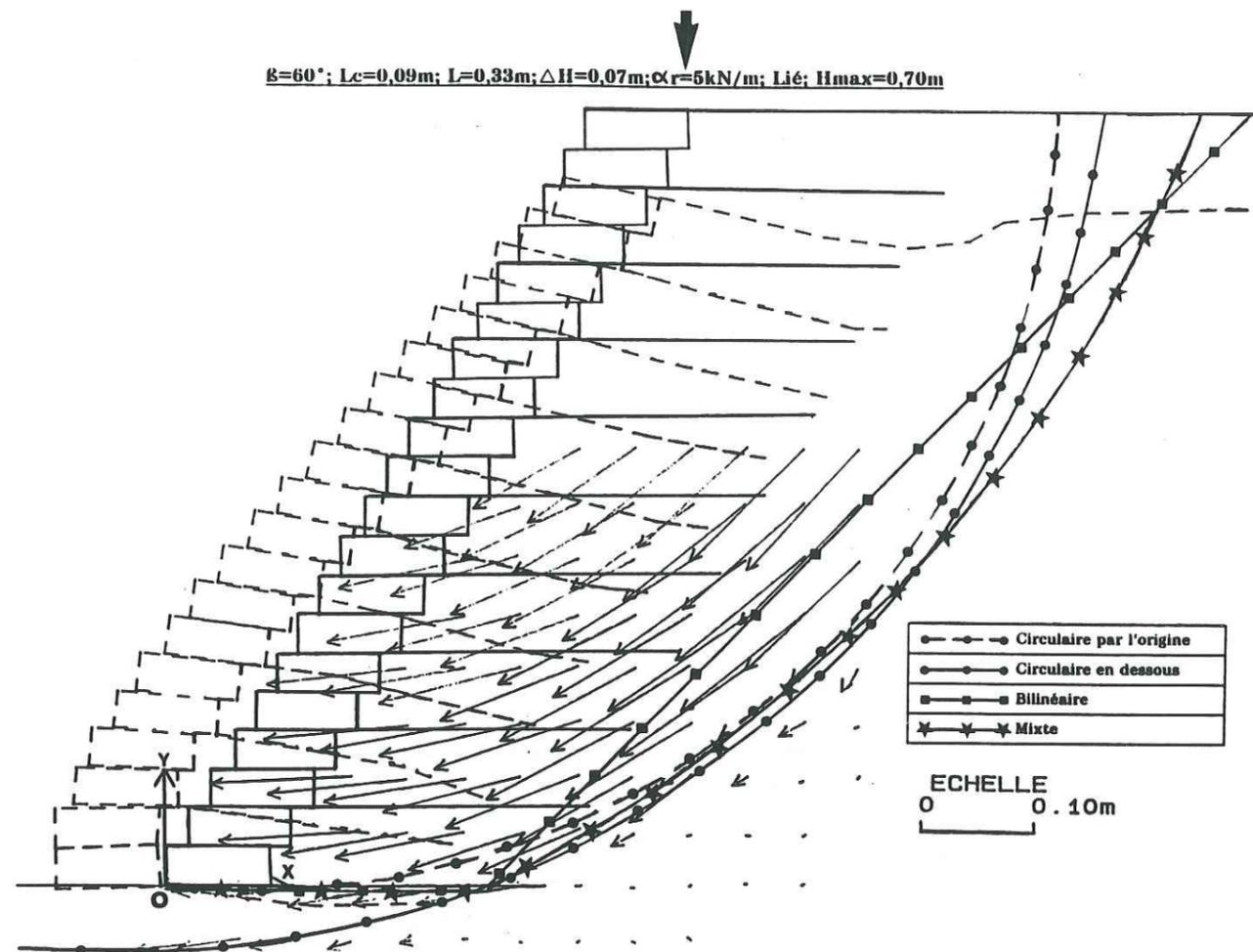
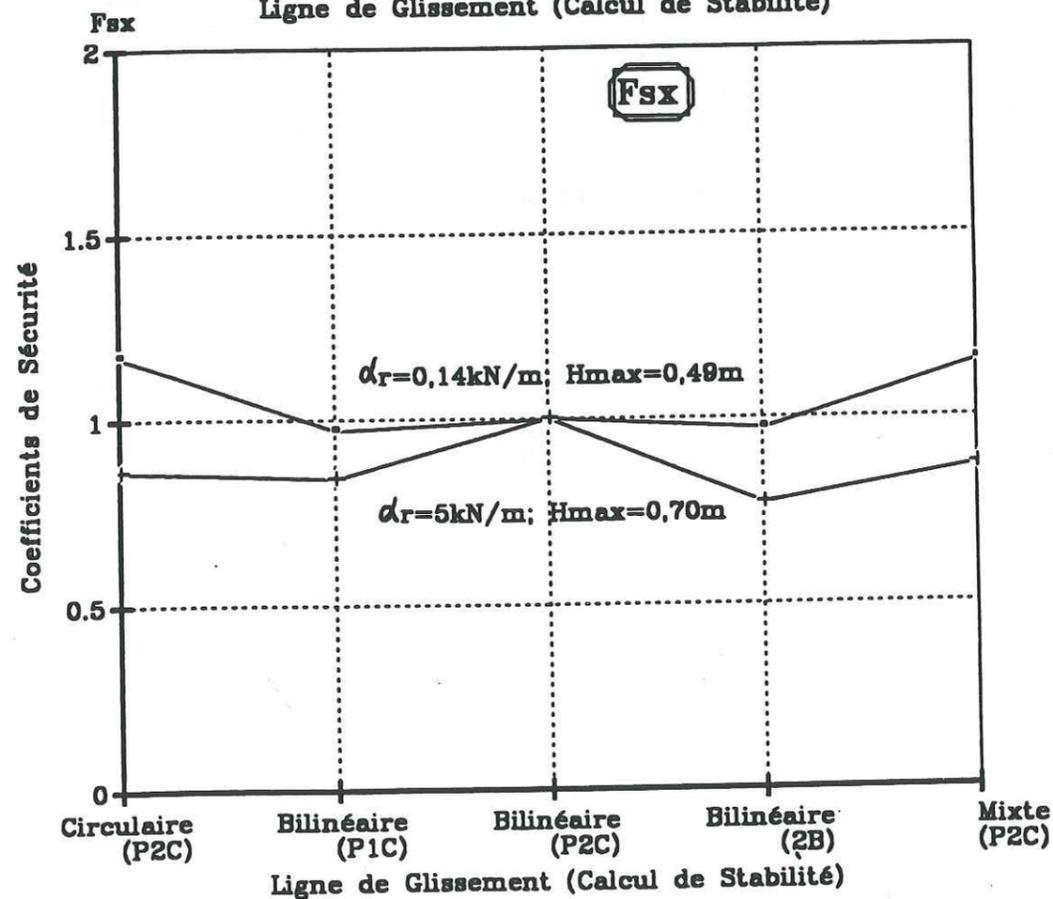
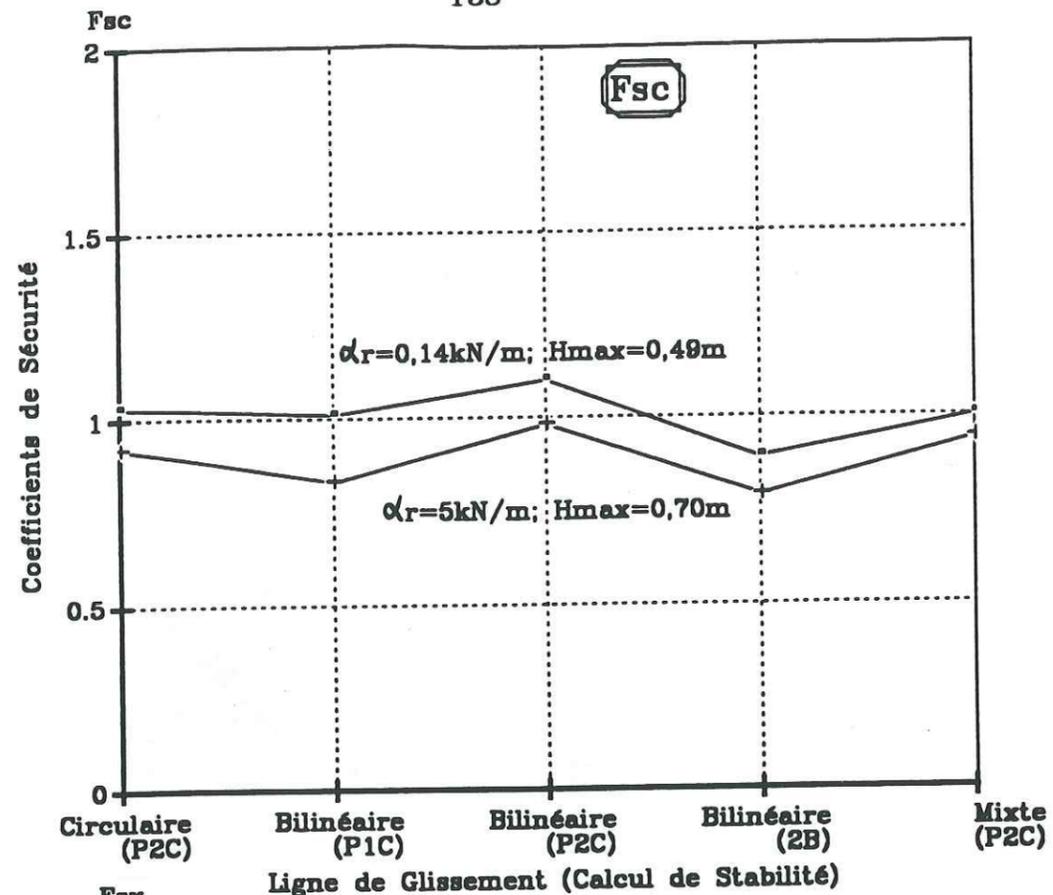


Figure III.2.e: Cas (6-9G)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $L_i \epsilon$
 Figure III.2.f: Paramètre : Tension de rupture α_r

III.2.2 Massifs à parement souple en papier ou géotextile

Les cas (6-4P) et (6-4G) - Figures III.2.g et III.2.h

Les figures III.2.g et III.2.h montrent des massifs à parement souple (non cellulaire) en papier ou géotextile, avec $\beta=60^\circ$; $L=0,33m$ et $\Delta H=0,07m$. On peut voir sur la figure III.2.i, le graphique des coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx} correspondants.

Le gain en H_{max} entre ces deux cas en passant du papier au géotextile est de 29,4%. Pour le parement en papier, il y a cassure des trois premières nappes de la base pendant la rupture. Mais pour les armatures géotextile, aucune nappe n'est cassée et d'après nos observations, la rupture du massif renforcé a été occasionnée par rupture de l'ancrage du rabattement de la deuxième couche d'armatures.

$\beta=60^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; $L_i \epsilon$; $H_{max}=0,51m$

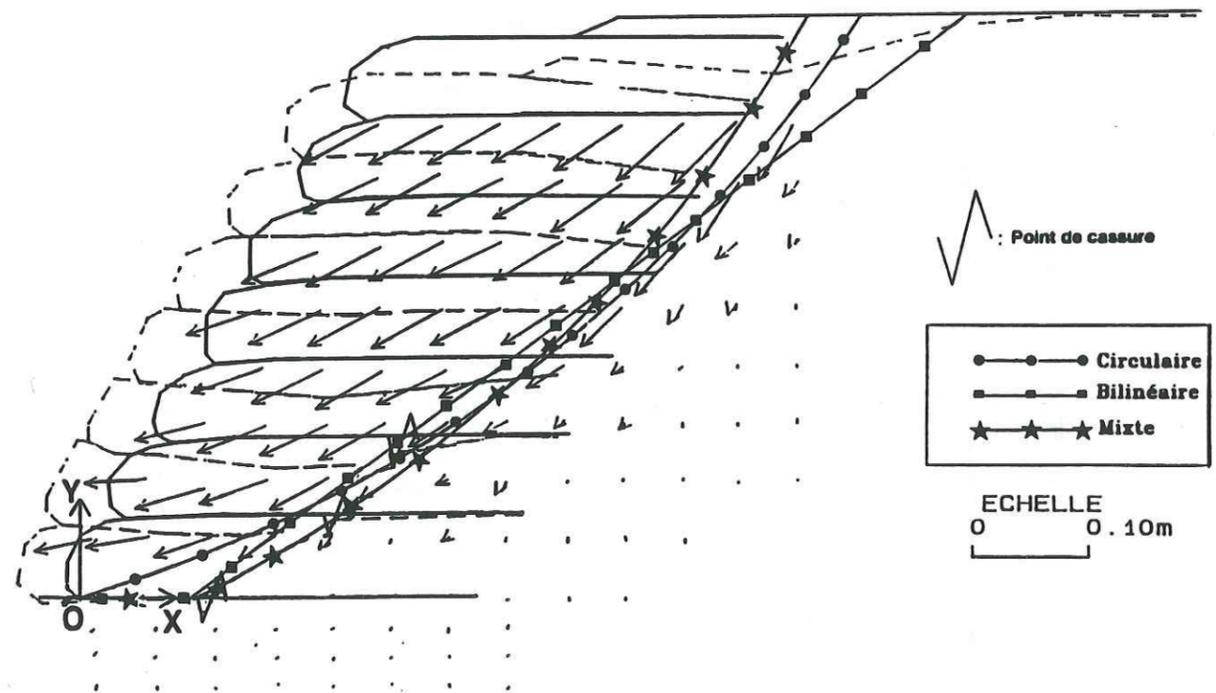
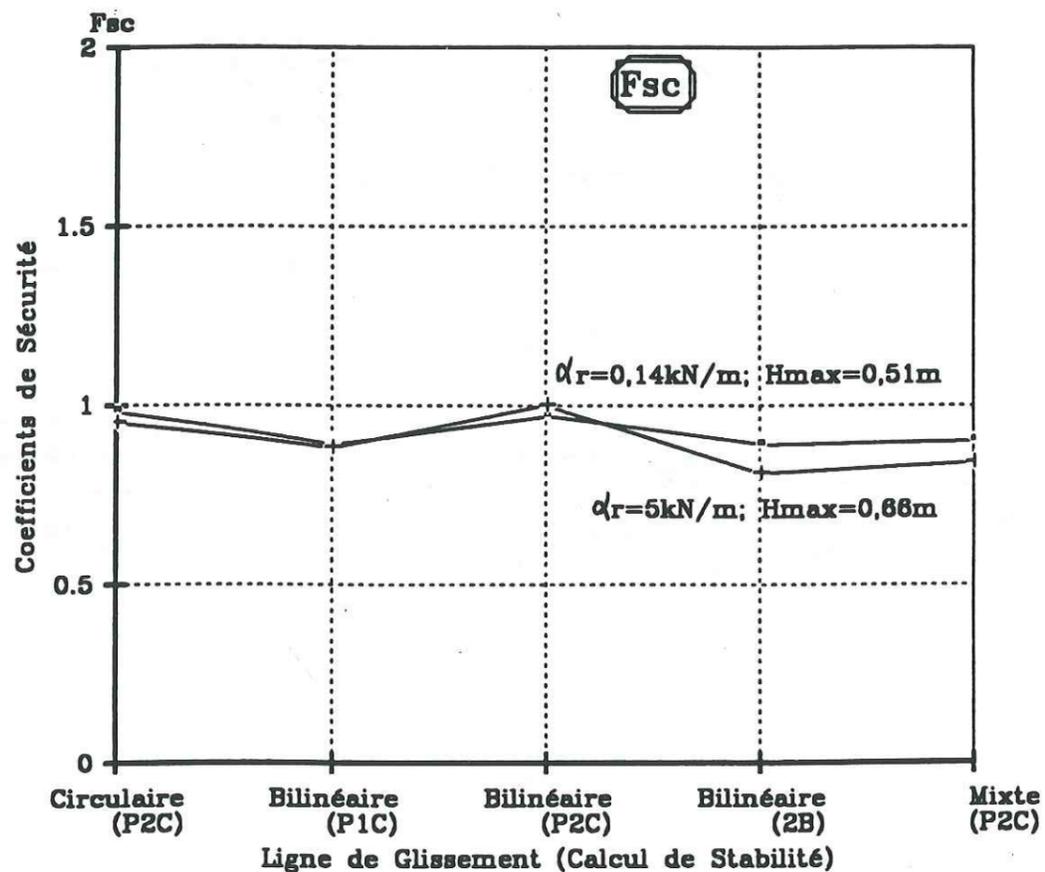
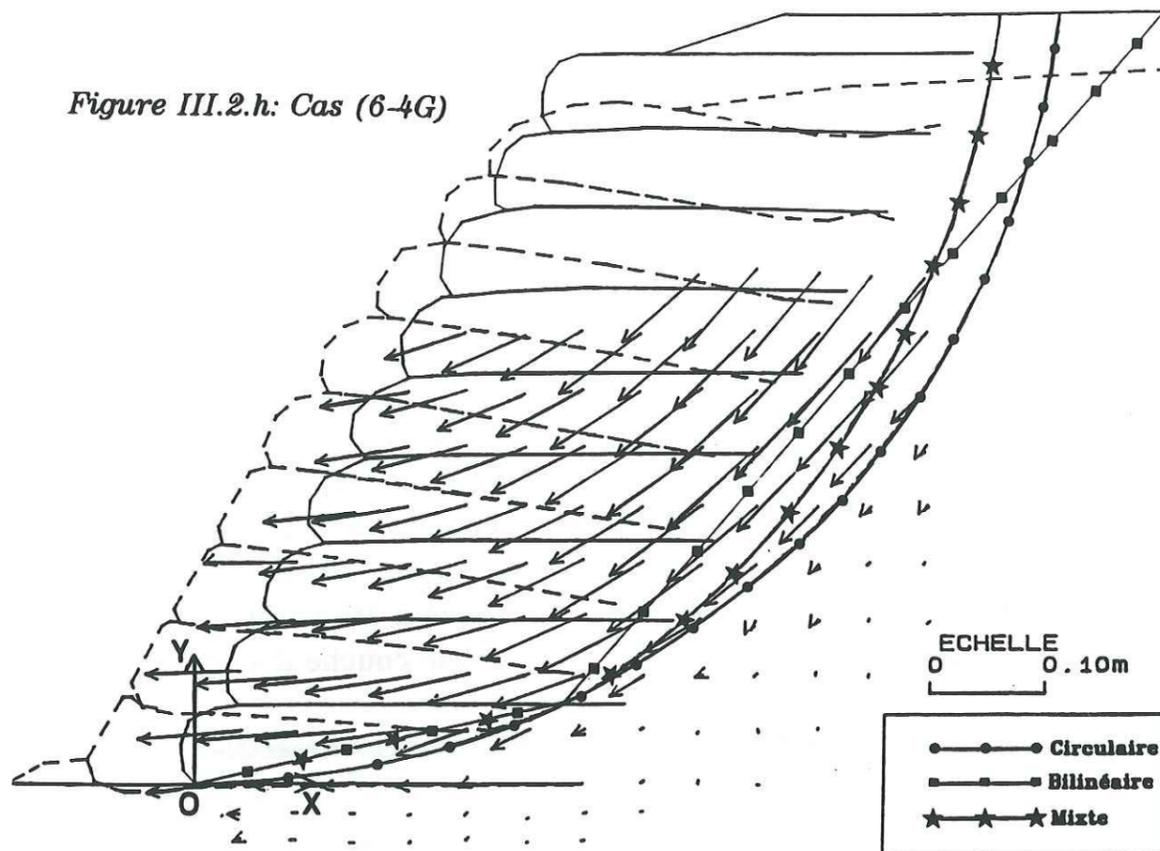


Figure III.2.g: Cas (6-4P)

Figure III.2.h: Cas (6-4G)



Influence de la méthode de calcul sur le coefficient de sécurité F_{sc}
 $\beta=60^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; Lié
 Figure III.2.i: Paramètre : Tension de Rupture α_r

III.2.3 Conclusion

Lorsque l'on passe du renfort papier au renfort géotextile pour le même type de géométrie, on obtient une augmentation de la hauteur maximale (H_{max}) de 12,7% à 42,9% respectivement pour les cas présentés sur les figures III.2.c et III.2.f. En moyenne, l'augmentation est de 24,8% (tableau III.2). Ceci peut être relié à l'observation des cinématiques de rupture: les zones instables sont plus importantes avec le renfort géotextile, la ligne de glissement passant plus profondément dans le massif renforcé par géotextile. Et la rupture est obtenue par cassure des armatures de pied dans le cas du papier.

III.3 Influence de la liaison parement cellulaire-armatures ($\beta=60^\circ$)

Etude des massifs ($\alpha_r=0,14$ et $5kN/m$; $L_c=0,05$ et $0,09m$; $L=0,24$ et $0,33m$)

L'association d'un parement cellulaire et d'un sol renforcé par des nappes de géotextiles peut être faite de deux manières différentes. Soit les nappes sont posées juste derrière la paroi amont des cellules et il n'y a aucune liaison entre les cellules et les armatures, soit les nappes sont intercalées entre les cellules de parement assurant une liaison cellules-nappes quasiment totale sauf, bien sûr, s'il y a déchirement des nappes pendant la construction. En général, la procédure "nappes liées" est la plus courante dans la pratique. Les résultats de nos essais, présentés ci-dessous, montrent que cette pratique est efficace pour la stabilité de l'ouvrage et pour l'optimisation du fonctionnement du géotextile.

III.3.1 Analyse expérimentale et stabilité interne
(Figures III.3.a - III.3.d + Tableaux III.3(a) et III.3(b))

III.3.1.a *Armatures liées et non liées*

- Armatures papier

Comme précisé en début de ce chapitre, (dans l'introduction), la hauteur maximale du parement cellulaire constitué des éléments C9 non renforcé pour $\beta=60^\circ$ est $H_{max}=0,25m$.

Comparaison des cas (6-5P) et (6-9P) - Figures III.3.a et III.3.b

Si la liaison cellules-armatures est coupée (cas (6-5P) figure III.3.a), on obtiendra une instabilité du parement cellulaire avant la rupture du massif en sol renforcé (tableau III.3(a) et figure III.3.a: $H_{max}=0,30m$). Pour la même densité d'armatures liées aux cellules du parement, on a $H_{max}=0,49m$ (cas (6-9P), figure III.3.b). En passant du massif avec les armatures non liées au parement à celui avec les armatures liées, il y a un gain en H_{max} de 63%.

Le mécanisme de rupture associé est profondément modifié, le défaut de liaison renfort-cellule occasionnant une rupture du mur cellulaire indépendamment de la zone renforcée.

Dans ce cas, la solution la plus efficace consiste à renforcer la portance du mur cellulaire, par exemple en élargissant la base du mur, cas présenté sur la figure III.3.a' - ($\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; Non lié; Largeur de la base $=0,20m$; $H_{max}=0,58m$).

Essai No.	Liaison	H_{max} (m)	F_{sc}
6-2	non-renforcé	0,25	0,72
6-5P	non-lié	0,30	1,00
6-9P	lié	0,49	0,96

Tableau III.3(a): Influence des armatures sur la stabilité du massif ($\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\alpha_r=0,14kN/m$)
 F_{sc} pour la ligne de glissement mixte

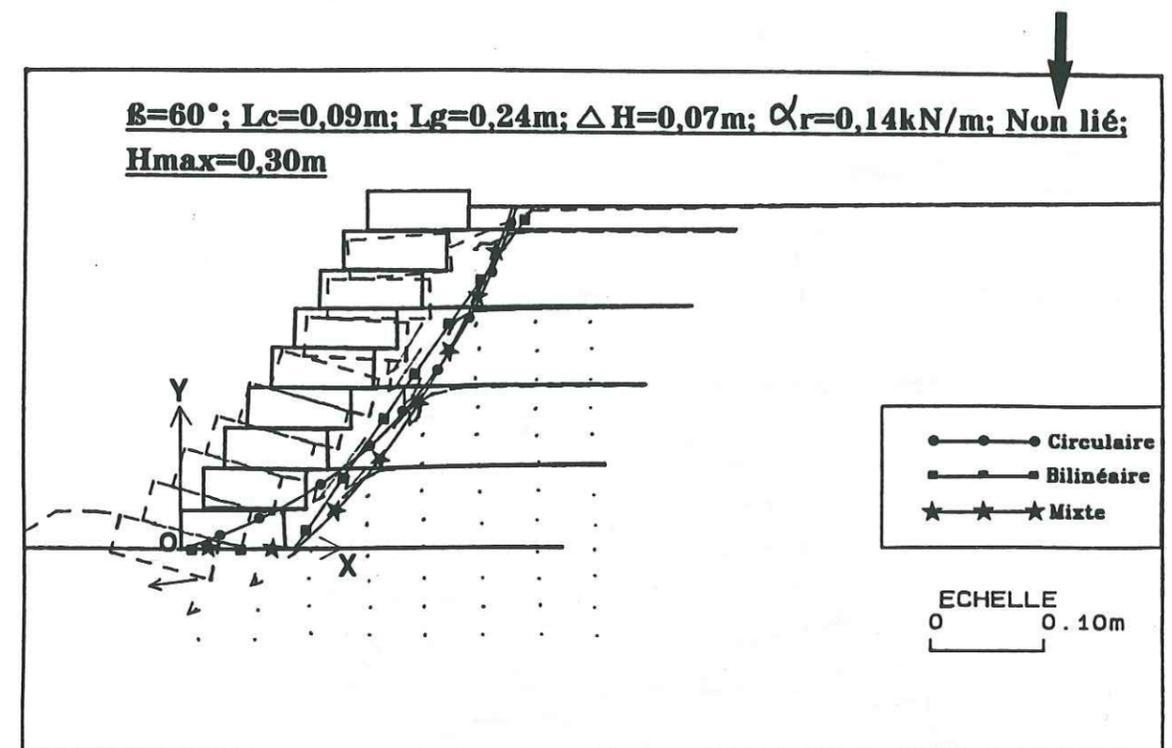


Figure III.3.a: Cas (6-5P) avec base normale $H_{max}=0,30m$

$\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L_g=0,24m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; Non lié;
Base élargie; $H_{max}=0,58m$

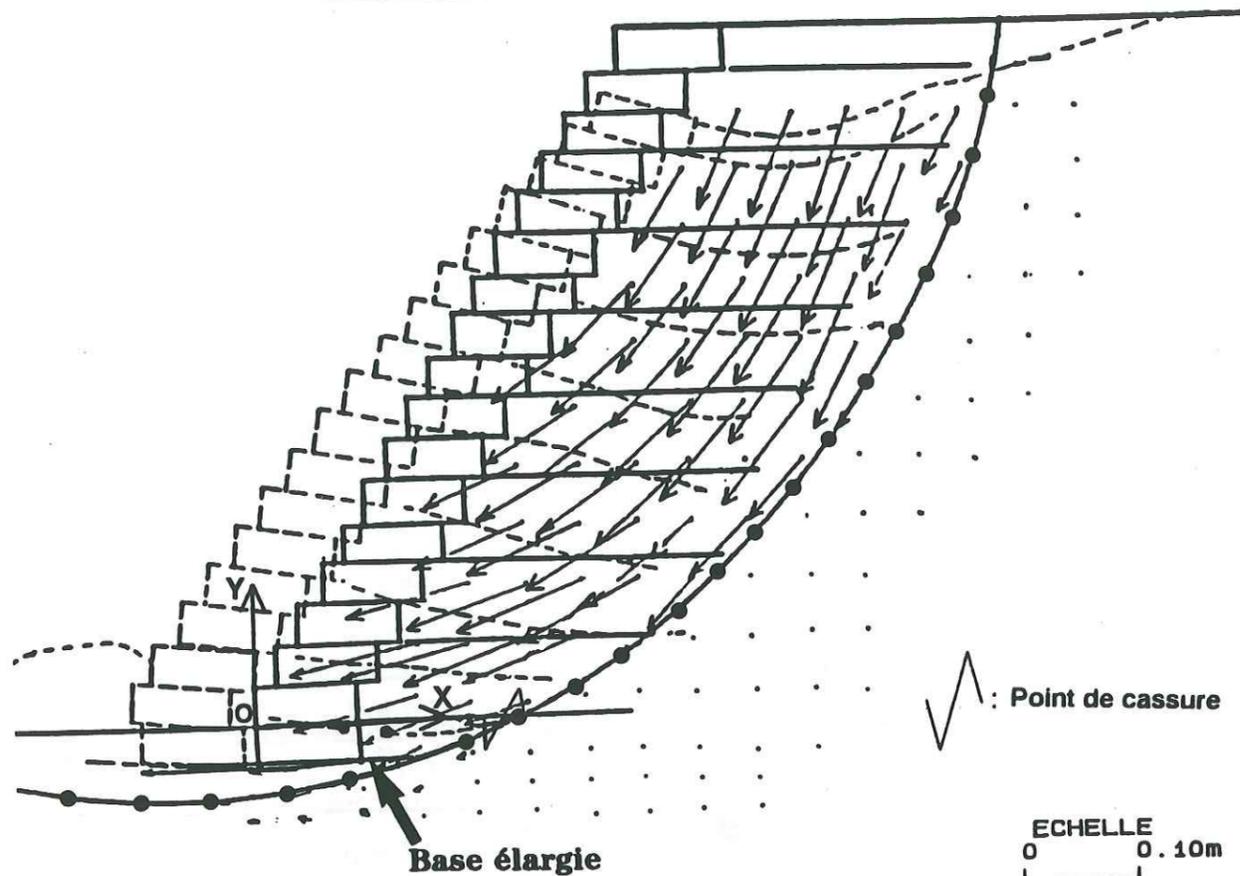


Figure III.3.a: Cas (6-5P) avec base élargie $H_{max}=0,58m$

$\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; Lié; $H_{max}=0,49m$

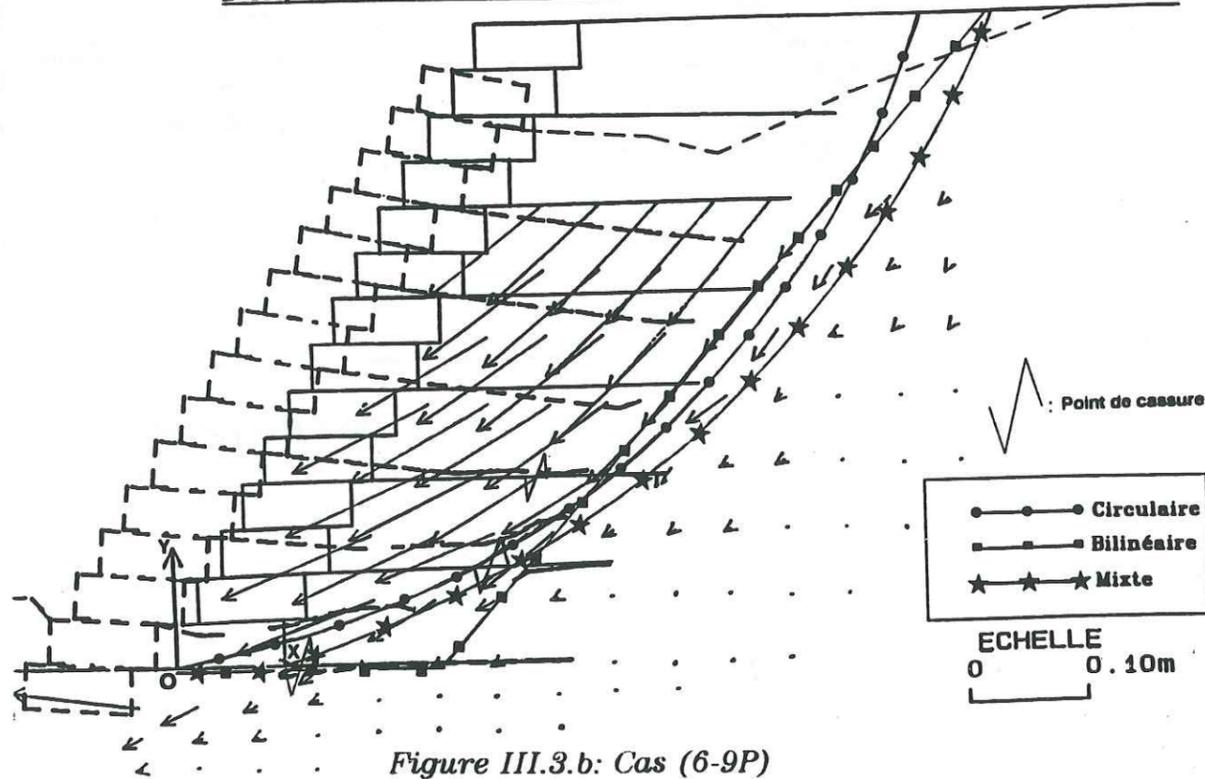


Figure III.3.b: Cas (6-9P)

$\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L_g=0,24m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=5kN/m$; Non lié;
 $H_{max}=0,28m$

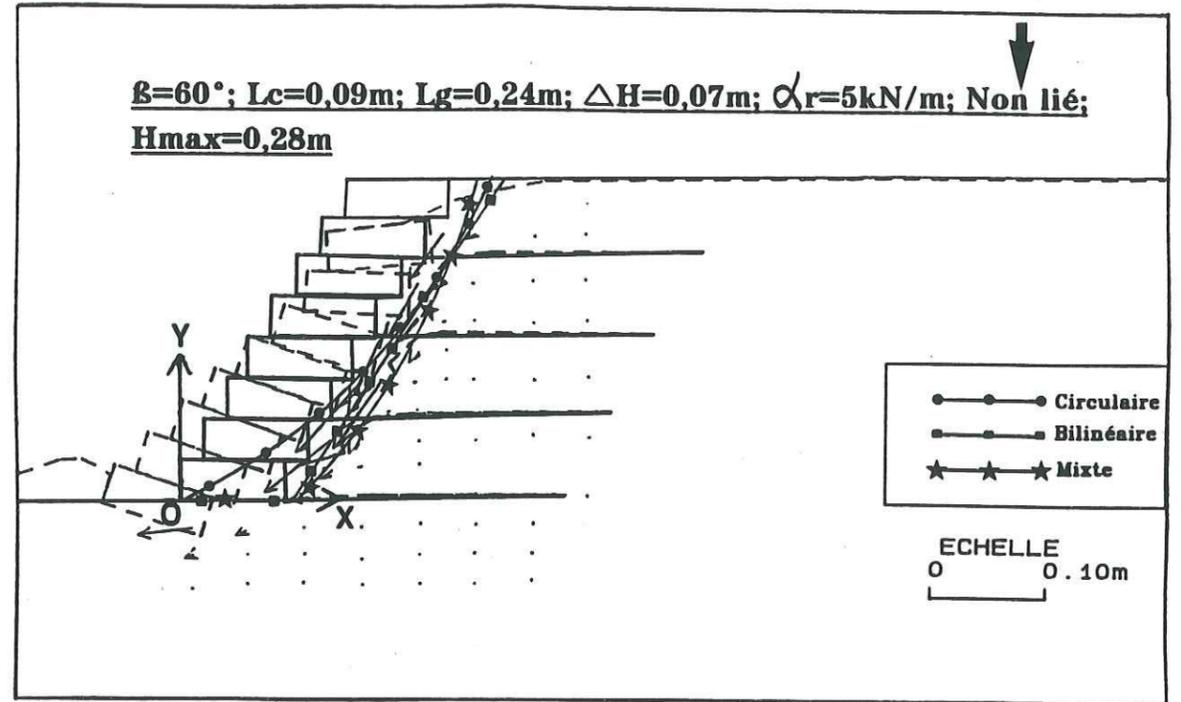


Figure III.3.c: Cas (6-5G)

$\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=5kN/m$; Lié; $H_{max}=0,70m$

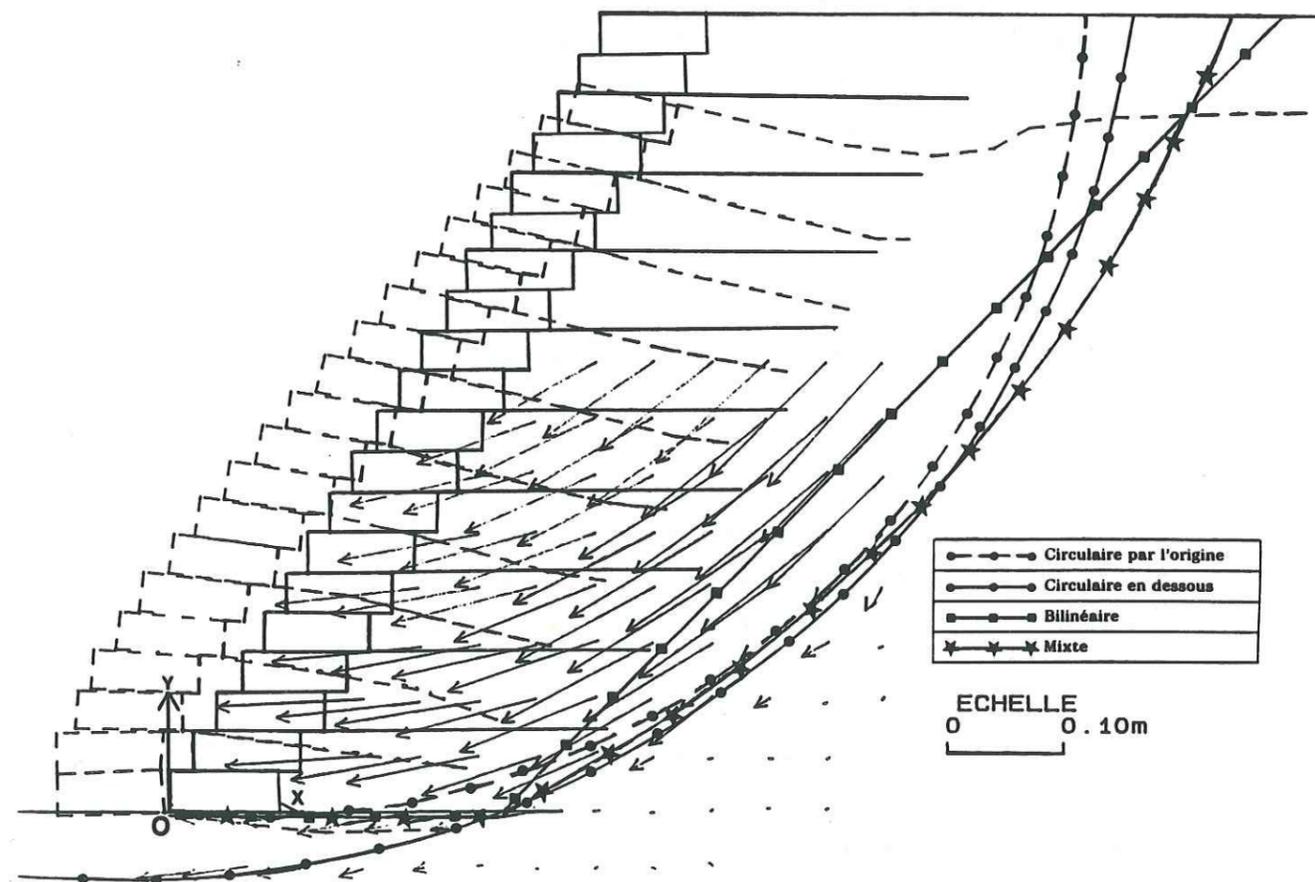


Figure III.3.d: Cas (6-9G)

- Armatures géotextile

Comparaison des cas (6-5G) et (6-9G) - Figures III.3.c et III.3.d

Les mêmes observations peuvent être faites sur le cas (6-5G) où l'on a remplacé les armatures en papier par du géotextile (Tableau III.3(b) et figure III.3.c: $H_{max}=0,28m$). Pour la même densité d'armatures liées au parement, nous avons obtenu $H_{max}=0,70m$ (cas (6-9G) - figure III.3.d), soit une augmentation en H_{max} de 150%.

Essai No.	Liaison	H_{max} (m)	F_{sc}
6-2	non-renforcé	0,25	0,72
6-5G	non-lié	0,28	0,90
6-9G	lié	0,70	0,94

Tableau III.3(b): Influence des armatures sur la stabilité du massif ($\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\alpha_r=5kN/m$) F_{sc} pour la ligne de glissement mixte

III.3.1.b Armatures liées et pincées (armatures géotextile)

Comparaison des cas (6-6G) et (6-7G) - Figures III.3.f et III.3.g

L'association d'un parement cellulaire avec des armatures a été étudiée selon une deuxième méthode. On a cherché à étudier l'effet sur la stabilité du massif dans le cas d'un glissement relatif entre les cellules et les nappes.

Nous avons utilisé des petites cellules - les éléments C5 ($L_c=0,05m$) avec des bases escamotables. L'essai de référence pour ce parement composé de petites cellules, c'est à dire un parement cellulaire non-renforcé pour $\beta=60^\circ$ a donné $H_{max}=0,20m$ (cas (6-1) - figure III.3.e).

Nous avons créé une situation où les nappes étaient pincées à la base des cellules avec la possibilité de glisser, au delà d'une certaine poussée active développée derrière le parement. Le parement pouvait donc, se déplacer vers l'aval en laissant en place les armatures. Ceci peut arriver dans le cas où la tension d'ancrage mobilisée sur une armature est assez forte pour faire glisser la nappe entre deux cellules. Cela correspond à une tension d'ancrage plus forte que le pincement de la nappe à la base de la cellule. Nous avons donc appelé ce type de liaison, une liaison "pincée" en raison du fait que les armatures n'étaient ni totalement indépendantes, ni totalement solidaires du parement (cas (6-6G) - figure III.3.f).

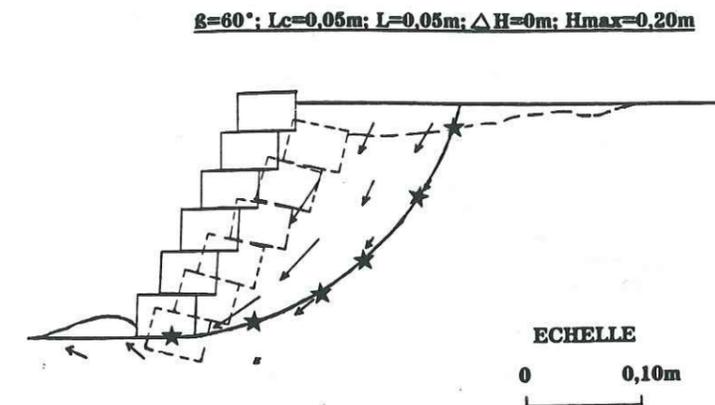


Figure III.3.e: Cas (6-1)

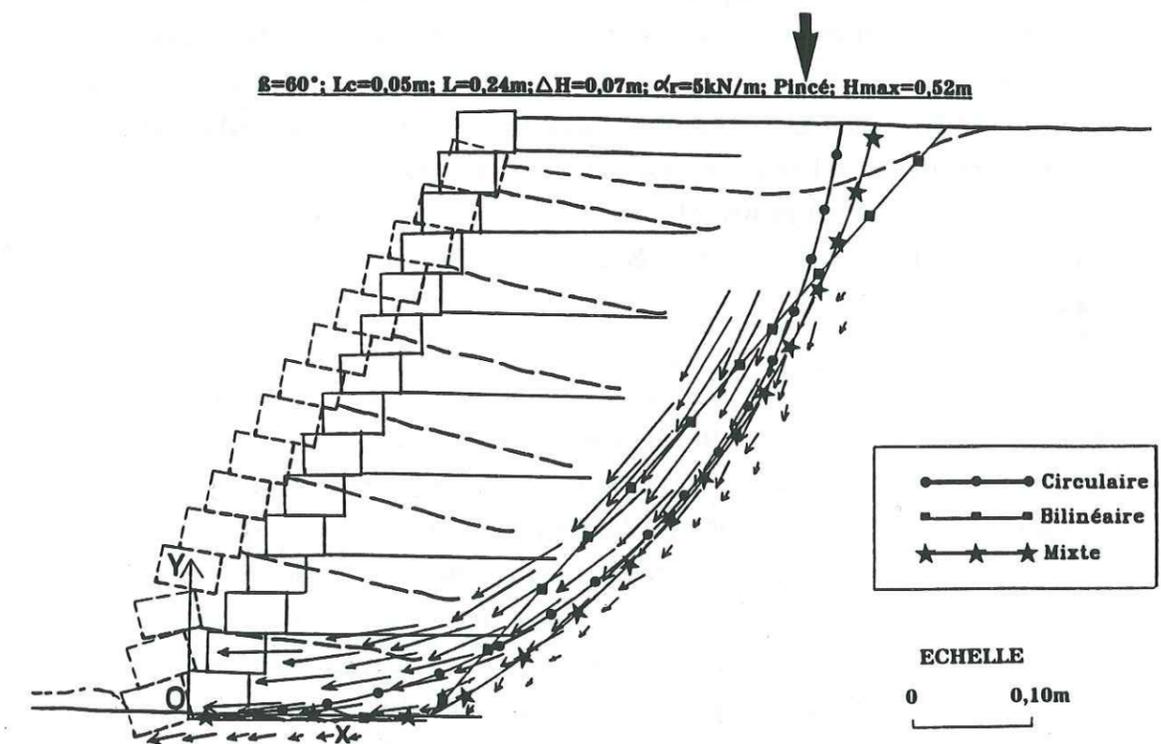


Figure III.3.f: Cas (6-6G) - Armature pincée

$\beta=60^\circ$; $L_c=0,05m$; $L=0,24m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=5kN/m$; Lié; $H_{max}=0,56m$

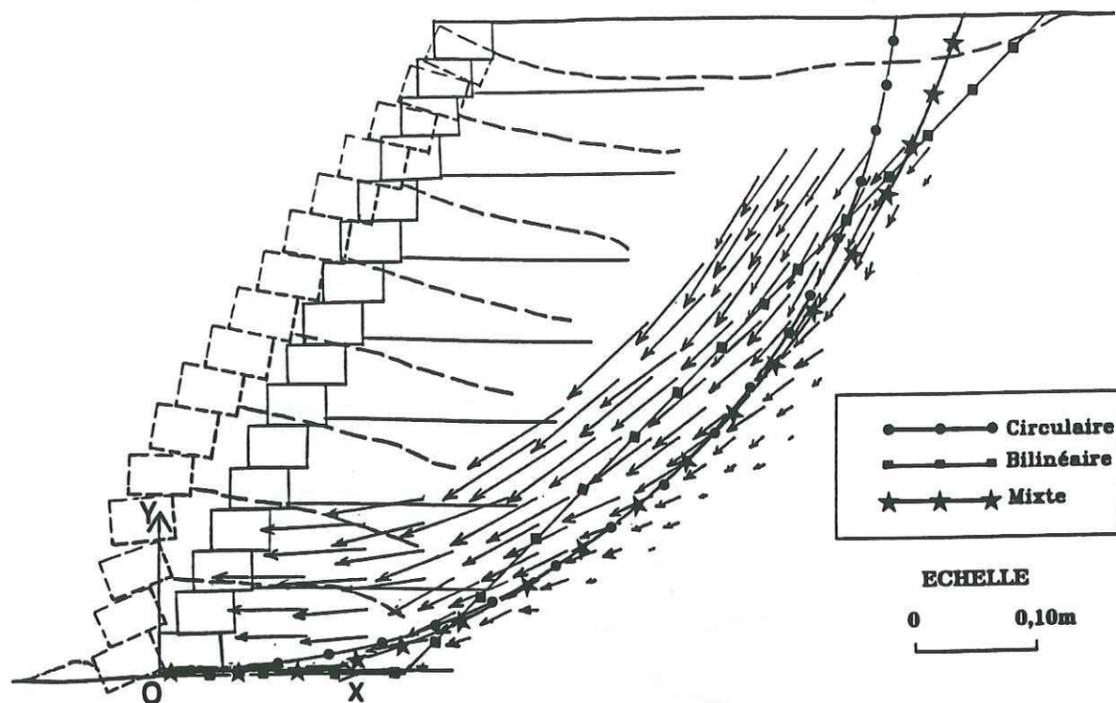


Figure III.3.g: Cas (6-7G) - Armature liée

Afin de comparer les résultats des essais utilisant des armatures pincées au parement avec ceux utilisant des armatures liées au parement, nous avons fait un deuxième type d'essai où nous avons rendu les armatures totalement solidaires avec les cellules. Dans ce cas, le parement était bien lié aux armatures comme pour la majorité des cas étudiés dans ce mémoire. Le cas (6-7G) montre le résultat obtenu pour des armatures liées avec $\beta=60^\circ$; $L_c=0,05m$; $L=0,24m$; $\alpha_r=5kN/m$ et $\Delta H=0,07m$ (figure III.3.g).

On peut voir sur les figures III.3.f et III.3.g que le type de rupture est quasiment identique pour les deux cas. Pour le cas des armatures pincées, on remarque que la première nappe, qui est la seule sollicitée en ancrage derrière la ligne de glissement, est restée en place durant la rupture. Par contre, la nappe de base pour le massif avec un parement lié aux armatures, a été emportée par le mouvement lors de la rupture. Nous avons donc, deux types de ruptures différents. Pour le cas "pincé", il y a un glissement sur la nappe de base en face supérieure. Dans le le cas "lié", il y a un glissement sous la nappe de base avec une ligne de glissement coupant cette première couche d'armatures à un point

situé près de son extrémité amont. Evidemment, nous avons pris en compte ces deux faits dans nos calculs de stabilité des massifs.

III.3.2 Stabilité externe (Figures III.3.a - III.3.d + Tableau III.3(c))

Comparaison des cas (6-5P) et (6-5G) - Figures III.3.a et III.3.c

En analysant les figures III.3.a - III.3.c, on peut constater qu'il y a dans les deux cas, une rupture du parement cellulaire et non pas une rupture du sol renforcé. Le cas d'armatures "non liées" est même exemplaire: l'influence d'armatures "non liées" est très faible, la hauteur maximale étant voisine de celle obtenue pour un mur non renforcé.

On peut voir aussi que le mode de rupture des deux massifs est très similaire au mode de rupture du cas (6-2) - figure III. Nous avons donc, étudié la stabilité du mur cellulaire isolé et la stabilité externe du massif renforcé + mur cellulaire (tableau III.3(c)). Ceci se justifie par la non-liaison entre le mur cellulaire et le massif renforcé.

Essai No.	H_{max}	Massif + mur cellulaire			Mur cellulaire		
		F_g	F_r	F_p	F_g	F_r	F_p
6-5P	0,30	3,53	20,21	1,27	0,92	3,42	0,004
6-5G	0,28	4,27	22,32	1,54	0,99	3,73	0,004

Tableau III.3(c): Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs ($\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$)

Nous remarquons que la stabilité externe des deux massifs + mur cellulaire est assurée: $F_g > 1$, $F_r > 1$ et $F_p > 1$. Mais lorsque l'on considère les parements isolés, on voit que les stabilités au glissement et au poinçonnement ne sont plus assurées. Dans les deux cas, nous avons $F_g < 1$. Ces valeurs nous indiquent que l'on a potentiellement un risque de rupture par glissement du parement, résultat que l'on a constaté expérimentalement.

Les résultats des coefficients F_{sc} , F_g , F_r et F_p pour les cas (6-1) (6-6G) et (6-7G), sont donnés sur le tableau III.3(d). Comme d'habitude, la valeur de F_{sc} est obtenue pour une ligne de glissement mixte.

Essai No.	Liaison	H_{max} (m)	F_{sc}	K_a	F_g	F_r	F_p
6-1	-	0,20	0,92	0,154	0,77	2,72	0,004
6-6	Pincé	0,52	0,95	0,154	1,65	6,00	0,007
6-7	Lié	0,56	1,07	0,154	1,53	5,44	0,001

Tableau III.3(d): Influence des armatures sur la stabilité du massif ($\beta=60^\circ$; $L_c=0,05m$; $L=0,24m$; $\alpha_r=5kN/m$)
 F_{sc} pour la ligne de glissement mixte

III.3.3 Conclusion

D'après les observations et les calculs faits sur les cas (6-5P) et (6-5G), on peut dire que s'il n'y a pas de liaison entre le parement cellulaire et les armatures, le massif et le parement se comportent comme deux entités séparées, placées côte à côte. Alors, l'étude de la stabilité de l'ouvrage doit être faite en considérant les deux parties constituantes, mur cellulaire et sol renforcé, séparément.

Il faut remarquer que, pour ces deux cas, la ligne de glissement mixte est de loin celle qui a donné la meilleure interprétation de nos observations expérimentales. Il est à remarquer aussi que le gain en hauteur (H_{max}) en passant du cas "pincé" au cas "lié" est seulement de 7,7%. Tandis que, lorsque l'on passe du massif non-renforcé au massif renforcé avec des armatures pincées ou liées au parement, il y a un gain très important respectivement de 160% et de 180%.

Ces résultats montrent que même si l'on peut considérer que cet effet de la liaison est accentué par les caractéristiques du sol analogue du modèle, on retiendra l'importance de la liaison, parement cellulaire-armatures, dans la stabilité des massifs et dans l'utilisation optimale des caractéristiques mécaniques des inclusions.

III.4 Influence de la longueur des armatures ($\beta=60^\circ$)

Etude des massifs ($\alpha_r=0,14kN/m$; $L_c=0,09m$; $L=0,24$; $0,33$; $0,42$ et $0,60m$)

Nous avons tenté d'étudier l'influence de la longueur des armatures sur la stabilité des massifs renforcés. Nous avons dans un premier temps, utilisé des murs cellulaires $L_c=0,09m$ avec des armatures en papier liées au parement, et nous avons fait varier les longueurs de nappes: $L=0,24m$; $0,33m$; $0,42m$ et $0,60m$. Dans un deuxième temps, nous avons changé la technique du parement, et nous avons continué cette étude avec des parements en géotextile ou papier respectivement, $\alpha_r=5kN/m$ ou $0,14kN/m$, pour des longueurs de nappes de $L=0,24m$ et $0,33m$.

III.4.1 Parement cellulaire et armatures papier (Figures III.4.a - III.4.g + Tableau III.4(a))

III.4.1.a Analyse expérimentale et stabilité interne

Nous remarquons qu'il y a un gain significatif de la hauteur maximale avec l'augmentation de la longueur des armatures, entre $L=0,24m$ et $0,42m$. Le gain en hauteur maximale obtenu en passant d'une longueur de $0,42m$ à $0,60m$ (respectivement $H_{max}=0,56m$ et $0,58m$ un gain de $0,02m$) est par contre très faible par rapport à la longueur d'armature ajoutée. La figure III.4.a est la représentation graphique de H_{max}/L pour les quatre cas (6-8P), 6-9P), (6-13P) et (6-14P). Nous avons inclu sur cette figure le cas (6-2) du parement cellulaire seul sans armature.

Essai No.	L (m)	H _{max} (m)	H _{max} /L	F _{sc}	F _g	F _r	F _p
6-8P	0,24	0,42	1,75	0,91	1,82	8,02	0,067
6-9P	0,33	0,49	1,48	1,00	2,15	10,07	0,189
6-13P	0,42	0,56	1,33	1,01	2,40	11,71	0,322
6-14P	0,60	0,58	0,97	1,06	3,32	18,50	1,059

Tableau III.4(a): Influence de la longueur des armatures
 ($\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; $Ka=0,154$)
 F_{sc} pour des lignes de glissement mixte

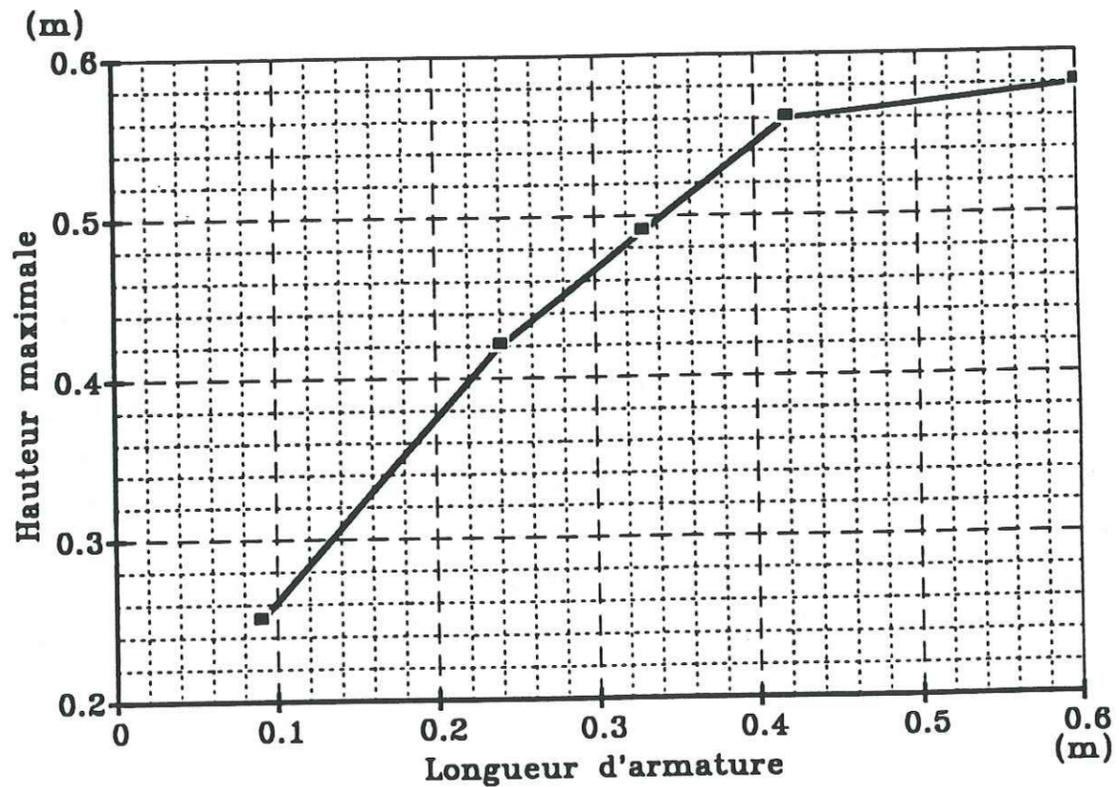


Figure III.4.a: Influence de la longueur des armatures
 ($\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $\alpha_r=0,14kN/m$)

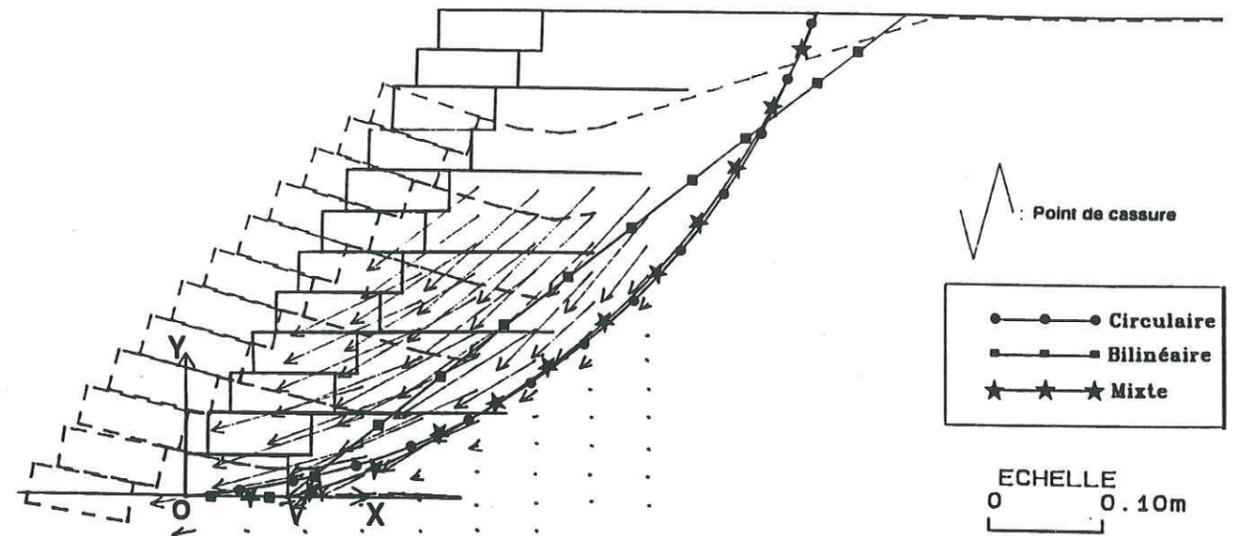


Figure III.4.b: Cas (6-8P)

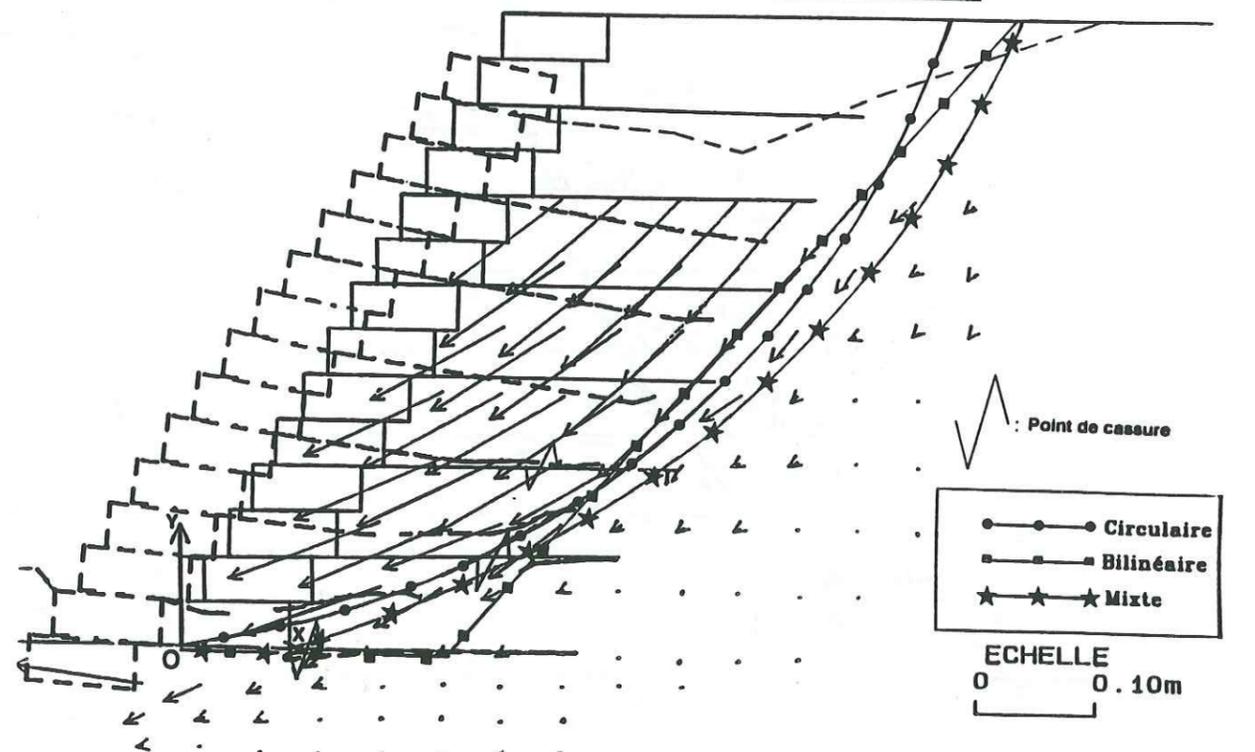


Figure III.4.c: Cas (6-9P)

$\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,42m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; Lié; $H_{max}=0,56m$

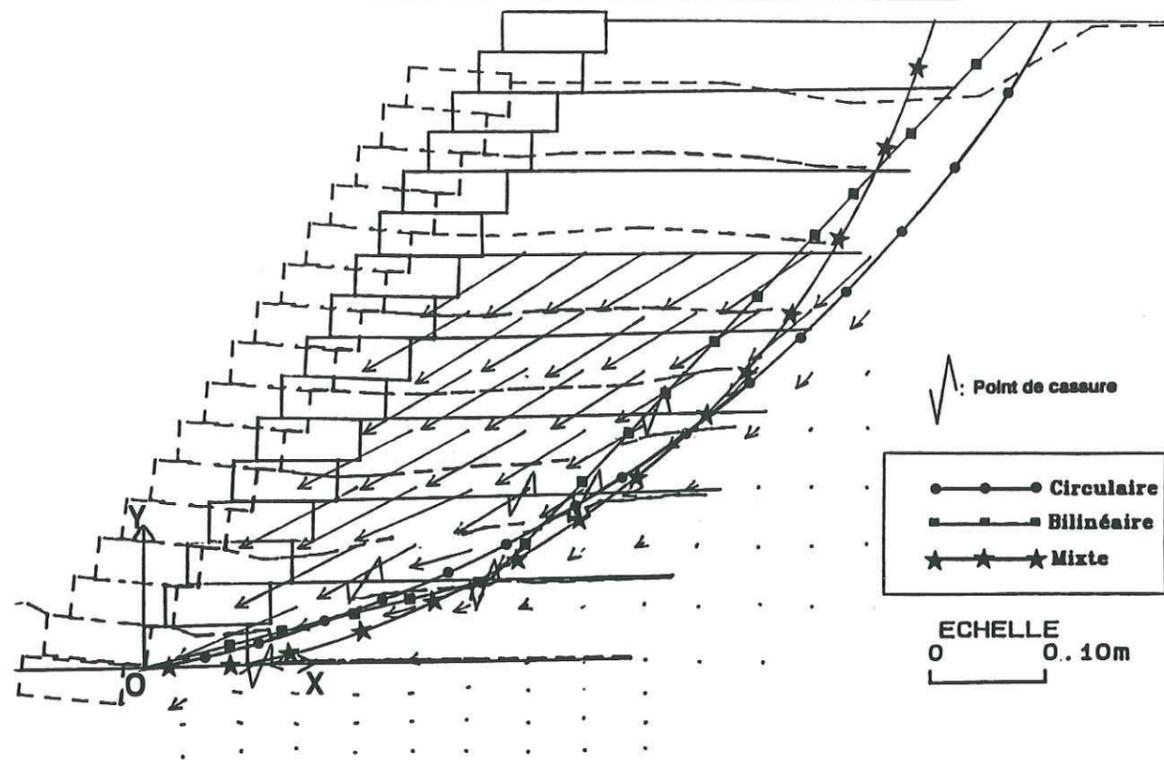


Figure III.4.d: Cas (6-13P)

$\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,60m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; Lié; $H_{max}=0,58m$

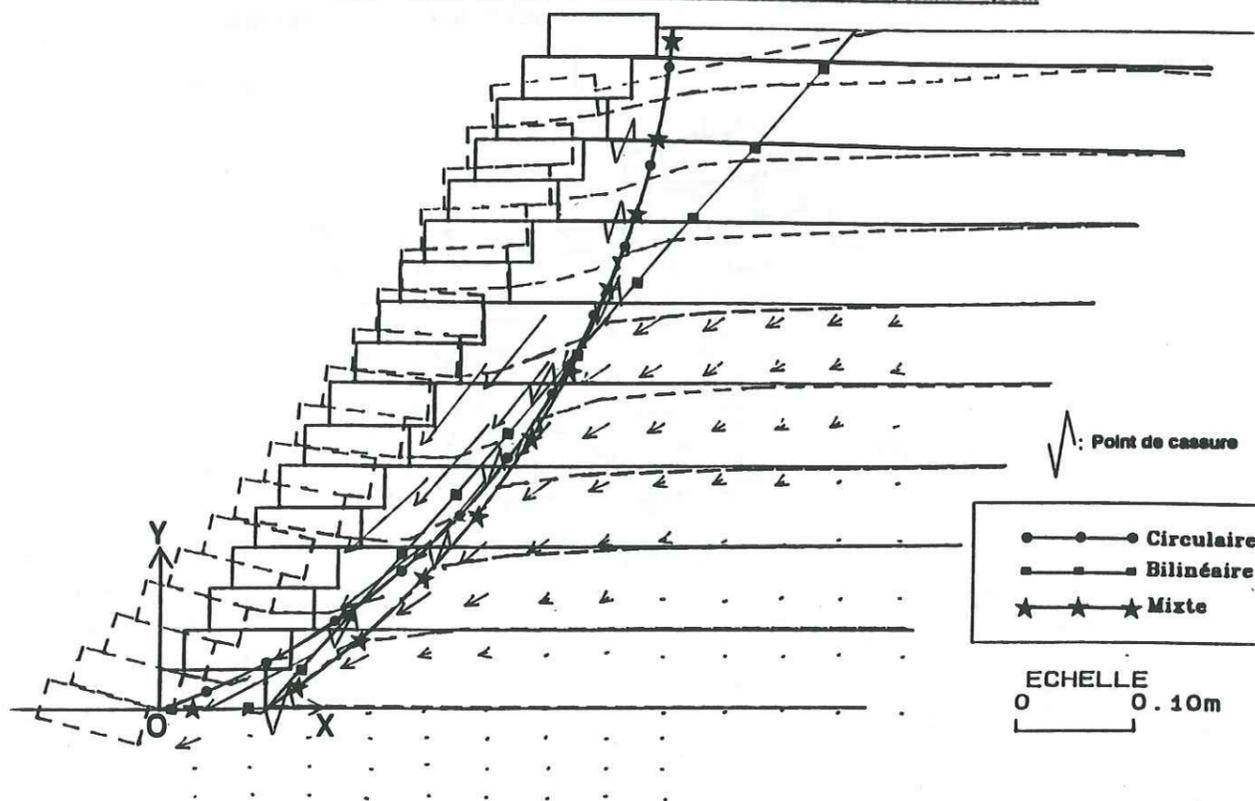


Figure III.4.e: Cas (6-14P)

On voit sur le tableau III.4(a) que le rapport hauteur maximale sur longueur des armatures (H_{max}/L), diminue avec l'augmentation de la largeur de la zone renforcée. On a aussi constaté que le gain en hauteur maximale par rapport à l'augmentation de la longueur des armatures $\Delta H_{max}/\Delta L$ (figure III.4.a), est resté constant entre $L=0,24m$ et $0,42m$ ($\Delta H_{max}/\Delta L=0,77$). Il y a eu une forte diminution de ce rapport entre $L=0,42m$ et $0,60m$ ($\Delta H_{max}/\Delta L=0,11$).

Ceci est à relier à l'effet d'échelle. L'étude utilisant le paramètre adimensionnel H/L fait abstraction des effets d'échelle suivants: (i) la granulométrie et (ii) le mur cellulaire.

La grandeur des deux paramètres, à même H/L , diminue relativement lorsque L croît. Mais ces deux paramètres ne devraient pas avoir une grande influence sur la stabilité. Par contre, il n'en est pas de même pour la densité d'armature proportionnelle à $H/\Delta H$.

Lorsque L augmente, dans nos essais ΔH reste constant: donc, la densité d'armatures augmente relativement et la stabilité du massif devrait donc croître avec L , donc H_{max}/L devrait croître et non décroître comme observé.

Mais si ceci devrait se vérifier avec le renfort par géotextiles pour lesquels le mode de rupture est obtenu par glissement, dans le cas des armatures en papier où la rupture est obtenue par cassure des armatures, ceci n'est plus vrai dans la mesure où les efforts dans les nappes croissent avec l'échelle. Il faudrait donc comparer des massifs où la tension de rupture α_r du renfort croît proportionnellement à L .

On constate d'ailleurs un nombre de nappes rompues en traction croissant avec L .

Le cas de nappes de deux longueurs différentes et en géotextile a d'ailleurs été traité plus loin (cf. tableau III.4(b)). On constate que H_{max}/L est le même pour $L=0,24m$ et $0,33m$ pour les armatures géotextiles alors qu'il décroît avec L croissant pour les armatures "papier".

Nous avons aussi constaté que les modes de rupture des massifs avec $L=0,24m$; $0,33m$ et $0,42m$ étaient similaires (figures III.4.b-III.4.d). Pour ceux-là, il y avait rupture du sol renforcé avec cassure de 1, 2 et 4 nappes en partant de la base vers le haut. La ruine du massif avec $L=0,60m$ était plutôt une rupture du parement avec cassure des nappes (figure III.4.e). La photographie du mouvement pendant la rupture (figure III.4.f) nous le confirme.

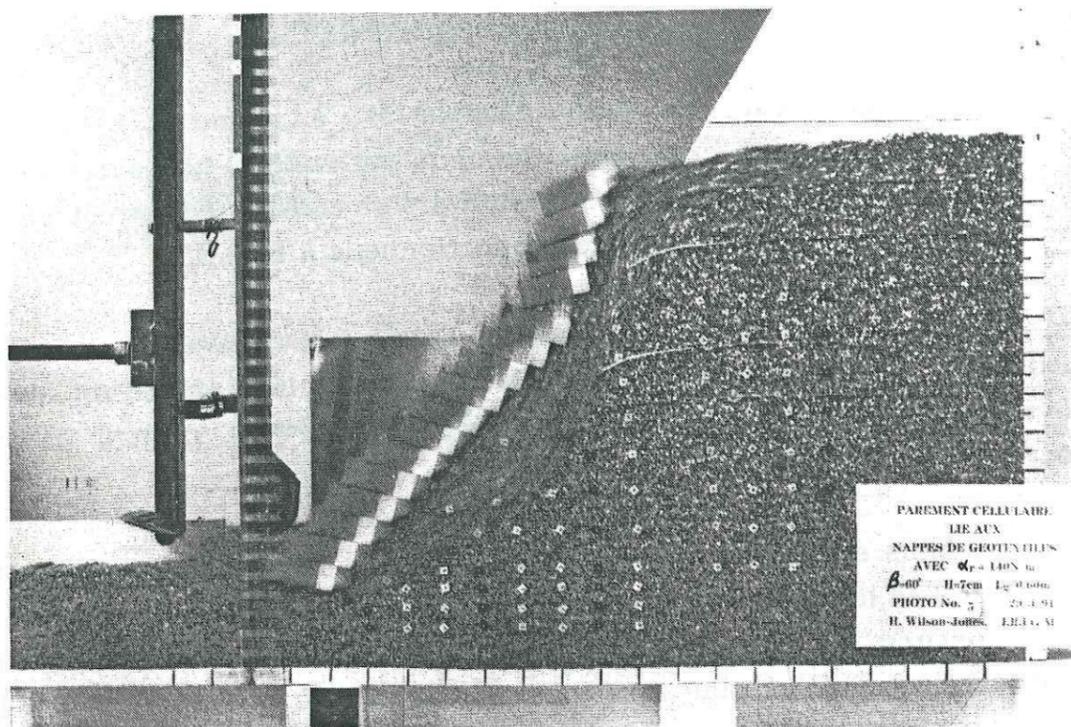


Figure III.4.f: Photo du mouvement pendant la rupture
 ($\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,60m$; $\alpha_r=0,14kN/m$)

Remarque: Sur la figure III.4.a, nous avons ajouté un point représentant le massif du mur cellulaire non-renforcé, afin d'insister sur l'influence des armatures. En passant du massif cellulaire non-renforcé à l'ouvrage renforcé avec des armatures de longueur $L=0,24m$, le gain en hauteur maximale par rapport à l'augmentation de la largeur de la zone renforcée est de $\Delta H_{max}/\Delta L=1,13$.

Les figures III.4.h - III.4.k représentent les cas (6-3P), (6-4P), (6-3G) et (6-4G). Leur coefficient de sécurité F_{sc} pour une ligne de

glissement mixte utilisant la méthode des perturbations (P2C) est présenté sur le tableau III.4(b).

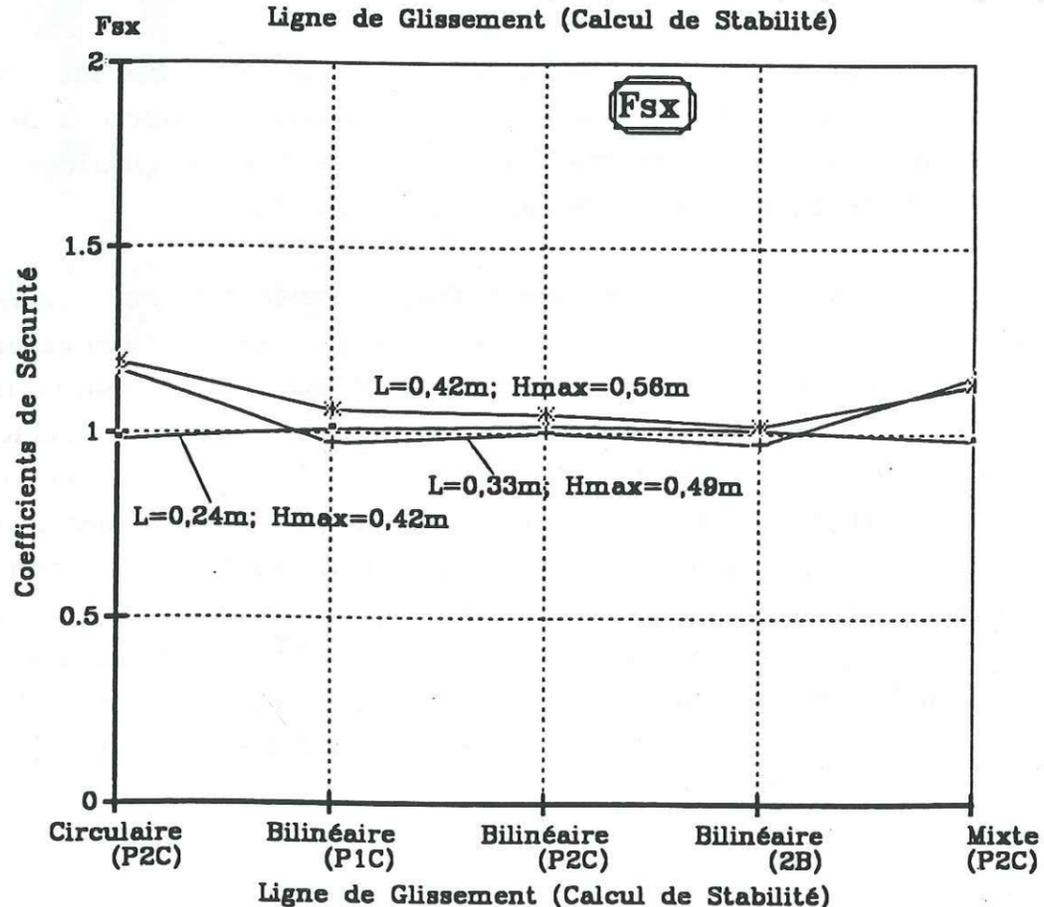
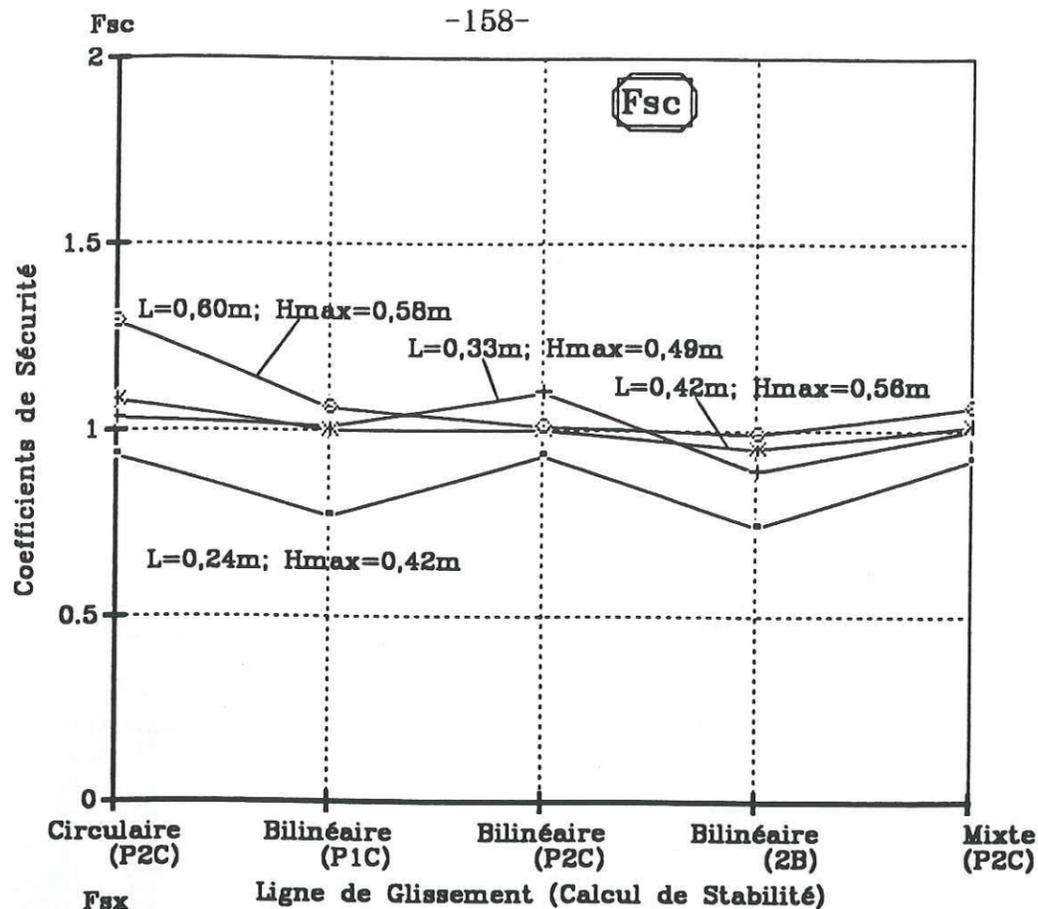
Essai No.	L (m)	α_r (kN/m)	H_{max} (m)	H_{max}/L	F_{sc}	F_g	F_r	F_p
6-3P	0,24	0,14	0,40	1,67	0,80	1,91	8,58	0,095
6-4P	0,33	0,14	0,51	1,55	0,83	2,07	9,52	0,151
6-3G	0,24	5	0,48	2,00	0,95	1,79	6,69	0,020
6-4G	0,33	5	0,66	2,00	0,84	1,79	6,69	0,020

Tableau III.4(b): Influence de la longueur des armatures ($\beta=60^\circ$; $L_c=0m$; $K_a=0,154$) F_{sc} pour des lignes de glissement mixte

III.4.1.b Stabilité externe

En ce qui concerne la stabilité externe de ces massifs, nous avons eu une tendance similaire à celle observée pour des massifs à parement cellulaire. Les coefficients de sécurité au glissement et au renversement pour les quatre cas sont: $F_g > 1$ et $F_r > 1$.

Les coefficients de sécurité au glissement et au renversement, $F_g > 1$ et $F_r > 1$ (tableau III.4(a)), montrent que les sécurités externes au glissement et au renversement étaient bien assurées. Ce que nous avons constaté dans nos expériences est qu'il y avait rarement un poinçonnement de la base avant la rupture. Le poinçonnement observé après la rupture est très localisé dans la partie de la base, juste en dessous de la première cellule. La partie de la base en amont de la première cellule, juste en dessous de la première nappe d'armature n'a quasiment jamais été poinçonnée (figures III.4.b-III.4.d). La figure III.4.g rassemble les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx} pour les différentes lignes de glissement, considérées pour le calcul des quatre cas (6-8P), (6-9P), (6-13P) et (6-14P).



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité Fsc et Fsx
 $\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; $\Delta H=0,07m$; Lié
 Figure III.4.g: Paramètre : Longueur d'armature L

III.4.2 Parement souple et armatures papier ou géotextile
 (Figures III.4.h - III.4.k + Tableau III.4(b))

III.4.2.a Analyse expérimentale et stabilité interne

- Armatures papier

Pour le cas (6-3P), il y a eu rupture grâce au mouvement de la première couche de sol renforcé sur la nappe de base. La ligne de glissement est passée par l'origine du massif intersectant les deuxième et troisième couches d'armatures causant la déchirure de la deuxième nappe (figure III.4.h).

En ce qui concerne le cas (6-4P) (figure III.4.i), la ligne de glissement a intersecté les cinq premières couches d'armature déchirant les trois premières. Dans nos calculs, nous avons pris la valeur de tension mobilisable $\alpha_{mob} = \alpha_r$ (la tension de rupture des nappes), pour toutes les armatures déchirées. Pour les autres nappes intersectées sans être déchirées, on considère $\alpha_{mob} = 2 \cdot \gamma_s \cdot H \cdot L_a \cdot \text{tg} \phi_g$.

- Armatures géotextile

Quant au cas (6-3G) et (6-4G) respectivement les figures III.4.j et III.4.k, la rupture était toujours initiée par le glissement de la première couche de sol renforcé sur la nappe à la base. Apparemment, le rabattement pouvait être mis en cause dans la rupture globale. La ligne de glissement dans les deux cas a intersecté les deux premières nappes, la première en pied de massif et la deuxième, bien plus en amont du massif.

$\beta=60^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,24m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha r=0,14kN/m$; Ll_6 ; $H_{max}=0,40m$

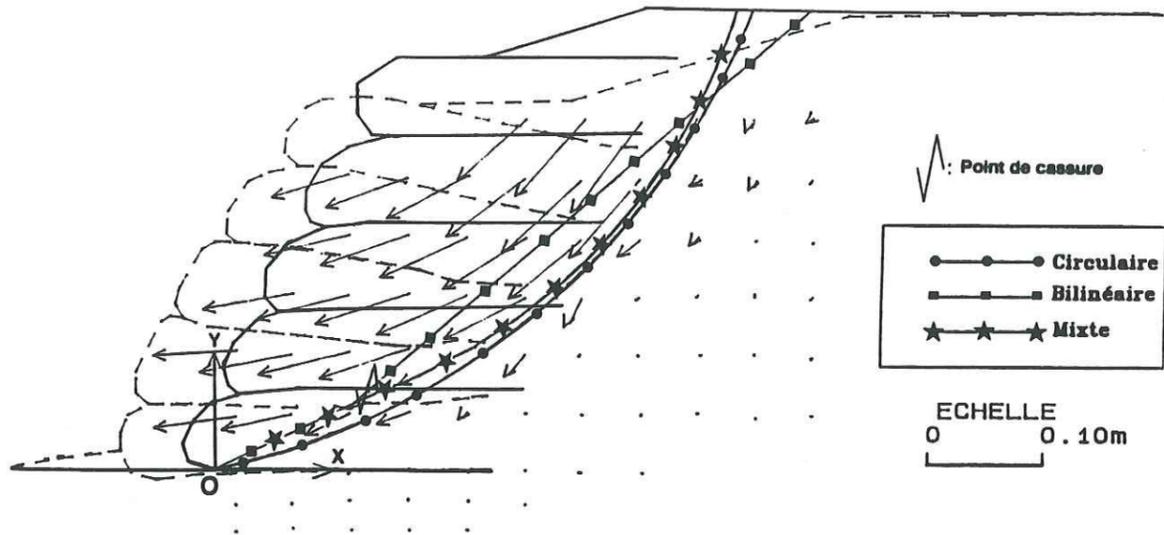


Figure III.4.h: Cas (6-3P)

$\beta=60^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha r=0,14kN/m$; Ll_6 ; $H_{max}=0,51m$

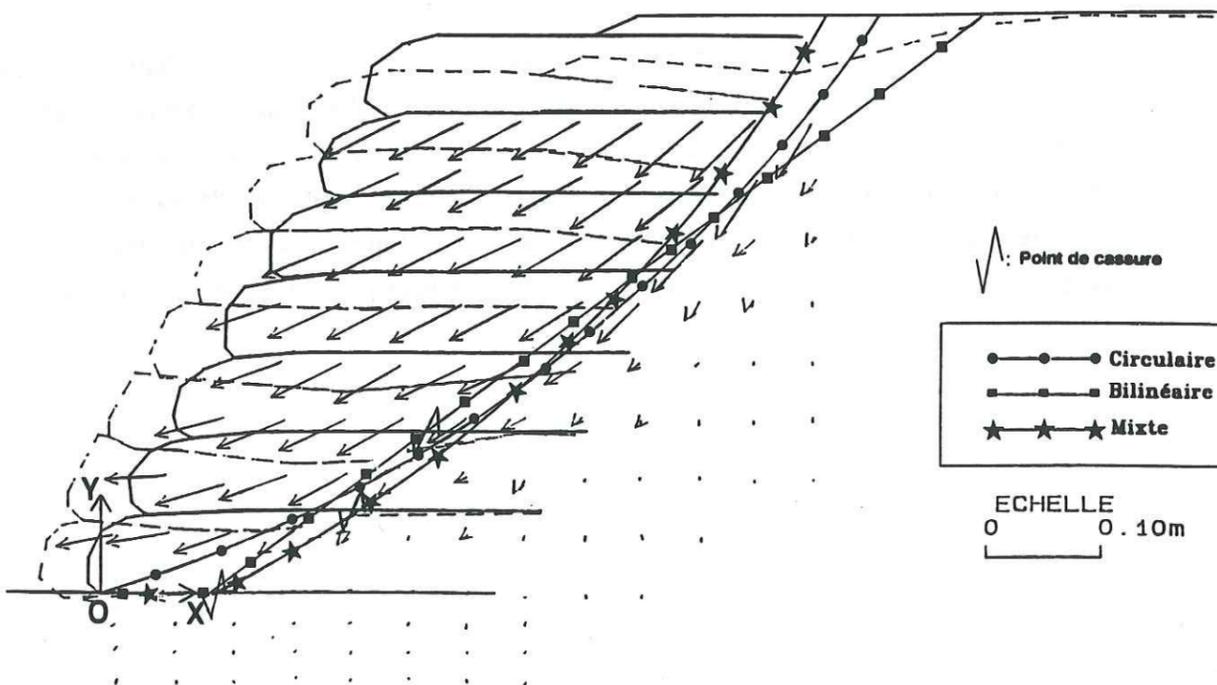


Figure III.4.i: Cas (6-4P)

$\beta=60^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,24m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha r=5kN/m$; Ll_6 ; $H_{max}=0,48m$

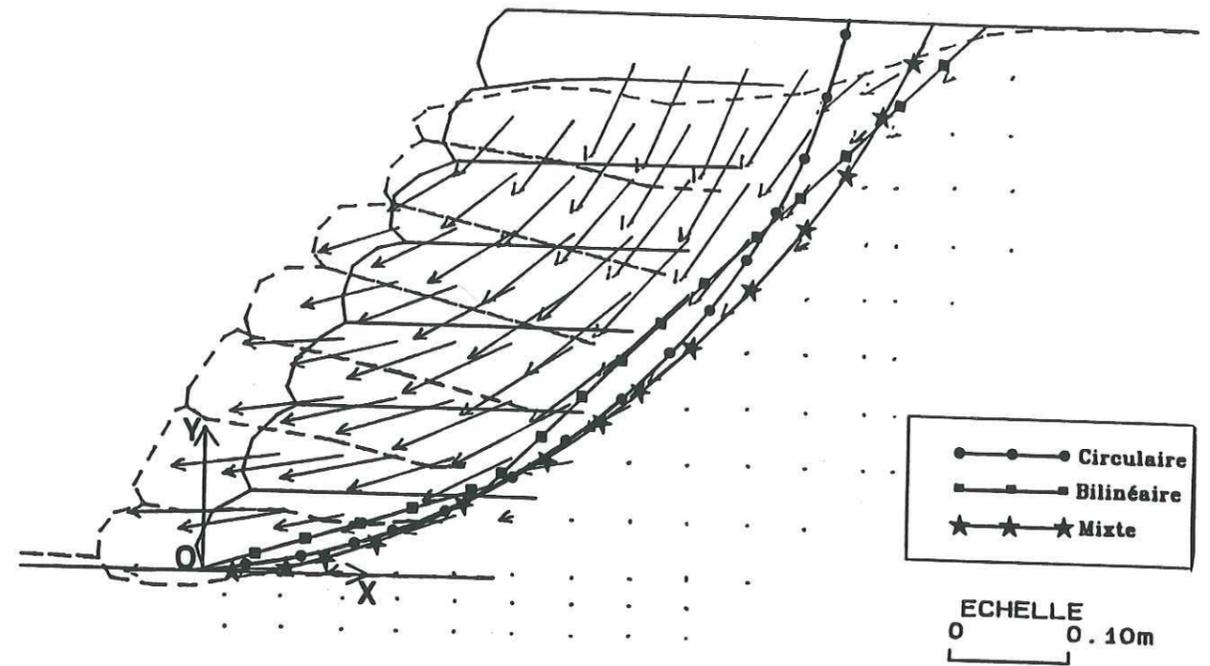


Figure III.4.j: Cas (6-3G)

$\beta=60^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha r=5kN/m$; Ll_6 ; $H_{max}=0,66m$

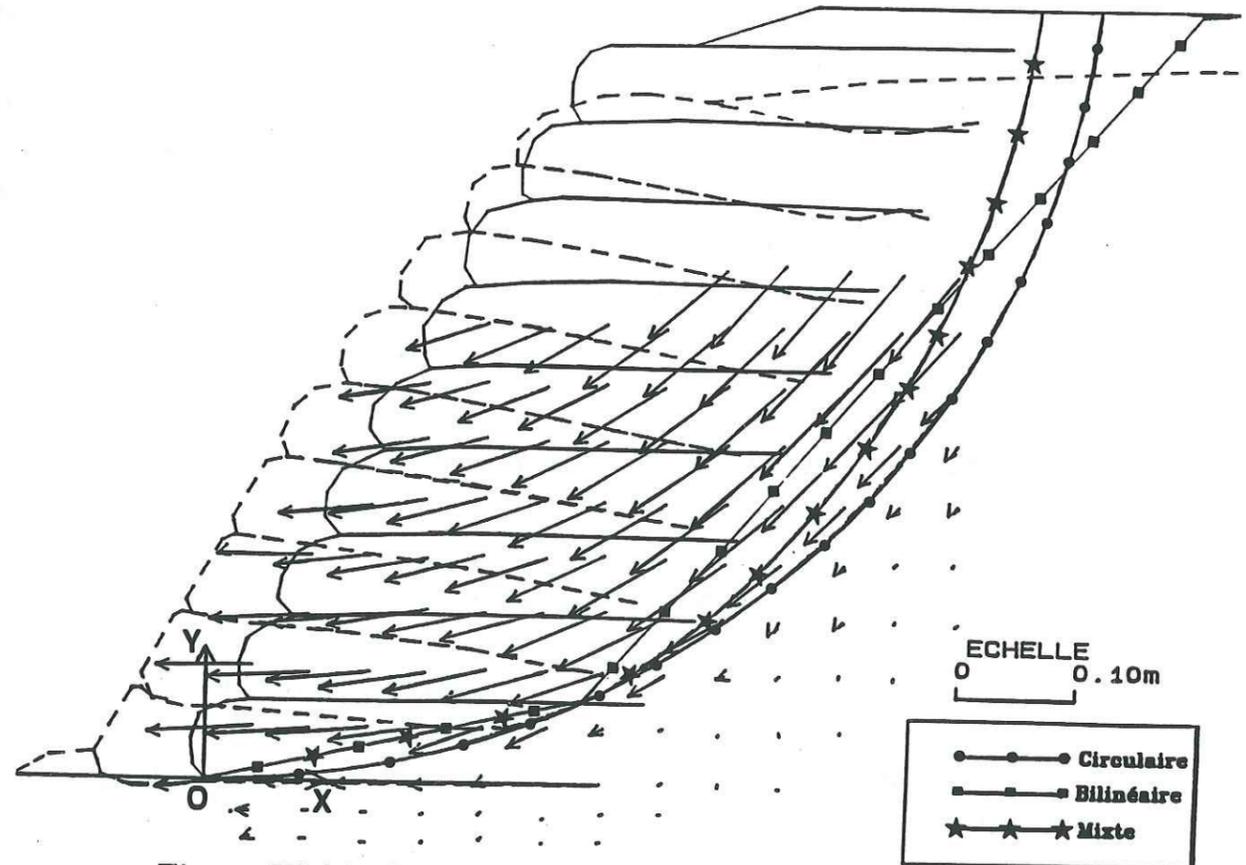


Figure III.4.k: Cas (6-4G)

III.4.2.b *Stabilité externe (papier et géotextile)*

Les valeurs des coefficients de sécurité F_g et F_r sont reportées sur le tableau III.4(b). On note que la stabilité externe de ces massifs est assurée, les coefficients de sécurité au glissement et au renversement pour les quatre cas (6-3P), (6-3G), (6-4P) et 6-4G) sont supérieurs à 1 ($F_g > 1$ et $F_r > 1$). Ces valeurs indiquent que la ruine des ouvrages a été probablement initiée par son instabilité interne.

III.4.3 Conclusion

Les résultats obtenus utilisant des parements en géotextile ou en papier nous ont donné une évolution similaire à celle observée avec les massifs renforcés à parement cellulaire. C'est à dire, une valeur de H_{max} qui augmente sensiblement lorsque l'on passe d'un massif avec des longueurs des armatures $L=0,24m$ à $0,33m$ (tableau III.4(b)). Avec le parement en papier, nous avons eu un gain en H_{max} de $\Delta H_{max}=0,11m$ pour une augmentation de la longueur des armatures $\Delta L=0,09m$, donnant $\Delta H_{max}/\Delta L=1,22$. Pour le parement en géotextile, ce gain en hauteur est $H_{max}=0,18m$ pour la même augmentation de la longueur des armatures. On constate effectivement qu'avec les géotextiles, on peut considérer la similitude entre les deux ouvrages de L différent: H_{max}/L constant, indépendant de L .

III.5 **Influence de la technique de parement ($\beta=60^\circ$)**

Comme dans le paragraphe III.4, deux techniques de parement ont été envisagées: le parement cellulaire et le parement géotextile.

Pour une même longueur L d'armature géotextile, les résultats avec les deux types de parements sont relativement voisins. Toutefois on constate un léger gain de H_{max} (figures III.5.a - III.5.d) dans le cas d'un parement cellulaire.

Pour les deux types de parements, nous obtenons un rapport H_{max}/L indépendant de L , ce qui correspond à un mode de rupture quasi-externe au massif en sol renforcé (tableau III.5(a)).

L (m)	Parement géotextile			Parement cellulaire		
	H_{max}	H_{max}/L	F_{sc}	H_{max}	H_{max}/L	F_{sc}
0,24	0,48	2,00	0,95	0,50	2,08	1,20
0,33	0,66	2,00	0,84	0,70	2,12	0,94

Tableau III.5(a): Influence de la technique de parement F_{sc} pour une ligne de glissement mixte.

Le parement cellulaire présente un gain de stabilité par rapport au parement géotextile à mêmes valeurs de β et L . Pour obtenir des résultats plus démonstratifs, nous avons choisi de déterminer expérimentalement la largeur L du massif cellulaire renforcé donnant la même hauteur maximale que le massif à parement géotextile.

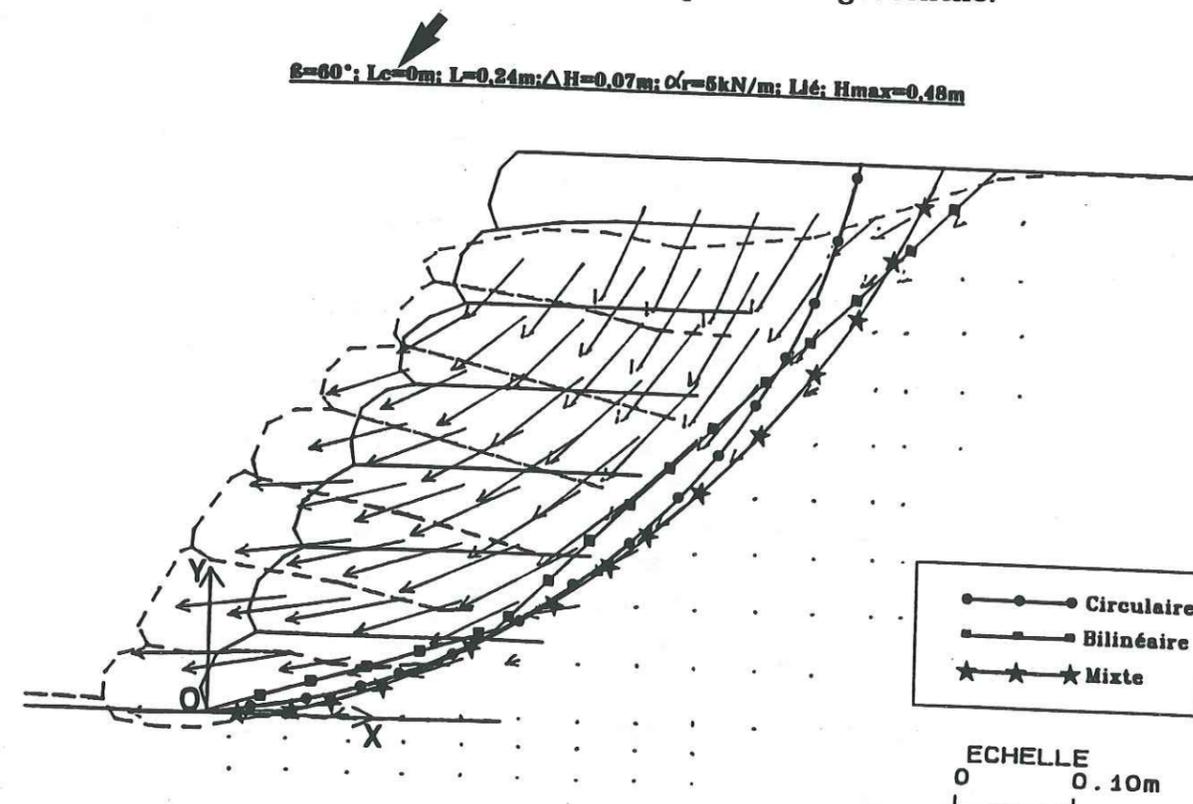


Figure III.5.a: Cas (6-3G)

$\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,24m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha r=5kN/m$; Lié; $H_{max}=0,50m$

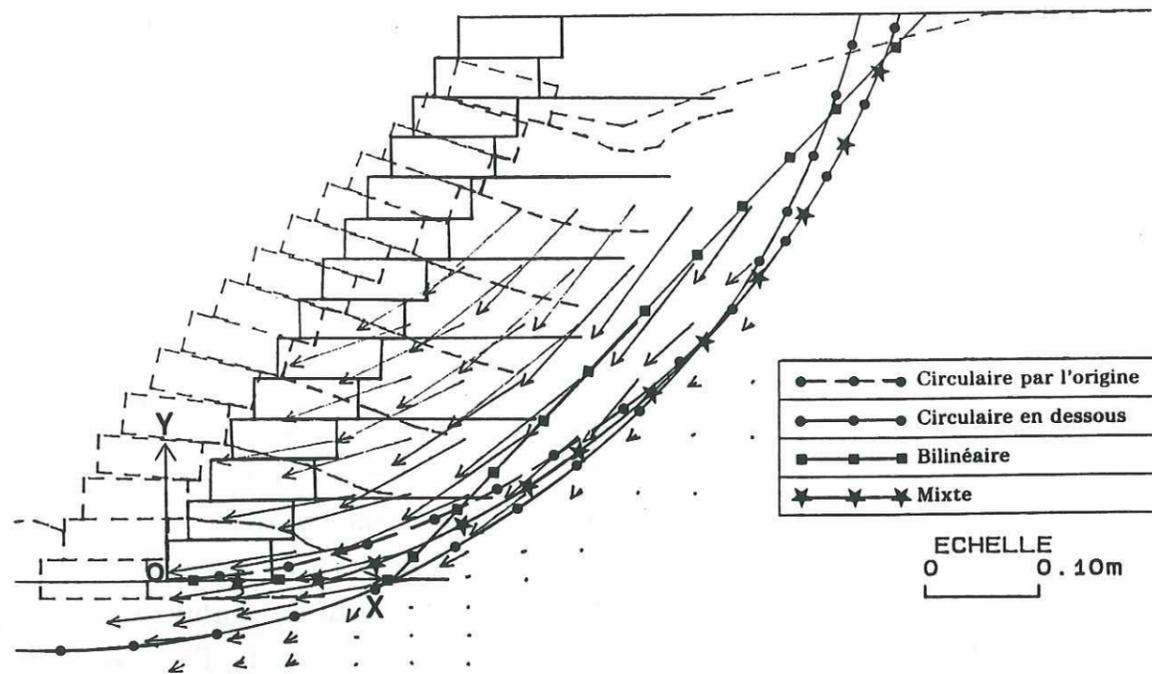


Figure III.5.b: Cas (6-8G)

$\beta=60^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha r=5kN/m$; Lié; $H_{max}=0,66m$

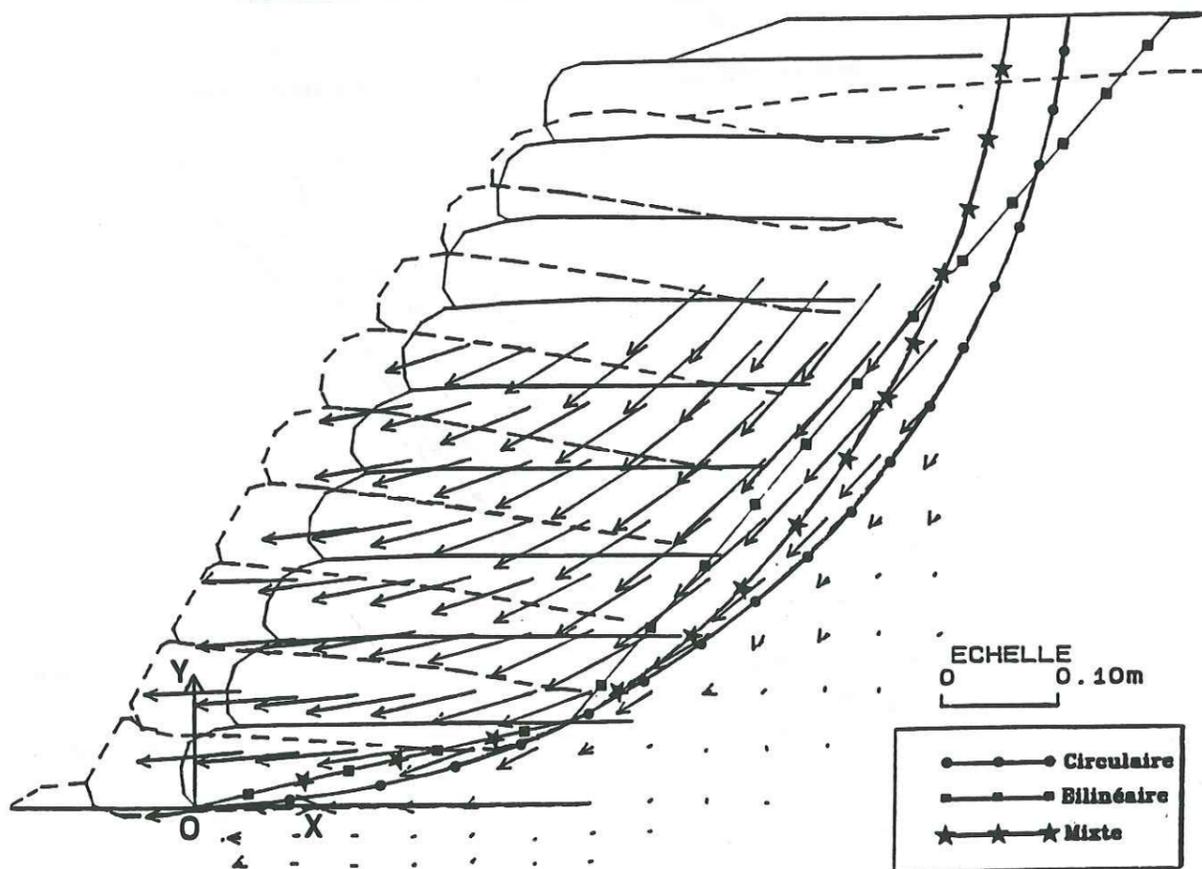


Figure III.5.c: Cas (6-4G)

$\beta=60^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha r=5kN/m$; Lié; $H_{max}=0,70m$

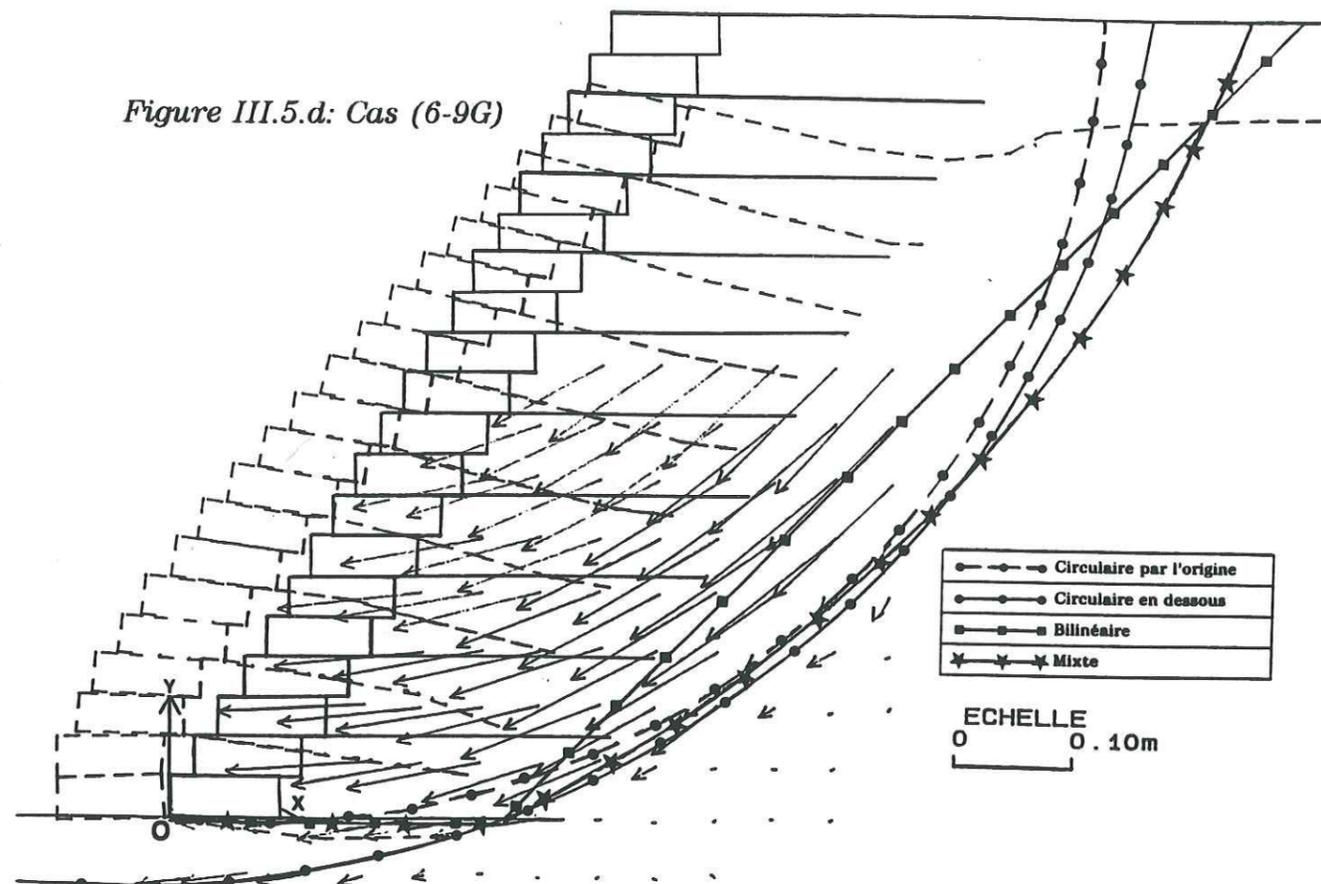


Figure III.5.d: Cas (6-9G)

Dans le tableau III.5(b), nous présentons une estimation plus précise du gain de stabilité ($H_{max}=0,70m$ au lieu de $0,66m$ pour la même largeur $L=0,33m$), à mêmes β et L ou de l'économie sur la longueur d'armature ($L=0,32m$ au lieu de $0,33m$) à mêmes β et H_{max} .

Parement	H_{max} (m)	L (m)
Cellulaire	0,62	0,30
"	0,64	0,315
"	0,665	0,32
"	0,70	0,33
Géotextile	0,66	0,33

Tableau III.5(b): Réduction de la longueur des armatures induite par le parement cellulaire

III.5.1 Conclusion

Bien que pour $\beta=60^\circ$, le gain en stabilité d'un massif à parement cellulaire par rapport à un autre en géotextile, soit faible pour la même longueur d'armature, les gains en esthétique et en durabilité ainsi qu'en stabilité locale des couches ajoutent quelques avantages importants pour l'utilisation du parement cellulaire.

Chapitre IV

**ETUDE PARAMETRIQUE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX
($\beta=80^\circ$)**

	Introduction	168
IV.1	Influence de la densité d'armatures	169
IV.1.1	Analyse expérimentale	169
IV.1.2	Stabilité interne	171
IV.1.3	Stabilité externe.....	174
IV.1.4	Conclusion	174
IV.2	Influence de la tension de rupture α_r de l'armature... 175	175
IV.2.1	Massifs à parement cellulaire.....	175
IV.2.1.a	<i>Analyse expérimentale</i>	<i>176</i>
IV.2.1.b	<i>Stabilité interne</i>	<i>181</i>
IV.2.1.c	<i>Stabilité externe.....</i>	<i>182</i>
IV.2.2	Massifs à parement souple.....	183
IV.2.2.a	<i>Analyse expérimentale</i>	<i>183</i>
IV.2.2.b	<i>Stabilité interne</i>	<i>187</i>
IV.2.2.c	<i>Stabilité externe.....</i>	<i>188</i>
IV.2.3	Conclusion	188
IV.3	Influence de la liaison parement cellulaire-armatures 189	189
IV.3.1	Analyse expérimentale et stabilité interne.....	189
IV.3.1.a	<i>Armatures liées et non liées.....</i>	<i>189</i>
IV.3.1.b	<i>Armatures liées et pincées</i>	<i>193</i>
IV.3.2	Stabilité externe.....	197
IV.3.3	Conclusion	199
IV.4	Influence de la longueur des armatures..... 199	199
IV.4.1	Parement cellulaire et armatures papier.....	200
IV.4.1.a	<i>Analyse expérimentale et stabilité interne</i>	<i>200</i>
IV.4.1.b	<i>Stabilité externe.....</i>	<i>208</i>
IV.4.2	Parement souple et armatures papier ou géotextile.....	208
IV.4.2.a	<i>Analyse expérimentale et stabilité interne</i>	<i>208</i>
IV.4.2.b	<i>Stabilité externe.....</i>	<i>211</i>
IV.4.3	Conclusion	212
IV.5	Influence de la technique de parement..... 212	212

Chapitre IV

ETUDE PARAMETRIQUE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

($\beta=80^\circ$)

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons étudier l'influence des différents paramètres sur la stabilité des ouvrages ayant une inclinaison de parement égale à 80° ($\beta=80^\circ$). L'espacement entre les couches successives d'armatures est toujours $\Delta H=0,07\text{m}$, sauf contre-indication.

Nous présentons un premier cas correspondant à la référence, le mur cellulaire seul, non renforcé par armatures horizontales, avec $L_c=0,09\text{m}$ et une pente $\beta=80^\circ$. C'est le cas (8-2) suivant la numérotation explicitée au § II.7, représenté sur la figure IV ci-dessous.

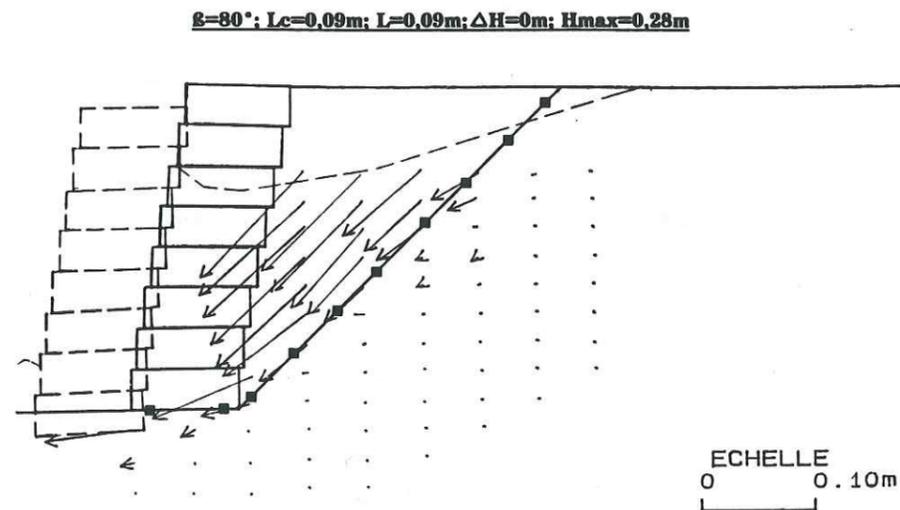


Figure IV: $\beta=80^\circ; L_c=L=0,09\text{m}; \Delta H=0\text{m}; H_{\max}=0,28\text{m}$

La rupture est obtenue par glissement du mur à sa base accompagné par un léger poinçonnement de celle-ci, pour une hauteur (H_{\max}) de $0,28\text{m}$. Les coefficients de sécurité obtenus avec une ligne de glissement bilinéaire et la méthode des perturbations (P2C) sont $F_{sc}=0,77$ et $F_{sx}=0,68$. La ligne de glissement adoptée est celle révélée par les clichés photographiques. Elle est horizontale à la base et inclinée à 45° de l'horizontal en amont (proche du coin de poussée: $\pi/4 + \phi/2 = 57,5^\circ$). L'intersection de la ligne horizontale à la base avec la

droite inclinée en amont, se situe juste à l'angle amont de la cellule de base. Le coefficient de sécurité $F_{sc}=0,93$, nous montre que le massif était théoriquement instable avant sa rupture, pour une hauteur maximale $H_{\max}=0,28\text{m}$, faible. Le coefficient de sécurité F_{sx} plus faible ($F_{sx}=0,67$) confirme le confortement apporté par le mur cellulaire.

Rappelons que le calcul inclut les hypothèses suivantes:

- ligne bilinéaire,
- frottement sol/sol $\phi_s=25^\circ$,
- frottement cellule/sol $\phi_c=18^\circ$,
- poids volumique des cellules assimilé au poids volumique des rouleaux ($\gamma_c=\gamma_s=22,5\text{kN/m}^3$).

Les calculs de la stabilité externe au mur cellulaire donnent:

- le coefficient de sécurité au glissement $F_g=0,80$;
- le coefficient de sécurité au renversement $F_r=1,93$;
- pas de traction au bout amont de la base, $\sigma_v(D)=2,64\text{kN/m}^2$.

La poussée oblique en amont du mur cellulaire $K_a=0,296$ est obtenue à partir des tables de CAQUOT et al.. Nous avons gardé notre hypothèse $\delta=\phi_s=25^\circ$.

IV.1 Influence de la densité d'armatures ($\beta=80^\circ$)

Etude des massifs ($L_c=0,09\text{m}; L=0,33\text{m}; \alpha_r=0,14\text{kN/m}$; Lié)
(Figures IV.1.a - IV.1.c + Tableaux IV.1(a) - IV.1(c))

IV.1.1 Analyse expérimentale

Le premier cas traité dans ce paragraphe concerne des murs cellulaires associés aux armatures en papier pour une pente $\beta=80^\circ$. La longueur des armatures $L=0,33\text{m}$, et la tension de rupture des nappes $\alpha_r=0,14\text{kN/m}$. La rupture est obtenue systématiquement par la cassure des armatures, situées au niveau de l'intersection de la ligne de

glissement avec les nappes (cas (8-9P) et (8-10P) figures IV.1.a et IV.1.b), le cas (8-10P) correspondant à une densité double d'armatures.

L'observation des figures IV.1.a et IV.1.b montre qu'il y a poinçonnement du parement cellulaire de la fondation des deux massifs, mais pas du (mur + massif renforcé) à la rupture. Ce poinçonnement du parement cellulaire se produit suite à la cassure des armatures intersectées par la ligne de glissement.

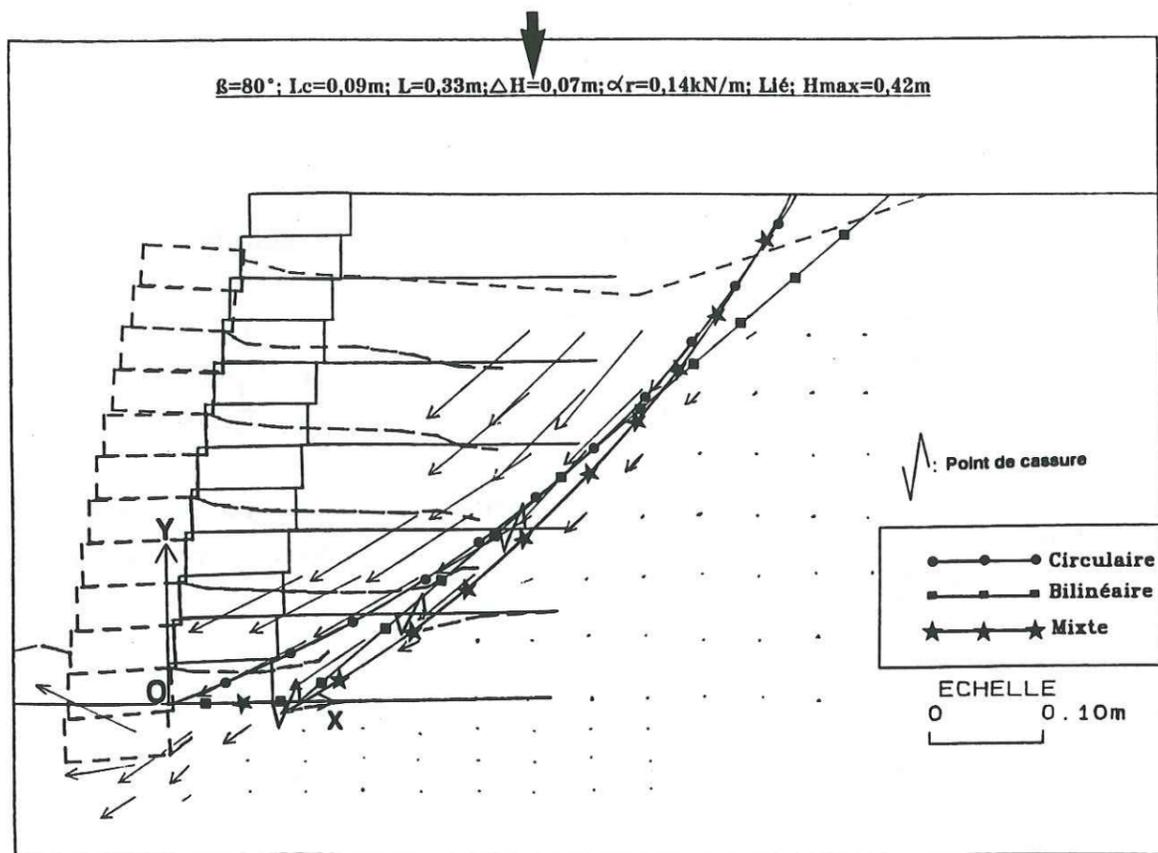


Figure IV.1.a: Cas (8-9P)

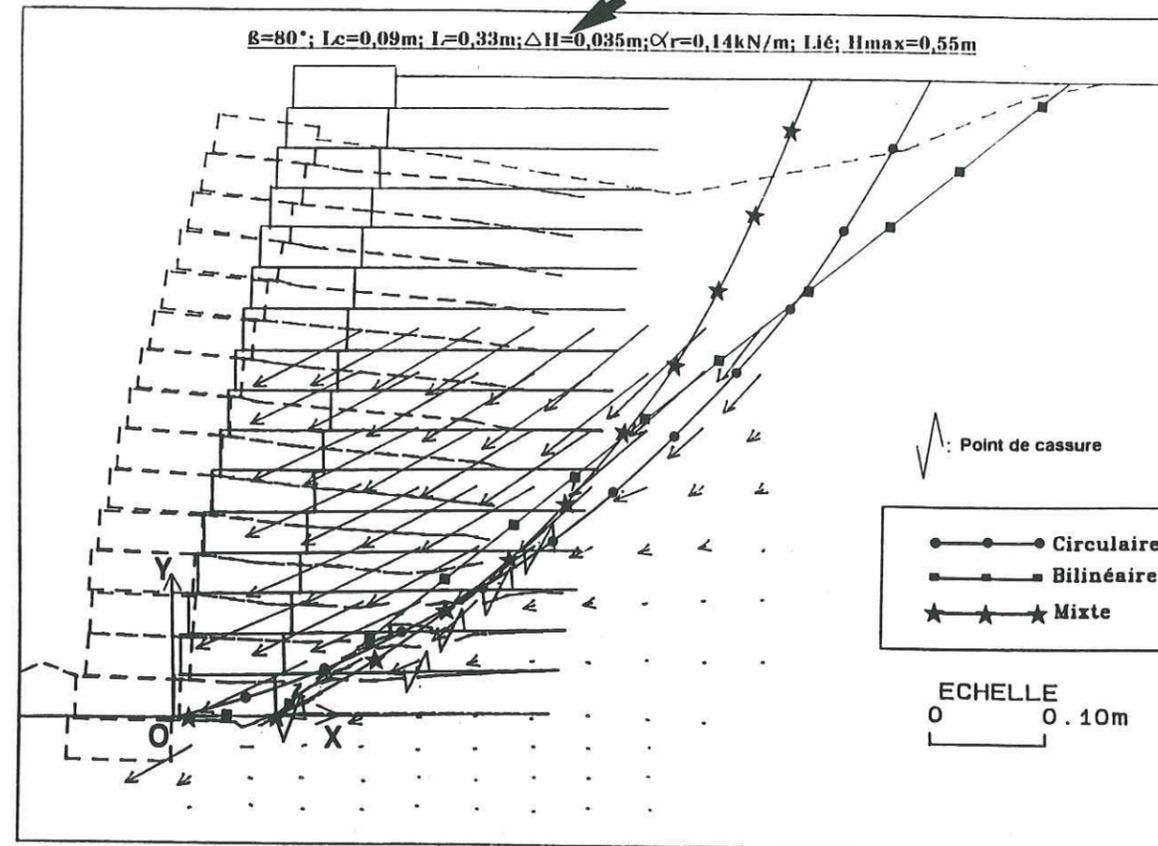


Figure IV.1.b: Cas (8-10P)

IV.1.2 Stabilité interne

Nous avons considéré les trois types de lignes de glissement passant toutes par les points de cassure ou proches de ces points, et limitant la zone instable. Dans chaque cas, nous calculons les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx} (figure IV.1.c), une fois calculés les efforts d'ancrage mobilisés dans les armatures intersectées par la ligne de glissement.

D'une manière générale, la ligne de glissement mixte, avec en pied un glissement passant le long et en dessous du plan de l'armature à la base, est la plus satisfaisante. On peut voir sur la figure IV.1.c, que dans les deux exemples présentés, la ligne de glissement bilinéaire utilisant principalement la méthode des perturbations (P2C) est une bonne approximation aussi. On constate effectivement dans les deux cas que F_{sc} est très voisin de 1. Les efforts d'ancrage en zone passive pris en compte dans les calculs sont répertoriés dans le tableau IV.1(a), et les

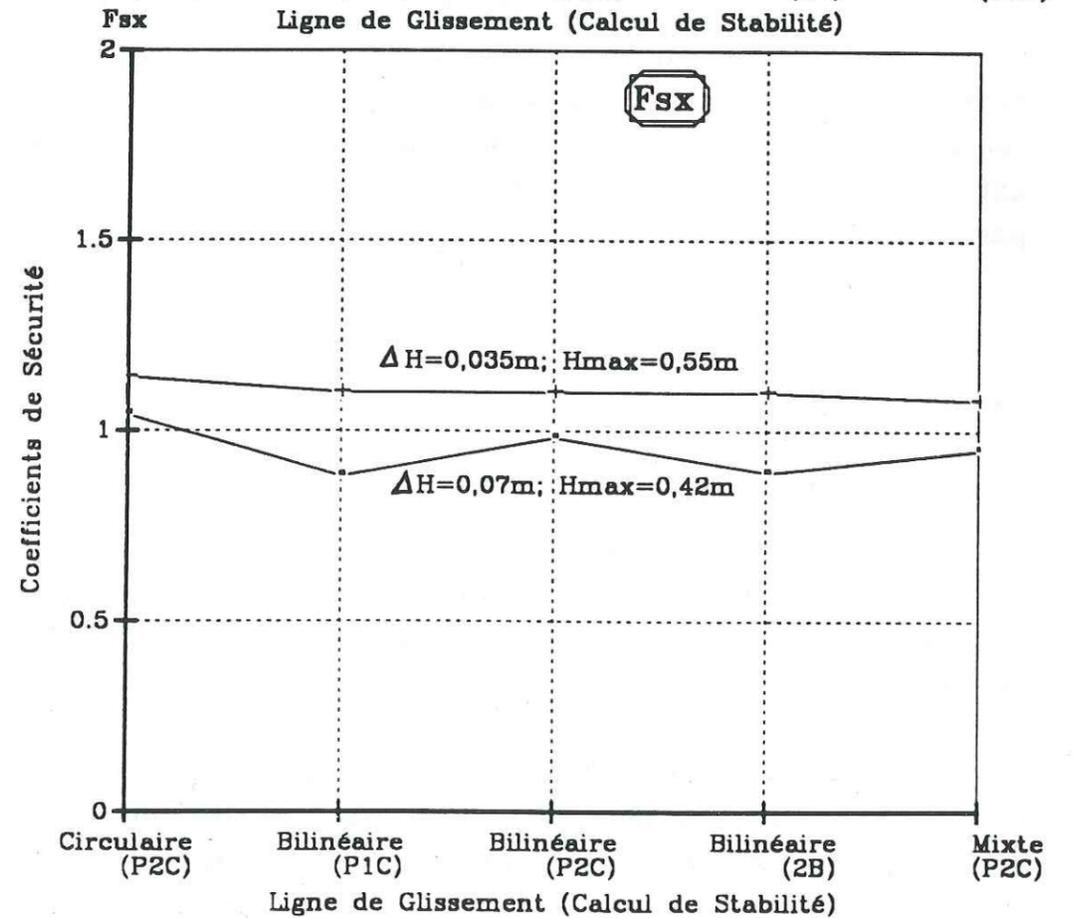
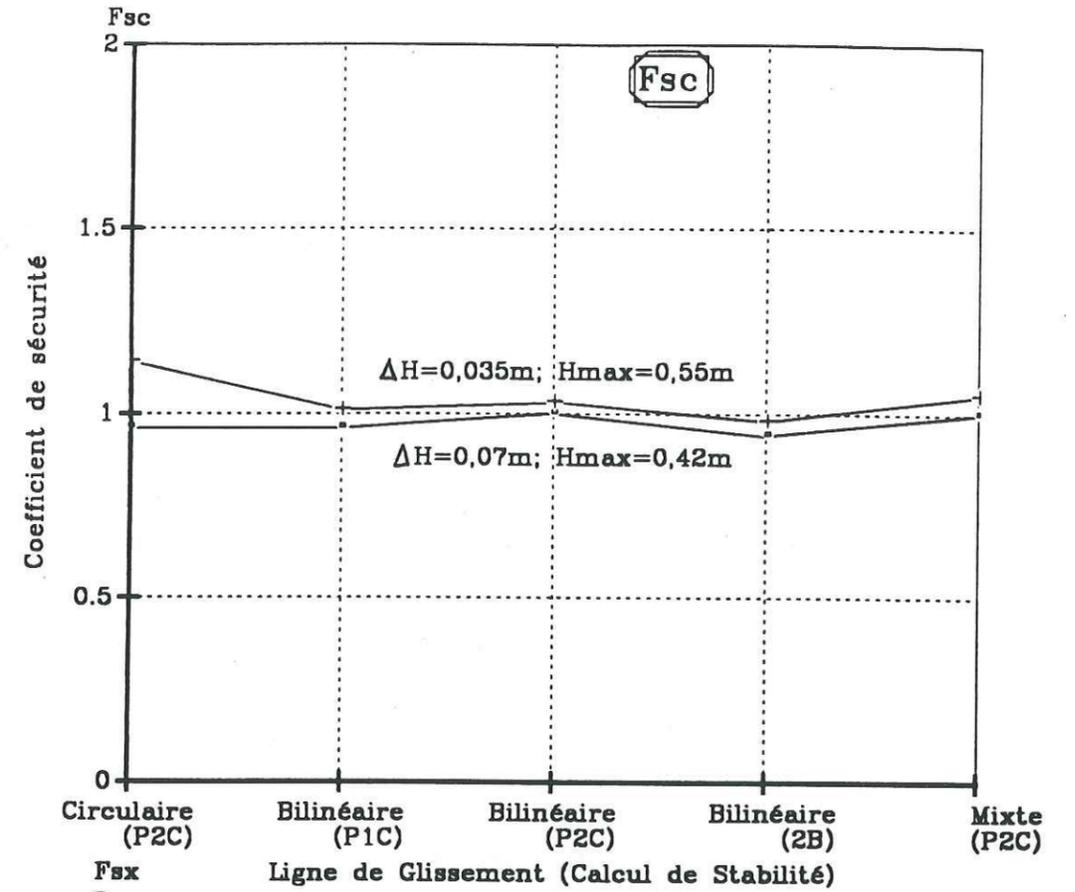
résultats pour une ligne de glissement mixte sont détaillés dans le tableau IV.1(b).

Y (m)	$\alpha_{mob} = \min[\alpha_a, \alpha_r]$ (kN/m)	
	Essai No.	
	8-9P	8-10P
0,14	0,14	0,14
0,105	-	0,14
0,07	0,14	0,14
0,035	-	0,14
0	0,14	0,14

Tableau IV.1(a): Les tensions d'ancrage prises en compte dans les calculs pour les cas du tableau IV.1(b)

Essai No.	ΔH (m)	H_{max} (m)	F_{sc}	K_x	F_{sx}
8-9P	0,07	0,42	1,00	0,160	0,95
8-10P	0,035	0,55	1,05	0,122	1,08

Tableau IV.1(b): Résultats de F_{sc} et F_{sx} pour des massifs à parement cellulaire ($\beta=80^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$ et $\alpha_r=0,14kN/m$ - ligne de glissement mixte)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $\beta=80^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; L_i

Figure IV.1.c:- Paramètre : Espacement entre les nappes ΔH

IV.1.3 Stabilité externe

Les valeurs de F_g , F_r et F_p obtenues en traitant le sol renforcé comme un bloc parallélépipédique de largeur L_g , sont présentées dans le tableau IV.1(c). Nous signalons qu'à l'exception du cas (8-1), pour tous les ouvrages étudiés ayant une inclinaison de parement $\beta=80^\circ$, la contrainte $\sigma_v(D)$ théorique au point amont D de la base était toujours en compression, correspondant à une non-traction sur la base.

Essai No.	ΔH (m)	H_{\max} (m)	Ka	F_g	F_r	F_p
8-9P	0,07	0,42	0,296	1,85	8,37	1,53
8-10P	0,035	0,55	0,296	1,44	5,27	0,88

Tableau IV.1(c): Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs. ($\beta=80^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$ et $\alpha_r=0,14kN/m$)

L'examen des coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs montre qu'ils sont stables vis à vis du glissement et du renversement des massifs. La sécurité au poinçonnement du cas (8-9P) est aussi assurée. Par contre, on constate qu'il y a une instabilité externe pour le cas (8-10P) provenant du poinçonnement du sol de base par le massif.

IV.1.4 Conclusion

La ruine de la structure dans les deux cas est bien due principalement à son instabilité interne, confirmée par nos calculs (F_{sc} voisin de 1). Par contre le calcul de stabilité externe en portance (coefficient de sécurité F_p) semble inapproprié pour traiter ce problème de fondation souple.

La densité d'armatures est doublée du cas (8-9P) au cas (8-10P). L'efficacité du renforcement se traduit par une différence de hauteur maximale H_{\max} à la rupture. L'efficacité des armatures supplémentaires

en pied de massif est démontrée (figures IV.1.a et IV.1.b et le tableau IV.1(a)): $H_{\max}=0,42m$ cas (8-9P) et $H_{\max}=0,55m$ cas (8-10P).

On constate donc que la méthode d'étude de stabilité basée sur une rupture type (Stabilité des Pentés) donne ici satisfaction.

IV.2 Influence de la tension de rupture α_r de l'armature ($\beta=80^\circ$)

Etude des massifs ($\alpha_r=0,14$ et $5kN/m$; $L_c=0$ et $0,09m$; $L=0,24$ et $0,33m$; Lié)

IV.2.1 Massifs à parement cellulaire

(Figures IV.2.a - IV.2.f + Tableaux IV.2 - IV.2(b))

Comme indiqué au §III.2, pour tous nos essais où il y a une liaison entre le parement et les armatures, la performance d'armatures plus résistantes (α_r géotextile $\gg \alpha_r$ papier) est démontrée puisqu'à densité d'armatures égale, H_{\max} (géotextile) est toujours supérieur à H_{\max} (papier) (tableau IV.2). Nous présentons en complément sur les figures IV.2.a et IV.2.b, les cas (8-8P) et (8-8G). Ce sont deux massifs de géométrie identique (mêmes L_c , L_g et ΔH) où nous avons remplacé les armatures en papier du cas (8-8P) ($H_{\max}=0,38m$), par du géotextile en (8-8G) ($H_{\max}=0,49m$), soit un gain en H_{\max} de 28,9%.

Essai No.	L_c (m)	L (m)	ΔH (m)	α_r (kN/m)	H_{max} (m)	Gain en H_{max} (%)	F_{sc}	K_x	F_{sx}
8-9P	0,09	0,33	0,07	0,14	0,42		1,00	0,160	0,95
8-9G	0,09	0,33	0,07	5	0,61	45,2	1,39	0,111	1,32
8-8P	0,09	0,24	0,07	0,14	0,38		0,95	0,177	0,88
8-8G	0,09	0,24	0,07	5	0,49	28,9	1,07	0,137	0,98
8-4P	0	0,33	0,07	0,14	0,44		1,00		
8-4G	0	0,33	0,07	5	0,53	20,5	1,21		
8-3P	0	0,24	0,07	0,14	0,31		1,00		
8-3G	0	0,24	0,07	5	0,47	51,6	1,00		

Tableau IV.2: Gain en hauteur maximale (H_{max}) pour $\beta=80^\circ$
 F_{sc} et F_{sx} pour des lignes de glissement mixte

On peut observer une variation de H_{max} dans le même sens mais plus marquée, entre les massifs des cas (8-9P) (figure IV.2.d) et (8-9G) (figure IV.2.e) où les armatures sont plus longues $L=0,33m$ au lieu de $0,24m$. L'augmentation de H_{max} est de 45,2%.

IV.2.1.a Analyse expérimentale

Le cas (8-9G) est analogue au cas (8-9P). Nous avons remplacé les armatures en papier par du géotextile. On peut voir que dans le cas avec géotextile, la ligne de glissement n'intersecte plus l'armature à la base, juste en amont de la première cellule, mais elle enveloppe pratiquement le massif en sol renforcé. Le fait que la tension de rupture du géotextile soit beaucoup plus forte que les tensions d'ancrage mobilisables dans les armatures, a eu pour effet de repousser la ligne de rupture vers la partie non-renforcée située en amont du massif comme pour les massifs avec une inclinaison du parement $\beta=60^\circ$. Finalement, dans le cas du géotextile, le point d'intersection des deux parties de la ligne de glissement mixte (segment plan + arc de cercle) constatée se situe près de l'extrémité amont de la nappe de base. Donc, pour le calcul

d'équilibre limite, il n'y a que la première nappe, légèrement ancrée dans la partie passive de l'ouvrage, qui intervienne dans la stabilité.

$\beta=80^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,24m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; Lié; $H_{max}=0,38m$

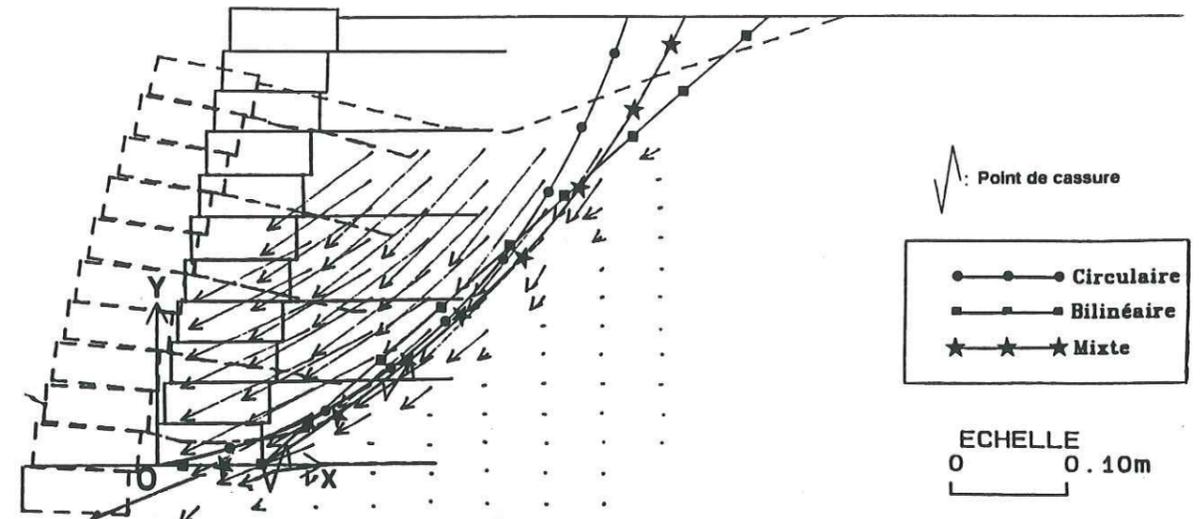


Figure IV.2.a: Cas (8-8P)

$\beta=80^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,24m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=5kN/m$; Lié; $H_{max}=0,49m$

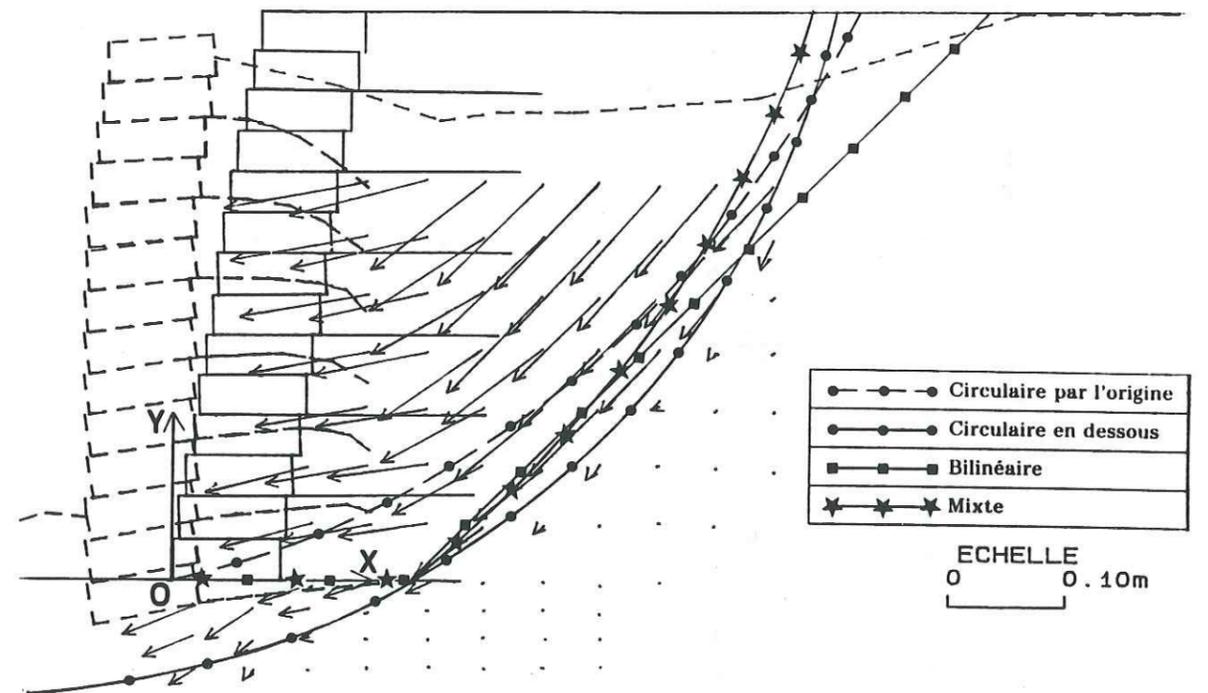
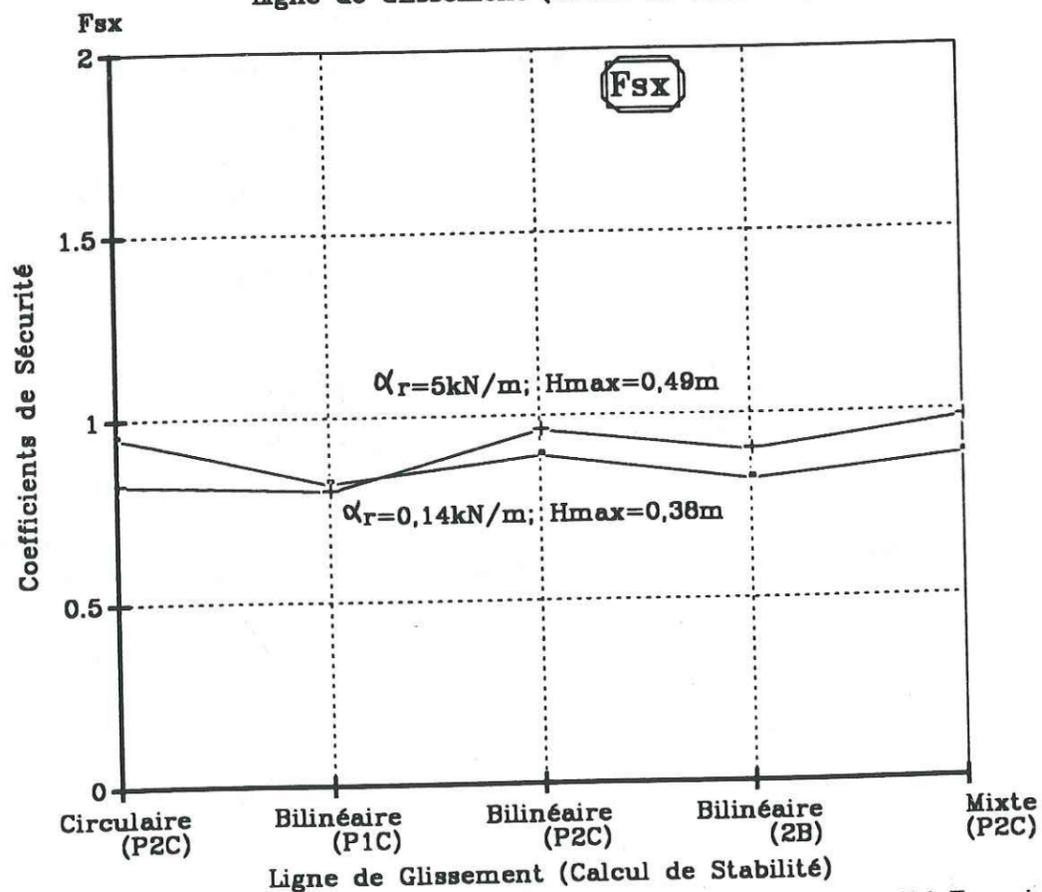
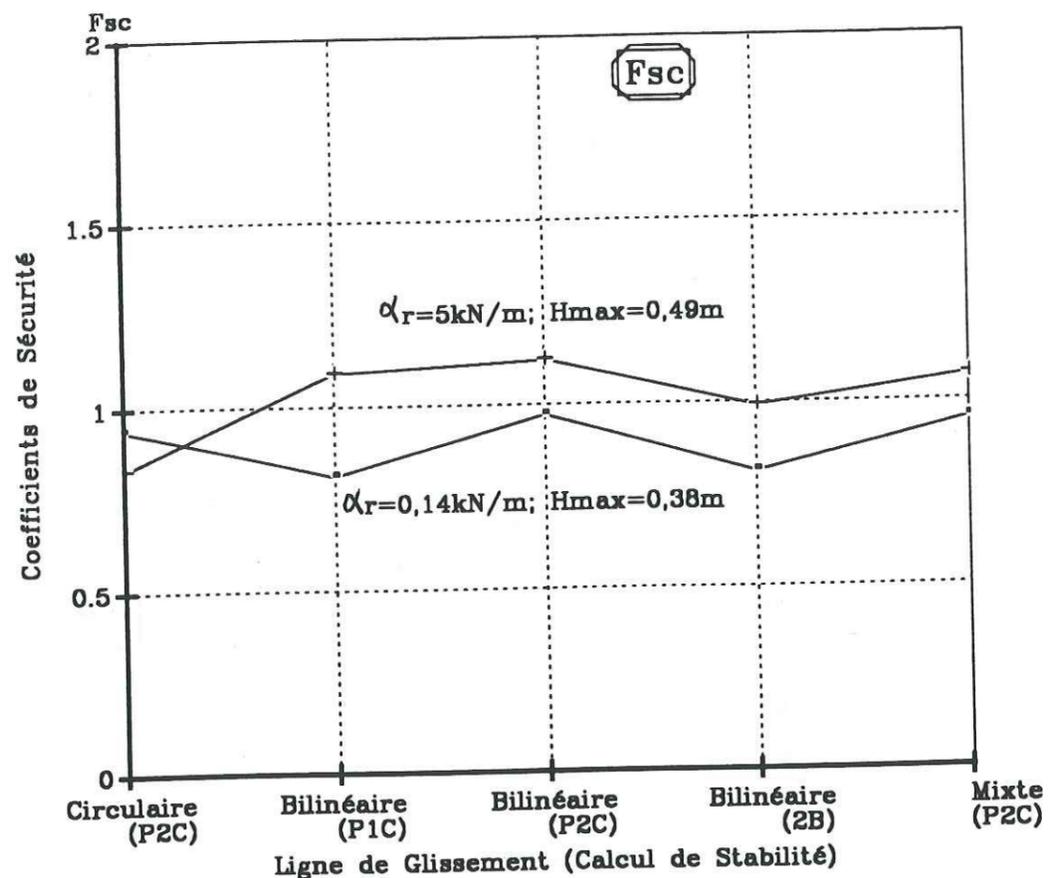


Figure IV.2.b: Cas (8-8G)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité Fsc et Fsx
 $\beta = 80^\circ; L_c = 0,09 \text{ m}; L = 0,24 \text{ m}; \Delta H = 0,07 \text{ m}; \text{Lié}$
 Figure IV.2.c: Paramètre : Tension de Rupture α_r

$\beta = 80^\circ; L_c = 0,09 \text{ m}; L = 0,33 \text{ m}; \Delta H = 0,07 \text{ m}; \alpha_r = 0,14 \text{ kN/m}; \text{Lié}; H_{\text{max}} = 0,42 \text{ m}$

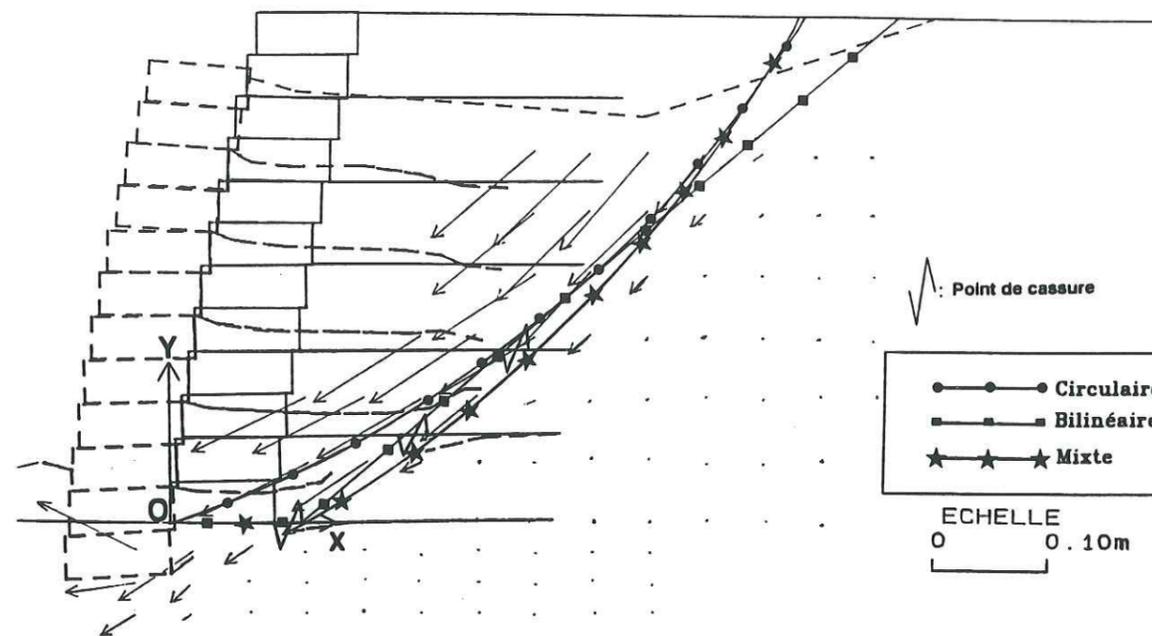


Figure IV.2.d: Cas (8-9P)

$\beta = 80^\circ; L_c = 0,09 \text{ m}; L = 0,33 \text{ m}; \Delta H = 0,07 \text{ m}; \alpha_r = 5 \text{ kN/m}; \text{Lié}; H_{\text{max}} = 0,61 \text{ m}$

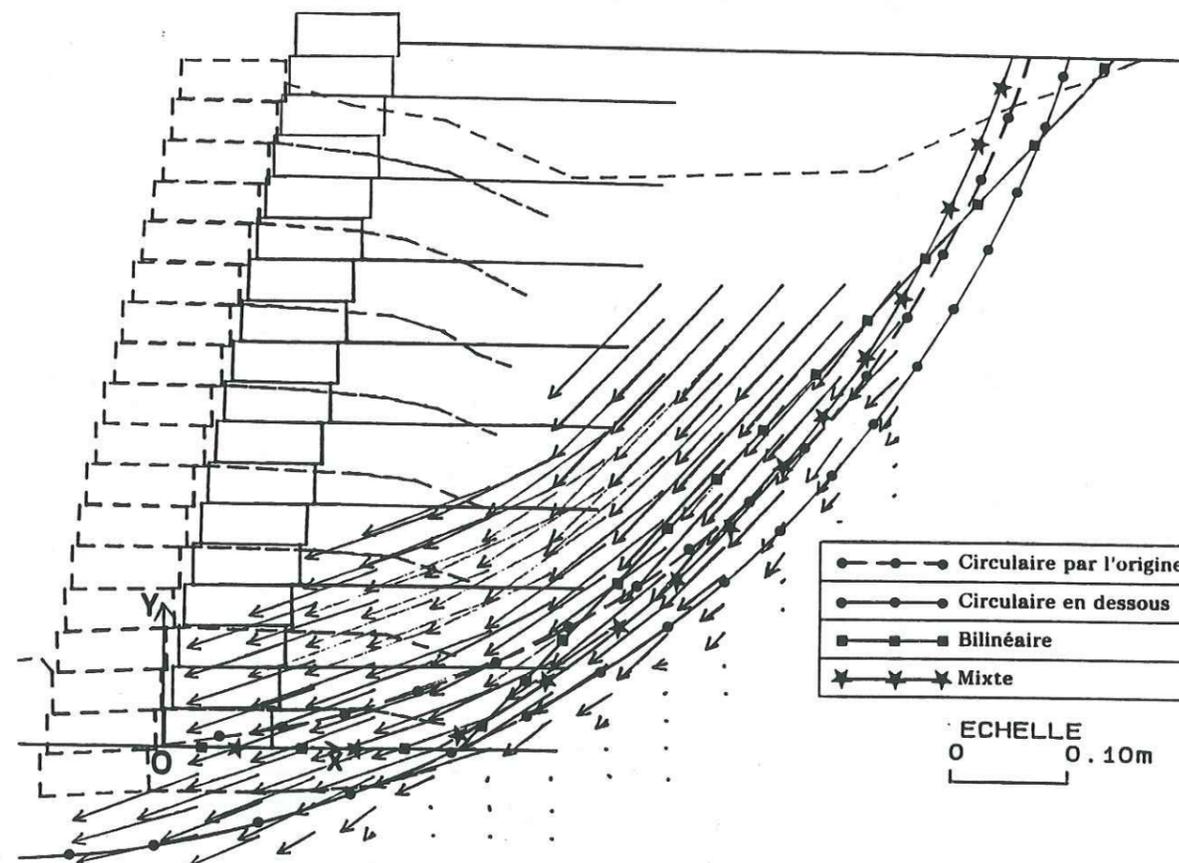
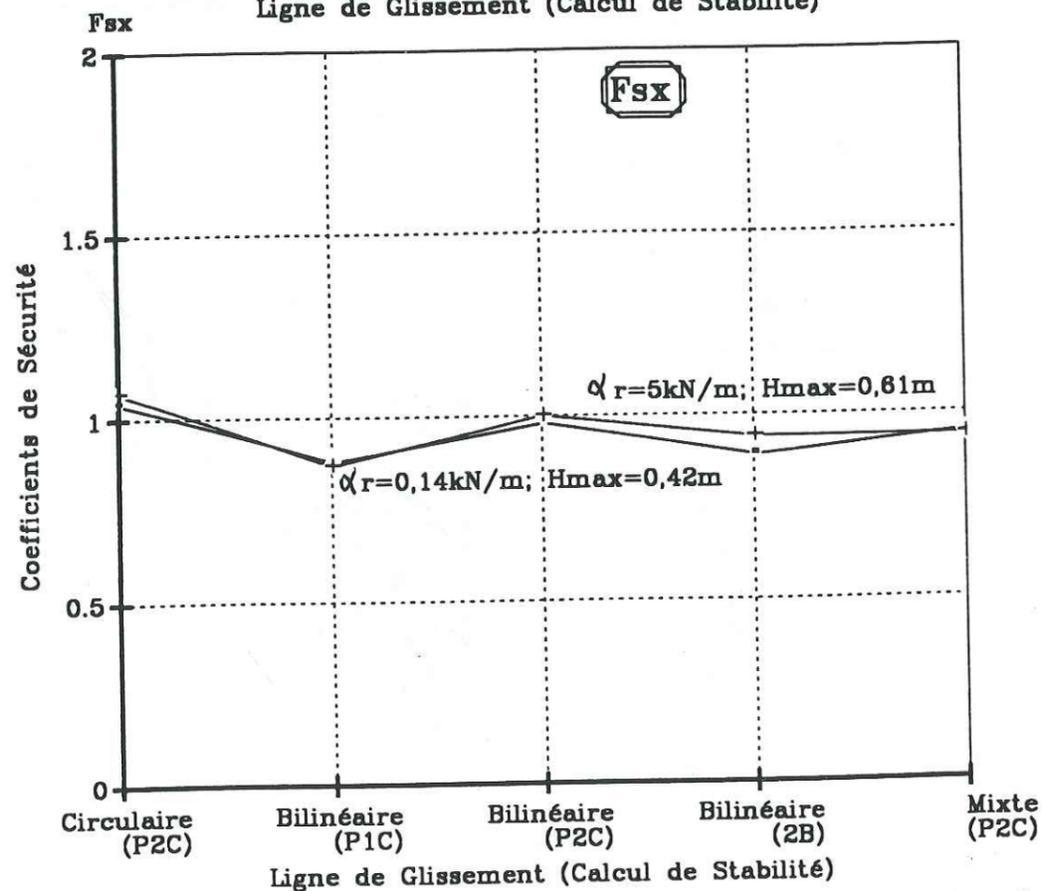
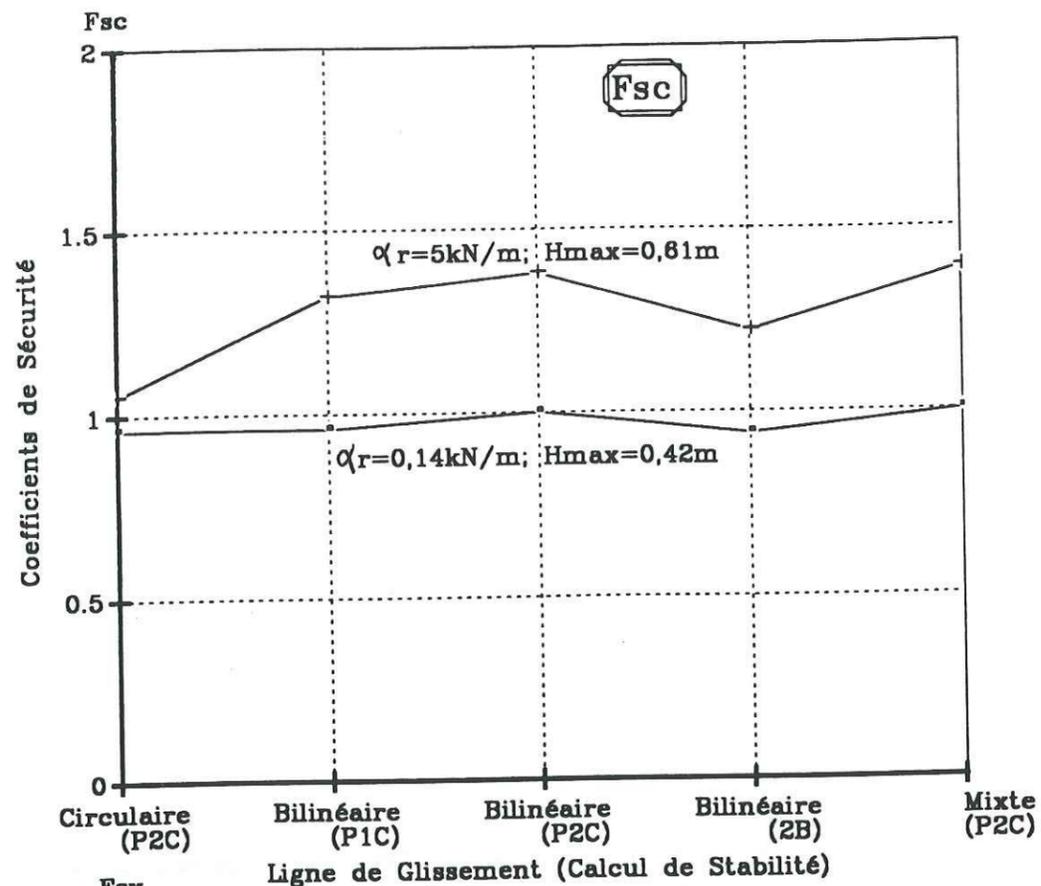


Figure IV.2.e: Cas (8-9G)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $\beta = 80^\circ$; $L_c = 0.09 \text{ m}$; $L = 0.33 \text{ m}$; $\Delta H = 0.07 \text{ m}$; Lié

Figure IV.2.f: Paramètre : Tension de rupture α_r

Nous avons constaté que pour les massifs ayant des armatures en papier, les cas (8-8P) et (8-9P) (figures IV.2.a et IV.2.d), le parement cellulaire a poinçonné le sol de base pendant la rupture, juste après la cassure des armatures de base. La cassure de l'armature de base désolidarise partiellement le massif renforcé et le mur cellulaire. Pour le cas (8-9P), ce sont deux niveaux d'armatures qui se cassent à la rupture.

Le phénomène de rupture est donc complexe: il y a une poussée du sol renforcé sur le parement, qui est reprise par les armatures. Lorsqu'il y a cassure d'une ou plusieurs de ces armatures en commençant par celle à la base, le parement est destabilisé, entraînant la rupture du massif en sol renforcé. Les études futures devraient viser à préciser la chronologie des événements au voisinage de l'instabilité.

Quant aux massifs avec des armatures géotextile, les cas (8-8G) et (8-9G) respectivement les figures IV.2.b et IV.2.e, le poinçonnement de la base lors de la rupture affecte non seulement le mur cellulaire mais la presque totalité de la base du massif renforcé. Les lignes de rupture sont repoussées vers l'amont de l'ouvrage intersectant seulement l'armature à la base et ne laissant qu'une petite longueur de celle-ci dans la partie passive.

IV.2.1.b Stabilité interne

Les variations de F_{sc} et F_{sx} pour les différentes lignes de glissement choisies et les méthodes de calculs employées sont présentées sur les graphiques des figures IV.2.c et IV.2.f, respectivement pour les massifs à parement cellulaires ayant $L = 0.24$ et 0.33 m . Leurs coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx} pour des lignes de glissement mixtes utilisant la méthode des perturbations P2C, sont présentés sur le tableau IV.2.

Les lignes de glissement circulaires passant en dessous de l'origine (O) donnent une estimation raisonnable de l'état d'instabilité dans les deux cas (8-8G) et (8-9G), alors que les lignes de glissement circulaires passant par l'origine (le point O) du massif (tableau IV.2(a)) et intersectant plusieurs nappes donnent des coefficients de sécurité très forts. Ceci est dû simplement, à une mauvaise estimation du cas critique, celui donnant la sécurité minimale.

Essai No.	L (m)	H _{max} (m)	F _{sc} (Ligne de glissement circulaire)	
			Cercle par origine	Cercle en dessous
8-8G	0,24	0,49	>10	0,83
8-9G	0,33	0,61	>14	1,05

Tableau IV.2(a): F_{sc} pour deux sortes de lignes de glissement circulaires (β=80°; L_c=0,09m; ΔH=0,07m; α_r=5kN/m; Lié)

IV.2.1.c Stabilité externe

Le mode de rupture des trois cas (8-8P), (8-9P) et (8-9G), est un poinçonnement du sol de la base par le parement associé à un glissement du massif renforcé vers l'aval. Le cas (8-8G) est le seul où il y ait un renversement du parement vers l'aval (figure IV.2.b), bien que celui-ci nous indique une sécurité élevée au renversement (F_r=3,76) (tableau IV.2(b)). Le coefficient de sécurité au glissement sur sa base inférieure à 1,50 (F_g=1,34) est le plus faible aussi, indiquant une stabilité au glissement acceptable mais peu élevée. C'est en fait une rupture d'ancrage interne (longueur de nappe courte L=0,24m) qui peut justifier ce renversement.

Essai No.	L (m)	α _r (kN/m)	H _{max} (m)	F _g	F _r	F _p
8-8P	0,24	0,14	0,38	1,51	5,75	0,99
8-8G	0,24	5	0,49	1,34	3,76	0,54
8-9P	0,33	0,14	0,42	1,85	8,37	1,53
8-9G	0,33	5	0,61	1,47	4,43	0,70

Tableau IV.2(b): Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs. (β=80°; L_c=0,09m; ΔH=0,07m; Lié; Ka=0,296)

La sécurité au renversement du massif du cas (8-9G) - (L=0,33m) est assurée (F_r=4,43), et le coefficient de sécurité au glissement est acceptable F_g=1,47. En revanche, le coefficient de sécurité au poinçonnement F_p=0,70 est faible. La rupture a été initiée par un glissement vers l'aval, qui a été stoppé par la butée développée en aval du massif au cours du mouvement. Ceci montre que c'est l'instabilité externe qui a mené à la ruine de cet ouvrage.

IV.2.2 Massifs à parement souple

(Figures IV.2.g - IV.2.i + Tableaux IV.2 + IV.2(c))

IV.2.2.a Analyse expérimentale

En ce qui concerne les massifs avec le géotextile en parement, on voit que pour une longueur d'armature L égale à 0,24m - les cas (8-3P) et (8-3G) qui sont représentés respectivement sur les figures IV.2.g et IV.2.h - la rupture a lieu par glissement du sol renforcé sur la première couche d'armatures suivi par un basculement du parement vers l'aval. C'est-à-dire que l'armature à la base (non rabattue) est restée en place lors de la rupture, tandis que les couches de sol renforcé au dessus ont glissé et basculé. Suite à ces observations expérimentales, nous avons donc supposé que la tension mobilisée dans la couche d'armatures à la base était nulle.

Pour les massifs avec une longueur d'armature L égale à 0,33m, les cas (8-4P) et (8-4G) respectivement les figures IV.2.j et IV.2.k, d'abord pour le cas (8-4P), la rupture a eu lieu par un petit affaissement de la première couche de sol renforcé suivi par la cassure des deuxième et troisième couches d'armatures entraînant un glissement du massif vers l'aval (figure IV.2.j). Il n'y avait ni renversement ni un véritable poinçonnement du sol de la base. Le renfort à la base n'était pas sollicité non plus pendant cette rupture. Cette non-sollicitation du renfort à la base s'est reproduite lors de la rupture du cas (8-4G) (figure IV.2.k) aussi. La partie renforcé au dessus de la nappe à la base a glissé sur cette nappe de base, avant de se bloquer sur une petite butée développée juste en aval de l'origine O, causant le basculement éventuel du parement.

Globalement, les cinématiques de rupture sont très voisines de celles observées avec les parements cellulaires. Le seul mode de rupture complémentaire que peuvent présenter ces massifs par rapport à ceux à parement cellulaire, est le glissement du rabattement (que l'on peut considérer comme un ancrage court).

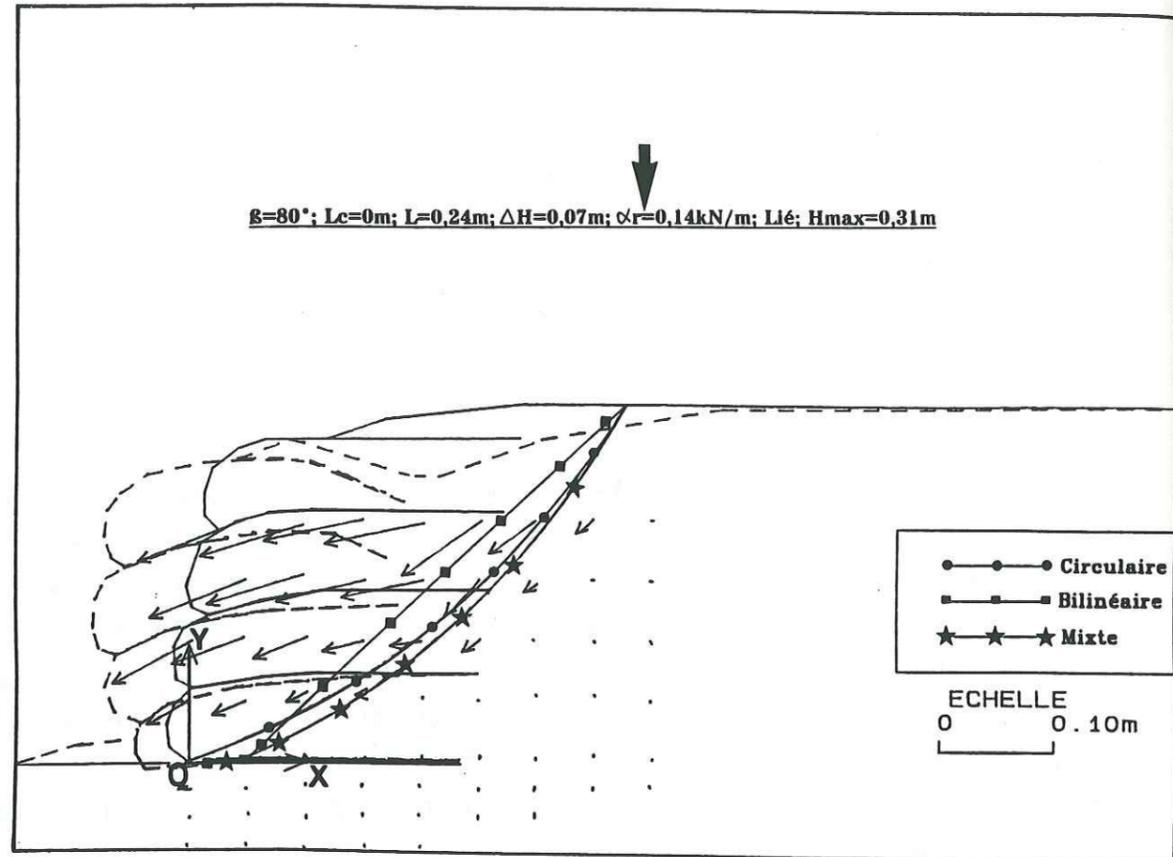


Figure IV.2.g: Cas (8-3P)

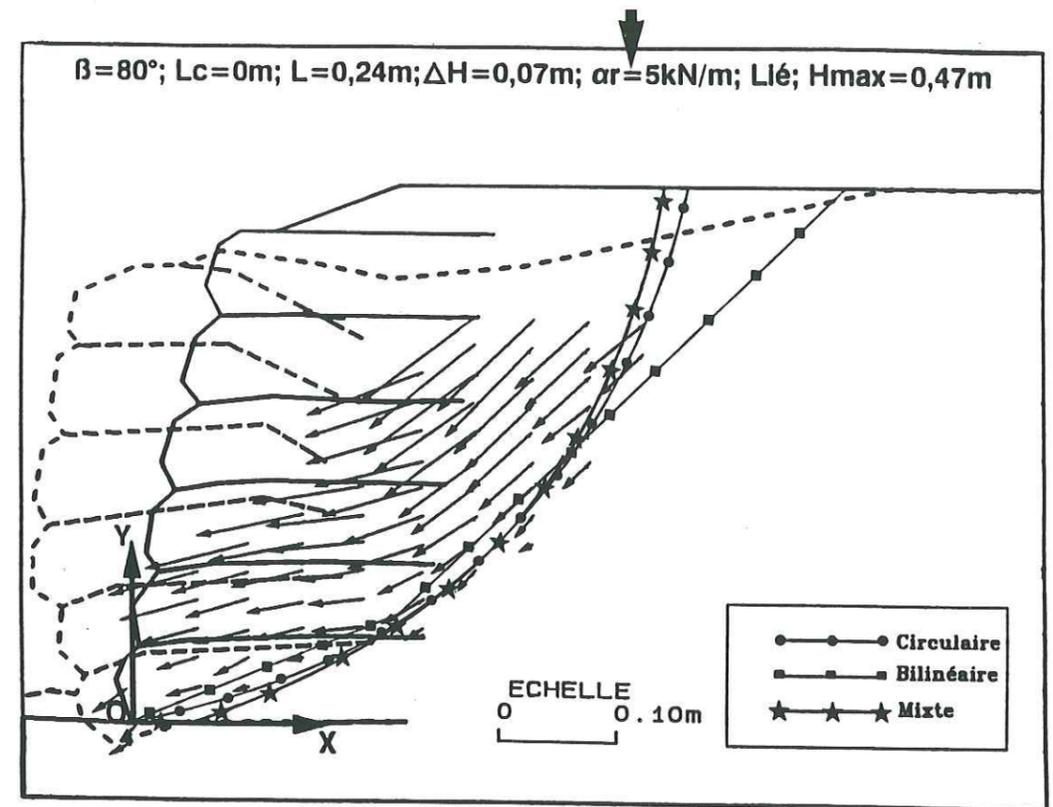
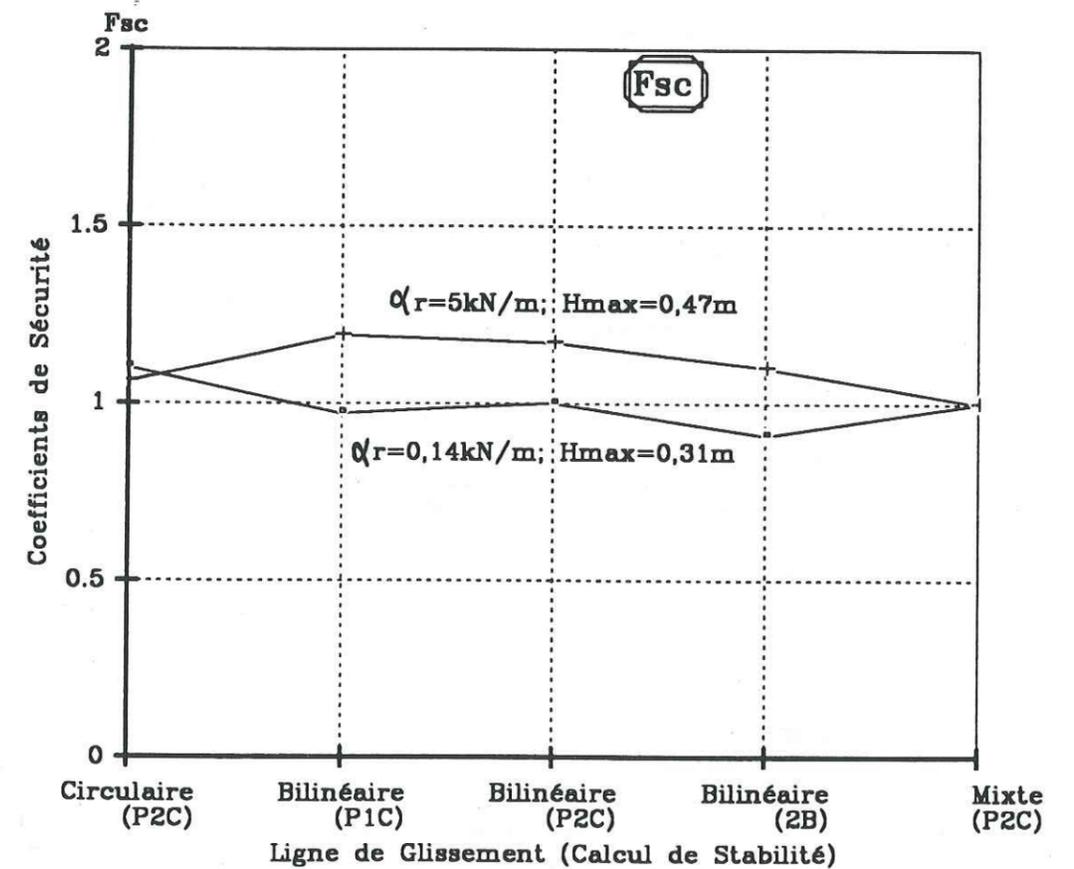


Figure IV.2.h: Cas (8-3G)



Influence de la méthode de calcul sur le coefficient de sécurité F_{sc}
 $\beta=80^\circ; L_c=0\text{m}; L=0,24\text{m}; \Delta H=0,07\text{m}; \text{Lié}$

Figure IV.2.i: Paramètre : Tension de Rupture α_r

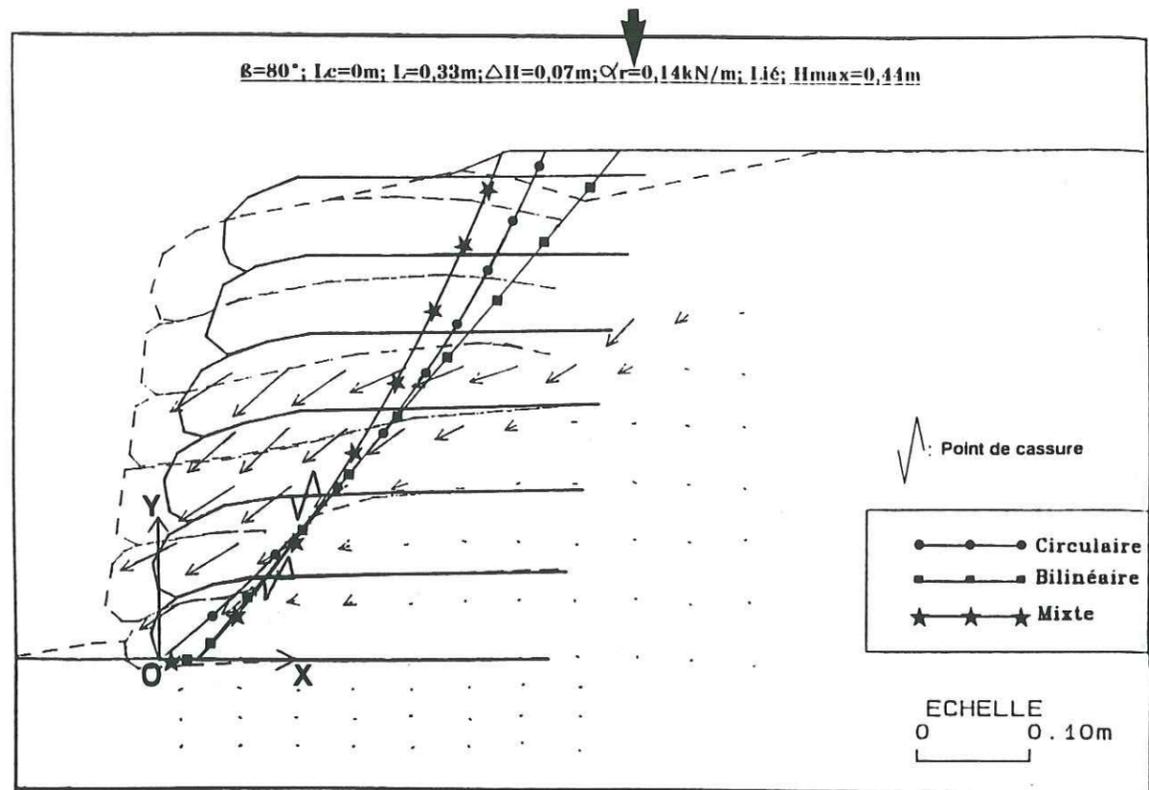


Figure IV.2.j: Cas (8-4P)

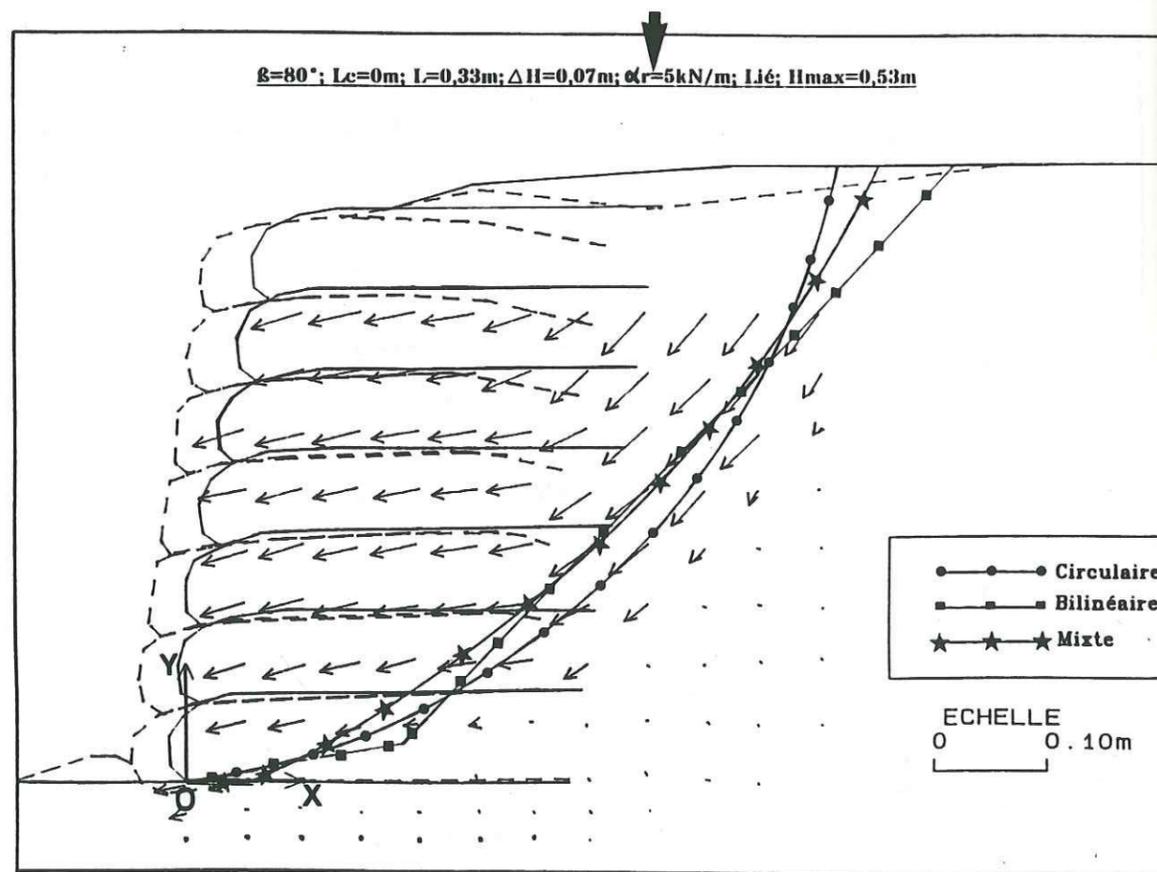
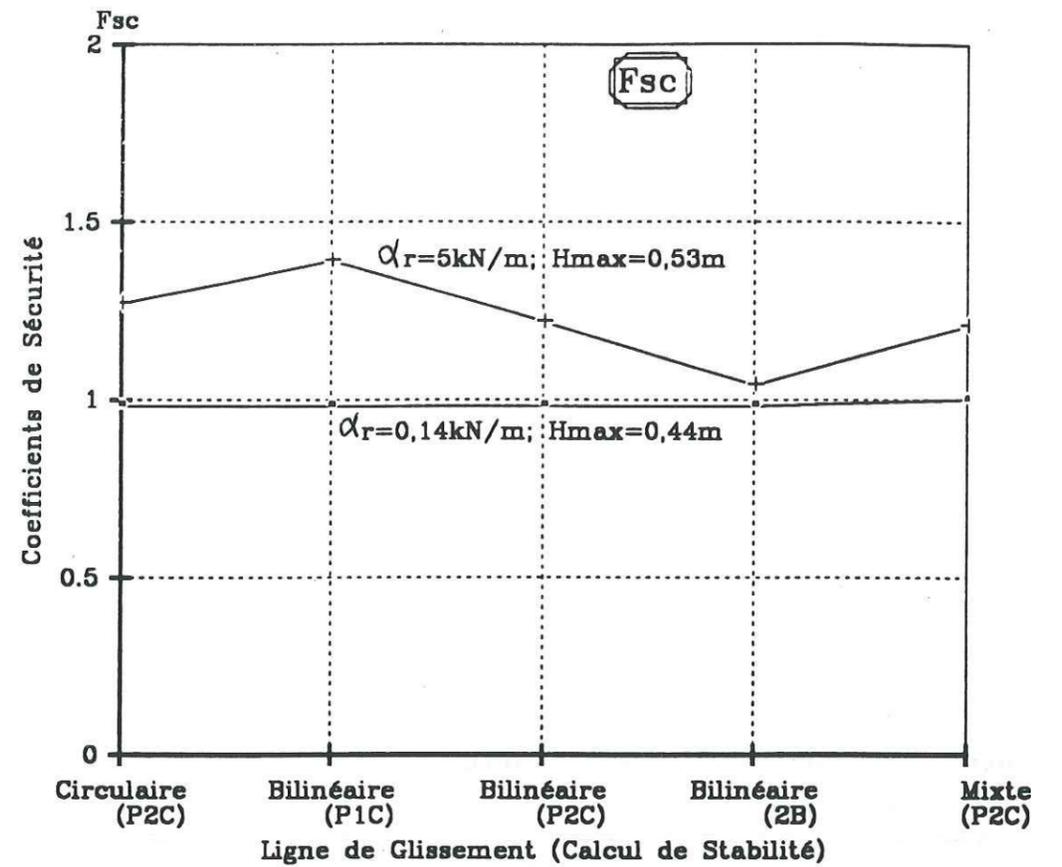


Figure IV.2.k: Cas (8-4G)



Influence de la méthode de calcul sur le coefficient de sécurité F_{sc}
 $\beta=80^\circ$; $L_c=0\text{m}$; $L=0,33\text{m}$; $\Delta H=0,07\text{m}$; Lié

Figure IV.2.l: Paramètre : Tension de Rupture α_r

IV.2.2.b Stabilité interne

La figure IV.2.i montre les valeurs de F_{sc} obtenues pour les cas (8-3P) et (8-3G) avec $L=0,24\text{m}$, utilisant les différentes lignes de glissement et les méthodes correspondantes. On voit sur cette figure que le résultat obtenu utilisant une ligne de glissement mixte et la méthode de calcul des perturbations avec les deux coefficients de perturbations, est tout-à-fait compatible avec le résultat expérimental. Les valeurs de F_{sc} pour les deux cas (8-4P) et (8-4G), des massifs à parement géotextile avec $L=0,33\text{m}$, sont présentées sur le graphique de la figure IV.2.l. Les valeurs de F_{sc} indiquées sur ce graphique confirment la compatibilité de la méthode de calcul avec le résultat expérimental pour des massifs à parement géotextile. Les valeurs de F_{sc} obtenues pour ces quatre cas (8-3P), (8-3G), (8-4P) et (8-4G) utilisant une ligne de glissement mixte et la méthode P2C comme d'habitude, sont présentées sur le tableau IV.2.

IV.2.2.c *Stabilité externe*

Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe de ces quatre massifs à parement géotextile, sont présentés sur le tableau IV.2(c). Généralement pour ces cas, le mode de rupture est un glissement du sol renforcé au dessus de la première couche d'armature suivi par un glissement vers l'aval laissant celle-ci en place sans la solliciter. Il n'y a pas de poinçonnement de la base, mais il y a un léger basculement du parement pendant la rupture.

Les coefficients de sécurité au poinçonnement F_p pour les cas (8-3G) $F_p=0,60$ et (8-4P) $F_p=0,96$, indiquent une instabilité au poinçonnement. Le poinçonnement constaté expérimentalement pour chaque cas, est très léger voir nul. Les calculs de la sécurité au poinçonnement aussi bien que celui au renversement pour ces modèles, doivent être plus affinés dans les futures études.

Essai No.	L (m)	α_r (kN/m)	H_{max} (m)	F_g	F_r	F_p
8-3P	0,24	0,14	0,31	1,83	8,16	1,48
8-3G	0,24	5	0,47	1,39	4,03	0,60
8-4P	0,33	0,14	0,44	1,77	7,72	1,40
8-4G	0,33	5	0,53	1,68	5,61	0,96

Tableau IV.2(c): Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs. ($\beta=80^\circ$; $L_c=0m$; $\Delta H=0,07m$; Lié; $K_a=0,296$)

IV.2.3 Conclusion

En général, pour ces essais avec une inclinaison du parement β égale à 80° , lorsque l'on passe du papier au géotextile pour le même type d'essai, nous avons une augmentation de la hauteur maximale (H_{max}) de 20,5% à 51,6% (tableau IV.2), plus forte que celle constatée pour les massifs avec $\beta=60^\circ$. Le mode de rupture change aussi, plus la tension de

rupture du géotextile α_r est élevée, plus la ligne de glissement est repoussée vers l'intérieur du massif jusqu'à atteindre l'extrémité amont de la nappe à la base.

IV.3 **Influence de la liaison parement cellulaire-armatures ($\beta=80^\circ$)**

Etude des massifs ($\alpha_r=0,14$ et $5kN/m$; $L_c=0,05$ et $0,09m$; $L=0,24$ et $0,33m$)

IV.3.1 Analyse expérimentale et stabilité interne
(Figures IV.3.a - IV.3.g + Tableaux IV.3(a) et IV.3(b))

IV.3.1.a *Armatures liées et non liées*

- Armatures papier:

Comme nous l'avons vu dans l'introduction de ce chapitre, la hauteur maximale du parement cellulaire non-renforcé pour $\beta=80^\circ$ est $H_{max}=0,28m$. Si la liaison cellules-armatures est coupée, "non lié", - (cas (8-5P) figure IV.3.a), on obtiendra une rupture du parement cellulaire avant la rupture du massif en sol renforcé (tableau IV.3(a) et figure IV.3.a: $H_{max}=0,29m$). Les armatures restent en place, sans se casser. Pour la même densité d'armatures, mais liées aux cellules du parement, on obtient $H_{max}=0,42m$ (cas (8-9P), figure IV.3.b). En passant du massif avec les armatures non liées au parement à celui avec une liaison entre les renforcements et le parement, il y a un gain en H_{max} de 44.8%.

Essai No.	Liaison	H_{max} (m)	F_{sc}
8-2	non renforcé	0,28	0,93*
8-5P	non lié	0,29	1,00
8-9P	lié	0,42	1,00

Tableau IV.3(a): Influence des armatures sur la stabilité du massif ($\beta=80^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\alpha_r=0,14kN/m$)
 F_{sc} pour la ligne de glissement mixte
* Ligne de glissement bilinéaire avec la méthode (P2C)

- Armatures géotextile:

Les mêmes observations peuvent être faites sur le cas (8-5G) où l'on a remplacé les armatures en papier par du géotextile (tableau IV.3(b) et figure IV.3.c: $H_{max}=0,34m$). Pour les armatures non liées, on obtient $H_{max}=0,34m$ avec les armatures géotextiles au lieu de $H_{max}=0,29m$ pour les armatures papier. Pour la même densité d'armatures liées au parement, nous avons obtenu $H_{max}=0,61m$ (cas (8-9G) - figure IV.3.d), soit une augmentation en H_{max} de 79,4%.

Essai No.	Liaison	H_{max} (m)	F_{sc}
8-2	non renforcé	0,28	0,93*
8-5G	non lié	0,34	1,00
8-9G	lié	0,61	1,39

Tableau IV.3(b): Influence des armatures sur la stabilité du massif
 ($\beta=80^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\alpha_r=5kN/m$)
 F_{sc} pour la ligne de glissement mixte
 * Ligne de glissement bilinéaire avec la méthode (P2C)

En analysant les figures IV.3.a - IV.3.c (armatures non liées), on peut constater qu'il y a dans les deux cas, une rupture par glissement au voisinage du parement cellulaire et non pas une véritable rupture du sol renforcé. On peut voir aussi que le mode de rupture des deux massifs est similaire au mode de rupture du cas (8-2) du mur sans renforcement - figure IV. Nous avons donc étudié la stabilité externe du parement isolé et puis du massif entier comme un bloc monolithique (tableau IV.3(c)) §IV.3.2.

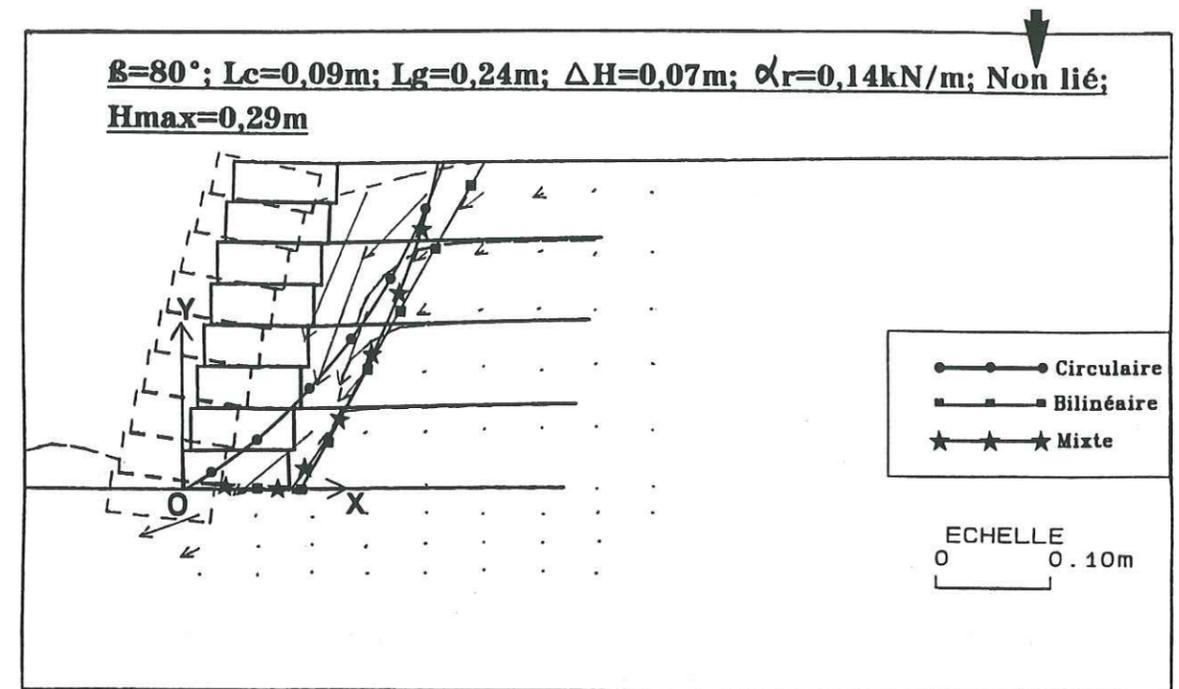


Figure IV.3.a: Cas (8-5P)

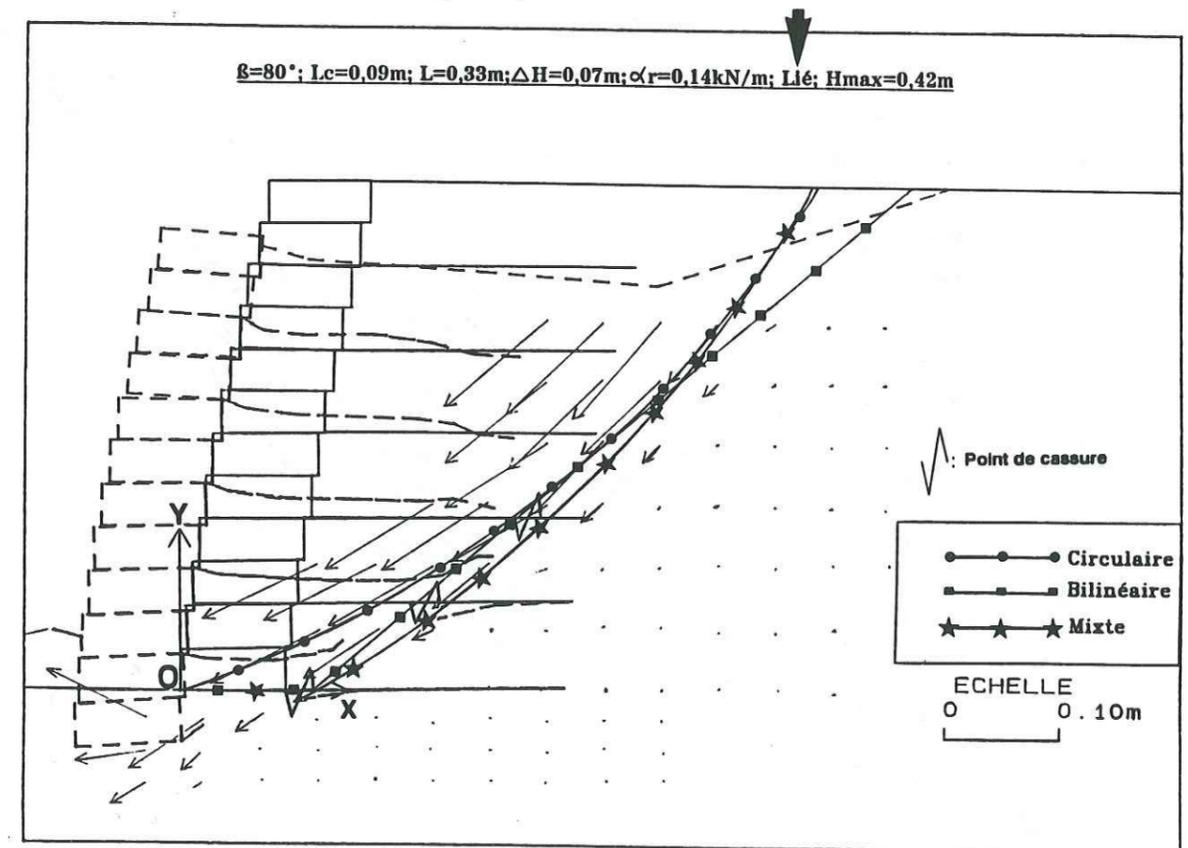


Figure IV.3.b: Cas (8-9P)

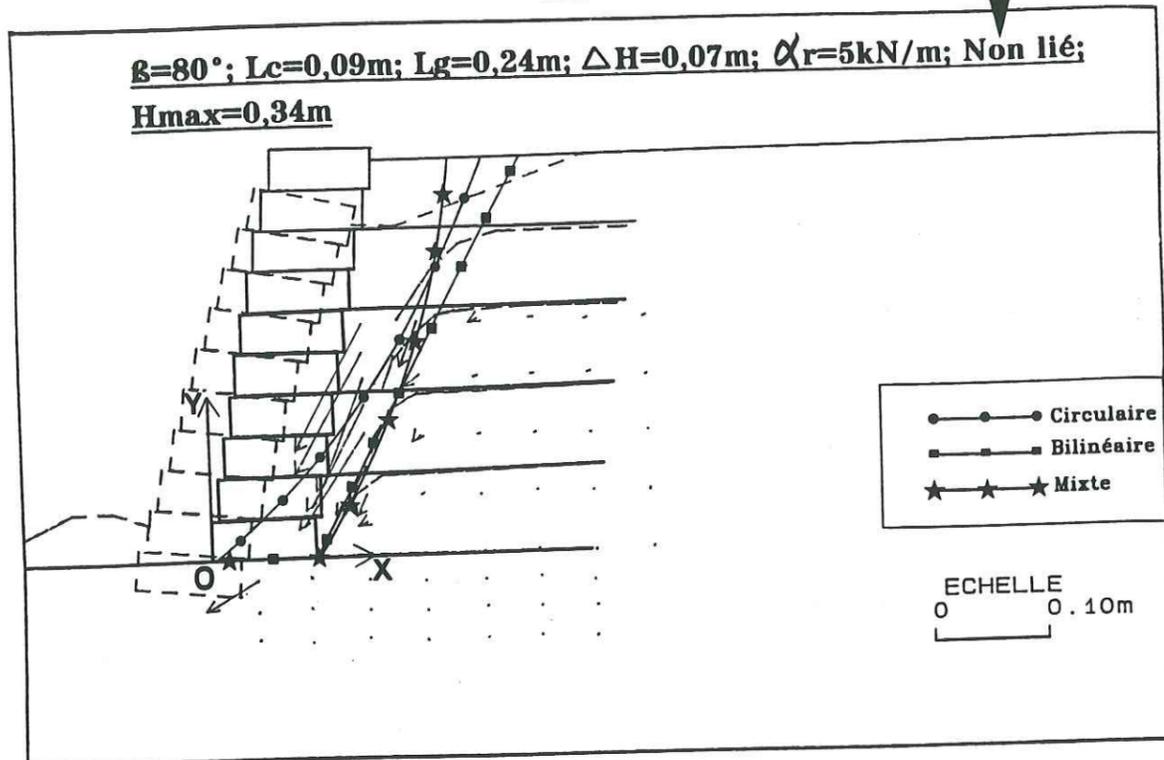


Figure IV.3.c: Cas (8-5G)

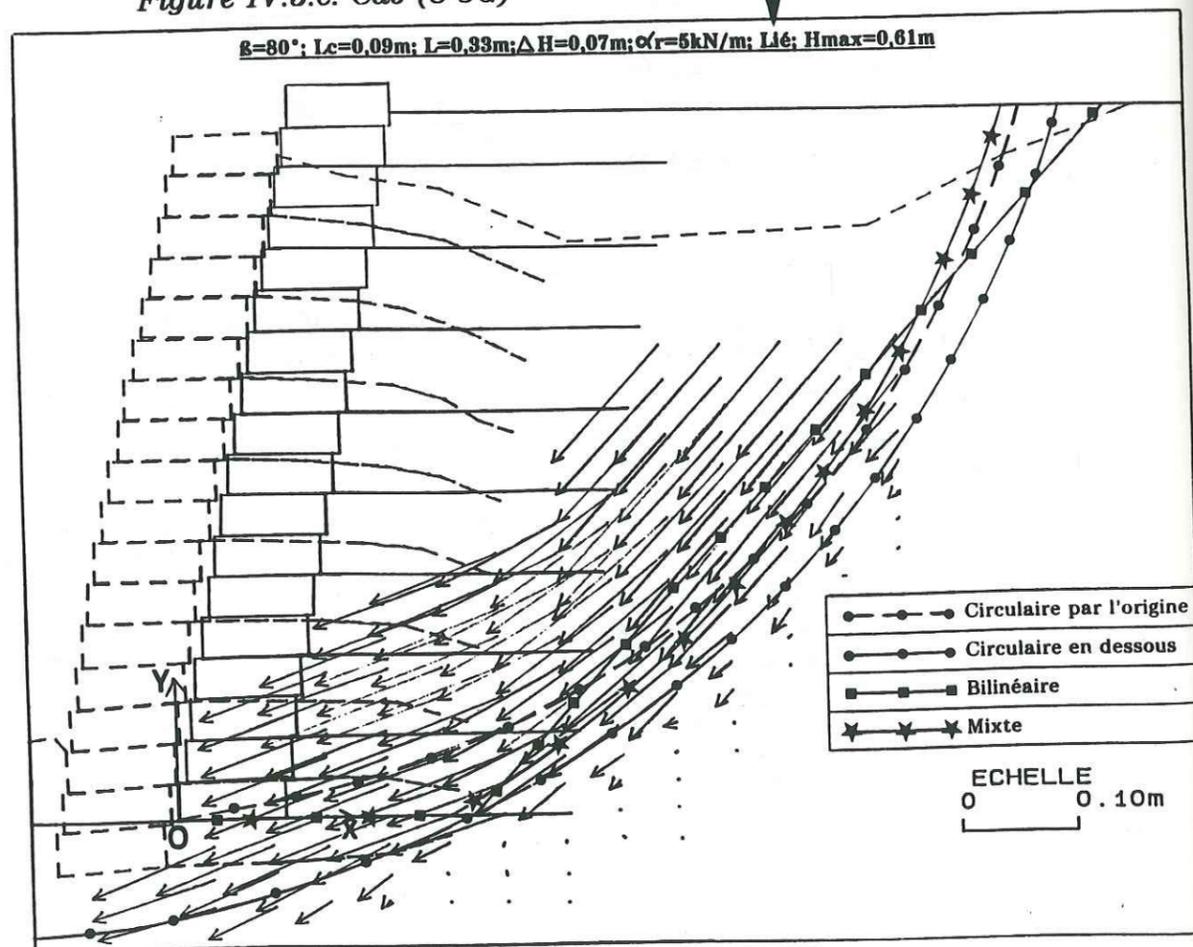


Figure IV.3.d: Cas (8-9G)

IV.3.1.b Armatures liées et pincées (armatures géotextile)

Dans le but d'étudier l'effet sur la stabilité du massif, d'un glissement relatif entre les cellules du parement et les armatures, nous avons utilisé des petites cellules ($L_c=0,05m$), dénommées "C5", avec des bases escamotables. Les nappes de renforcement étaient attachées aux bases mais, dans un premier type d'essais, ces bases n'étaient pas solidaires avec la partie en "U" des cellules. Donc il y avait une possibilité de mouvement du parement qui n'entraînait pas forcément les nappes attachées aux bases escamotables. Ceci nous a permis d'avoir une liaison "pincée" entre les cellules et les armatures exactement comme celle précédemment décrite dans le paragraphe II.3.

Afin de comparer les résultats des essais utilisant des armatures pincées au parement (figure IV.3.f: cas (8-6G)) avec ceux des cellules liées aux armatures, nous avons fait un deuxième type d'essai où les armatures étaient solidaires des cellules et de leurs bases (armatures liées). Dans ce cas, le parement était bien lié aux armatures comme pour la plupart des cas traités. Le cas (8-7G) montre le résultat obtenu pour des armatures liées avec $\beta=80^\circ$; $L_c=0,05m$; $L=0,24m$; $\alpha_r=5kN/m$ et $\Delta H=0,07m$ (figure IV.3.g). Il faut noter que l'essai de référence pour ce parement composé de petites cellules, c'est à dire un parement cellulaire non-renforcé pour $\beta=80^\circ$ a donné $H_{max}=0,20m$ (cas (8-1) - figure IV.3.e).

On peut voir sur les figures IV.3.f et IV.3.g que le type de rupture est visuellement similaire pour les deux cas. Pour le cas des armatures pincées (le cas (8-6G)), on remarque cependant que la première nappe, qui est la seule susceptible d'être sollicitée en ancrage, est restée sur place durant la rupture. Par contre, la nappe de base pour le massif avec un parement lié aux armatures (cas (8-7G)), a été emportée par le mouvement lors de la rupture. Nous avons donc, deux types de rupture différents.

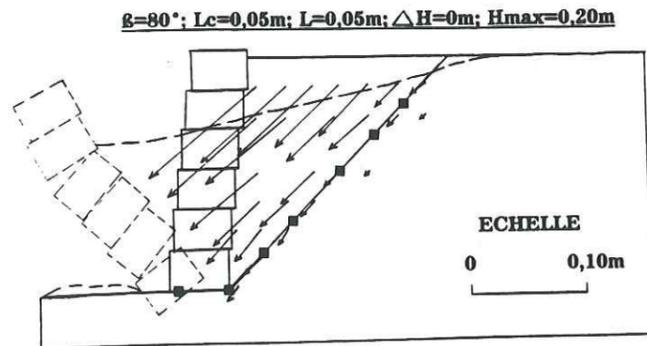


Figure IV.3.e: Cas (8-1)

Dans le cas des nappes simplement pincées, on observe une désolidarisation du sol renforcé, entre la cellule qui se déplace et la nappe qui reste en place : dans ces cas la face de dessus de la nappe constitue un plan privilégié de glissement du sol. Dans le cas "lié", l'armature suit la cellule dans le déplacement à la rupture et le glissement se fait sous la nappe.

Evidemment, nous avons pris en compte ces deux constatations dans nos calculs de stabilité des massifs - mobilisation de la nappe de base en ancrage dans le cas "lié" et non mobilisation dans le cas "non lié".

$\beta=80^\circ; L_c=0,05m; L=0,24m; \Delta H=0,07m; \alpha_r=5kN/m; \text{Pincé}; H_{max}=0,48m$

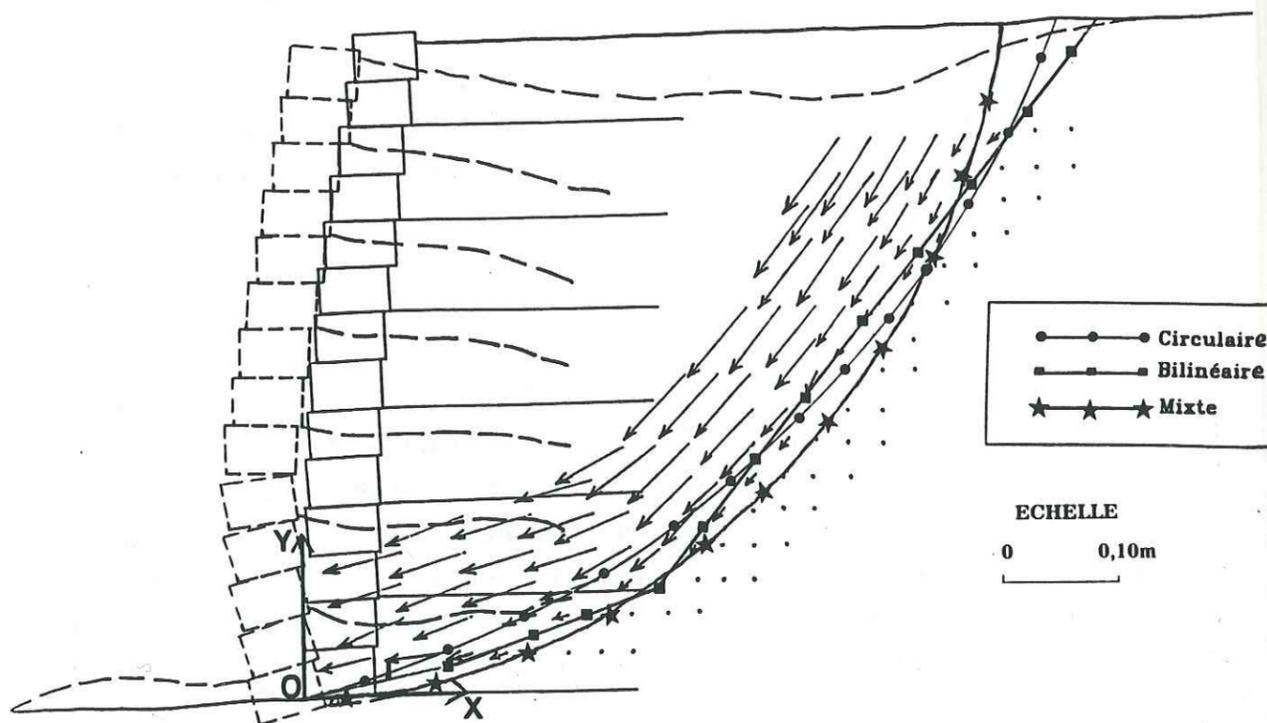


Figure IV.3.f: Cas (8-6G)

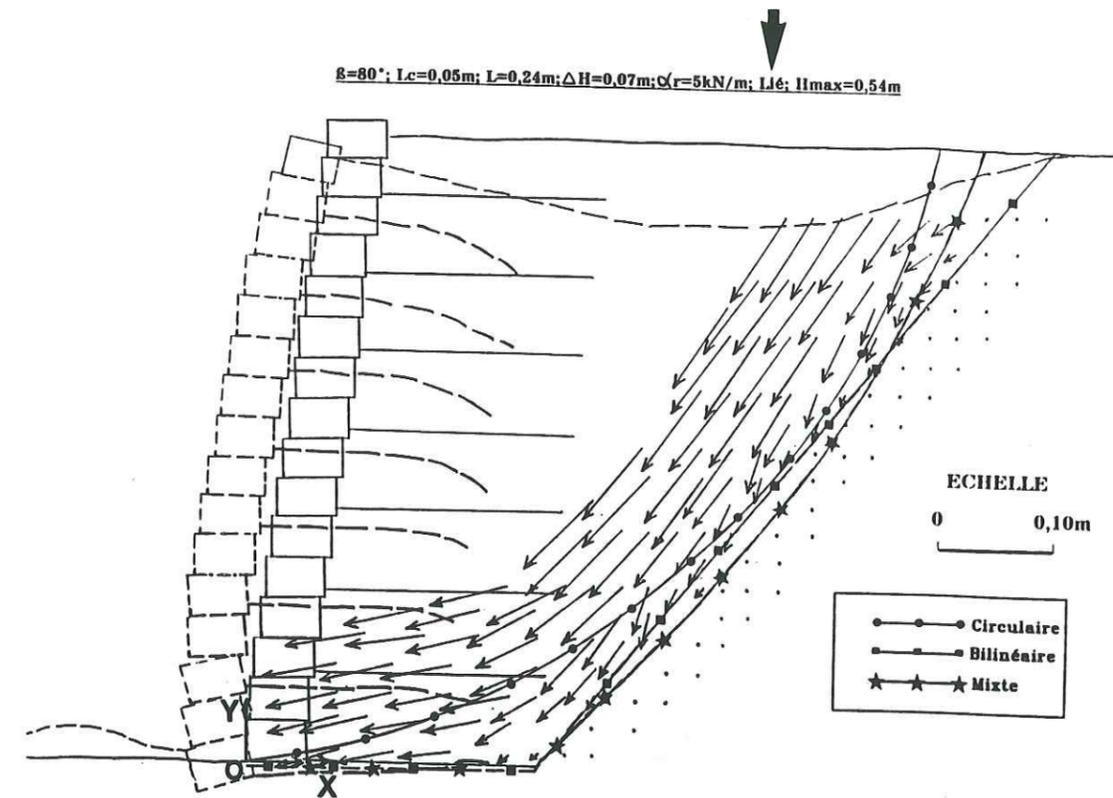
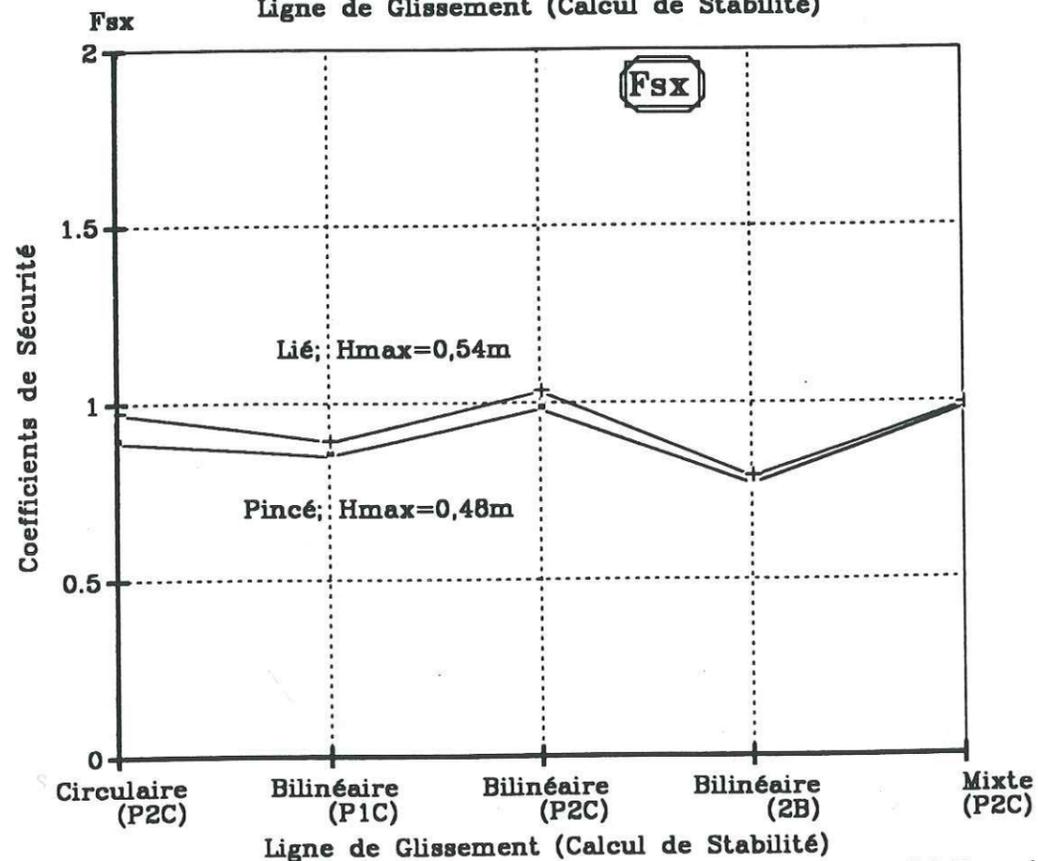
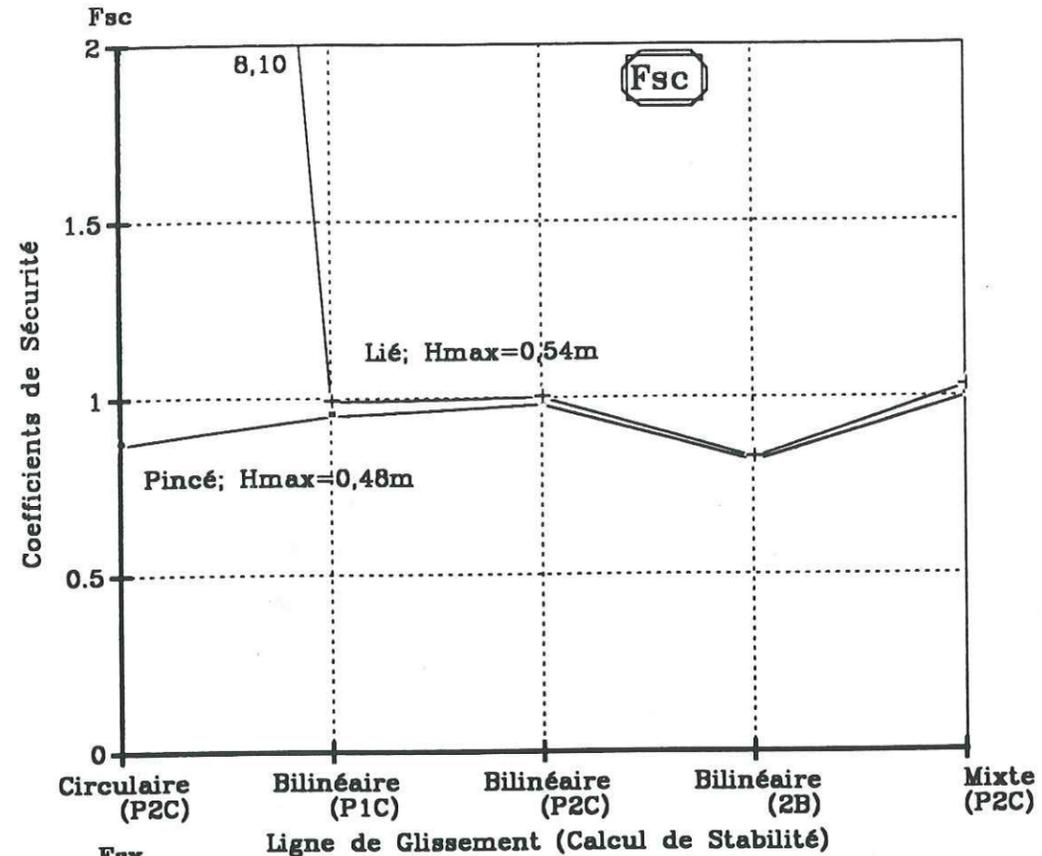


Figure IV.3.g: Cas (8-7G)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $\beta=80^\circ$; $L_c=0,05m$; $L=0,24m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha(r)=5kN/m$
 Figure IV.3.h: Paramètre : Liaison Parement-Nappes

Il faut remarquer que, pour ces deux cas, la ligne de glissement mixte - plan de glissement le long de la nappe en partie inférieure et ligne de glissement circulaire en arrière du massif - a donné la meilleure interprétation de nos observations expérimentales, mais la ligne de glissement bilinéaire et la méthode des perturbations (P2C) ont donné une bonne approximation aussi (figure IV.3.h). Pour le cas "lié" (8-7G) la valeur de $F_{sc}=8,10$ obtenue utilisant la ligne de glissement circulaire passant par l'origine O, et la méthode des perturbations avec les deux coefficients de perturbations, montre que cette combinaison est mal adaptée pour le calcul de la stabilité interne. En faisant passer le cercle par l'origine, on est obligé de supposer que la longueur entière de la nappe à la base est mobilisée en ancrage, d'où la surestimation de l'ancrage du massif.

Nous avons remarqué aussi que pendant la rupture des deux murs, il y avait un pivotement des cellules de base, créant un basculement de la partie inférieure du parement, la partie supérieure étant retenue par l'ancrage des nappes supérieures dans la partie active. Ceci a eu un effet global de flexion du parement équivalent à un effet de souplesse de ce type de parement.

IV.3.2 Stabilité externe (Tableaux IV.3(c) et IV.3(d))

La stabilité externe pour les cas "non lié" (8-5P) et (8-5G) considérant les deux massifs entiers, était assurée: F_g , F_r et F_p étant supérieurs à 1,00. Mais lorsque l'on considère les parements isolés, on observe que les stabilités au glissement et au poinçonnement ne sont plus assurées (tableau IV.3(c)). Dans les deux cas, nous avons $F_g < 1$ et $F_p \ll 1$.

Ceci peut se justifier par une mobilisation de la poussée sur le parement, inférieure à la face active de poussée prise en compte ici, du fait de la présence du renforcement dans le massif amont. Mais cette justification ne serait plus valable pour le parement cellulaire soutenant le sol non-renforcé, qui atteint pratiquement la même hauteur.

Essai No.	H_{max}	Le massif entier			Parement seul		
		F_g	F_r	F_p	F_g	F_r	F_p
8-5P	0,29	2,64	16,18	2,97	0,77	1,83	0,037
8-5G	0,34	2,56	12,16	2,26	0,67	1,45	0,007

Tableau IV.3(c): Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs, armatures non liées ($\beta=80^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$;)

En ce qui concerne le calcul de la stabilité externe des cas (8-6G) "pincé" et (8-7G) "lié", on peut constater (tableau IV.3(d)) que les deux massifs sont stables vis à vis du glissement et du renversement. Par contre, on voit que les valeurs de F_p sont très faibles, respectivement $F_p=0,58$ et $0,38$. Ceci ne traduit pas nos observations expérimentales. - La principale cause de la rupture des deux massifs est le basculement du parement suivi par un poinçonnement de la base et non pas le contraire.

Les résultats des coefficients F_{sc} , F_g , F_r et F_p pour les cas (8-6G) et (8-7G) sont donnés sur le tableau IV.3(d). Classiquement, la valeur de F_{sc} est obtenue pour une ligne de glissement mixte.

Essai No.	Liaison	H_{max} (m)	F_{sc}	Ka	F_g	F_r	F_p
8-1	-	0,20	0,79*	0,296	0,64	1,33	0,005
8-6G	Pincé	0,48	1,00	0,296	1,37	3,89	0,576
8-7G	Lié	0,54	1,03	0,296	1,22	3,21	0,382

Tableau IV.3(d): Influence des armatures sur la stabilité du massif ($\beta=80^\circ$; $L_c=0,05m$; $L=0,24m$; $\alpha_r=5kN/m$)
 F_{sc} pour la ligne de glissement mixte
 * Ligne de glissement bilinéaire avec la méthode (P2C)

IV.3.3 Conclusion

On voit donc que, même pour une inclinaison du parement $\beta=80^\circ$, s'il n'y a pas de liaison entre le parement cellulaire et les armatures, le massif renforcé et le mur cellulaire se comportent comme deux entités séparées, placées côte à côte. Alors, l'étude de la stabilité de l'ouvrage doit être faite comme précédemment dans le cas des massifs avec $\beta=60^\circ$, en considérant séparément les deux parties constituantes, mur cellulaire et sol renforcé.

Il est à remarquer qu'en ce qui concerne les cas (8-6G) et (8-7G) des petites cellules, le gain en hauteur (H_{max}) en passant du cas pincé au cas lié, est seulement de 12,5%. Tandis que, lorsque l'on passe du massif non-renforcé au massif renforcé avec des armatures pincées ou liées au parement, il y a des gains très importants respectivement de 140% et de 170%.

Ces résultats confirment l'importance de la liaison, parement cellulaire-armatures, dans la stabilité des massifs et dans l'utilisation optimale des caractéristiques mécaniques des inclusions. Suivant le type de liaison entre le parement et les armatures, le massif peut monter plus ou moins haut. Mais comme nous l'avons vu dans les paragraphes précédents, cette liaison est importante pour le comportement plus ou moins monobloc du massif renforcé pendant la rupture.

IV.4 Influence de la longueur des armatures ($\beta=80^\circ$)

Etude des massifs ($\alpha_r=0,14kN/m$; $L_c=0,09m$; $L=0,24$; $0,33$; $0,42$ et $0,60m$;)

Nous présentons une série d'essais à parement cellulaire avec $\beta=80^\circ$ en faisant varier les longueurs d'armatures $L=0,24m$; $0,33m$; $0,42m$ et finalement $0,60m$. Dans un deuxième temps, nous avons changé la technique du parement, et nous avons complété cette étude avec des parements souples en géotextile ou papier respectivement, $\alpha_r=5kN/m$ ou $0,14kN/m$, pour des longueurs de nappes $L=0,24m$ et $0,33m$.

IV.4.1 Parement cellulaire et armatures papier
(Figures IV.4.a - IV.4.i + Tableau IV.4(a))

IV.4.1.a Analyse expérimentale et stabilité interne

Nous constatons qu'il y a un gain significatif de hauteur maximale avec la longueur des armatures, de $L=0,24\text{m}$ à $0,60\text{m}$, à espacement ΔH fixé. La figure IV.4.a est la représentation graphique de H_{max}/L pour les quatre cas (8-8P), (8-9P), (8-13P) et (8-14P). Nous avons inclus sur cette figure le cas (8-2) du parement cellulaire seul sans armature.

Essai No.	L (m)	H_{max} (m)	H_{max}/L	F_{sc}	F_{g}	F_{r}	F_{p}
8-8P	0,24	0,38	1,58	0,95	1,51	5,75	0,99
8-9P	0,33	0,42	1,27	1,00	1,85	8,37	1,53
8-13P	0,42	0,44	1,05	1,15	2,23	11,80	2,19
8-14P	0,60	0,49	0,82	1,05	2,84	18,49	3,50

Tableau IV.4(a): Influence de la longueur des armatures
($\beta=80^\circ$; $L_c=0,09\text{m}$; $\alpha_r=0,14\text{kN/m}$; $Ka=0,296$)
 F_{sc} pour des lignes de glissement mixte

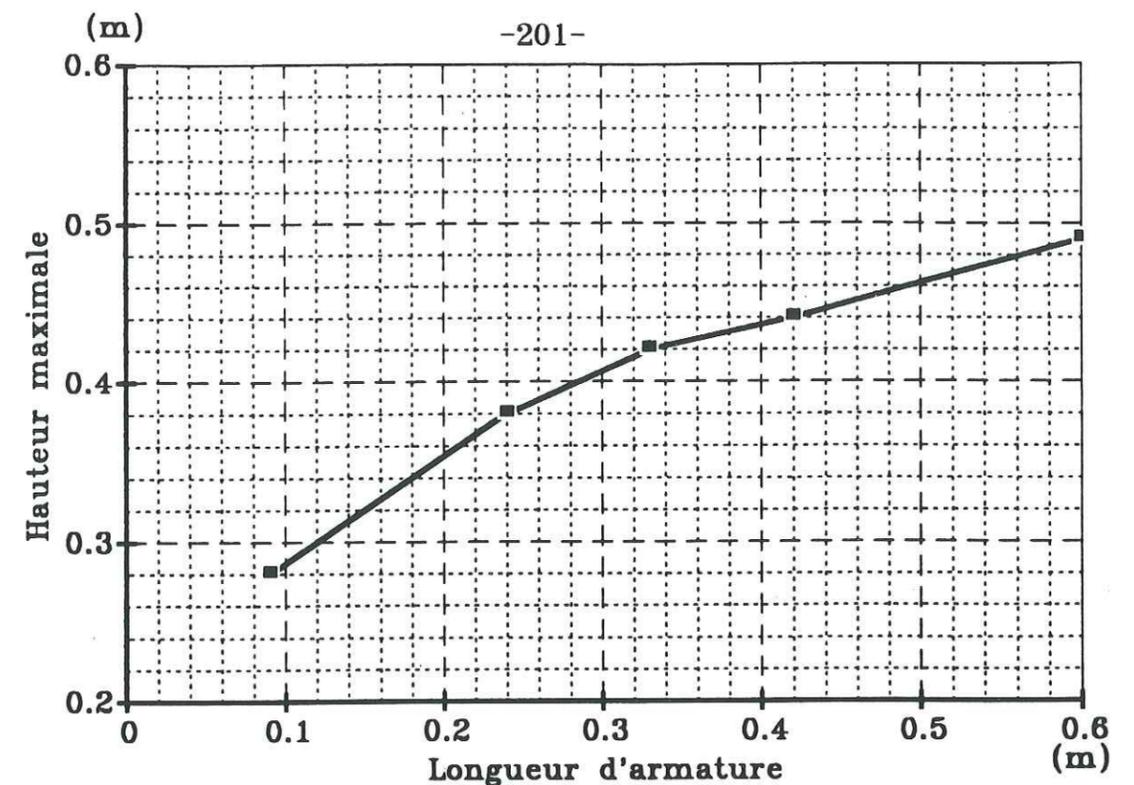


Figure IV.4.a: Influence de la longueur des armatures
($\beta=80^\circ$; $L_c=0,09\text{m}$; $\alpha_r=0,14\text{kN/m}$)

On voit sur le tableau IV.4(a) que le rapport hauteur maximale sur longueur des armatures (H_{max}/L), diminue avec l'augmentation de la longueur des armatures. Mais, on a constaté que le gain en hauteur maximale par rapport à l'augmentation de la longueur des armatures $\Delta H_{\text{max}}/\Delta L$ (figure IV.4.a), est resté pratiquement constant entre $L=0,24\text{m}$ et $0,60\text{m}$ ($\Delta H_{\text{max}}/\Delta L=0,31$), ce qui se traduit par une faible variation de pente sur la figure IV.4.a.

Le mode de rupture des quatre massifs est le même. Il y a d'abord, cassure des armatures intersectées par la ligne de glissement, suivie par le poinçonnement du sol de la base par le parement et un glissement du sol renforcé vers l'aval (figures IV.4.b - IV.4.e). Cependant, la ligne de glissement tend à se rapprocher du parement pour $L=0,60\text{m}$.

Remarque: Sur la figure IV.4.a, nous avons ajouté le cas $L=0,09\text{m}$ représentant le mur cellulaire non-renforcé, afin d'insister sur l'influence des armatures. En passant du massif cellulaire non-renforcé à l'ouvrage renforcé avec des armatures de longueur $L=0,24\text{m}$, le gain en hauteur maximale par rapport à l'augmentation de la largeur de la zone renforcée est $\Delta H_{\text{max}}/\Delta L=0,67$.

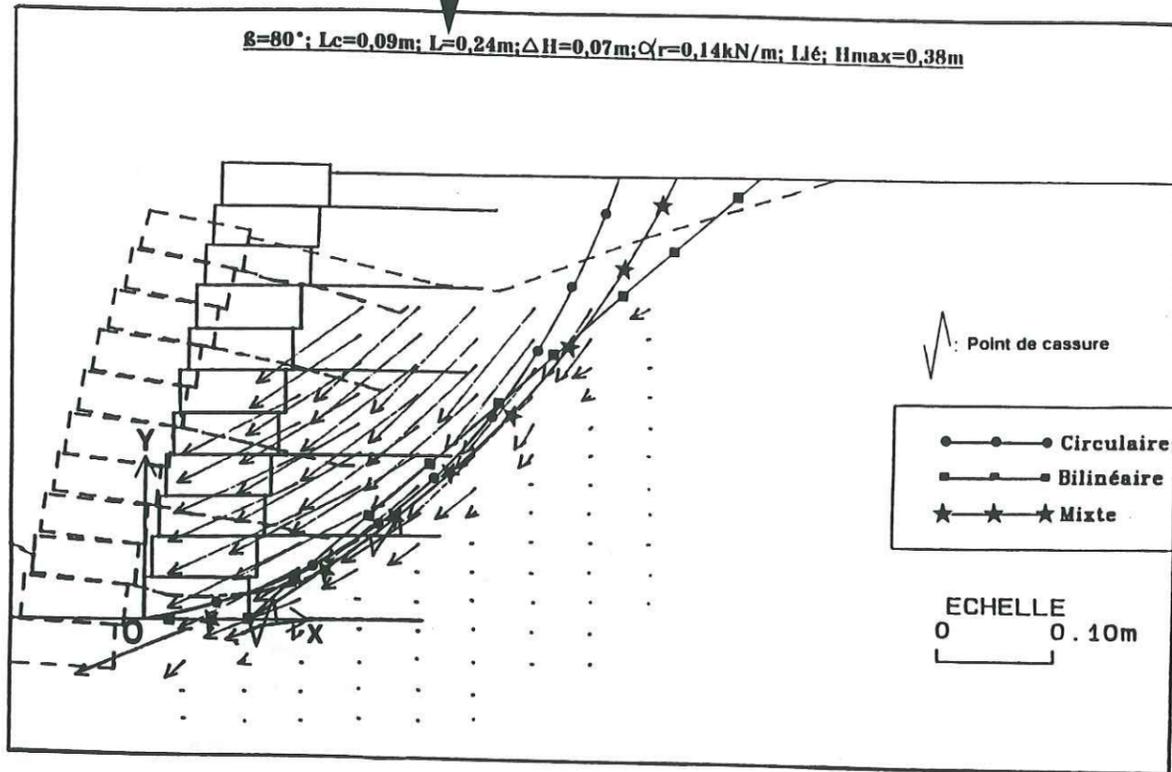


Figure IV.4.b: Cas (8-8P)

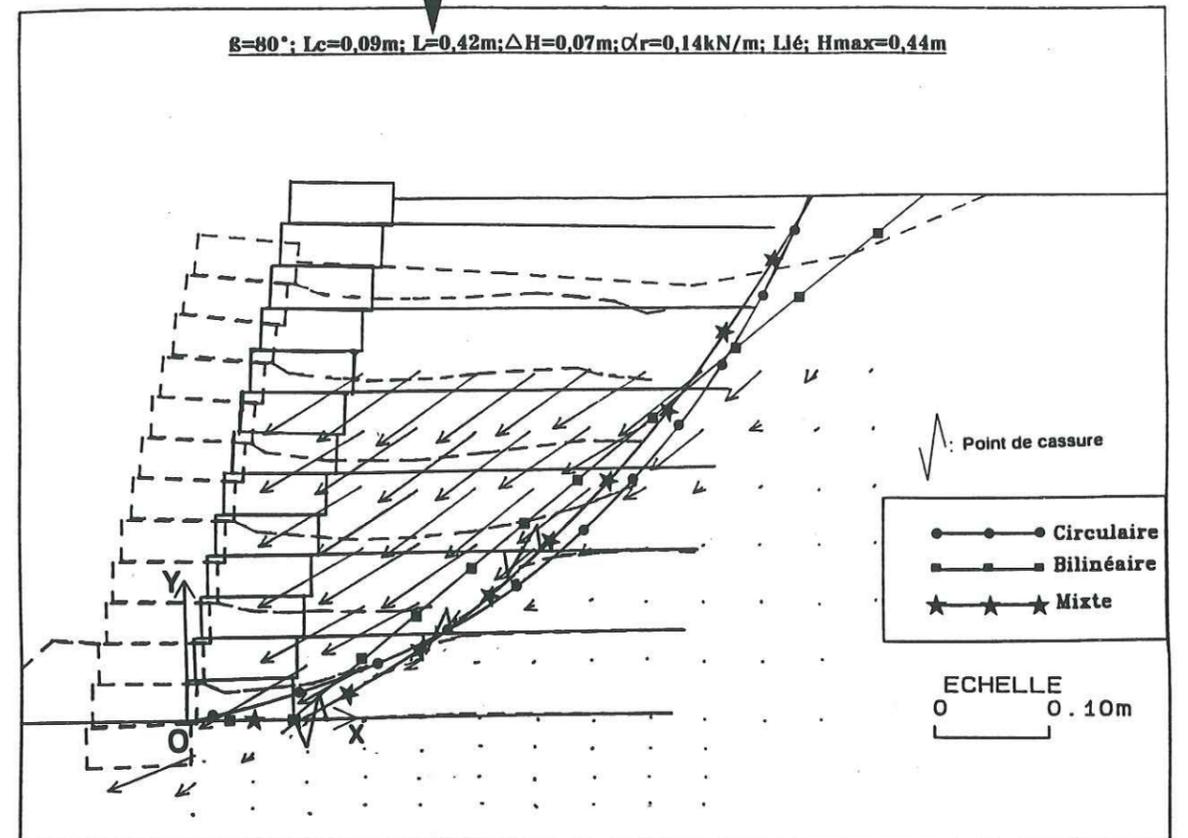


Figure IV.4.d: Cas (8-13P)

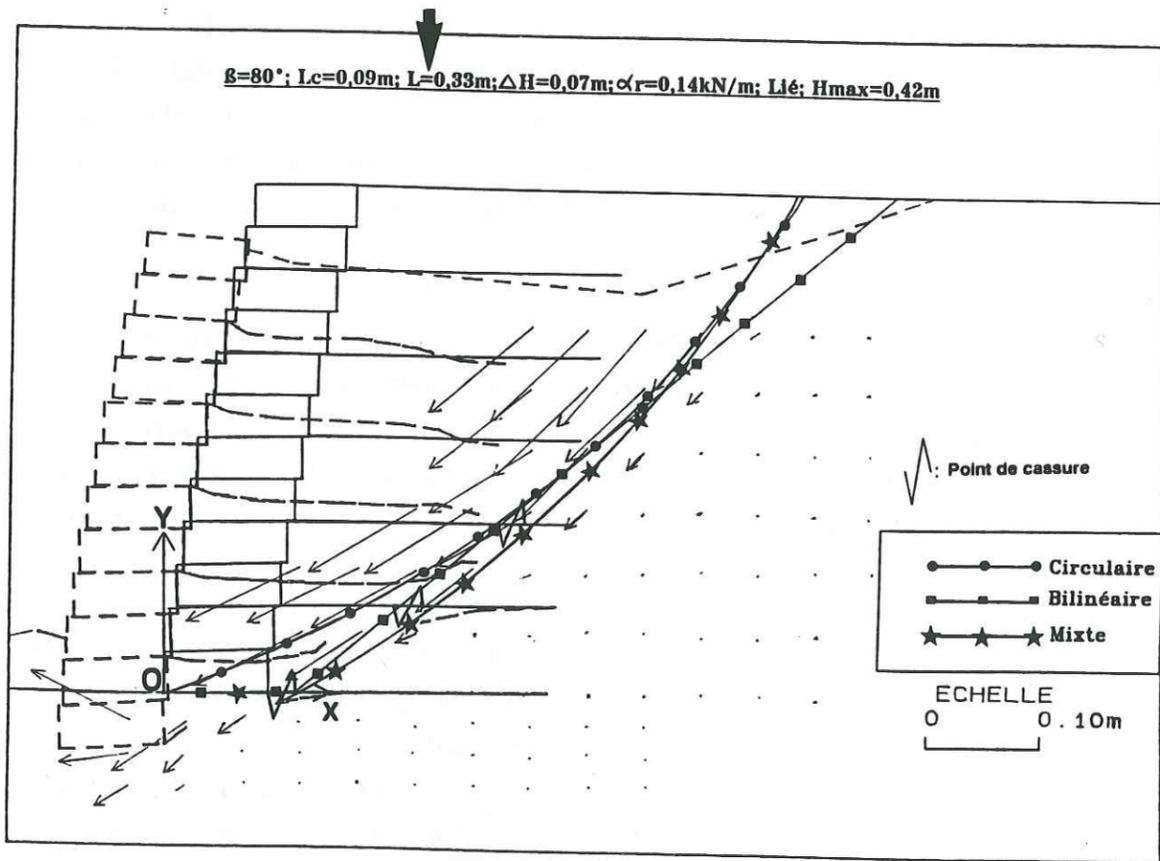


Figure IV.4.c: Cas (8-9P)

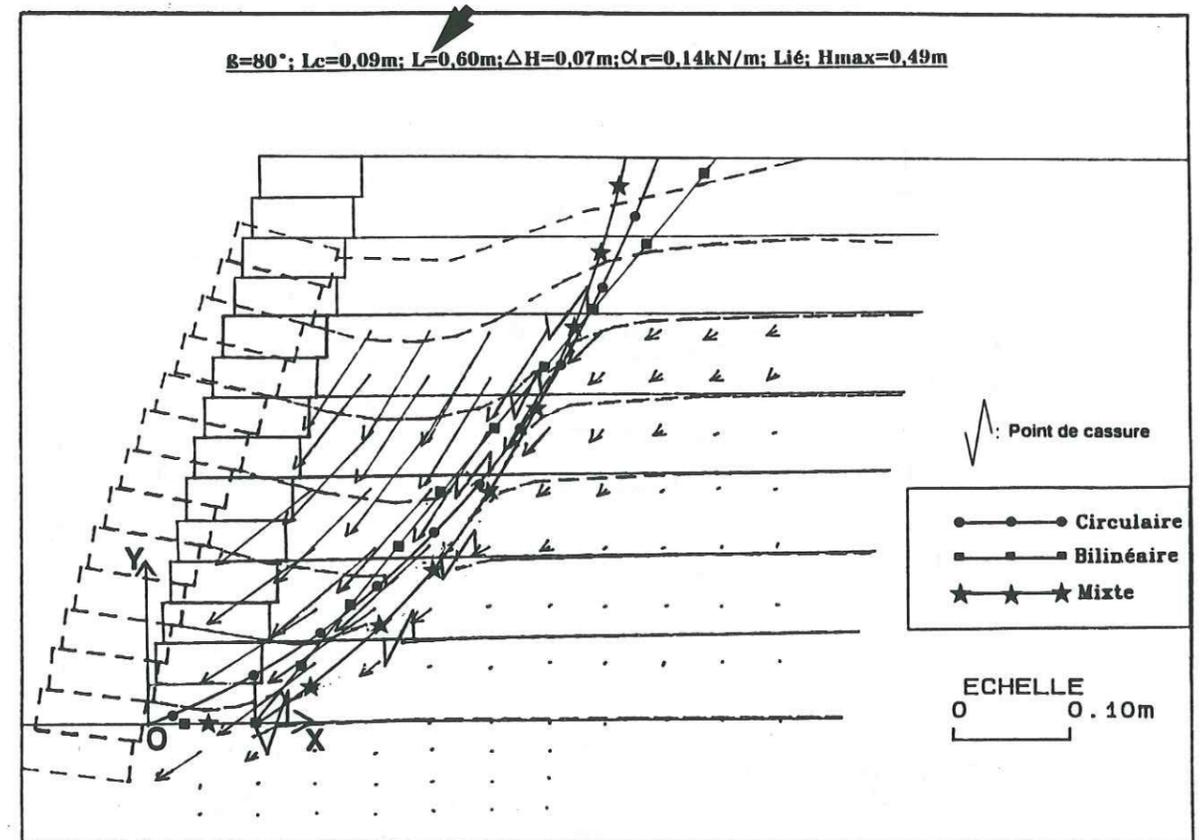
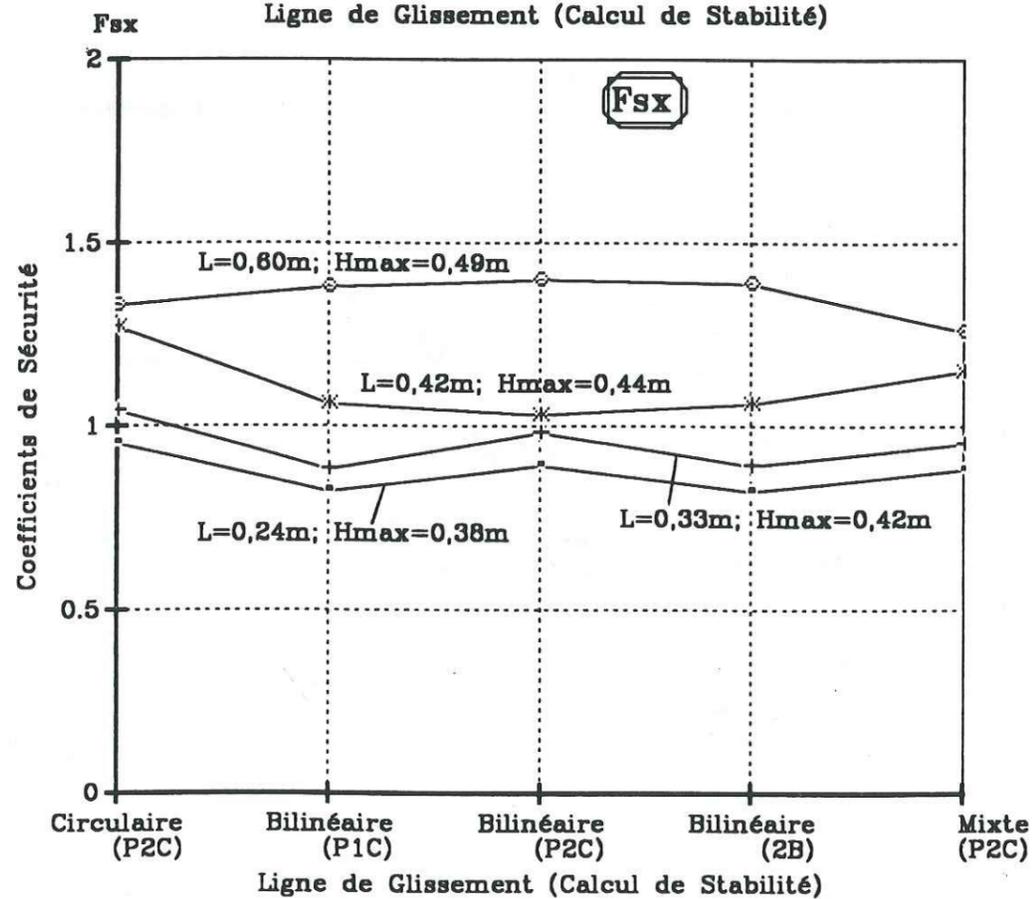
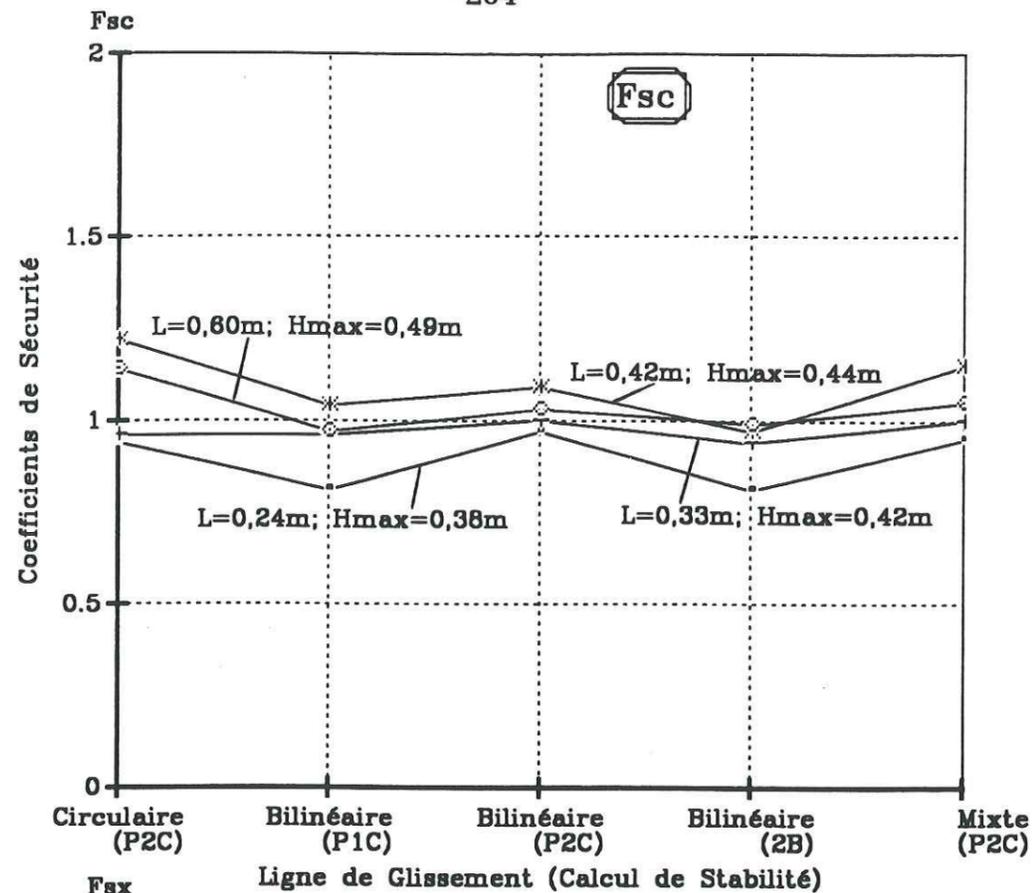


Figure IV.4.e: Cas (8-14P)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $\beta=80^\circ$; $L_c=0,09m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; $\Delta H=0,07m$; Lié
 Figure IV.4.f: Paramètre : Longueur d'armature L

Lorsque nous avons remplacé l'armature en papier par un géotextile dans les massifs avec $L=0,24m$ et $0,33m$, nous avons eu une évolution de H_{max} similaire, mais deux fois plus importante, à celle constatée avec des armatures en papier ($\Delta H_{max}/\Delta L=1,33$). Les figures IV.4.g et IV.4.h représentent respectivement les cas (8-8G) et (8-9G).

La figure IV.4.f rassemble les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx} pour les différentes lignes de glissement avec leur méthode respective, considérées pour le calcul des quatre cas (8-8P), (8-9P), (8-13P) et (8-14P). La figure IV.4.i est le graphique des valeurs de F_{sc} et F_{sx} correspondant aux lignes de glissement et les méthodes de calcul habituelles.

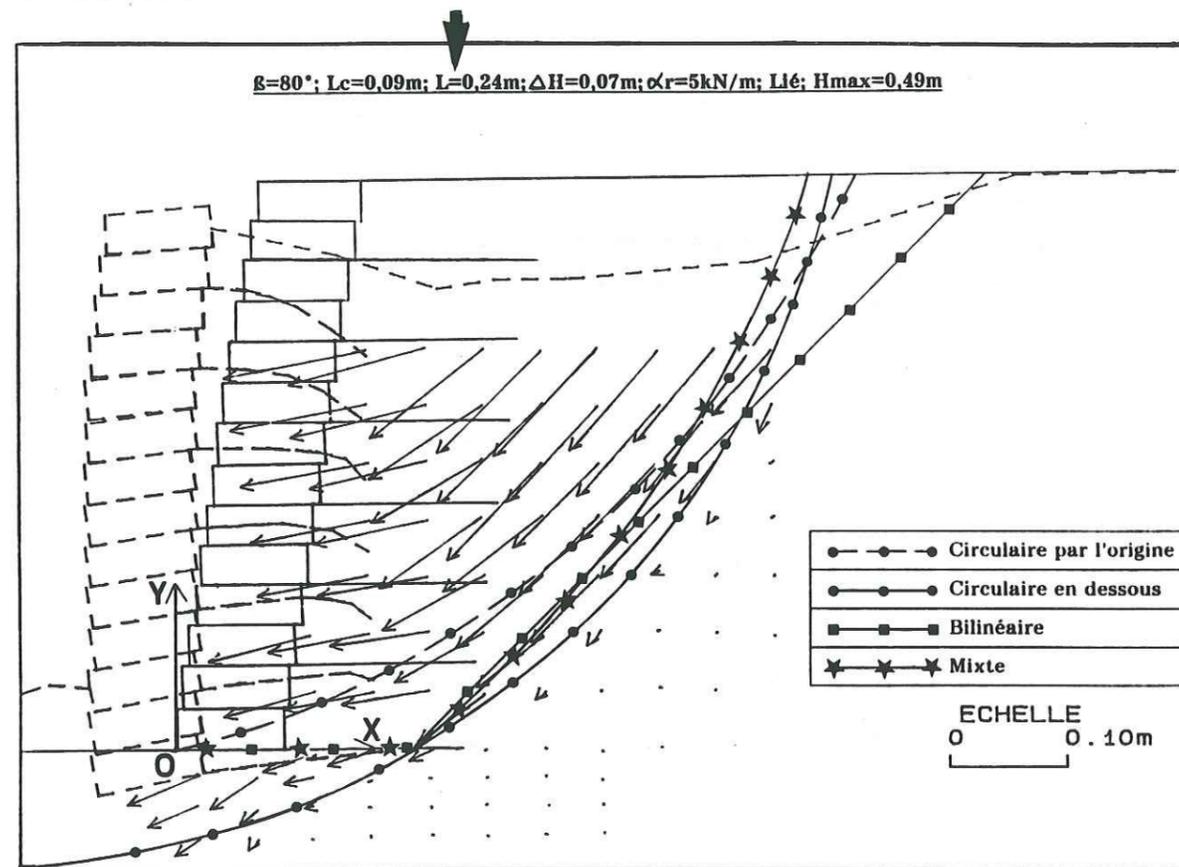


Figure IV.4.g: Cas (8-8G)

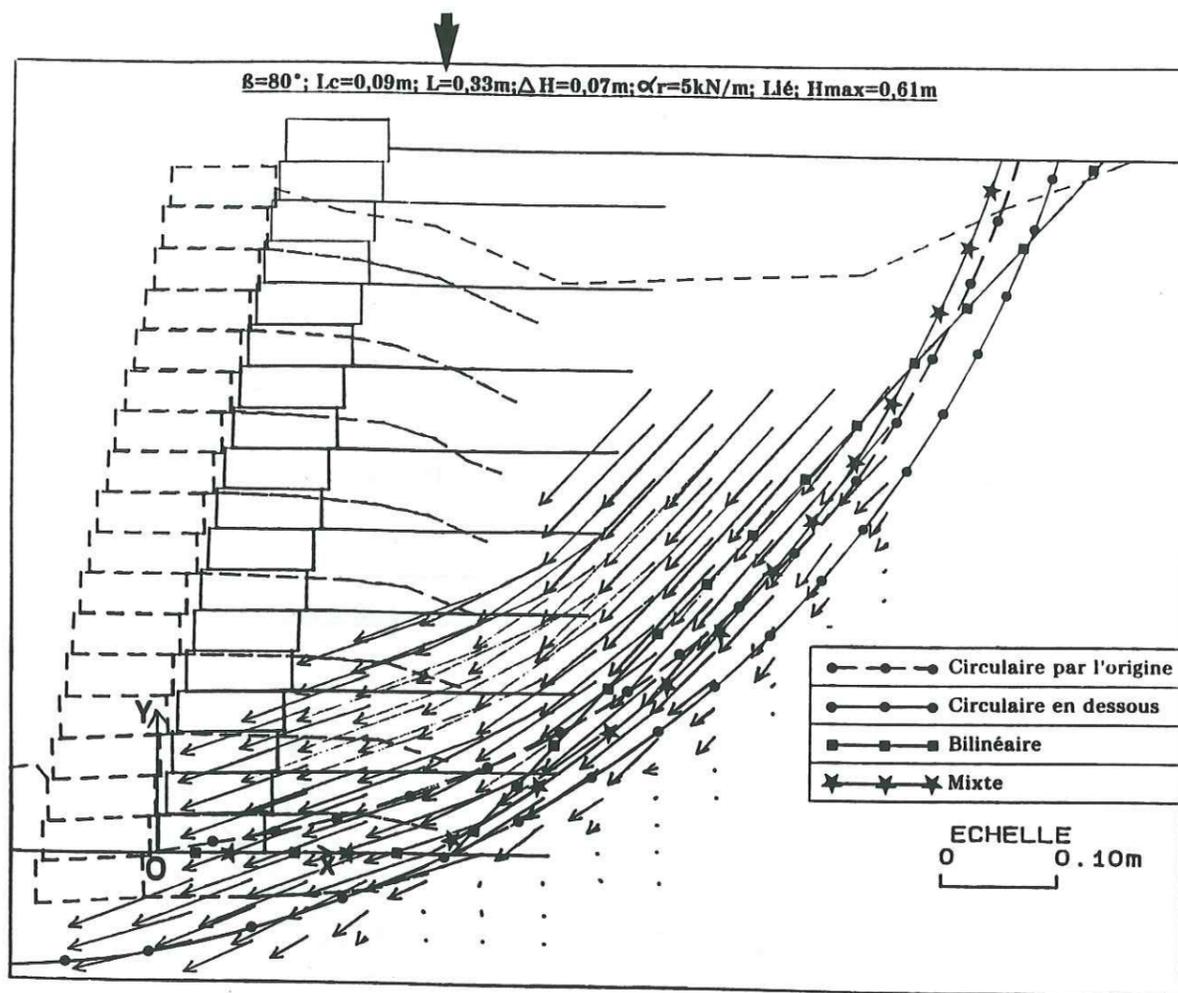
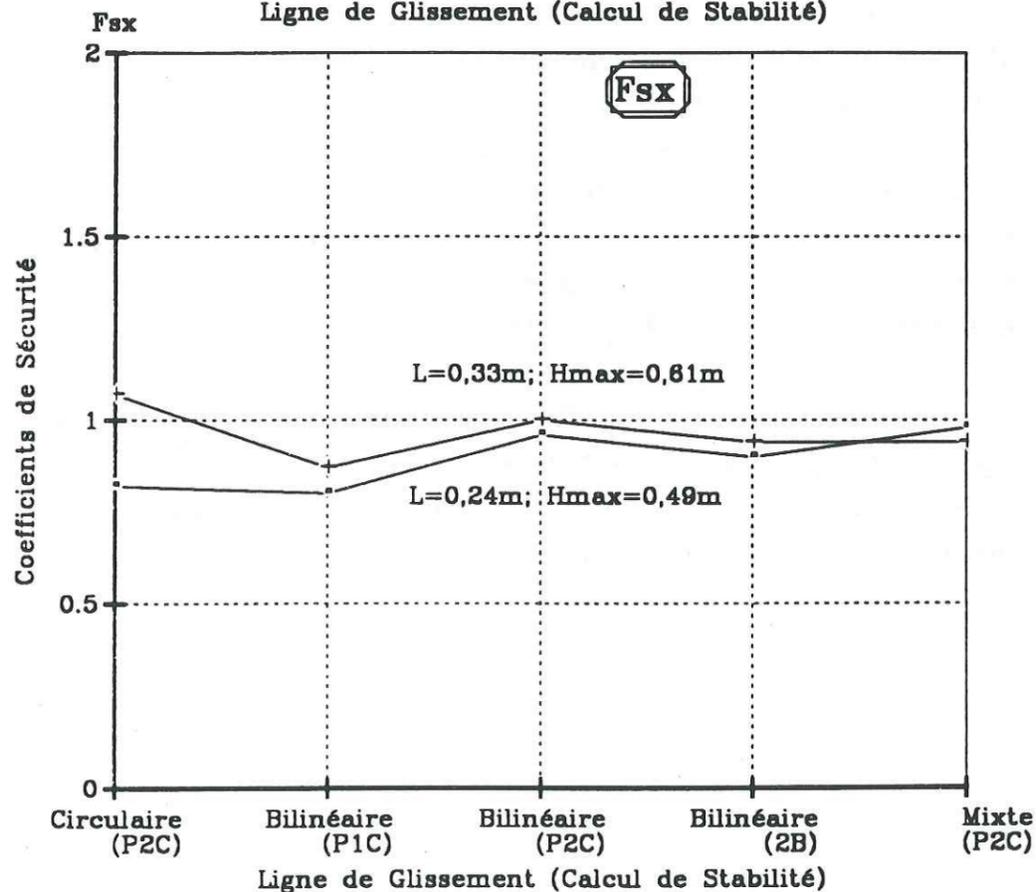
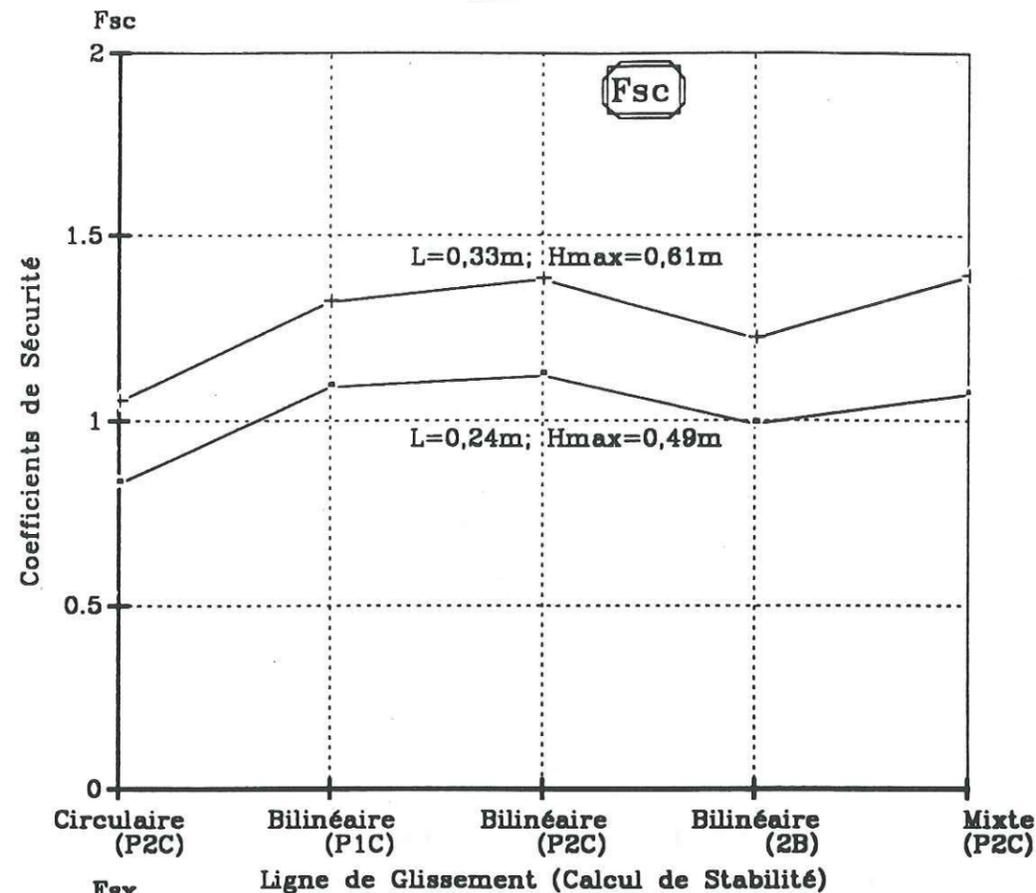


Figure IV.4.h: Cas (8-9G)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité Fsc et Fsx
 $\beta=80^\circ; L_c=0,09m; \Delta H=0,07m; \alpha/r=5kN/m; Lié$

Figure IV.4.i: Paramètre : Longueur d'armatures L

IV.4.1.b *Stabilité externe*

Les coefficients de sécurité au glissement et au renversement pour les cas (8-8P), (8-9P), (8-13P) et (8-14P), $F_g > 1$ et $F_r > 1$, montrent que les sécurités externes au glissement et au renversement, sont bien assurées (tableau IV.4(a)). Quant à la sécurité vis à vis du poinçonnement, les valeurs de F_p nous indiquent que seul le cas (8-8P) est à la limite de l'instabilité. Les autres sont stables.

IV.4.2 Parement souple et armatures papier ou géotextile
(Figures IV.4.j - IV.4.m + Tableau IV.4(b))

IV.4.2.a *Analyse expérimentale et stabilité interne*

Les résultats obtenus utilisant des parements en géotextile ou en papier nous ont donné une évolution similaire à celle observée avec les massifs renforcés à parement cellulaire. C'est à dire, une valeur de H_{max} qui augmente sensiblement lorsque l'on passe d'un massif avec des longueurs des armatures de $L=0,24m$ à $0,33m$ (tableau IV.4(b)). Avec le parement en papier, nous avons eu un gain en H_{max} de $\Delta H_{max}=0,13m$ pour une augmentation de la longueur des armatures de $\Delta L=0,09m$, donnant $\Delta H_{max}/\Delta L=1,44$. Pour le parement en géotextile, ce gain en hauteur était de $H_{max}=0,06m$ pour la même augmentation de longueur des armatures, alors $\Delta H_{max}/\Delta L=0,67$.

Les figures IV.4.j - IV.4.m représentent les cas (8-3P), (8-4P), (8-3G) et (8-4G). Leur coefficient de sécurité F_{sc} pour une ligne de glissement mixte utilisant la méthode des perturbations (P2C) est présenté sur le tableau IV.4(b).

Essai No.	L (m)	α_r (kN/m)	H_{max} (m)	H_{max}/L	F_{sc}	F_g	F_r	F_p
8-3P	0,24	0,14	0,31	1,29	1,00	1,83	8,16	1,48
8-4P	0,33	0,14	0,44	1,33	0,89	1,77	7,72	1,40
8-3G	0,24	5	0,47	1,96	1,00	1,39	4,03	0,60
8-4G	0,33	5	0,53	1,61	2,40	1,68	5,61	0,96

Tableau IV.4(b): Influence de la longueur des armatures ($\beta=80^\circ$; $L_c=0m$; $Ka=0,296$) F_{sc} pour des lignes de glissement mixte

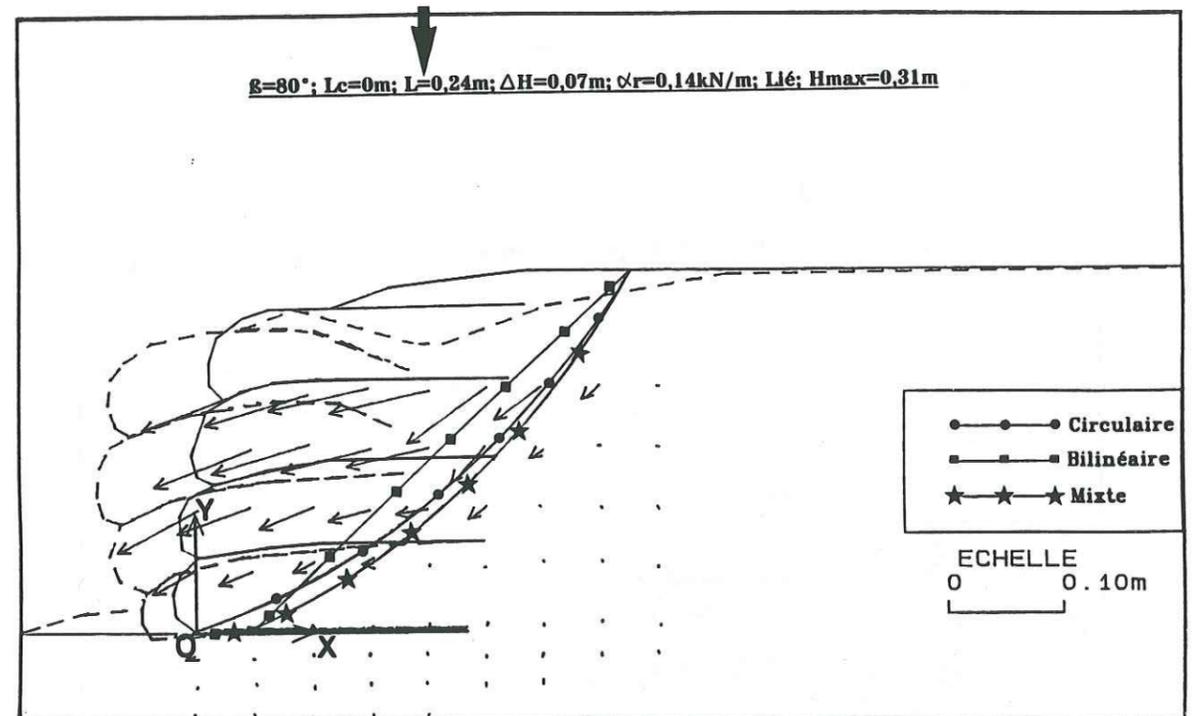


Figure IV.4.j: Cas (8-3P)

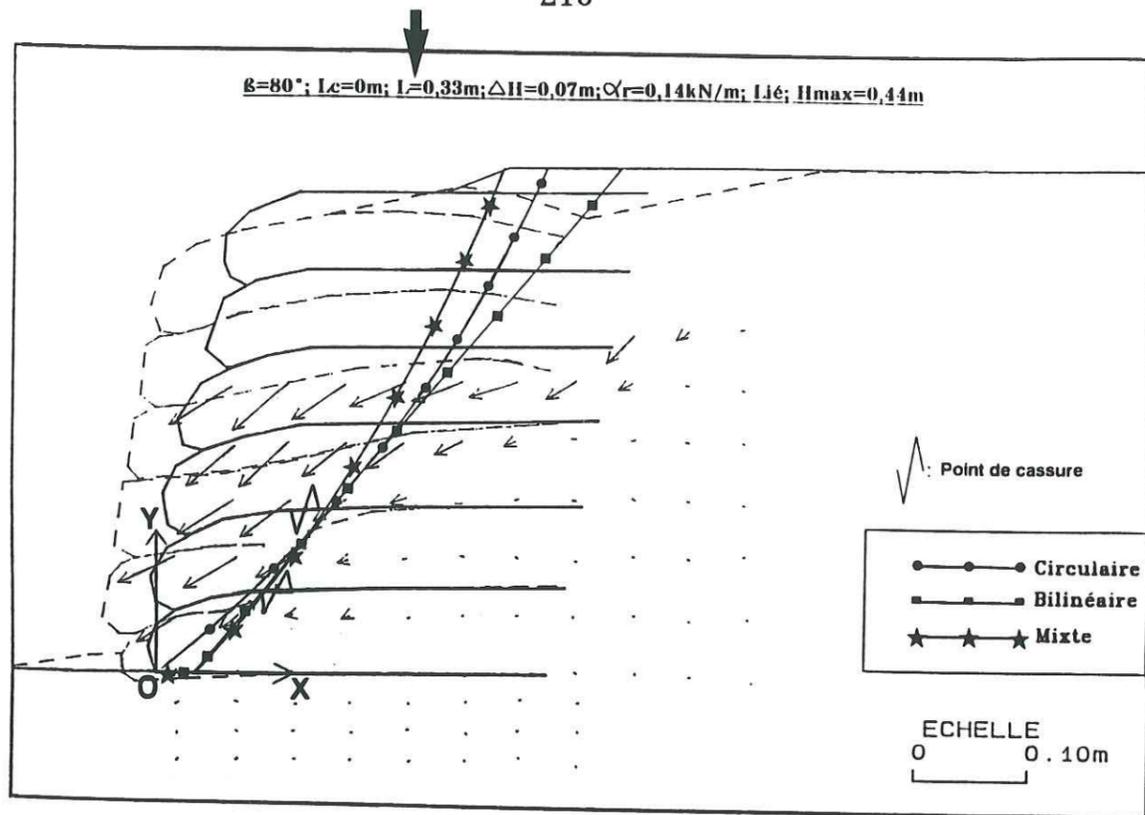


Figure IV.4.k: Cas (8-4P)

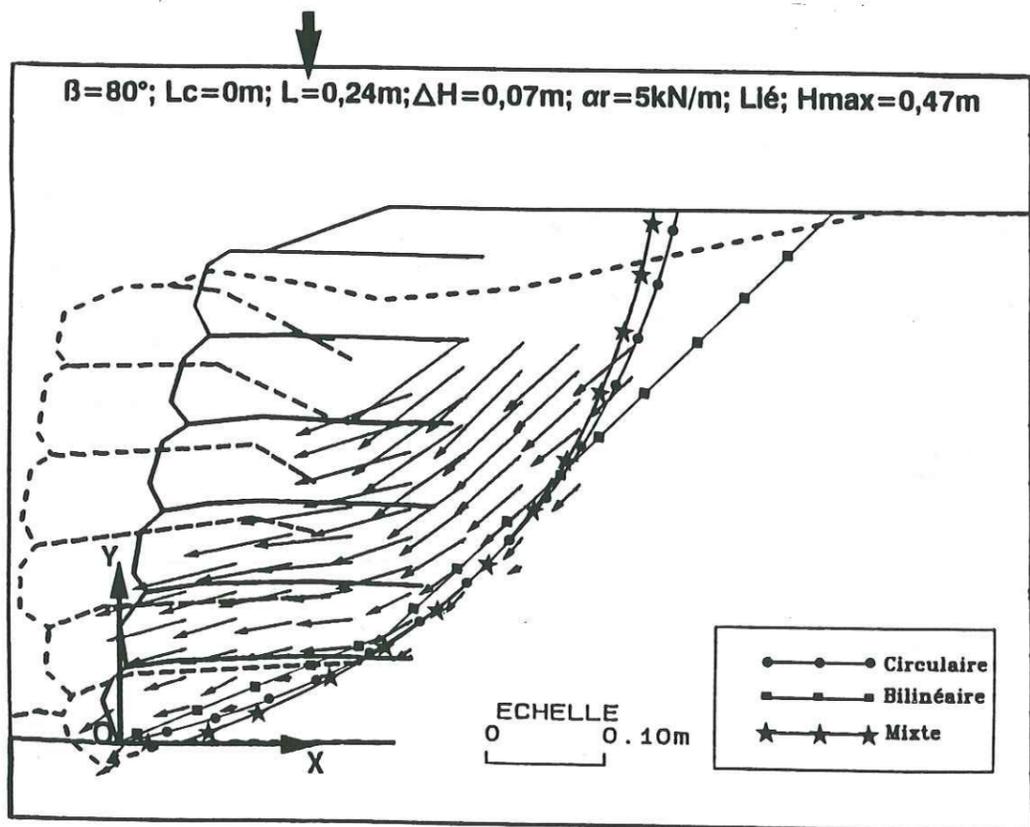


Figure IV.4.l: Cas (8-3G)

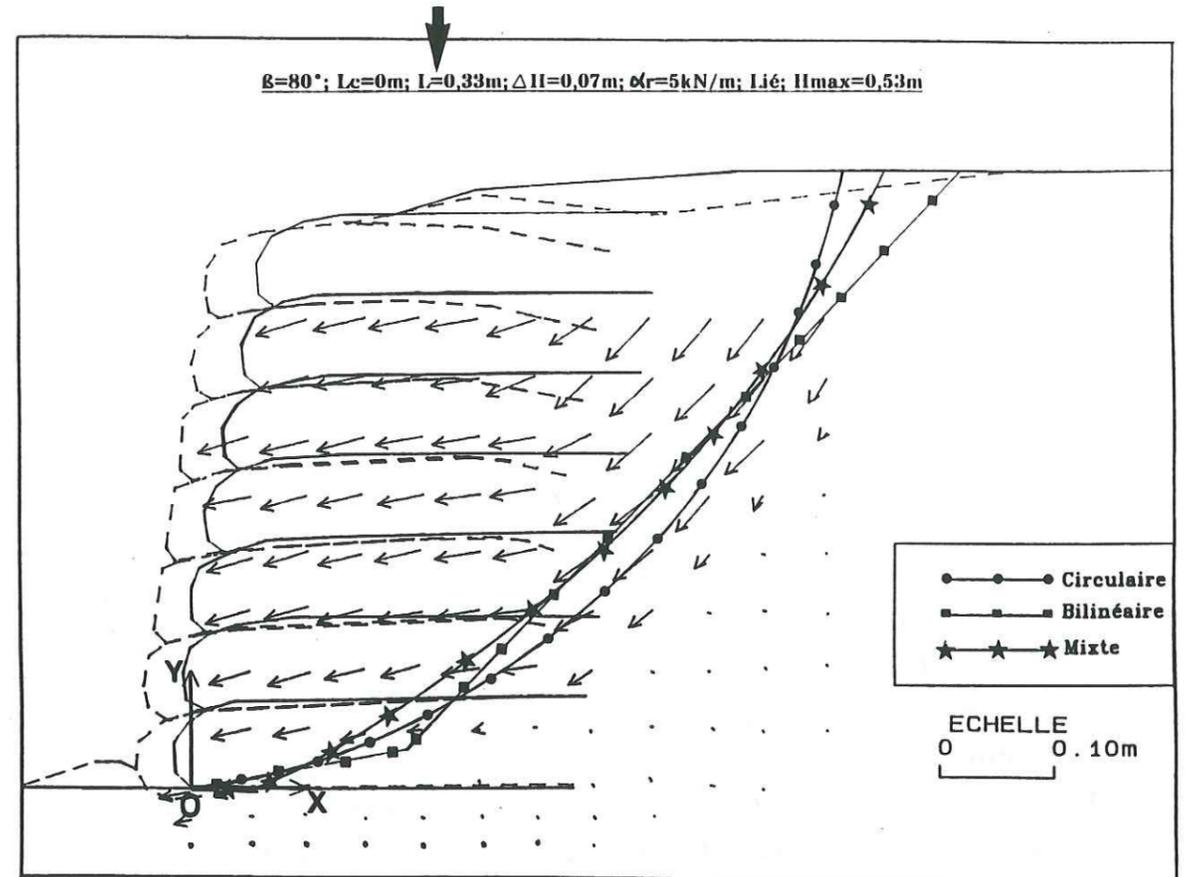


Figure IV.4.m: Cas (8-4G)

IV.4.2.b Stabilité externe

En ce qui concerne la stabilité externe des massifs à parement souple, les cas (8-3P), (8-3G), (8-4P) et (8-4G), nous avons une tendance similaire à celle observée pour des massifs à parement cellulaire. Les massifs des cas (8-3G) et (8-4G) présentent une instabilité vis à vis du poinçonnement de la base, respectivement $F_p=0,60$ et $0,96$. Dans les autres cas, c'est l'instabilité interne du massif renforcé, soit la cassure de quelques couches d'armatures soit un rabattement insuffisant, qui est la principale cause de la ruine de ces ouvrages.

IV.4.3 Conclusion

On voit sur le tableau IV.4(a) que la valeur de H_{max}/L diminue avec l'augmentation de L . Le commentaire fait pour $\beta=60^\circ$ est toujours valable sur l'effet d'échelle, à prendre en compte pour comparer les massifs de largeur L différente. On peut par contre se poser la question de la largeur optimale (couplée à α_r) pour une hauteur H fixée.

IV.5 Influence de la technique de parement ($\beta=80^\circ$)

Comme dans le paragraphe IV.4, deux techniques de parement ont été envisagées: le parement cellulaire et le parement souple. Pour une même longueur L d'armature (longueur éventuelle de cellule incluse), les résultats avec les deux types de parements sont relativement voisins. Toutefois on constate un léger gain sur H_{max} (figures IV.5.a - IV.5.d) dans le cas d'un parement cellulaire. Pour une longueur d'armature $L=0,24m$ le gain en H_{max} du massif avec un parement cellulaire par rapport au massif avec un parement géotextile est de 4,3%; pour une longueur d'armature $L=0,33m$, ce même gain en H_{max} est de 15%.

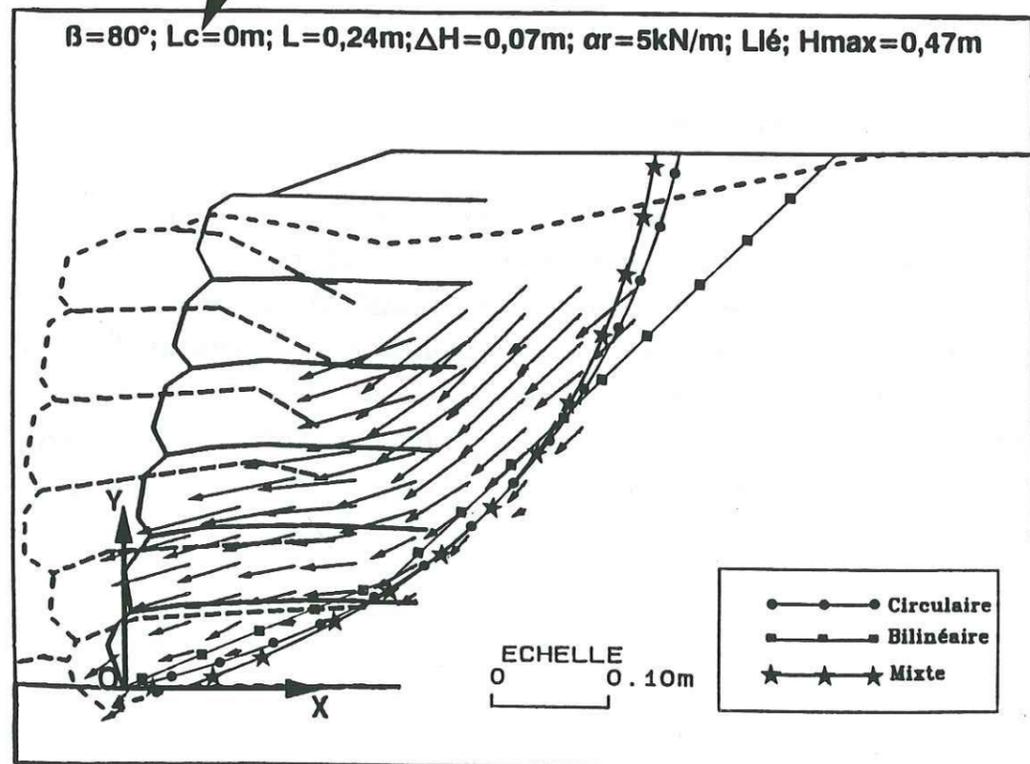


Figure IV.5.a: Cas (8-3G)

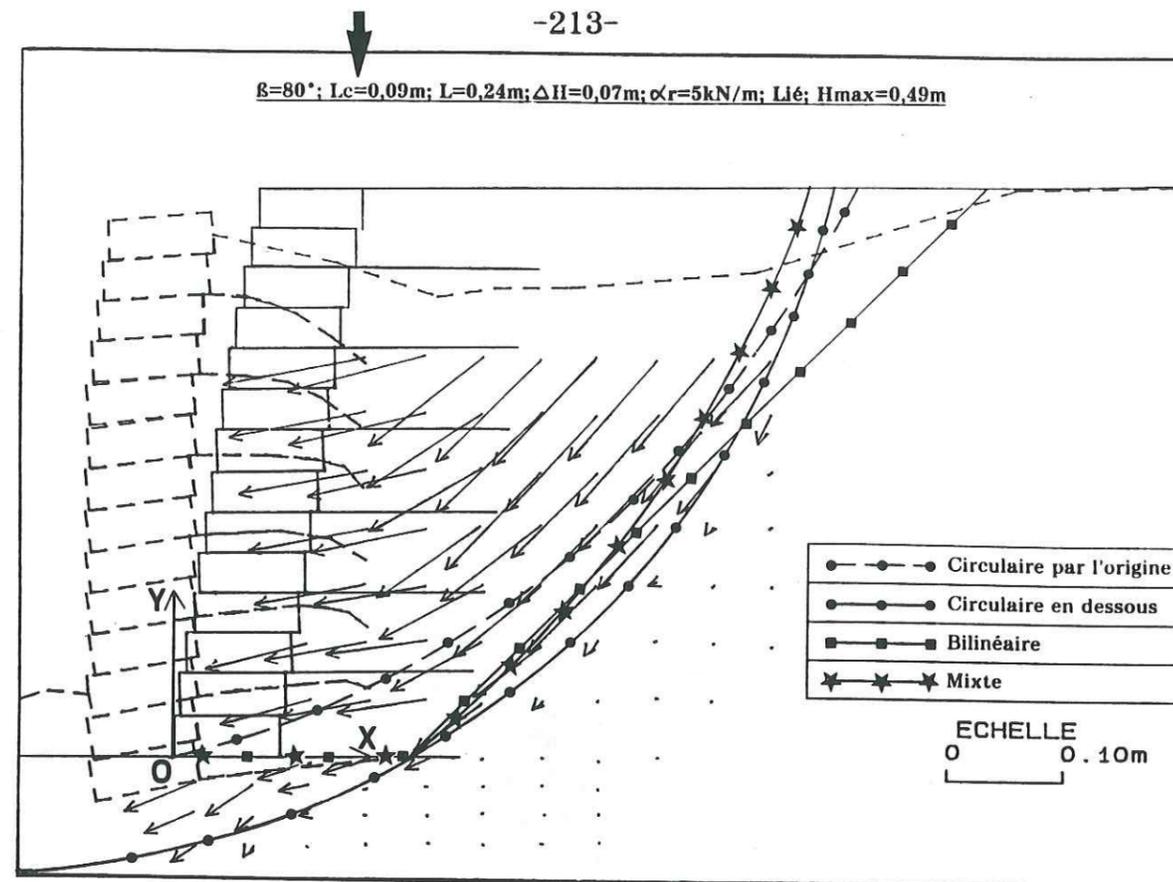


Figure IV.5.b: Cas (8-8G)

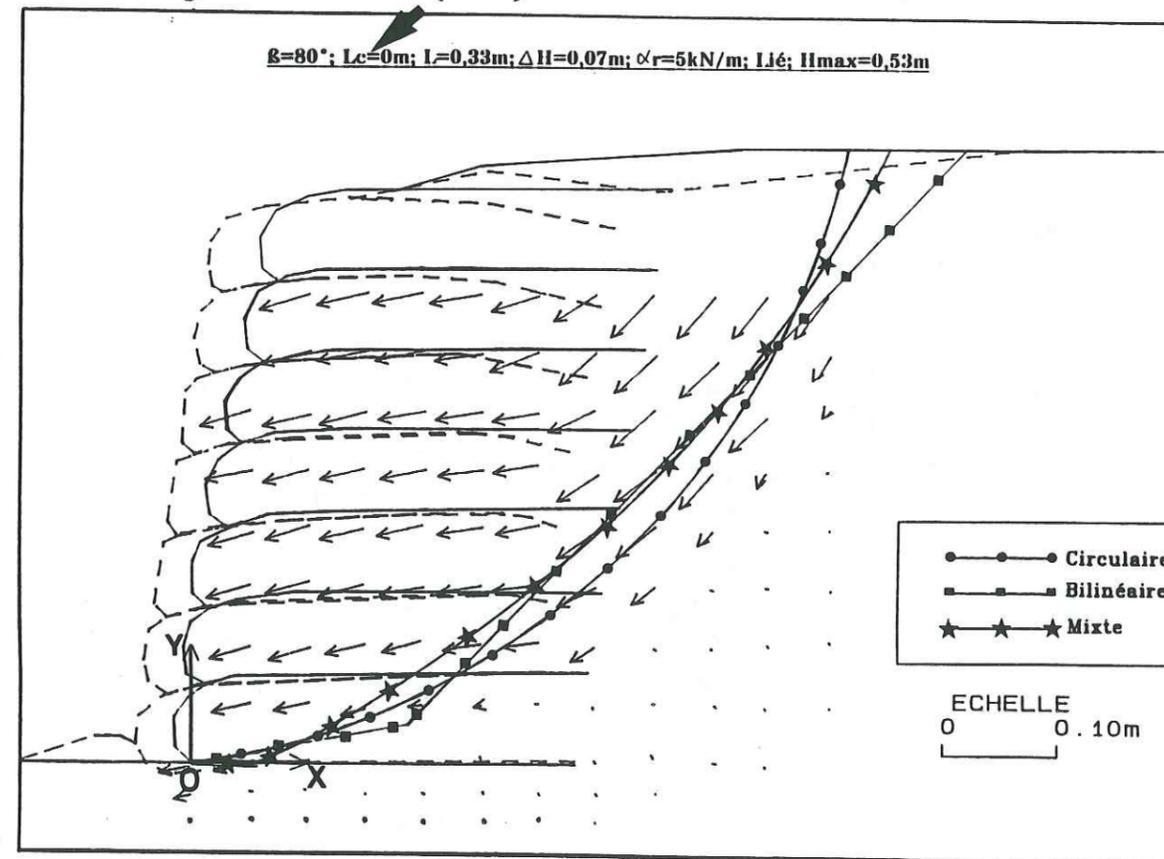


Figure IV.5.c: Cas (8-4G)

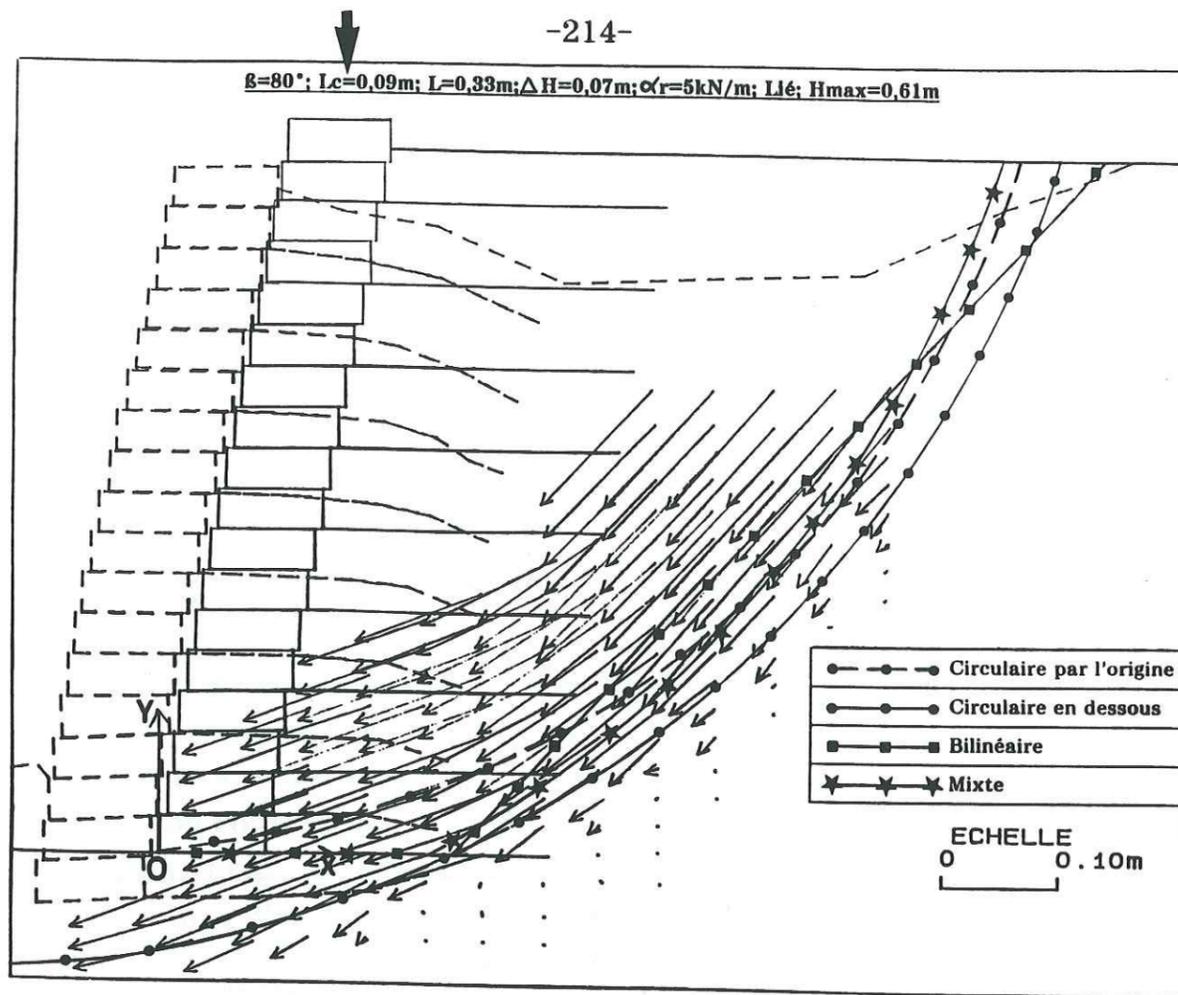


Figure IV.5.d: Cas (8-9G)

Pour les deux types de parements, nous obtenons un rapport H_{max}/L qui diminue lorsque L augmente, ce qui correspond à un mode de rupture dépendant de la longueur des armatures L , (tableau IV.5(a)).

L (m)	Parement souple			Parement cellulaire lié		
	H_{max}	H_{max}/L	F_{sc}	H_{max}	H_{max}/L	F_{sc}
0,24	0,47	1,96	1,00	0,49	2,04	1,07
0,33	0,53	1,61	2,40	0,61	1,85	1,39

Tableau IV.5(a): Influence de la technique de parement
 F_{sc} pour une ligne de glissement mixte.

Le parement cellulaire présente un gain de stabilité faible, mais incontestable, par rapport au parement souple à même valeurs de β et L .

A noter cependant que pour les massifs à parement souple, la technologie de construction revient à disposer une nappe à la base "non liée" au parement, à la différence des murs cellulaires avec armatures liées. Ceci peut suffire pour justifier l'écart entre parement cellulaire et parement géotextile. Par ailleurs, le rabattement des nappes en parement constitue une faiblesse de ce type de technologie.

Chapitre V

ETUDE PARAMETRIQUE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX
($\beta=90^\circ$)

	Introduction	217
V.1	Influence de la densité d'armatures	218
V.1.1	Analyse expérimentale	218
V.1.2	Stabilité interne	220
V.1.3	Stabilité externe.....	222
V.1.4	Conclusion	223
V.2	Influence de la tension de rupture α_r de l'armature...	223
V.2.1	Massifs à parement cellulaire.....	223
V.2.1.a	<i>Analyse expérimentale et stabilité interne</i>	229
V.2.1.b	<i>Stabilité externe</i>	230
V.2.2	Massifs à parement souple.....	231
V.2.2.a	<i>Analyse expérimentale et stabilité interne</i>	231
V.2.2.b	<i>Stabilité externe</i>	236
V.2.3	Conclusion	237
V.3	Influence de la liaison parement cellulaire-armatures	238
V.3.1	Analyse expérimentale et stabilité interne	238
V.3.1.a	<i>Armatures liées et non liées</i>	238
V.3.1.b	<i>Armatures liées et pincées</i>	242
V.3.2	Stabilité externe.....	243
V.3.3	Conclusion	248
V.4	Influence de la longueur des armatures	248
V.4.1	Parement cellulaire et armatures papier ou géotextile	249
V.4.1.a	<i>Analyse expérimentale</i>	249
V.4.1.b	<i>Stabilité interne</i>	257
V.4.1.c	<i>Stabilité externe</i>	257
V.4.2	Massifs à parement souple et armatures papier ou géotextile	258
V.4.2.a	<i>Analyse expérimentale et stabilité interne</i>	258
V.4.2.b	<i>Stabilité externe</i>	261
V.4.3	Conclusion	261
V.5	Influence de la technique de parement	261
V.6	Influence de l'inclinaison du parement (β)	264
V.6.1	Observations expérimentales	265
V.6.1.a	<i>Parement cellulaire + armatures papier ou géotextile</i>	265
V.6.1.b	<i>Parement souple + armature papier ou géotextile</i>	273
V.6.2	Conclusion	279

Chapitre V

ETUDE PARAMETRIQUE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX
($\beta=90^\circ$)

Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier l'influence des différents paramètres sur la stabilité des ouvrages ayant un parement vertical ($\beta=90^\circ$). Préalablement à l'étude de l'influence de la densité d'armatures, nous traçons d'abord comme référence, le mur cellulaire vertical seul sans armature, avec $L_c=0,09m$. C'est le cas (9-2) représenté sur la figure V ci-dessous.

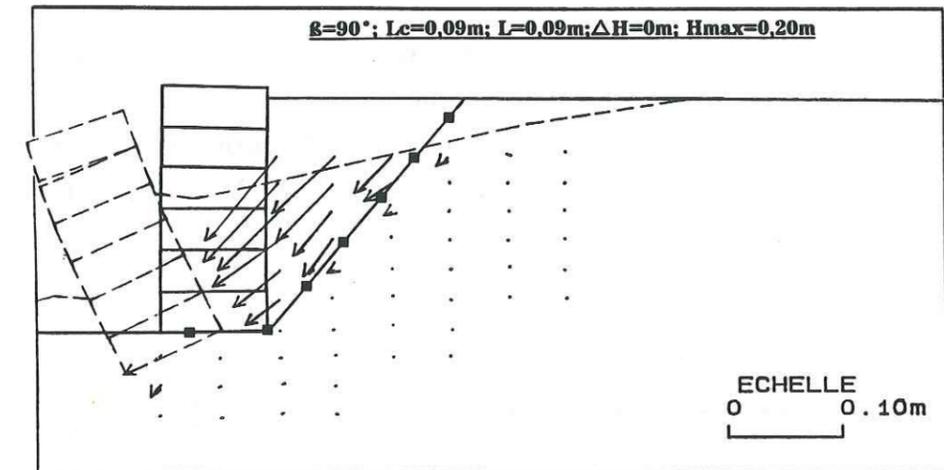


Figure V: $\beta=90^\circ$; $L_c=L=0,09m$; $H_{max}=0,20m$

La rupture est obtenue par renversement du parement cellulaire, accompagné par un pivotement du mur à sa base, pour une hauteur maximale (H_{max}) de 0,20m. Les coefficients de sécurité obtenus avec une ligne de glissement bilinéaire et la méthode des perturbations (P2C) sont $F_{sc}=0,95$ et $F_{sx}=0,64$. La ligne de glissement adoptée est celle révélée par les clichés photographiques. Elle est horizontale à la base et inclinée à 50° de l'horizontal en amont. L'intersection de l'élément de glissement horizontal à la base avec l'élément rectiligné incliné amont, se situe juste au coin amont de la cellule de base.

Le coefficient de sécurité $F_{sc}=0,95$ obtenu, est en accord avec l'état d'instabilité pour une hauteur maximale $H_{max}=0,20m$, faible. Le

coefficient de sécurité F_{SX} plus faible confirme cet état d'instabilité menant à la rupture.

Les calculs de la stabilité externe donnent:

- le coefficient de sécurité au glissement $F_g=1,03$;
- le coefficient de sécurité au renversement $F_r=2,46$;
- pas de traction au coin amont de la base, $\sigma_y(D)=0,21\text{kN/m}^2$.

Le coefficient de sécurité au glissement $F_g=1,03$, est compatible avec le glissement du mur vers l'aval, plus ou moins simultané au basculement. Le mode de rupture constaté est principalement par basculement du mur vers l'aval. Or, la valeur de $F_r=2,46$ indique que le massif était stable vis à vis du renversement au moment de la rupture; en désaccord apparent avec la réalité. D'ailleurs, on verra dans la suite de ce chapitre que le principal mode de rupture pour les massifs à parements verticaux est le renversement. La poussée oblique en amont du sol renforcé $K_a=0,367$ est obtenue à partir des tables de CAQUOT et al.. Nous avons gardé notre hypothèse que $\delta=\phi_s=25^\circ$.

V.1 Influence de la densité d'armatures ($\beta=90^\circ$)

Etude des massifs ($L_c=0,09\text{m}$; $L=0,33\text{m}$; $\alpha_r=0,14\text{kN/m}$; Lié)
(Figures V.1.a - V.1.c + Tableaux V.1(a) - V.1(d))

V.1.1 Analyse expérimentale

Le premier cas traité dans ce paragraphe concerne des murs cellulaires associés aux armatures en papier $\alpha_r=0,14\text{kN/m}$ pour une pente $\beta=90^\circ$. La longueur des armatures $L=0,33\text{m}$. La rupture est obtenue systématiquement par la cassure des armatures, située au niveau de l'intersection de la ligne de glissement avec les nappes (cas (9-9P) et (9-10P) figures V.1.a et V.1.b).

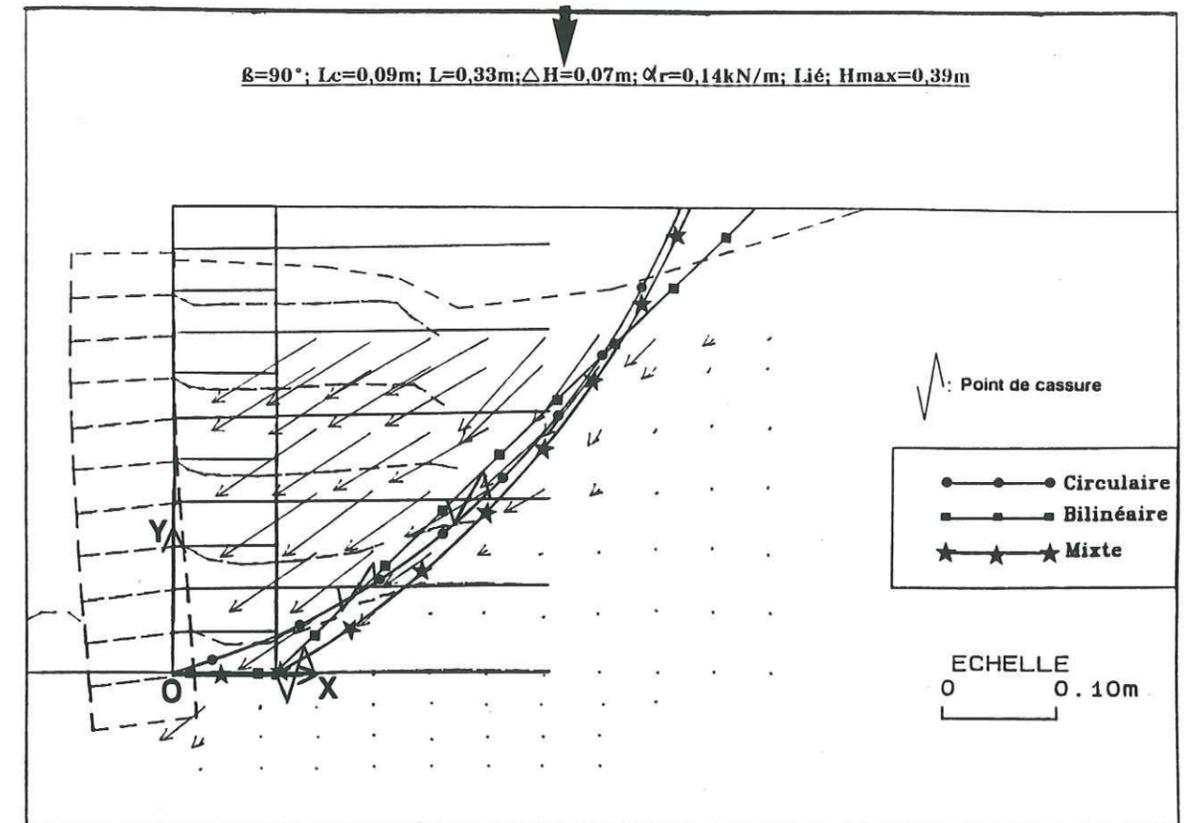


Figure V.1.a: Cas (9-9P)

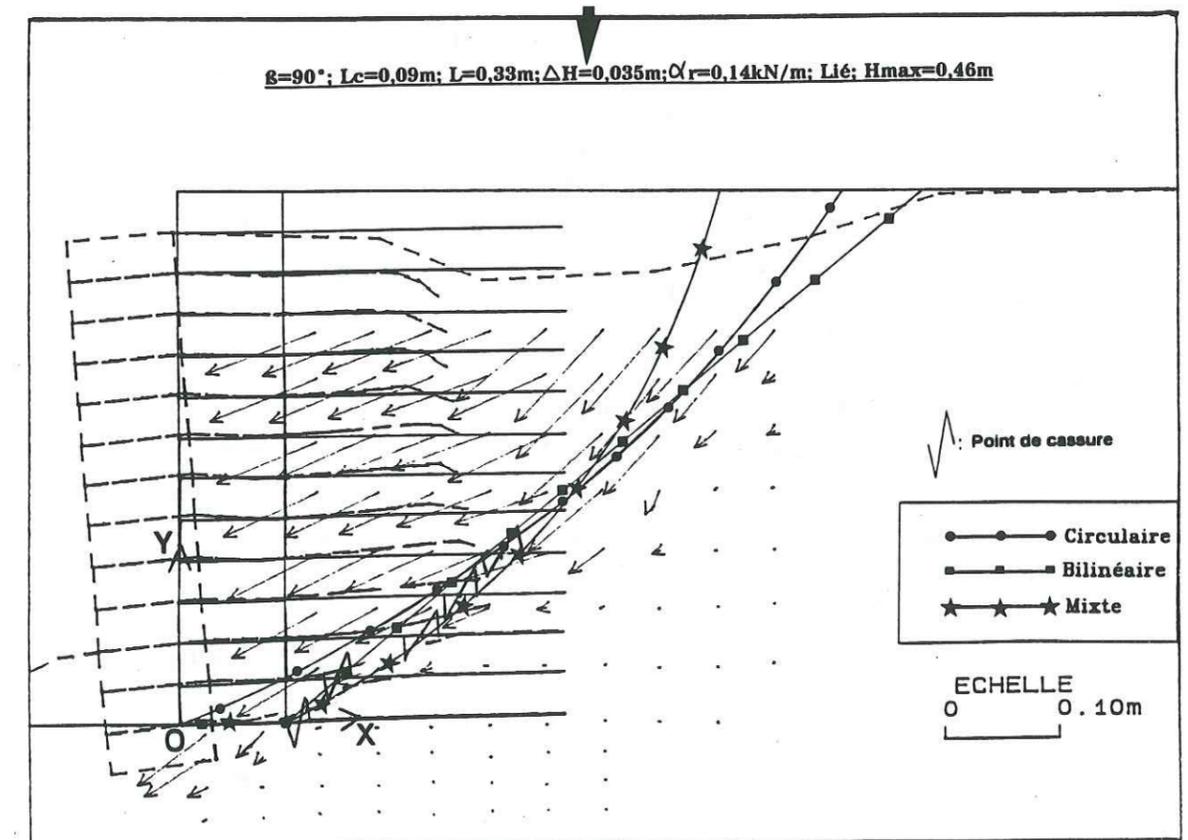


Figure V.1.b: Cas (9-10P)

V.1.2 Stabilité interne

Nous avons considéré les trois types de lignes de glissement passant toutes par les points de cassure ou proches de ces points, et limitant la zone instable comme pour les autres inclinaisons de parement. Dans chaque cas, nous calculons les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx} (figure V.1.c), une fois calculés les efforts d'ancrage mobilisés dans les armatures intersectées par la ligne de glissement.

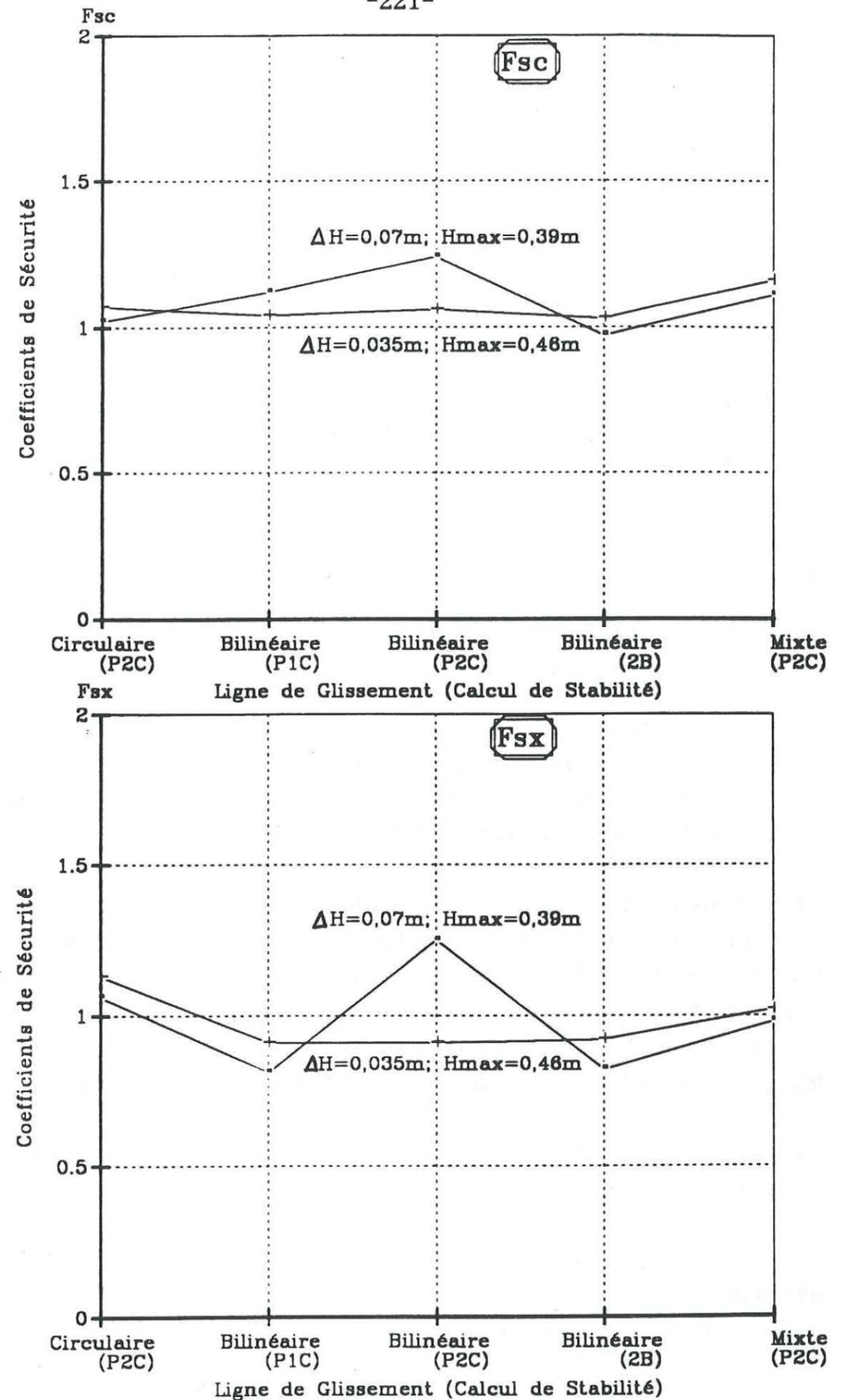
D'une manière générale, la ligne de glissement mixte, avec en pied un glissement en dessous du plan de l'armature à la base, est celle qui est retenue. On peut voir sur la figure V.1.c, que dans les deux exemples présents, la ligne de glissement bilinéaire utilisant principalement la méthode double-blocs (2B) est aussi une bonne approximation. On constate dans les deux cas que F_{sc} est très voisin de 1. Les efforts d'ancrage en zone passive pris en compte dans les calculs sont répertoriés dans le tableau V.1(a), et les résultats pour une ligne de glissement mixte sont détaillés dans le tableau V.1(b).

Y (m)	$\alpha_{mob} = \min[\alpha_a, \alpha_r]$ (kN/m)	
	Essai No.	
	9-9P	9-10P
0,14	0,14	0,14
0,105	0	0,14
0,07	0,14	0,14
0,035	0	0,14
0	0,14	0,14

Tableau V.1(a): Tensions d'ancrage prises en compte dans les calculs pour les cas du tableau V.1(b)

Essai No.	ΔH (m)	H_{max} (m)	F_{sc}	Kx	F_{sx}
9-9P	0,07	0,39	1,10	0,175	0,98
9-10P	0,035	0,46	1,13	0,136	1,02

Tableau V.1(b): Résultats de F_{sc} et F_{sx} pour des massifs à parement cellulaire ($\beta=90^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$ et $\alpha_r=0,14kN/m$ - ligne de glissement mixte)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $\beta=90^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; Lié
 Figure V.1.c: - Paramètre : Espacement entre les nappes ΔH

V.1.3 Stabilité externe

En stabilité externe, les valeurs de F_g , F_r et F_p obtenues en traitant le sol renforcé comme un bloc monolithique sont présentées dans le tableau V.1(c). Signalons qu'à l'exception du cas (9-1), tous les ouvrages étudiés ayant une inclinaison de parement $\beta=90^\circ$, la contrainte $\sigma_v(D)$ au point amont D de la base était toujours une contrainte de compression.

Essai No.	ΔH (m)	H_{max} (m)	Ka	F_g	F_r	F_p
9-9P	0,07	0,39	0,367	1,84	7,64	1,42
9-10P	0,035	0,46	0,367	1,58	5,65	0,94

Tableau V.1(c): Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs ($\beta=90^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$ et $\alpha_r=0,14kN/m$)

Les coefficients de sécurité en stabilité externe des massifs montrent qu'ils sont stables vis à vis du glissement et du renversement. La sécurité au poinçonnement du cas (9-9P) est aussi assurée. Par contre, on met en évidence une instabilité externe théorique en poinçonnement pour le cas (9-10P). L'observation des figures V.1.a et V.1.b montre uniquement un poinçonnement de la base des deux massifs par le parement du sol renforcé, pendant la rupture. Comme pour $\beta=80^\circ$, ce poinçonnement de la base a lieu suite à la cassure des armatures intersectées par la ligne de glissement. Donc, la ruine de la structure dans les deux cas est due principalement à son instabilité interne. Par ailleurs, bien que les coefficients de sécurité au renversement des deux massifs soient élevés, on constate un renversement de ceux-ci pendant la rupture. Ce renversement est intervenu juste après la cassure des nappes de base et le poinçonnement de la base par le parement cellulaire, pendant le mouvement vers l'aval du massif renforcé.

Il apparaît intéressant de calculer la stabilité externe des parements des deux massifs, le résultat est une instabilité théorique (tableau V.1(d)), vis à vis des 3 types de déplacements.

Essai No.	ΔH (m)	H_{max} (m)	Ka	F_g	F_r
9-9P	0,07	0,39	0,367	0,61	0,80
9-10P	0,035	0,46	0,367	0,54	0,62

Tableau V.1(d): Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe du parement (supposé non lié) ($\beta=90^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$ et $\alpha_r=0,14kN/m$)

A titre de borne inférieure, nous avons calculé la stabilité du parement supposé non lié aux armatures.

V.1.4 Conclusion

La densité d'armatures est doublée entre le cas (9-9P) et le cas (9-10P). L'efficacité du renforcement est corrélable à la hauteur maximale H_{max} à la rupture. L'efficacité des armatures supplémentaires en pied de massif est démontrée (figures V.1.a et V.1.b et le tableau V.1(a)): $H_{max}=0,39m$ cas (9-9P) et $H_{max}=0,46m$ cas (9-10P) pour une densité double en pied.

V.2 Influence de la tension de rupture α_r de l'armature ($\beta=90^\circ$)

Etude des massifs ($\alpha_r=0,14$ et $5kN/m$; $L_c=0$ et $0,09m$; $L=0,24$ et $0,33m$)

V.2.1 Massifs avec parement cellulaire
(Figures V.2.a - V.2.f + Tableaux V.2 - V.2(b))

Même pour les massifs à parements verticaux, lorsqu'il y a une liaison entre le parement et les armatures, la performance d'armatures plus résistantes (α_r géotextile $\gg \alpha_r$ papier) est démontrée puisqu'à densité d'armatures égale, H_{max} (géotextile) est toujours supérieur à H_{max} (papier) (tableau V.2).

Nous présentons sur les figures V.2.a et V.2.b, les cas (9-8P) et (9-8G). Ce sont deux massifs analogues où nous avons remplacé les armatures en papier du cas (9-8P) ($H_{max}=0,34m$), par du géotextile en (9-8G) ($H_{max}=0,41m$), soit un gain en H_{max} de 20,6%. La figure V.2.c montre les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx} correspondants aux différentes lignes de glissement et méthodes de calcul employées.

On peut observer la même tendance sur la variation de H_{max} entre les massifs des cas (9-9P) et (9-9G) où les armatures sont plus longues $L=0,33m$ au lieu de $0,24m$ (figure V.2.d et V.2.e). L'augmentation de H_{max} est de 28,2%. Les variations de F_{sc} et F_{sx} pour les différentes lignes de glissement choisies et la méthode de calcul employée sont présentées sur le graphique de la figure V.2.f.

Essai No.	L_c (m)	L (m)	ΔH (m)	α_r (kN/m)	H_{max} (m)	Gain en H_{max} (%)	F_{sc}	K_x	F_{sx}
9-9P	0,09	0,33	0,07	0,14	0,39		1,10	0,175	0,98
9-9G	0,09	0,33	0,07	5	0,50	28,2	1,37	0,115	1,33
9-8P	0,09	0,24	0,07	0,14	0,34		1,01	0,204	0,88
9-8G	0,09	0,24	0,07	5	0,41	20,6	1,29	0,171	1,20
9-4P	0	0,33	0,07	0,14	0,37		1,00		
9-4G	0	0,33	0,07	5	0,56	51,4	1,17		
9-3P	0	0,24	0,07	0,14	0,30		0,98		
9-3G	0	0,24	0,07	5	0,37	23,3	1,76		

Tableau V.2: Gain en hauteur maximale (H_{max}) pour $\beta=90^\circ$
 F_{sc} et F_{sx} pour des lignes de glissement mixte

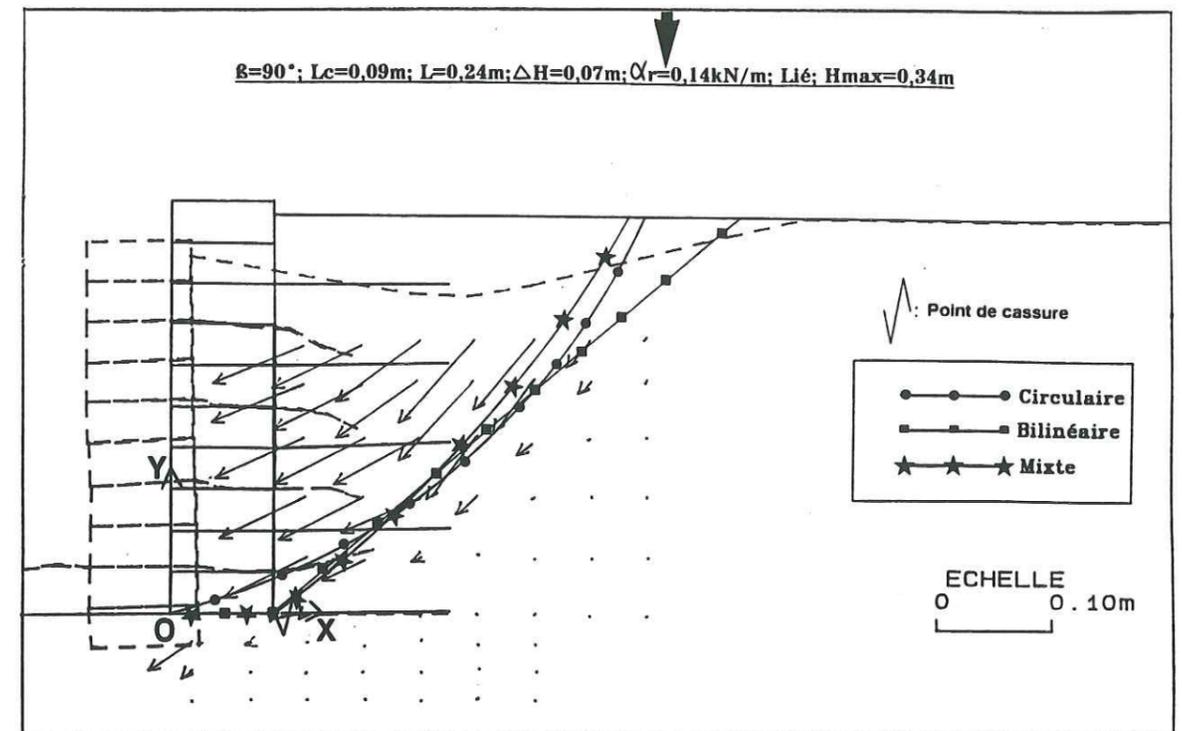


Figure V.2.a: Cas (9-8P)

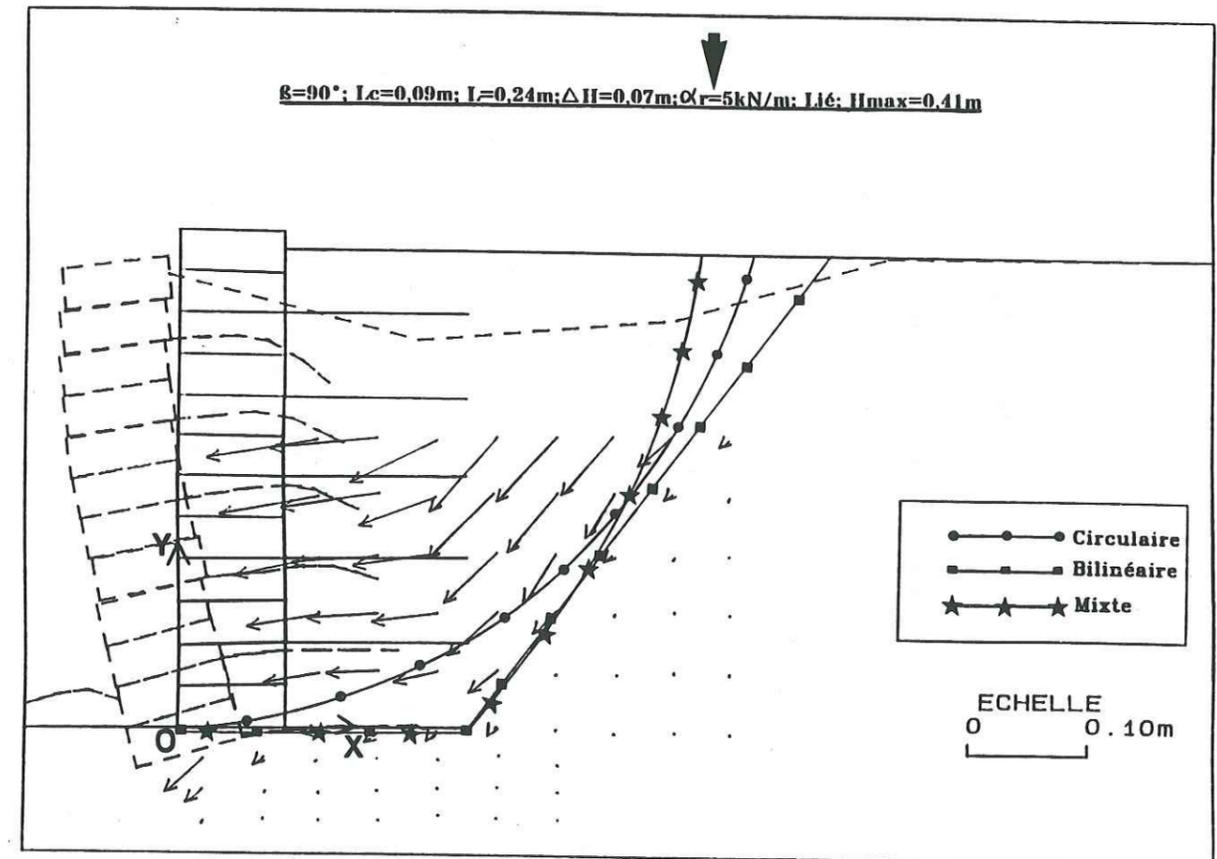
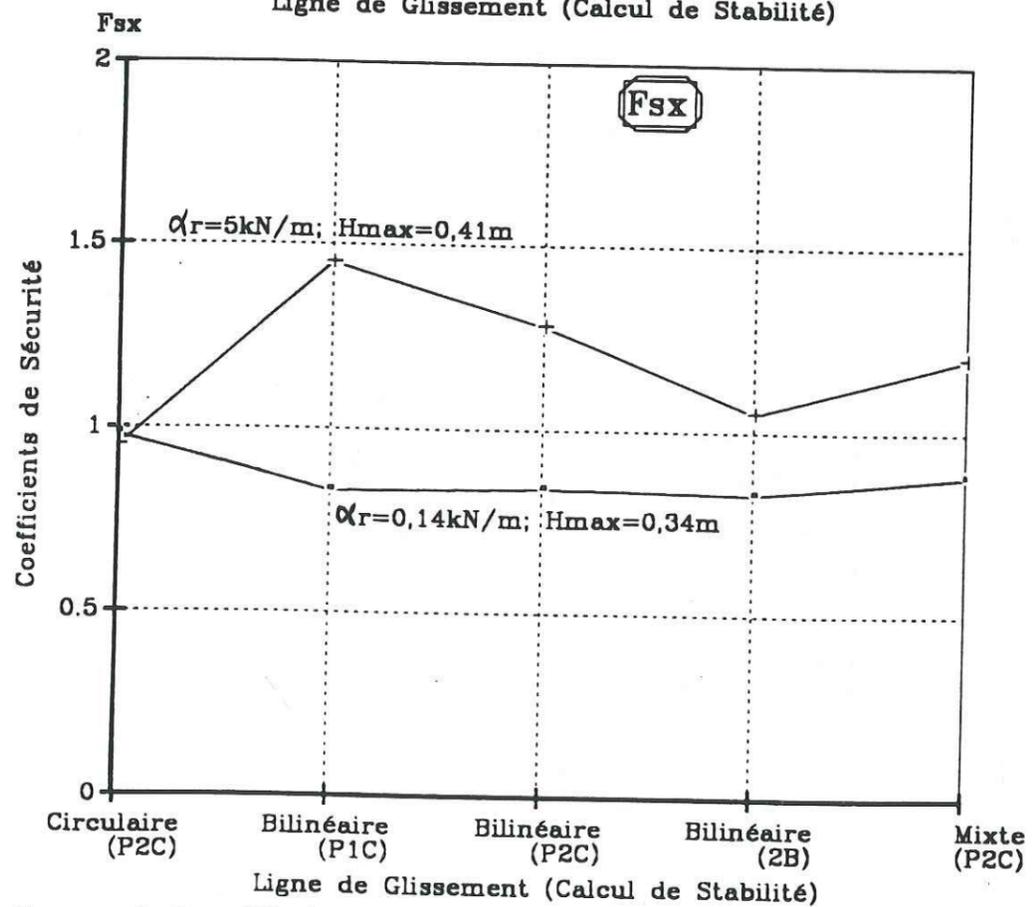
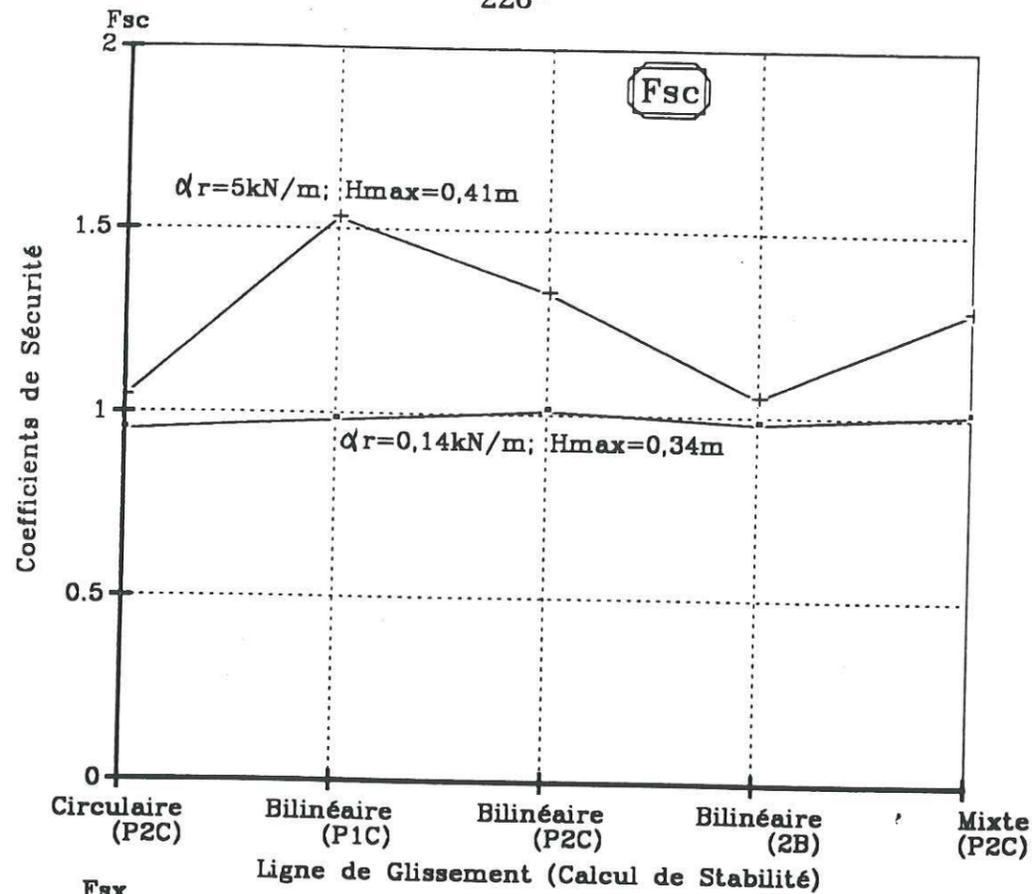


Figure V.2.b: Cas (9-8G)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité Fsc et Fsx
 $\beta = 90^\circ; L_c = 0,09 \text{ m}; L = 0,24 \text{ m}; \Delta H = 0,07 \text{ m}; \text{Lié}$
 Figure V.2.c: - Paramètre : Tension de Rupture α_r

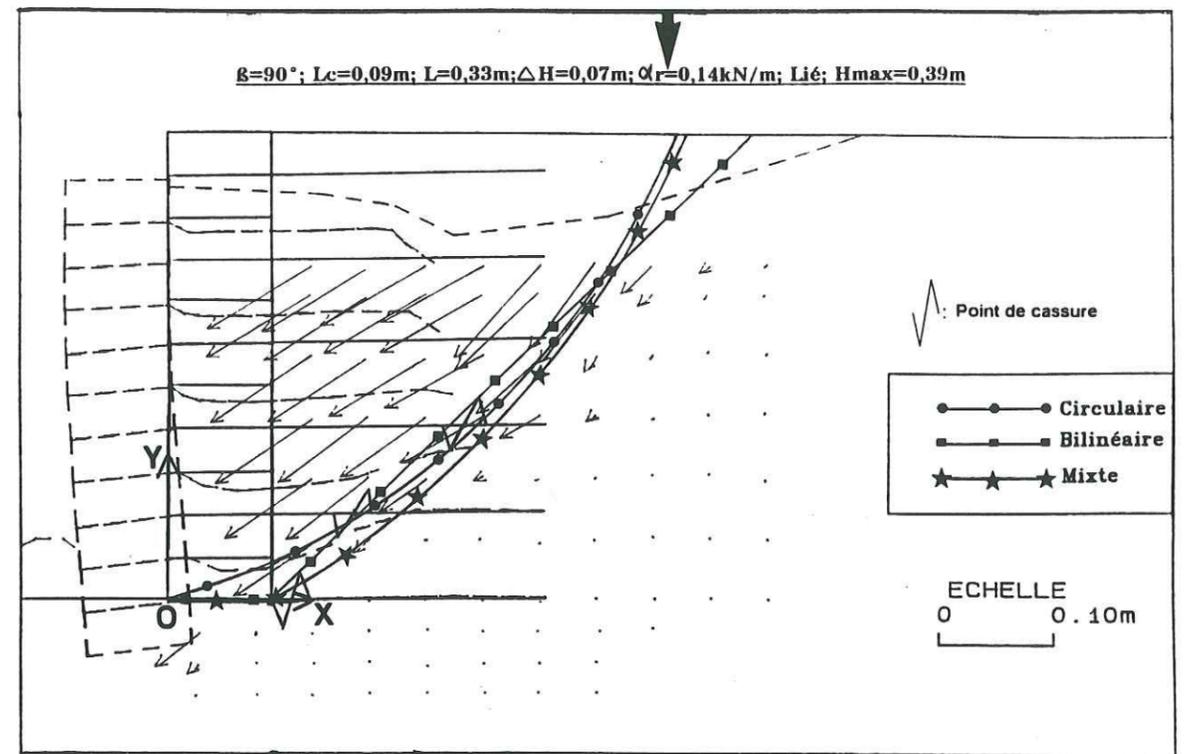


Figure V.2.d: Cas (9-9P)

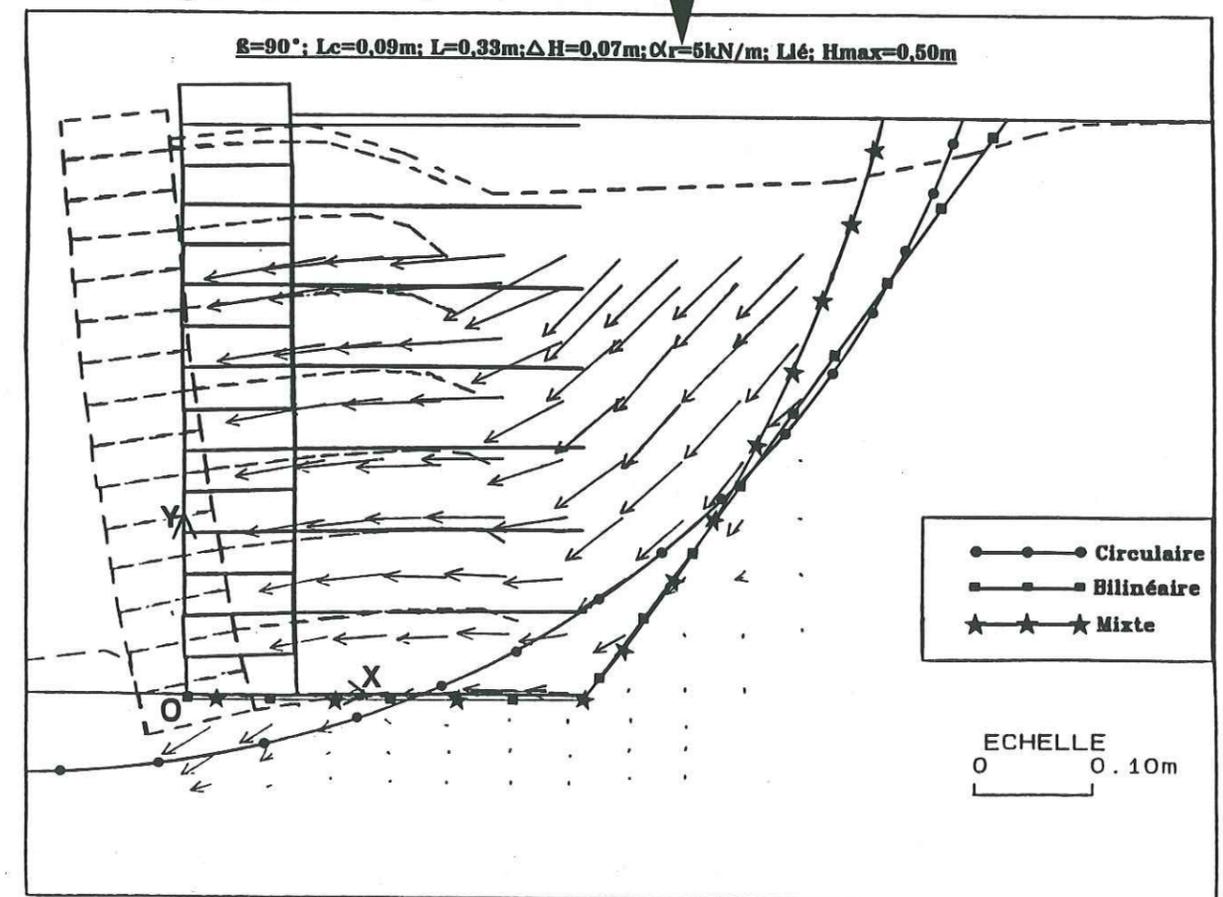
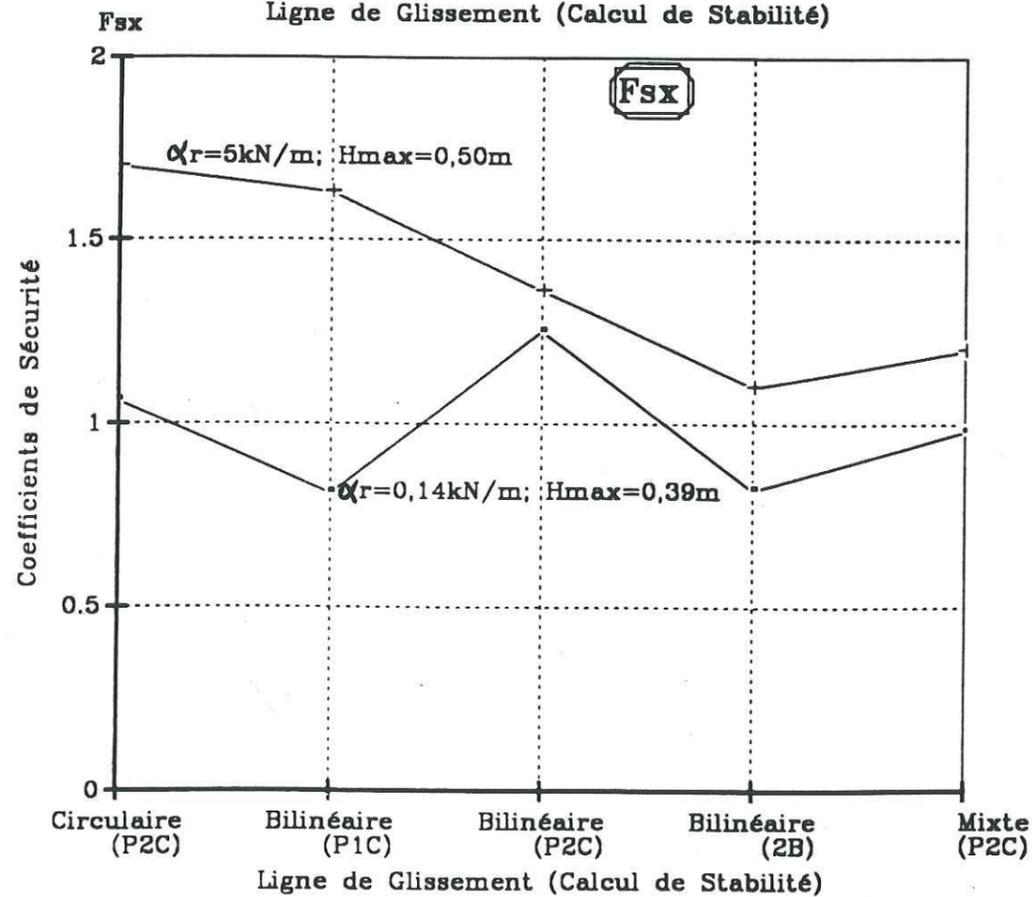
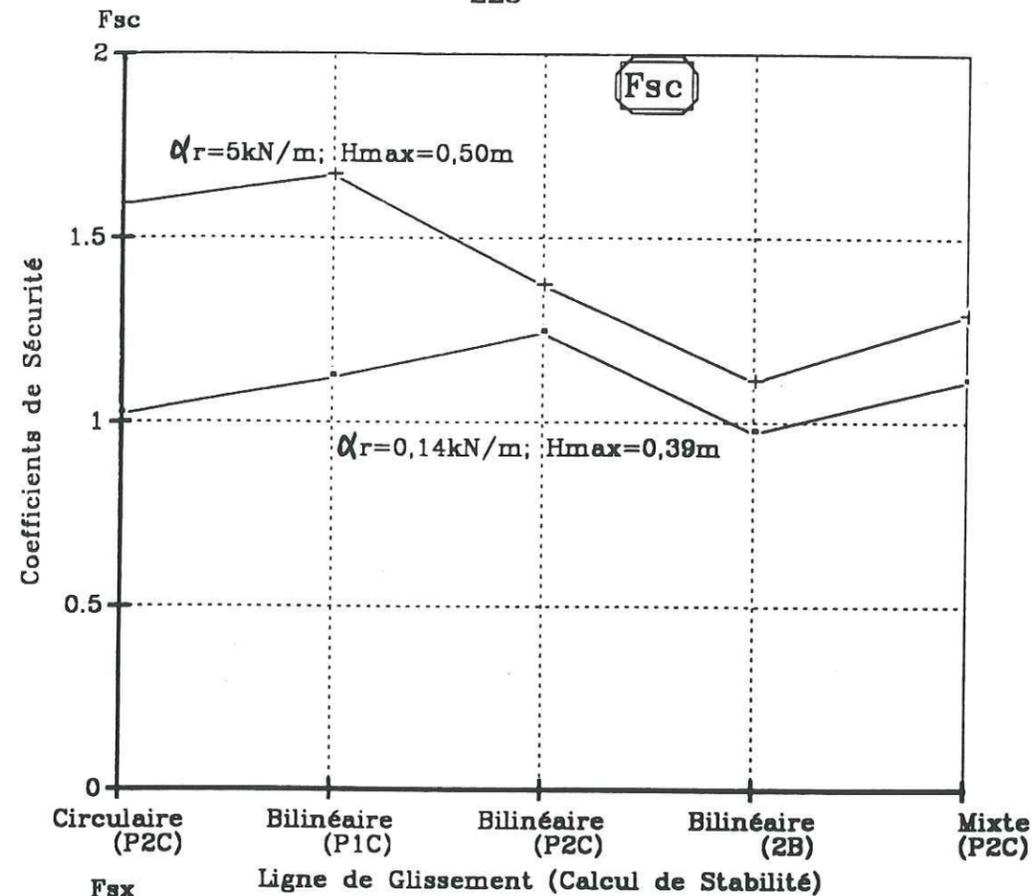


Figure V.2.e: Cas (9-9G)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $\beta=90^\circ$; $L_c=0,09\text{m}$; $L=0,33\text{m}$; $\Delta H=0,07\text{m}$; Lié
 Figure V.2.f: - Paramètre : Tension de rupture α_r

V.2.1.a Analyse expérimentale et stabilité interne

Le cas (9-9G) (figure V.2.e) est analogue au cas (9-9P) (figure V.2.d). Nous avons remplacé les armatures en papier par du géotextile. On peut voir que la ligne de glissement n'intersecte plus l'armature à la base, à la liaison avec la première cellule, mais elle enveloppe pratiquement le massif en sol renforcé, comme pour les massifs avec une inclinaison du parement $\beta=80^\circ$. Dans ce cas, l'observation amène à choisir une ligne de glissement mixte avec une intersection des deux parties de la ligne de glissement (segment plan + arc de cercle) à l'extrémité amont de la nappe de base. Donc, le calcul ne fait intervenir en stabilité aucune traction d'ancrage. Le coefficient de sécurité en stabilité interne (ici en fait externe au massif) pour la ligne de glissement mixte utilisant la méthode (P2C) est $F_{sc}=1,37$. Le massif renforcé est donc relativement stable.

Essai No.	L (m)	α_r (kN/m)	Hmax (m)	F_{sc}	
				Ligne: Bilinéaire Méthode: 2B	Ligne: Mixte Méthode: P2C
9-8P	0,24	0,14	0,34	0,98	1,01
9-8G	0,24	5	0,41	1,05	1,29
9-9P	0,33	0,14	0,39	0,97	1,10
9-9G	0,33	5	0,50	1,11	1,37

Tableau V.2(a): F_{sc} pour la ligne de glissement bilinéaire utilisant la méthode Double-blocs (2B), et pour la ligne de glissement mixte utilisant la méthode des Perturbations (P2C) ($\beta=90^\circ$; $L_c=0,09\text{m}$; $\Delta H=0,07\text{m}$; Lié)

V.2.1.b *Stabilité externe*

Le tableau V.2(b) montre les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs. On constate que, tous les quatre massifs sont stables vis à vis du glissement et du renversement, $F_g > 1$ et $F_r \gg 1$. Mais en ce qui concerne la stabilité au poinçonnement, il n'y a que le cas (9-9P) qui est relativement stable, les trois autres sont instables.

Les coefficients de sécurité obtenus pour la stabilité externe du cas (9-9G) sont: $F_g=1,65$; $F_r=4,85$ et $F_p=0,73$. La sécurité au glissement du massif est assurée $F_g=1,65$, et le coefficient de sécurité au renversement est $F_r=4,85$ ce qui indique une large sécurité au renversement. En revanche, le coefficient de sécurité au poinçonnement $F_p=0,73$ est faible.

Quoique le calcul de F_p reste contestable, on peut constater dans l'expérience une instabilité au poinçonnement, qui s'est manifestée par l'enfoncement du massif renforcé dans le sol de base pendant la rupture, associé à un glissement vers l'aval. Ce mouvement a été stoppé en pied du massif par la butée développée en aval du massif au cours du mouvement, causant le basculement vers l'aval du massif renforcé.

Essai No.	L (m)	α_r (kN/m)	H_{max} (m)	F_g	F_r	F_p
9-8P	0,24	0,14	0,34	1,56	5,48	0,90
9-8G	0,24	5	0,41	1,49	3,91	0,49
9-9P	0,33	0,14	0,39	1,84	7,64	1,42
9-9G	0,33	5	0,50	1,65	4,85	0,73

Tableau V.2(b): Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs. ($\beta=90^\circ$; $L_c=0,09m$; $\Delta H=0,07m$; $Lié$; $Ka=0,367$)

V.2.2 Massifs à parement souple ($L_c=0m$)
(Figures V.2.g - V.2.1 + Tableaux V.2 +V.2(c))

V.2.2.a *Analyse expérimentale et stabilité interne*

- Armatures papier

En ce qui concerne les massifs à parement souple, nous avons remarqué une même caractéristique de rupture pour les cas où nous avons remplacé le géotextile par du papier (figures V.2.g et V.2.j): La première nappe d'armature est restée sur place et il y a eu un affaissement du sol de la première couche au parement, entraînant la cassure de la deuxième couche d'armature pour le cas (9-3P) (figure V.2.g).

Quant au cas (9-4P), la première couche de sol renforcé s'est affaissée entraînant la cassure des deuxième, troisième et quatrième couches d'armatures (figure V.2.j), lors de la rupture du massif renforcé. A l'exception de la quatrième couche du cas (9-4P), les bouts amont des nappes qui se sont cassées pendant la rupture, sont restés sur leurs positions d'origine. Les points de cassure sur ces nappes correspondent bien aux endroits où passent les lignes de glissement.

Par contre, la position de la cassure de la quatrième couche d'armature pour le cas (9-4P) se situe à l'aval du point d'intersection de la ligne de glissement. Mais, lorsque l'on fait le calcul de la tension d'ancrage (α_a) de la partie ancrée de cette nappe (celle qui se trouve dans la zone passive du massif), on remarque qu'il y a une tension d'ancrage α_a supérieure à la tension de rupture de la nappe ($\alpha_r=0,14kN/m$). La tension d'ancrage donnée par l'expression $\alpha_a=2.L_a.\gamma_s.H.tg\phi_g$, est $\alpha_a=0,287kN/m > 0,14kN/m$. Rappelons que :-

- L_a : longueur d'armature dans la partie passive du massif=0,12m
- γ_s : poids volumique du sol du massif=22,5kN/m³
- H: hauteur du sol au dessus de l'armature=0,16m
- ϕ_g : angle de frottement sol-géotextile=18,4°.

Théoriquement, la quatrième nappe d'armatures devait se casser à un endroit plus à l'amont du massif. On suppose donc que, la position de cassure constatée correspond à un point de faiblesse sur la nappe, et non pas au point d'intersection de la ligne de glissement. La figure V.2.i montre les valeurs de F_{sc} obtenues pour les différentes lignes de glissement et les méthodes correspondantes pour les deux cas (9-3P) et (9-4P).

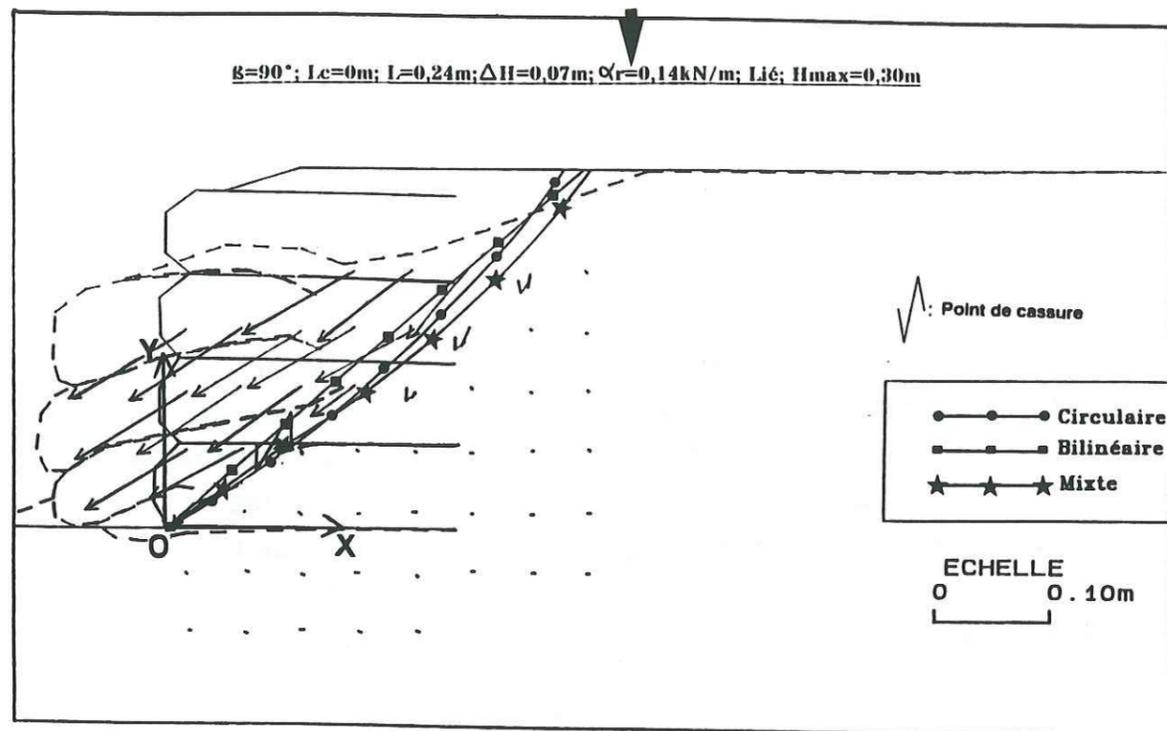


Figure V.2.g: Cas (9-3P)

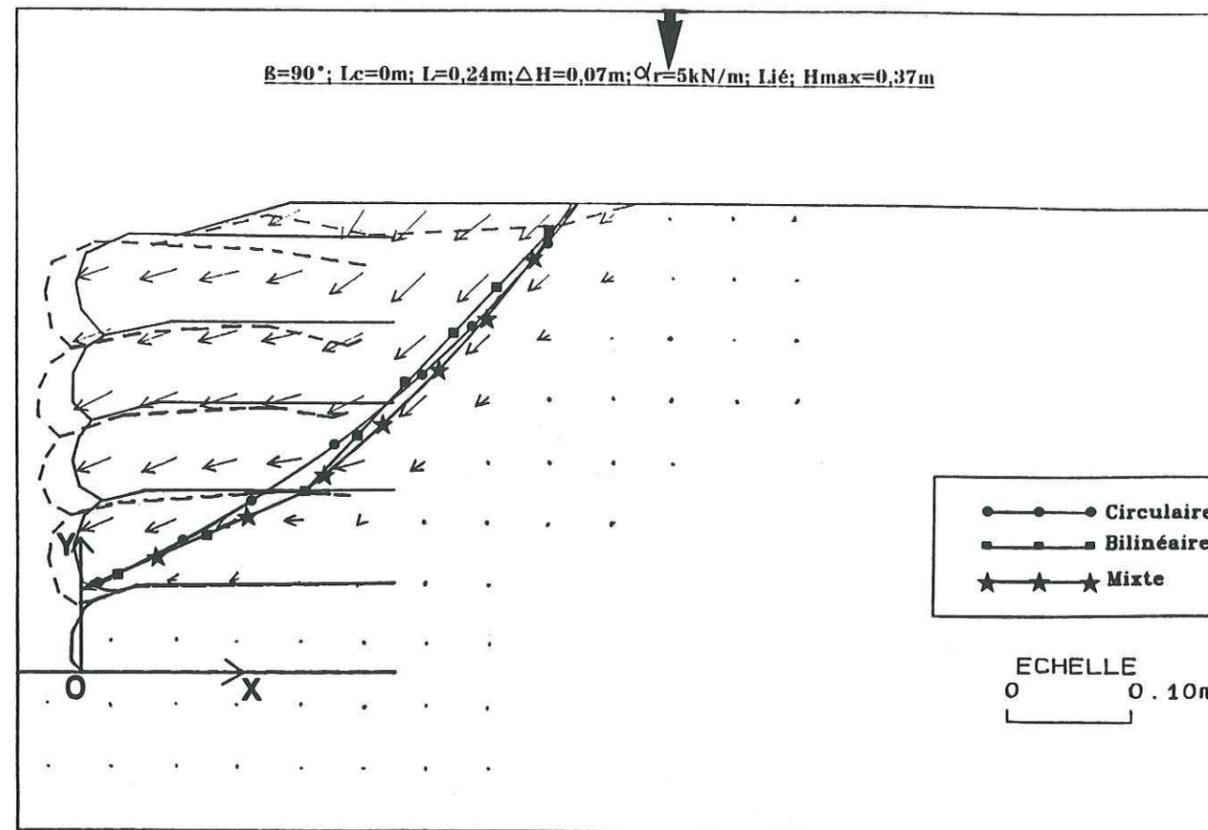
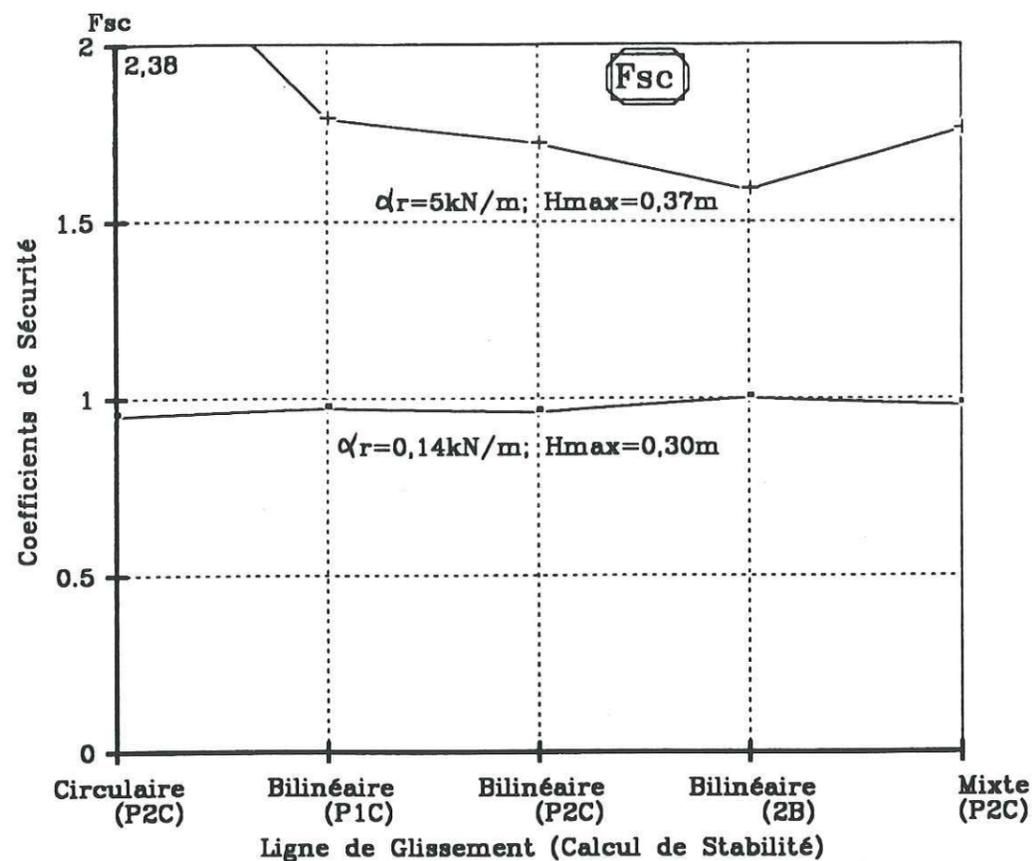


Figure V.2.h: Cas (9-3G)



Influence de la méthode de calcul sur le coefficient de sécurité F_{sc}
 $\beta = 90^\circ$; $L_c = 0 \text{ m}$; $L = 0,24 \text{ m}$; $\Delta H = 0,07 \text{ m}$; Lié
 Figure V.2.i: - Paramètre : Tension de Rupture α_r

- Armatures géotextile

Pour les massifs avec le géotextile en parement, les cas (9-3G) et (9-4G) (figures V.2.h et V.2.k), nous avons eu deux modes de rupture différents. Pour le cas (9-3G), il y avait glissement du massif renforcé sur la deuxième couche d'armatures, c'était une rupture locale de l'ancrage du rabattement de la troisième couche d'armatures.

Pour le cas (9-4G), la nappe à la base ne s'est pas déplacée pendant la rupture. Il y a un glissement du pied du massif vers l'aval associé à un basculement du parement. Les valeurs de F_{sc} déterminées comme d'habitude, sont reportées sur la figure V.2.1.

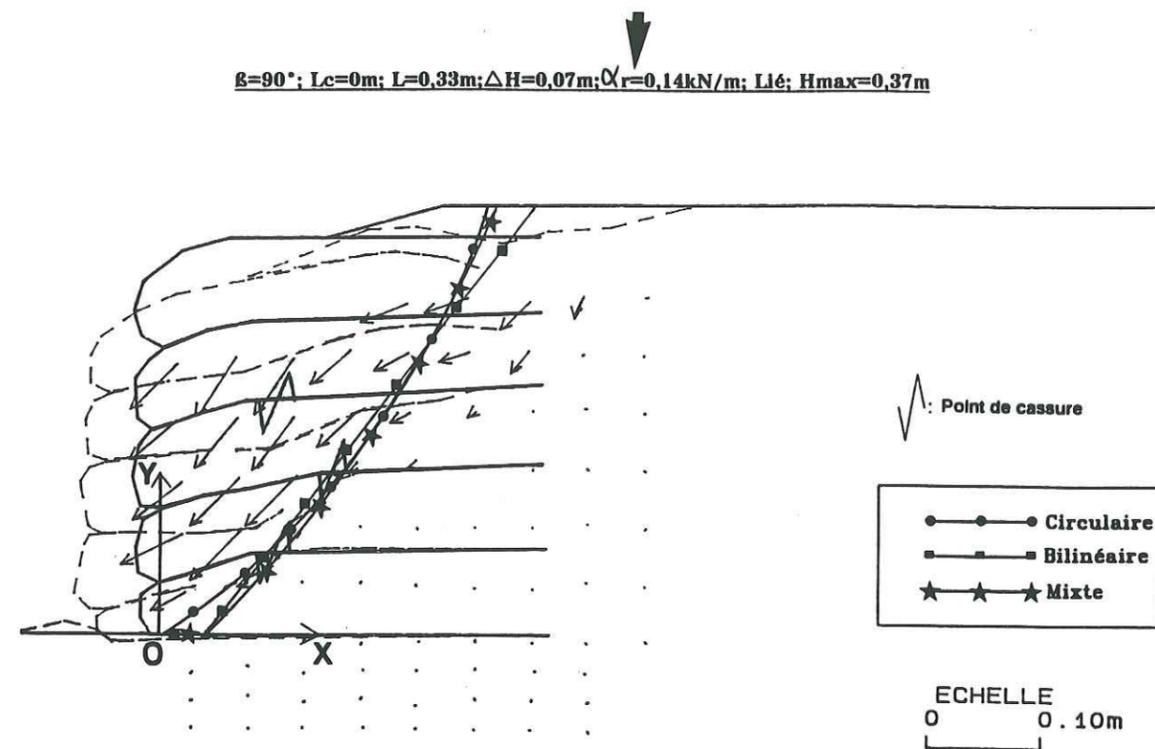


Figure V.2.j: Cas (9-4P)

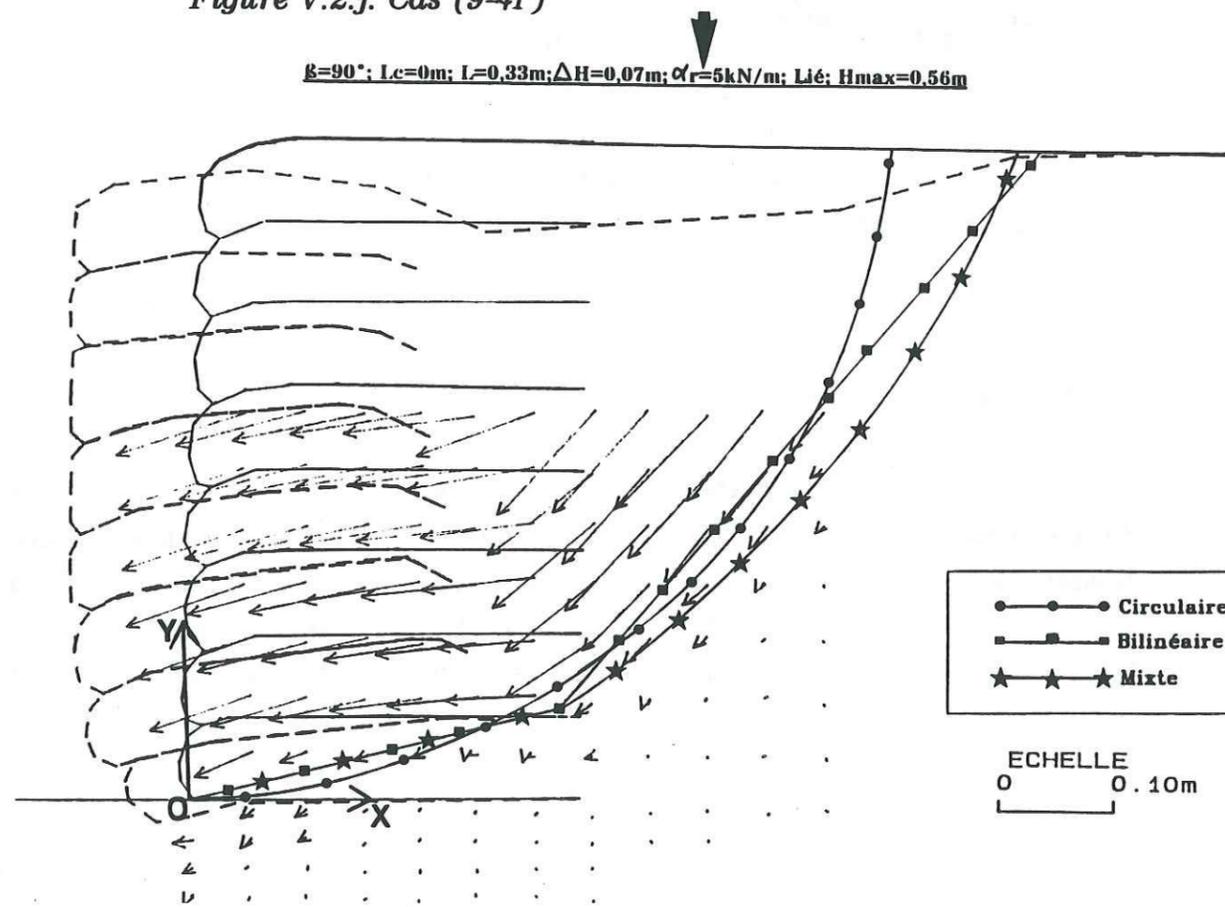
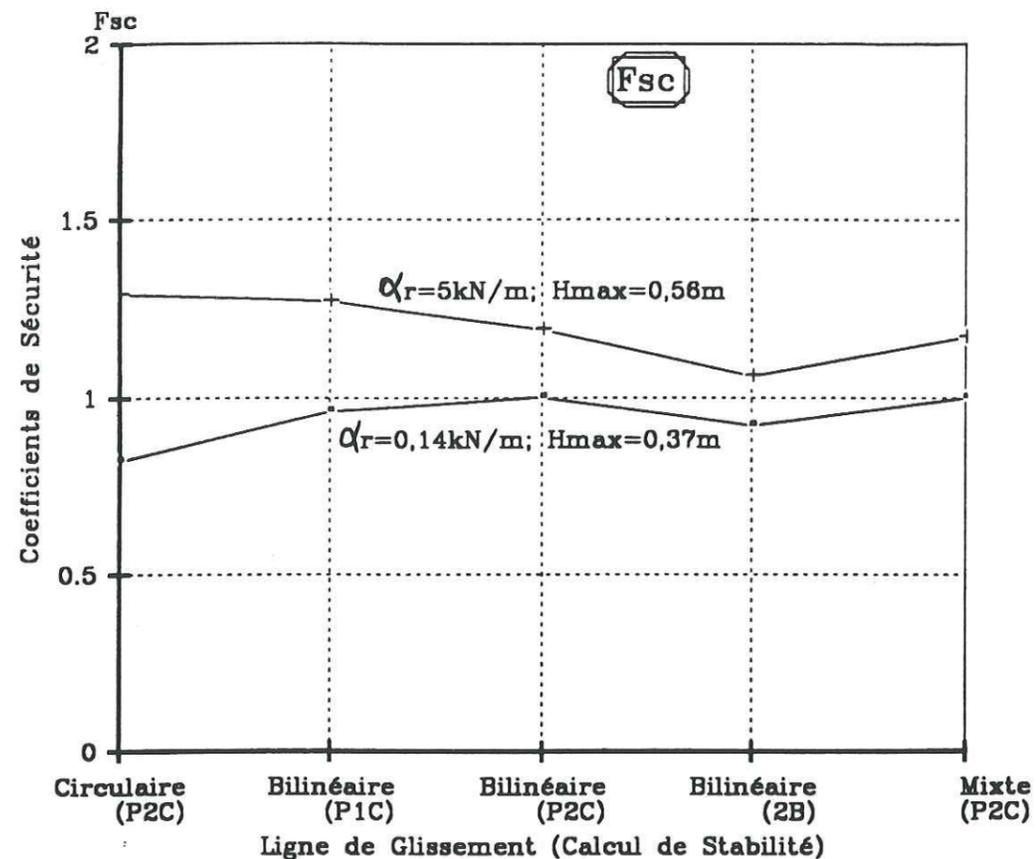


Figure V.2.k: Cas (9-4G)



Influence de la méthode de calcul sur le coefficient de sécurité F_{sc}
 $\beta=90^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; Lié

Figure V.2.1: - Paramètre : Tension de Rupture α_r

V.2.2.b Stabilité externe

Les coefficients de sécurité externes (F_g , F_r et F_p) pour ces quatre cas sont sur le tableau V.2(c). On remarque que les quatre massifs à parement souples sont stables vis à vis du glissement et du renversement. Les coefficients de sécurité F_p pour les cas (9-3G) et (9-4G) indiquent une instabilité au poinçonnement qui n'a pas été constatée expérimentalement.

Essai No.	L (m)	α_r (kN/m)	H_{max} (m)	F_g	F_r	F_p
9-3P	0,24	0,14	0,30	1,75	6,89	1,24
9-3G	0,24	5	0,37	1,63	4,70	0,69
9-4P	0,33	0,14	0,37	1,93	8,42	1,60
9-4G	0,33	5	0,56	1,50	3,96	0,50

Tableau V.2(c): Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs. ($\beta=90^\circ$; $L_c=0m$; $\Delta H=0,07m$; Lié; $K_a=0,367$)

V.2.3 Conclusion

D'une manière générale, pour ces essais avec un parement vertical, lorsque l'on passe du papier au géotextile pour le même type d'essai, nous avons une augmentation de la hauteur maximale (H_{max}) variant de 20,6% à 51,4% (tableau V.2). En moyenne, l'augmentation est de 30,9%.

Les schémas de rupture font apparaître clairement les modalités de rupture différentes pour les armatures "géotextiles" et "papier".

Géotextile: basculement corrélable au glissement d'ancrage des armatures (glissement sur la nappe de pied).

Papier: glissement corrélable à la cassure des armatures en pied (glissement circulaire).

Et effectivement le calcul avec plan de glissement confondu avec le plan de la nappe en pied, est le meilleur pour les nappes "géotextiles" alors que le calcul avec ligne de glissement circulaire est adapté au massif renforcé par le papier.

V.3 Influence de la liaison parement cellulaire-armatures ($\beta=90^\circ$)

Etude des massifs ($\alpha_r=0,14$ et 5kN/m ; $L_c=0,05$ et $0,09\text{m}$; $L=0,24$ et $0,33\text{m}$)

V.3.1 Analyse expérimentale et stabilité interne
(Figures V.3.a - V.3.g + Tableaux V.3(a) et V.3(b))

V.3.1.a Armatures liées et non liées

- Armatures papier

Comme nous avons vu dans l'introduction de ce chapitre, la hauteur maximale du parement cellulaire non-renforcé pour $\beta=90^\circ$ est $H_{\max}=0,20\text{m}$. Si la liaison cellules-armatures est coupée, "non liée", (cas (9-5P) figure V.3.a), on obtiendra une rupture du parement cellulaire avant la rupture du massif en sol renforcé (tableau V.3(a) et figure V.3.a: $H_{\max}=0,23\text{m}$). Pour la même densité d'armatures liées aux cellules du parement, on a eu $H_{\max}=0,39\text{m}$ (cas (9-9P), figure V.3.b). En passant du massif avec les armatures non liées au parement à celui avec une liaison totale entre les renforcements et le parement, il y a eu un gain en H_{\max} de 69,6%.

Essai No.	Liaison	H_{\max} (m)	F_{sc}
9-2	non-renforcé	0,20	0,95*
9-5P	non-lié	0,23	1,00
9-9P	lié	0,39	1,10

Tableau V.3(a): Influence des armatures sur la stabilité du massif

($\beta=90^\circ$; $L_c=0,09\text{m}$; $L=0,33\text{m}$; $\alpha_r=0,14\text{kN/m}$)

F_{sc} pour la ligne de glissement mixte

* Ligne de glissement bilinéaire avec la méthode (P2C)

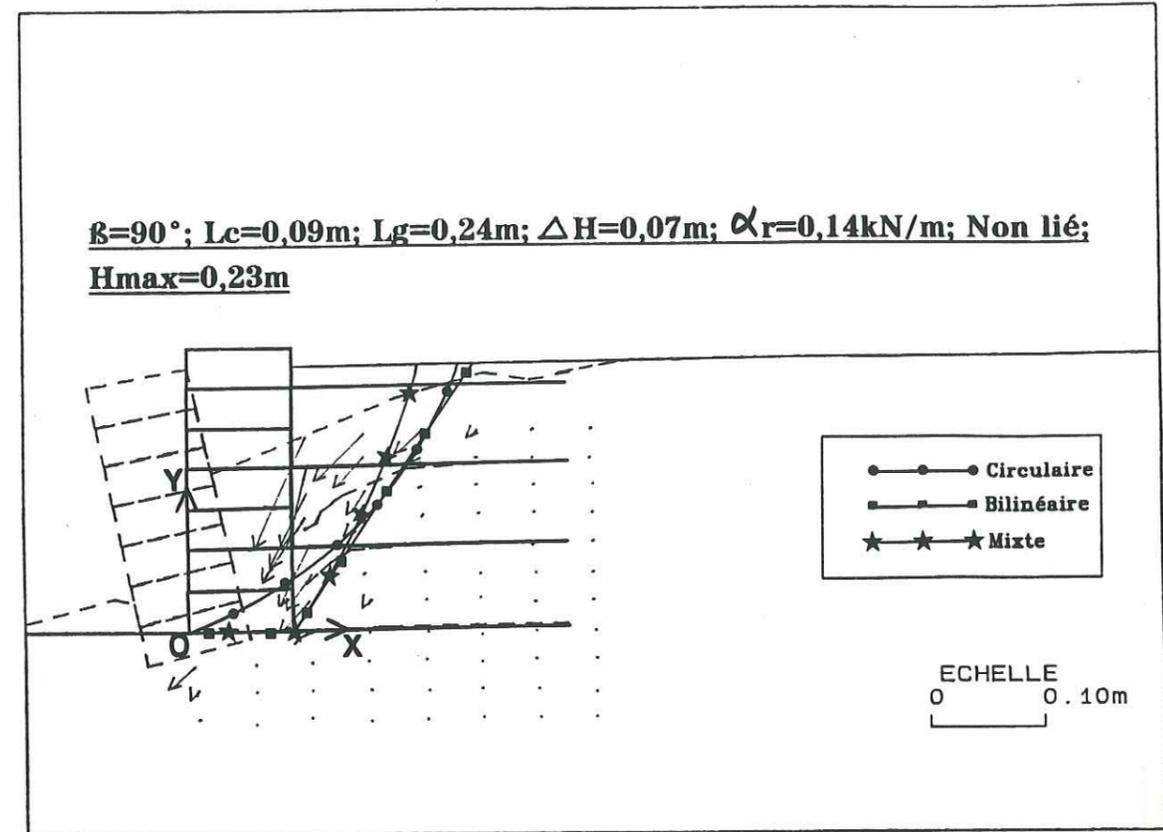


Figure V.3.a: Cas (9-5P)

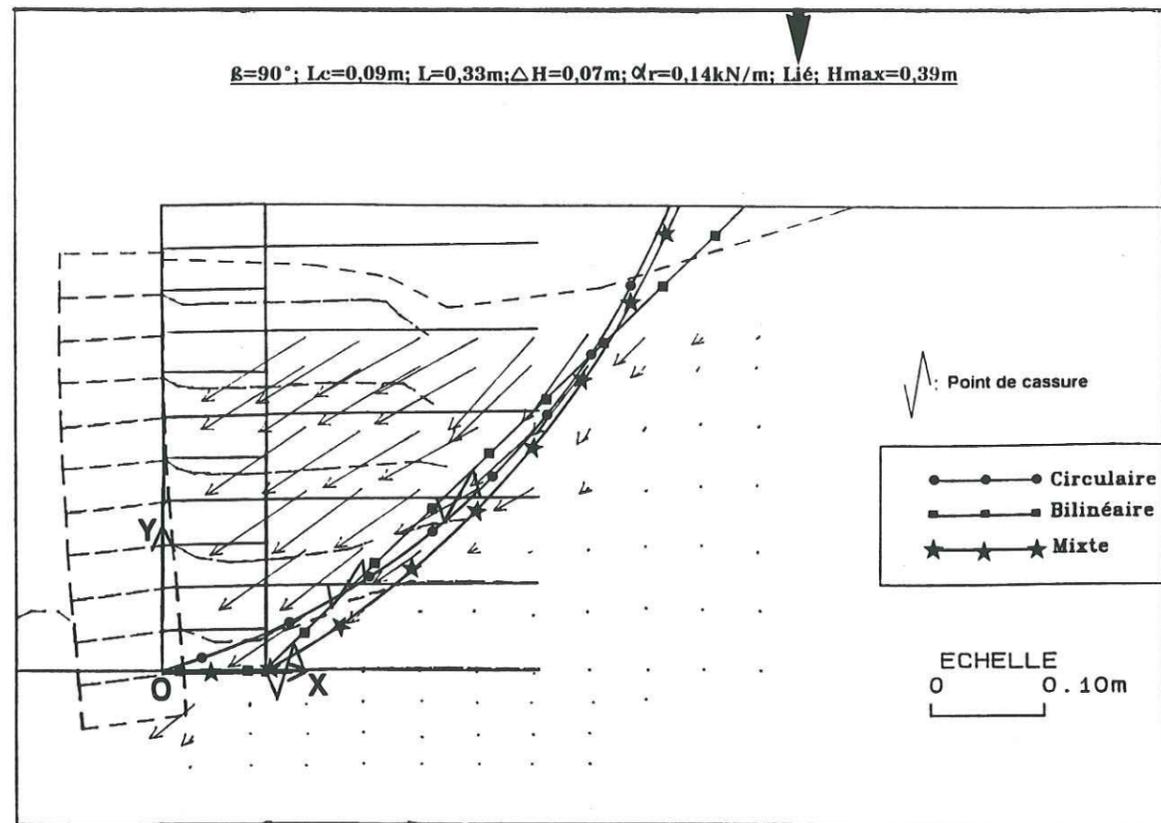


Figure V.3.b: Cas (9-9P)

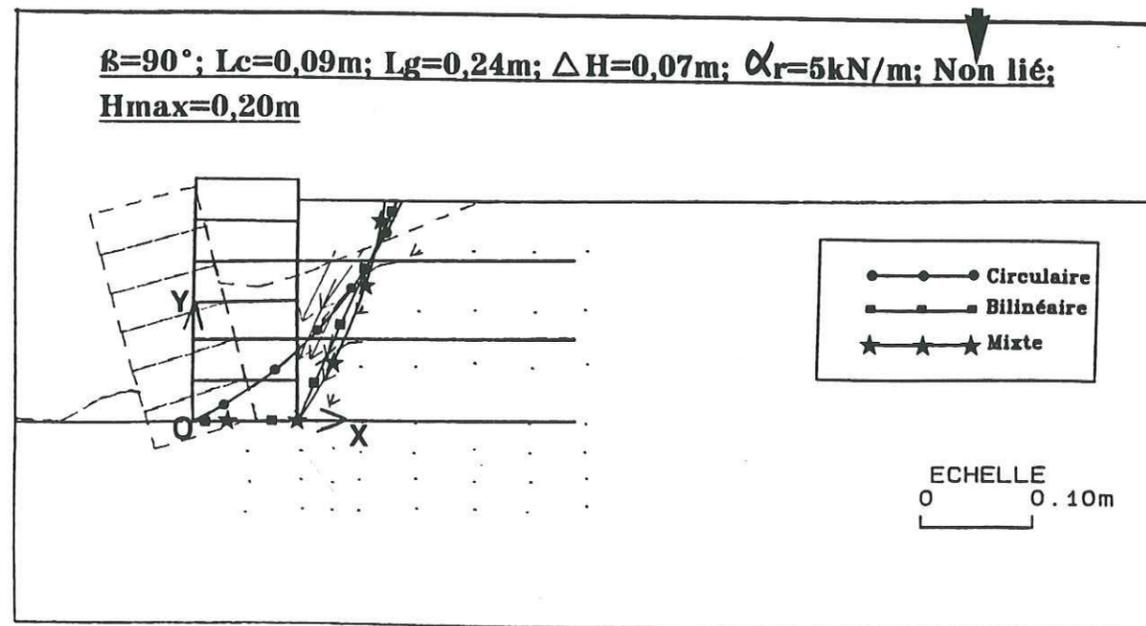


Figure V.3.c: Cas (9-5G)

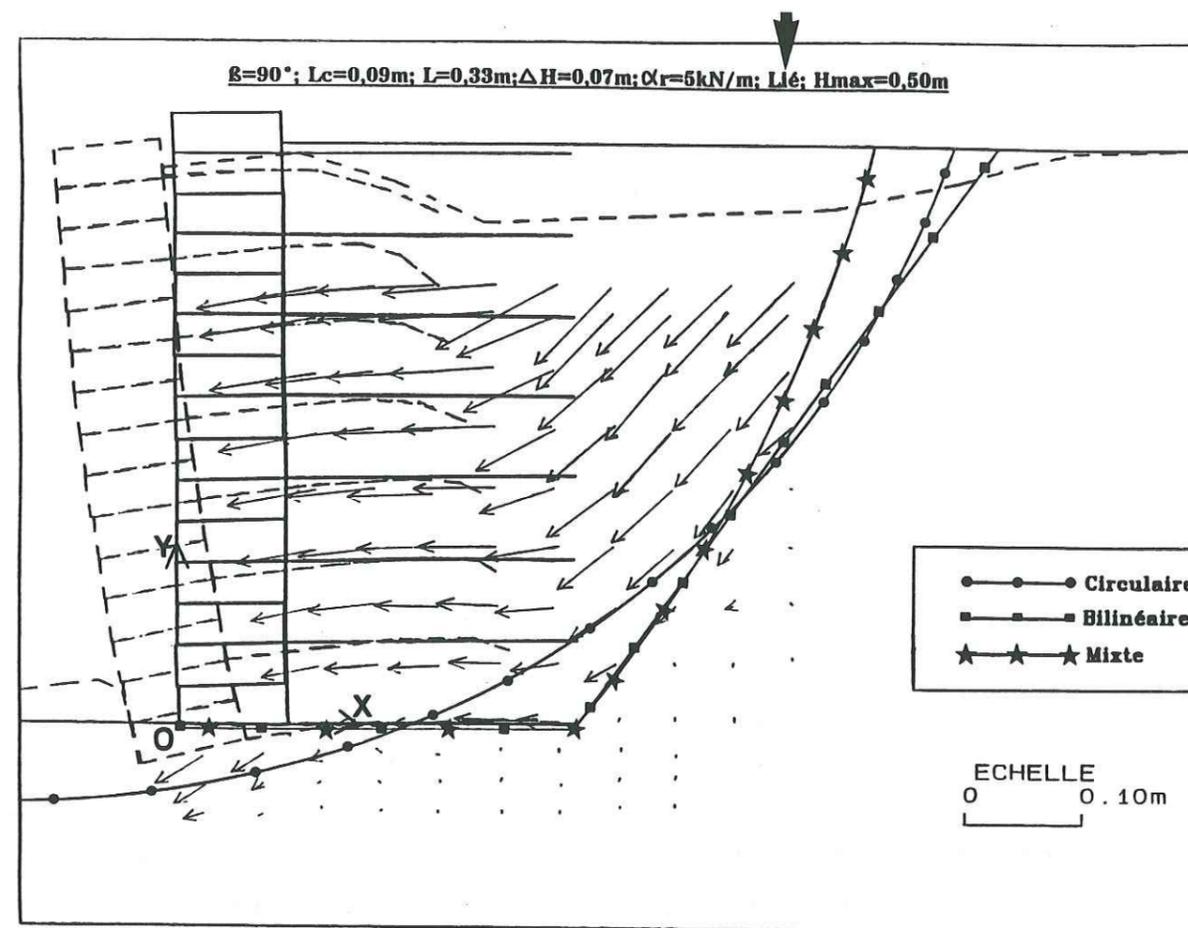


Figure V.3.d: Cas (9-9G)

- Armatures géotextile

Les mêmes observations peuvent être faites sur le cas (9-5G) où l'on a remplacé les armatures en papier par du géotextile (tableau V.3(b) et figure V.3.c: $H_{\text{max}}=0,20\text{m}$). Pour la même densité d'armatures liées au parement, nous avons obtenu $H_{\text{max}}=0,50\text{m}$ (cas (9-9G) - figure V.3.d), soit une augmentation en H_{max} de 150%.

Essai No.	Liaison	H _{max} (m)	F _{sc}
9-2	non-renforcé	0,20	0,95*
9-5G	non-lié	0,20	1,10
9-9G	lié	0,50	1,37

Tableau V.3(b): Influence des armatures sur la stabilité du massif

($\beta=90^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\alpha_r=5kN/m$)

F_{sc} pour la ligne de glissement mixte

* Ligne de glissement bilinéaire avec la méthode (P2C)

En analysant les figures V.3.a - V.3.c (armatures non liées), on peut constater qu'il y a dans les deux cas, une instabilité du parement cellulaire et non pas une véritable rupture du sol renforcé. On peut voir aussi que le mode de rupture des deux massifs est similaire au mode de rupture du massif à parement cellulaire non renforcé, le cas (9-2) - figure V. Nous avons donc étudié la stabilité externe d'une part, du parement isolé et d'autre part, du massif entier (parement cellulaire + sol renforcé) - (tableau V.3(c)).

V.3.1.b Armatures liées et pincées (armatures géotextile)

Nous avons encore utilisé des petites cellules ($L_c=0,05m$) avec des bases escamotables pour étudier l'effet sur la stabilité du massif, d'un glissement relatif entre les cellules du parement et les armatures. Les nappes de renforcement étaient attachées aux bases mais, dans un premier type d'essais, ces bases n'étaient pas solidaires du corps des cellules. Ceci nous a permis d'avoir une liaison "pincée" entre les cellules et les armatures exactement comme celle précédemment décrite dans le paragraphe II.3.

Afin de comparer les résultats des essais utilisant des armatures pincées au parement (figure V.3.f: cas (9-6G)) avec ceux des armatures liées aux parement, nous avons fait un deuxième type d'essai où les armatures étaient totalement solidaires avec les cellules et leurs

bases le cas "lié" (cas (9-7G)). Les caractéristiques de ce cas (9-7G) sont les suivantes:

$\beta=90^\circ$; $L_c=0,05m$; $L=0,24m$; $\alpha_r=5kN/m$ et $\Delta H=0,07m$ (figure V.3.g).

On rappelle que l'essai de référence pour ce parement composé de petites cellules, c'est à dire un parement cellulaire non-renforcé avec $\beta=90^\circ$ a donné $H_{max}=0,18m$ (cas (9-1) - figure V.3.e).

Il faut remarquer que, pour les deux cas (9-6G) - "pincé" et (9-7G) - "lié", la ligne de glissement mixte et la méthode des perturbations (P2C) ont donné une interprétation raisonnable de nos observations expérimentales, mais la ligne de glissement bilinéaire et la méthode Double-blocs (2B) ont donné une meilleure approximation (figure V.3.h).

V.3.2 Stabilité externe (Tableaux V.3(c) et V.3(d))

Nous remarquons que la stabilité externe des deux massifs "non liés" - les cas (9-5P) et (9-5G) - pris en entier est assurée: F_g , F_r et F_p étant supérieurs à 1. Mais lorsque l'on prend les parements isolément, on constate que les stabilités au glissement sont limitées, sans parler de la stabilité au poinçonnement. Ce qui correspond à la constatation expérimentale: un léger poinçonnement de la base associé à un glissement vers l'aval et un basculement du parement.

Essai No.	H _{max}	Le massif entier			Parement seul		
		F _g	F _r	F _p	F _g	F _r	F _p
9-5P	0,23	3,01	20,57	3,75	0,92	1,92	0,058
9-5G	0,20	3,88	26,86	4,60	1,03	2,46	0,149

Tableau V.3(c): Les coefficients de sécurité pour la stabilité externe des massifs ($\beta=90^\circ$; $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$)

Les résultats des coefficients F_{sc} , F_g , F_r et F_p , pour les cas (9-1), (9-6G) et (9-7G) sont donnés sur le tableau V.3(d). Comme généralement, la valeur de F_{sc} est obtenue pour une ligne de glissement mixte.

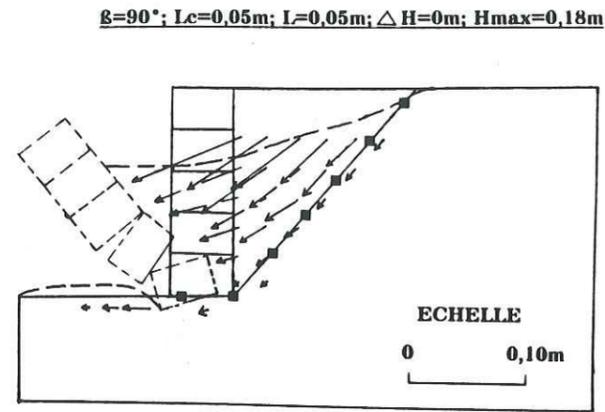


Figure V.3.e: Cas (9-1)

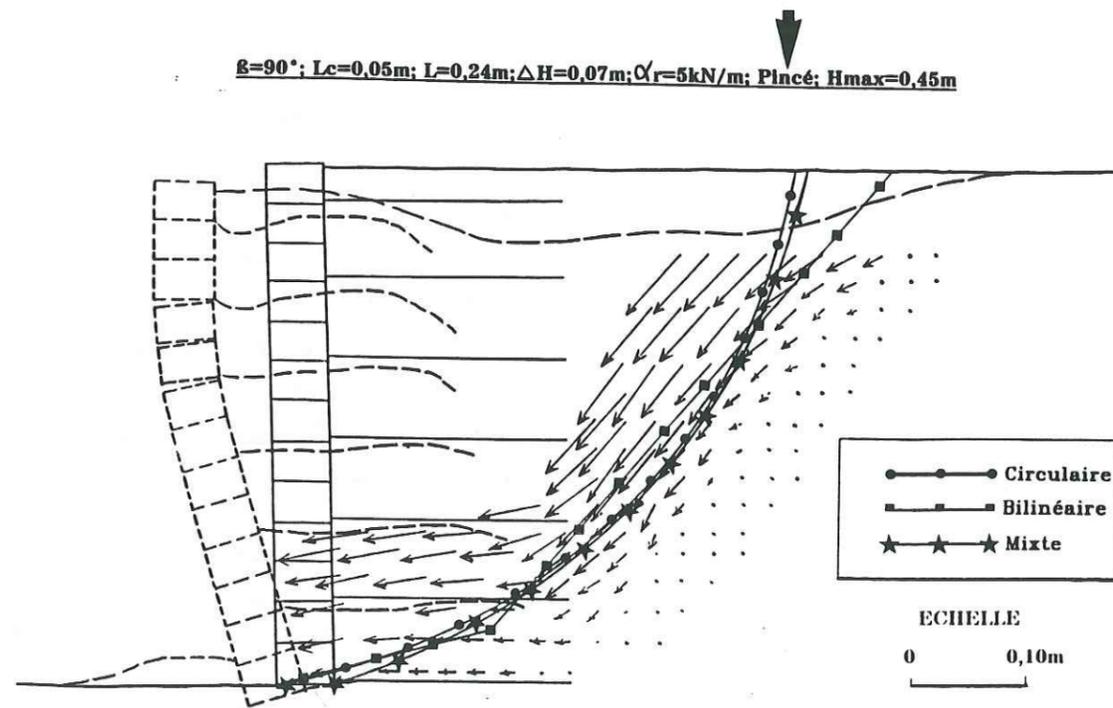


Figure V.3.f: Cas (9-6G)

$\beta=90^\circ; L_c=0,05m; L=0,24m; \Delta H=0,07m; \alpha_r=5kN/m; \text{Lié}; H_{max}=0,46m$

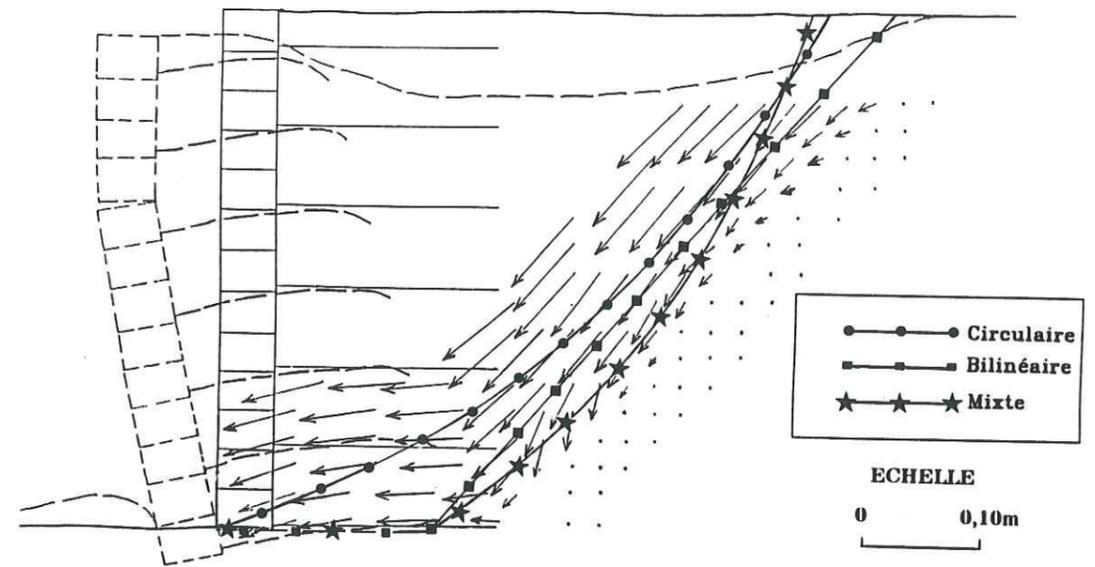
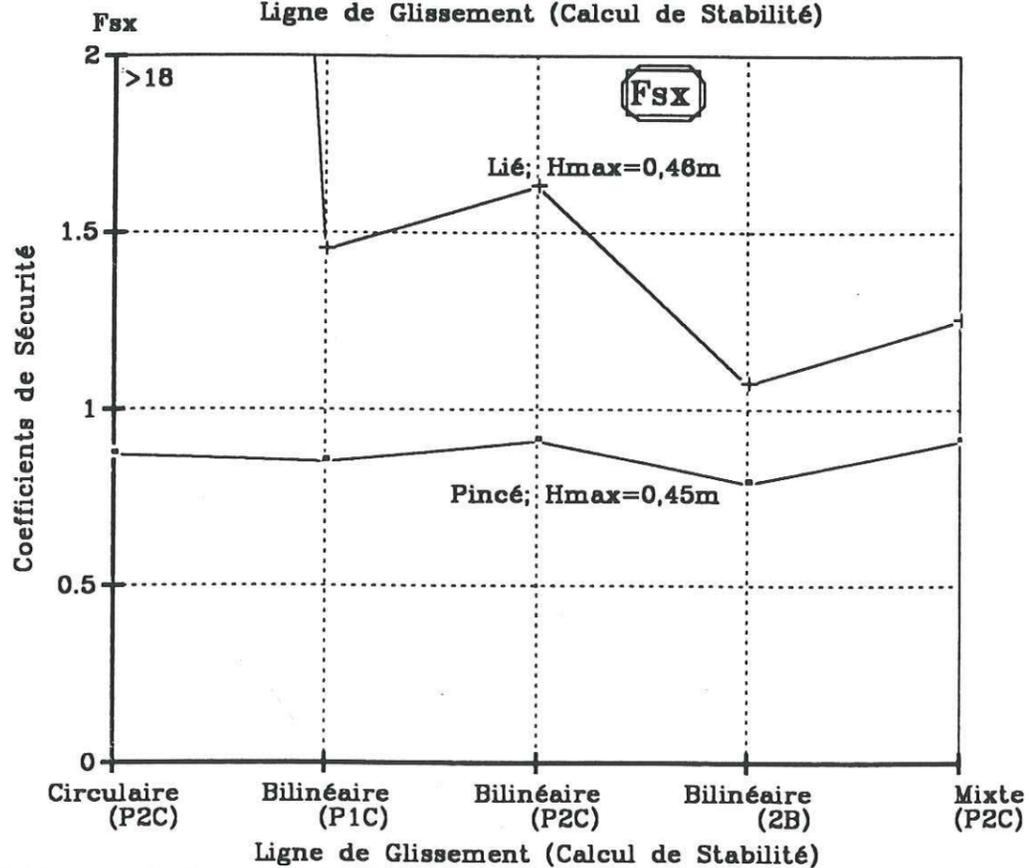
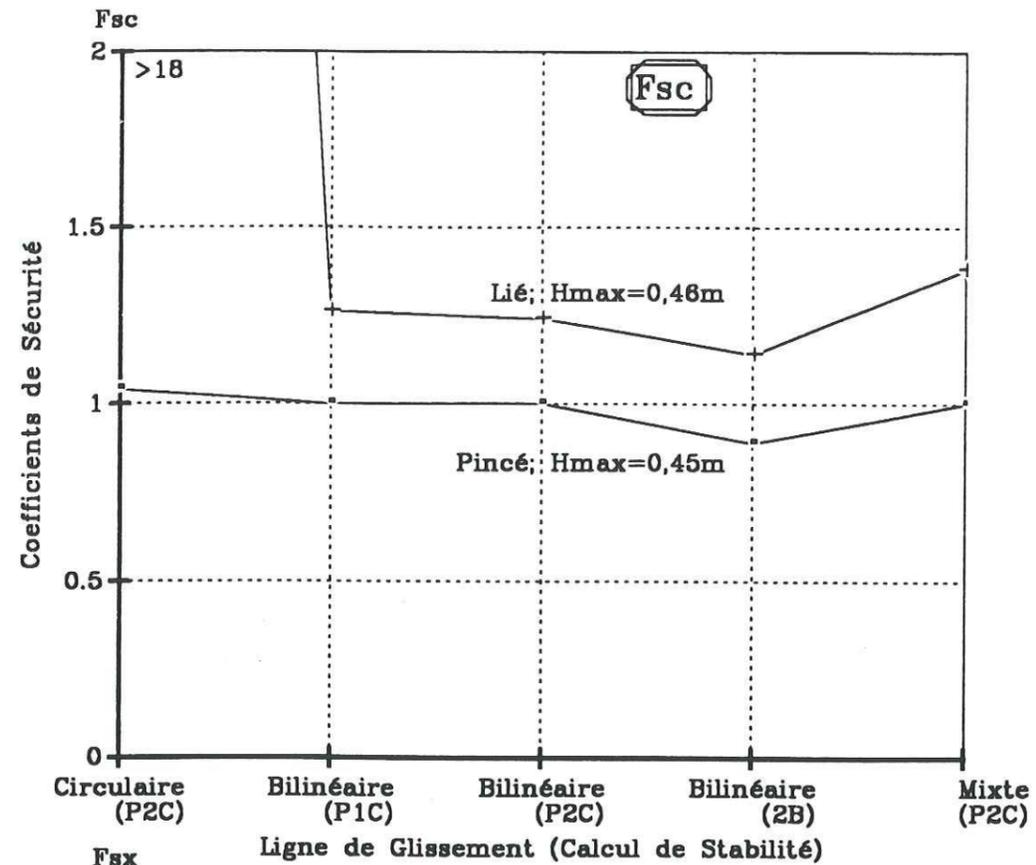


Figure V.3.g: Cas (9-7G)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $\beta=90^\circ$; $L_c=0,05m$; $L=0,24m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=5kN/m$
 Figure V.3.h.- Paramètre : Liaison Parement-Nappes

Essai No.	Liaison	H _{max} (m)	F _{sc}	Ka	F _g	F _r	F _p
9-1	-	0,218	0,80*	0,367	0,69	1,08	2,0E-4
9-6G	Pincé	0,45	1,00	0,367	1,37	3,31	0,333
9-7G	Lié	0,46	1,38	0,367	1,34	3,19	0,304

Tableau V.3(d): Influence des armatures sur la stabilité du massif

($\beta=90^\circ$; $L_c=0,05m$; $L=0,24m$; $\alpha_r=5kN/m$)

F_{sc} pour la ligne de glissement mixte

* Ligne de glissement bilinéaire avec la méthode (P2C)

On peut voir sur les figures V.3.f (pincé) et V.3.g (lié) que le type de rupture est quasiment identique pour les deux cas. Il y a glissement et renversement avec flexion du mur cellulaire. La seule différence notable est que pour le cas (9-6G) (pincé), le parement plus le sol renforcé au dessus de la nappe d'armatures à la base ont glissé vers l'aval laissant en place la nappe de la base. La nappe pincée a servi de plan de glissement préférentiel alors que la nappe liée a été mobilisée en ancrage par le parement.

La liaison "pincée" correspond au cas où la liaison entre cellule de base et nappe d'armatures n'est pas assez forte comparée à l'effort d'ancrage mobilisé dans la nappe, pour entraîner la nappe dans le mouvement pendant la rupture.

Dans le cas "lié", il y a glissement sous la nappe de base avec une ligne de glissement coupant cette première couche d'armature à un point situé près de son bout amont. Evidemment, nous avons pris en compte cette mobilisation différente dans nos calculs de stabilité des massifs. Pour le cas (9-6G) - (pincé), on n'a pas pris en compte une tension d'ancrage pour la nappe d'armature à la base, mais nous avons pris un glissement à la base du massif avec ϕ_b égal au frottement sol-géotextile ($\phi_b = \phi_g = 20,5^\circ$).

En revanche pour le cas (9-7G) - (lié), nous avons pris en compte une tension d'ancrage pour la partie ancrée de la nappe,

$L_a=0,05m$, ($\alpha_a=0,386kN/m$) plus un frottement à la base du massif, sous la nappe, égal aussi au frottement sol-géotextile $\phi_g=20,5^\circ$.

V.3.3 Conclusion

On voit donc, comme pour une inclinaison du parement $\beta=80^\circ$, que s'il n'y a pas de liaison entre le parement cellulaire et les armatures, le massif renforcé et le mur cellulaire se comportent comme deux entités séparées, placées côte à côte. Alors, l'étude de la stabilité de l'ouvrage doit être faite comme précédemment dans le cas des massifs avec $\beta=80^\circ$, en considérant les deux parties constituantes, mur cellulaire et sol renforcé, séparément.

Il est intéressant à remarquer que le gain en hauteur (H_{max}) en passant du cas pincé - le cas (9-6G) - au cas lié - le cas (9-7G) - était très faible, 2,2% seulement. Tandis que, lorsque l'on passe du massif non-renforcé - le cas (9-1) - au massif renforcé avec des armatures pincées - le cas (9-6G) - ou liées au parement - le cas (9-7G) -, il y avait un gain très important respectivement de 150% et de 156%.

L'importance de la liaison, parement cellulaire-armature, dans la stabilité des massifs et dans l'utilisation optimale des qualités mécaniques des inclusions, est confirmée pour des murs à parement vertical.

V.4 Influence de la longueur des armatures ($\beta=90^\circ$)

Etude des massifs ($\alpha_r=0,14kN/m$; $L_c=0,09m$; $L=0,24$; $0,33$; $0,42$ et $0,60m$)

Poursuivant notre étude de l'influence de la longueur des armatures sur la stabilité des massifs renforcés, nous avons fait une série d'essais à parement cellulaire vertical ($\beta=90^\circ$) en faisant varier les longueurs d'armatures de $L=0,24m$, à $0,33m$, à $0,42m$ et finalement à $0,60m$. Dans un deuxième temps, nous avons changé la technique du parement, et nous avons continué cette étude avec des parements en

géotextile ou papier respectivement, $\alpha_r=5kN/m$ ou $0,14kN/m$, pour des longueurs de nappes de $L=0,24m$ et $0,33m$.

V.4.1 Parement cellulaire et armatures papier ou géotextile
(Figures V.4.a - V.4.i + Tableau V.4(a))

V.4.1.a *Analyse expérimentale*

- Armatures papier

Nous avons constaté un gain significatif et progressif de la hauteur maximale avec l'augmentation de la longueur des armatures, de $L=0,24m$ à $0,60m$. La figure V.4.a est la représentation graphique de H_{max}/L pour les quatre cas (9-8P), (9-9P), (9-13P) et (9-14P). Nous avons inclus sur cette figure le cas (9-2) du parement cellulaire seul sans armature.

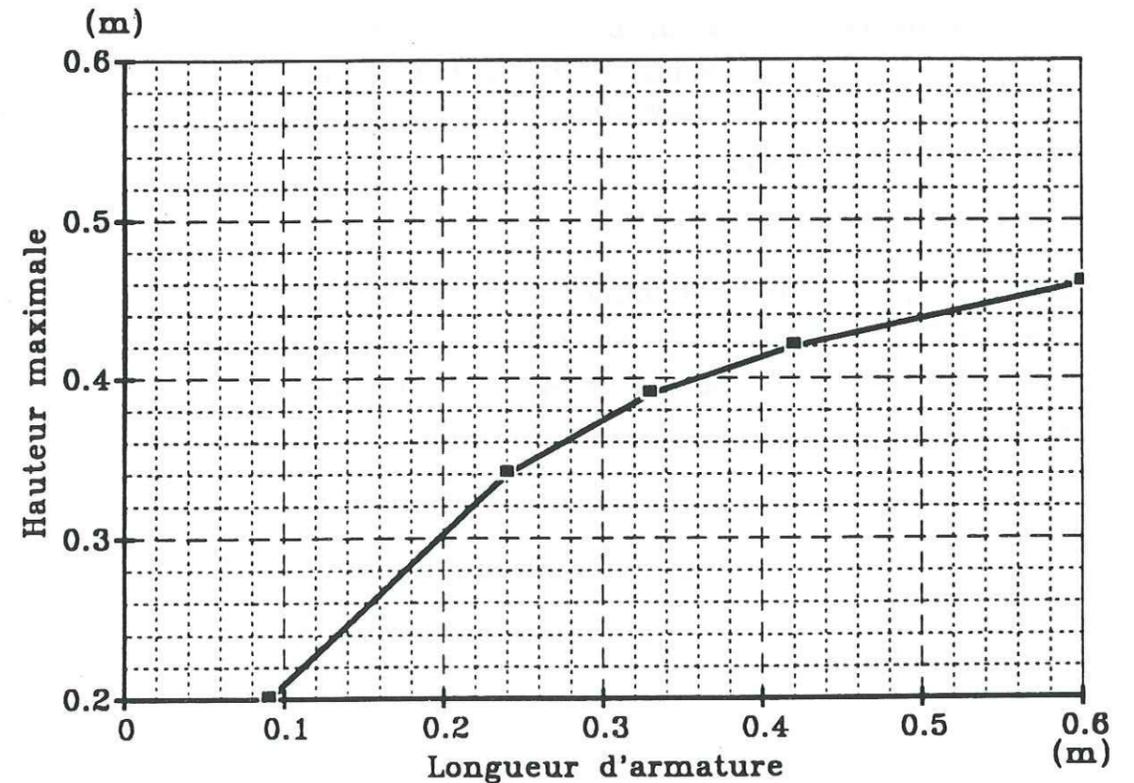


Figure V.4.a: Influence de la longueur des armatures ($\beta=90^\circ$; $L_c=0,09m$; $\alpha_r=0,14kN/m$)

On voit sur le tableau V.4(a) que le rapport hauteur maximale sur longueur des armatures (H_{max}/L), diminue avec l'augmentation de la longueur des armatures. On a constaté aussi que le gain en hauteur maximale par rapport à l'augmentation de la longueur des armatures $\Delta H_{max}/\Delta L$ (figure V.4.a), lui aussi diminue entre $L=0,24m$ et $0,60m$. On peut faire le même raisonnement sur l'effet d'échelle que pour les massifs inclinés à $\beta=60^\circ$.

Remarque: Sur la figure V.4.a, nous avons ajouté un point représentant le massif du mur cellulaire non-renforcé, afin d'insister sur l'influence des armatures. En passant du massif cellulaire non-renforcé à l'ouvrage renforcé avec des armatures de longueur $L=0,24m$, le gain en hauteur maximale par rapport à l'augmentation de la largeur de la zone renforcée est de $\Delta H_{max}/\Delta L=0,93$.

Le mode de rupture des quatre massifs est pratiquement le même. Il y a d'abord, cassure des armatures intersectées par la ligne de glissement, la mobilisation en ancrage étant supérieure à la tension de rupture ($\alpha_a > \alpha_r = 0,14kN/m$), suivie par le poinçonnement du sol de la base par le parement, associé à un glissement du sol renforcé vers l'aval (figures V.4.b - IV.4.e).

La différence porte sur le nombre de nappes rompues, et ceci se traduit par quelques modifications visibles sur le cinématique du mur cellulaire à la rupture. Plus L (et H_{max}) est grand, plus la rotation du mur (qui est un basculement pour L faible) s'inverse.

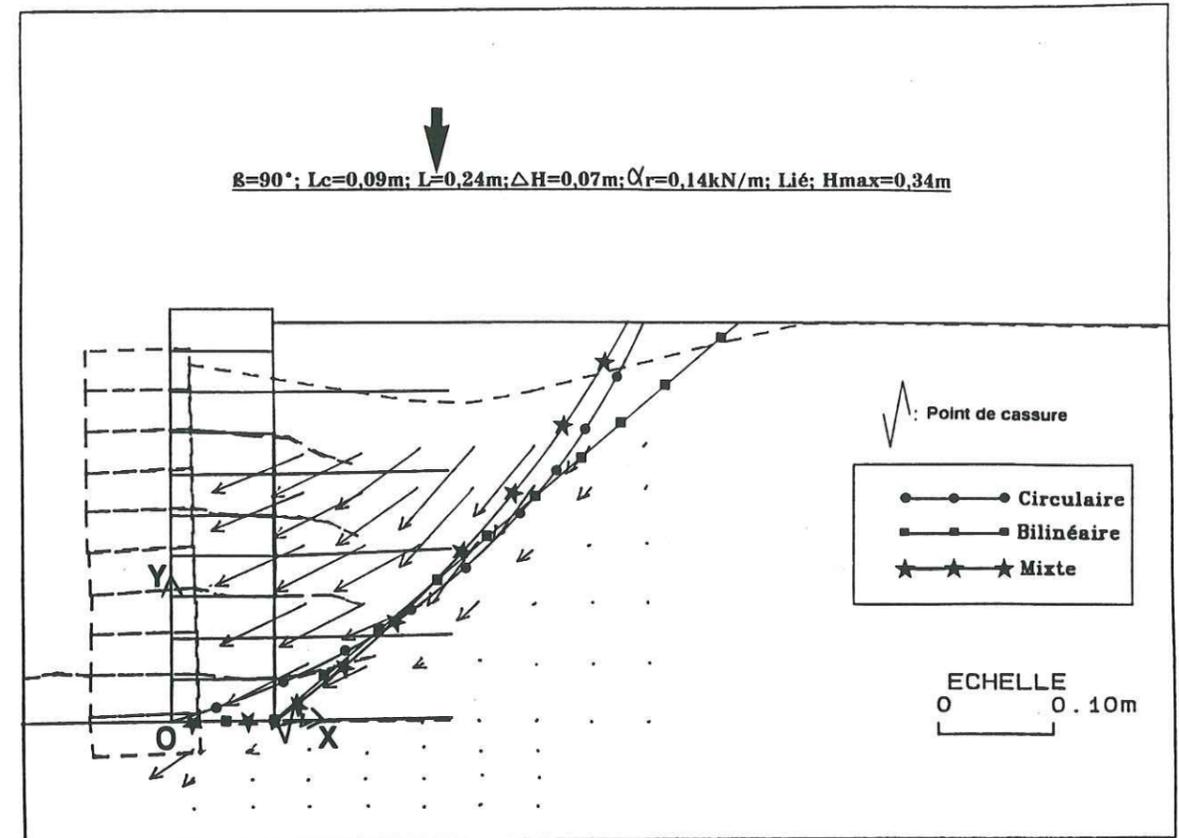


Figure V.4.b: Cas (9-8P)

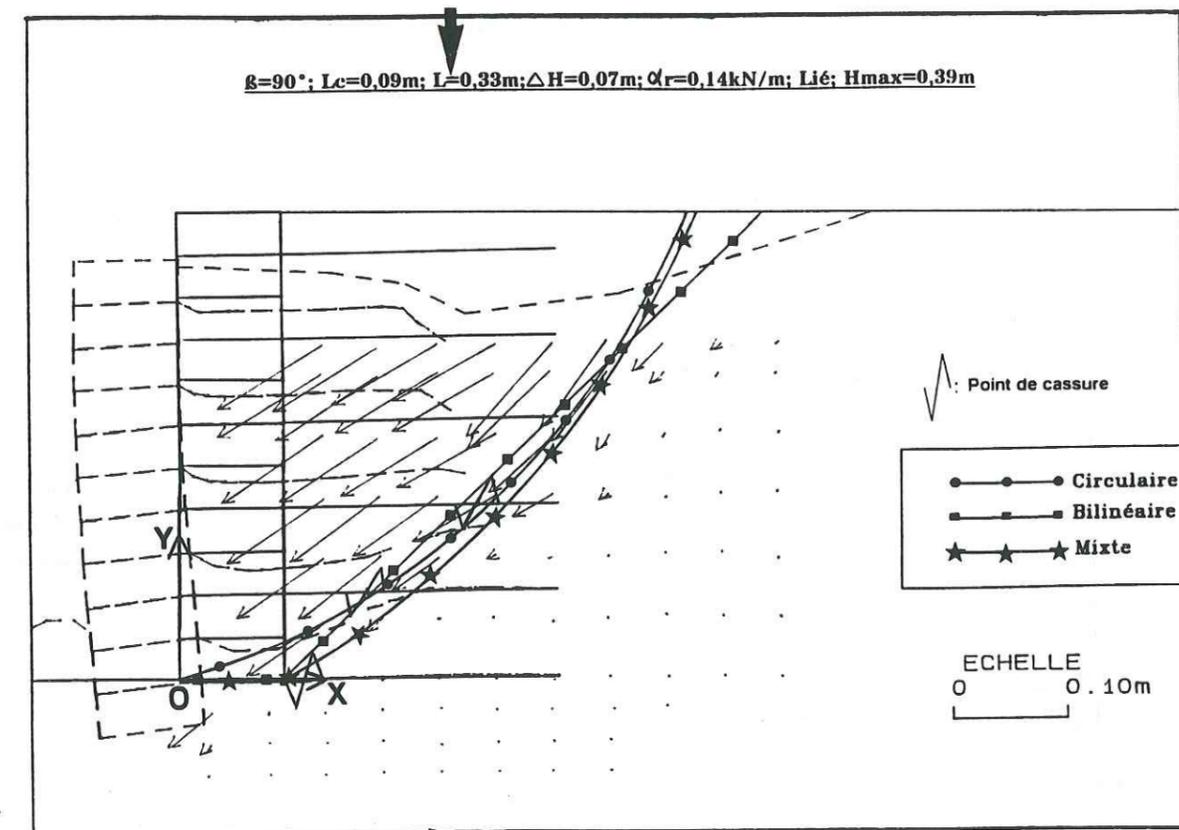


Figure V.4.c: Cas (9-9P)

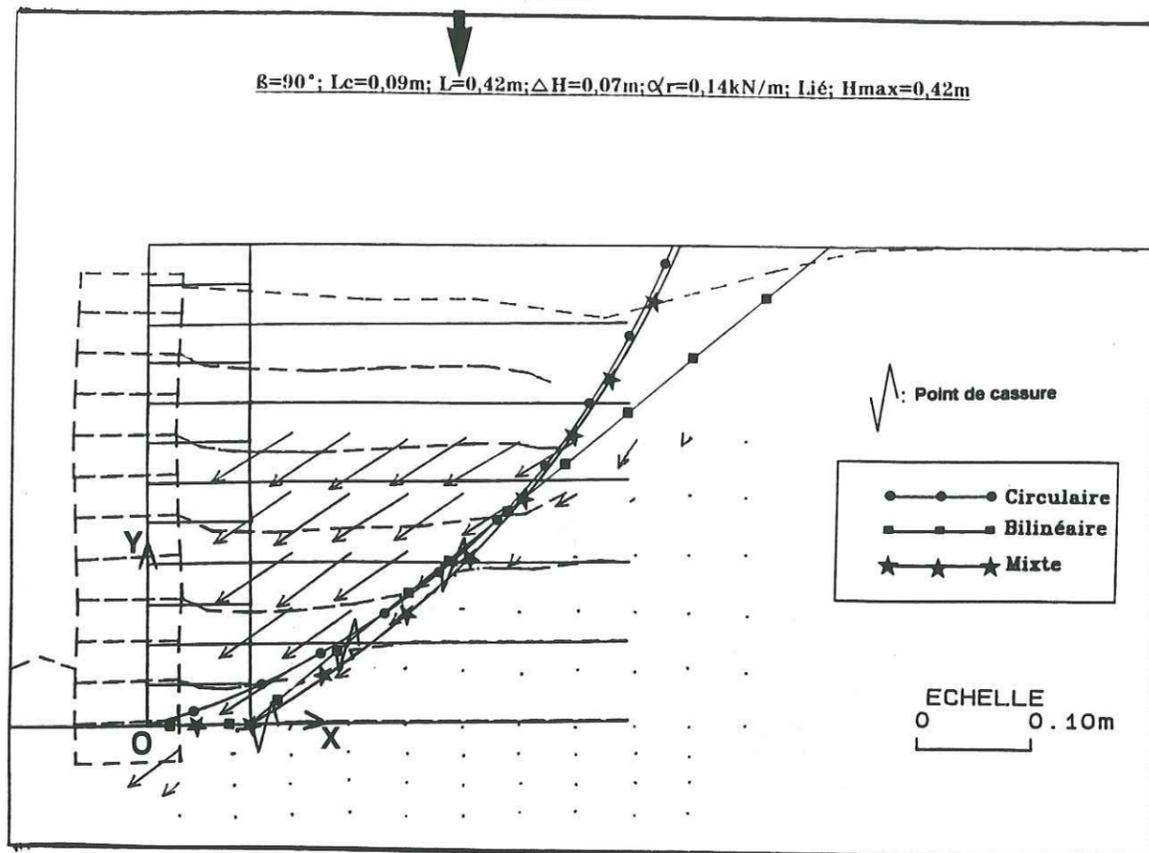


Figure V.4.d: Cas (9-13P)

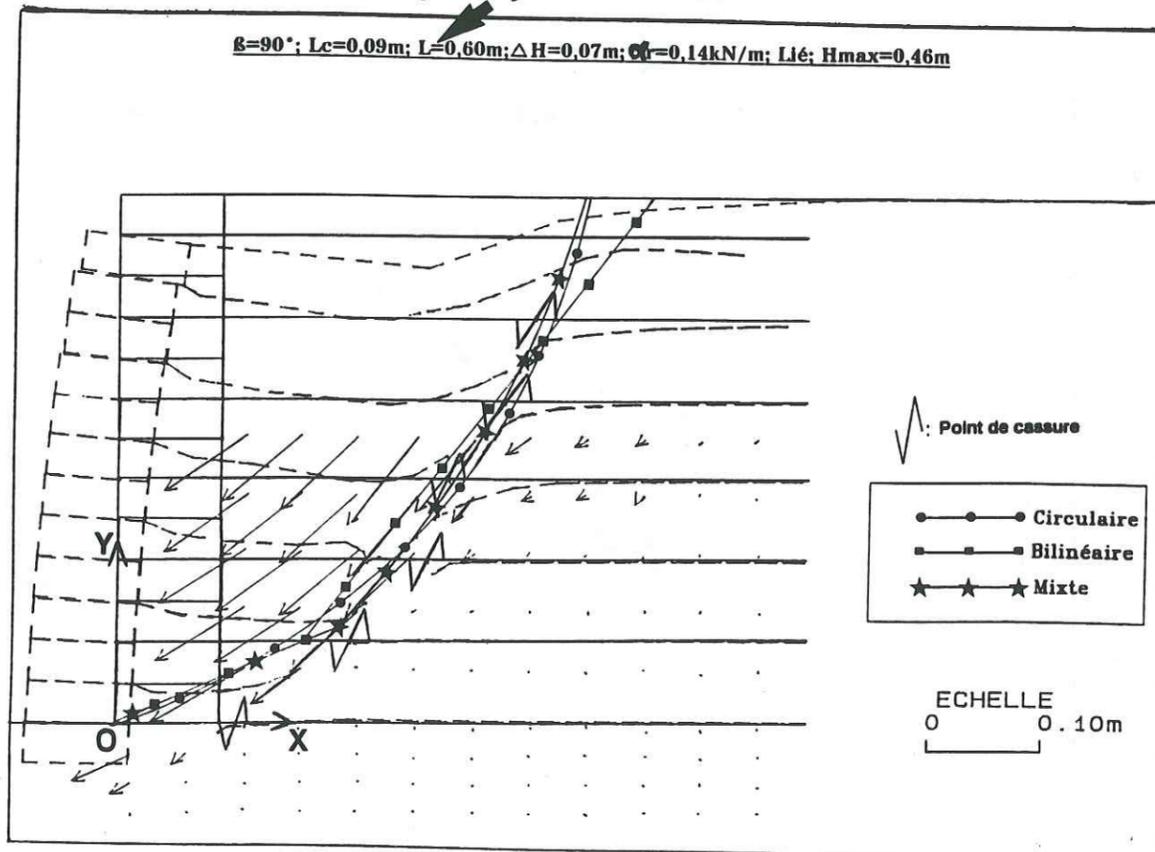
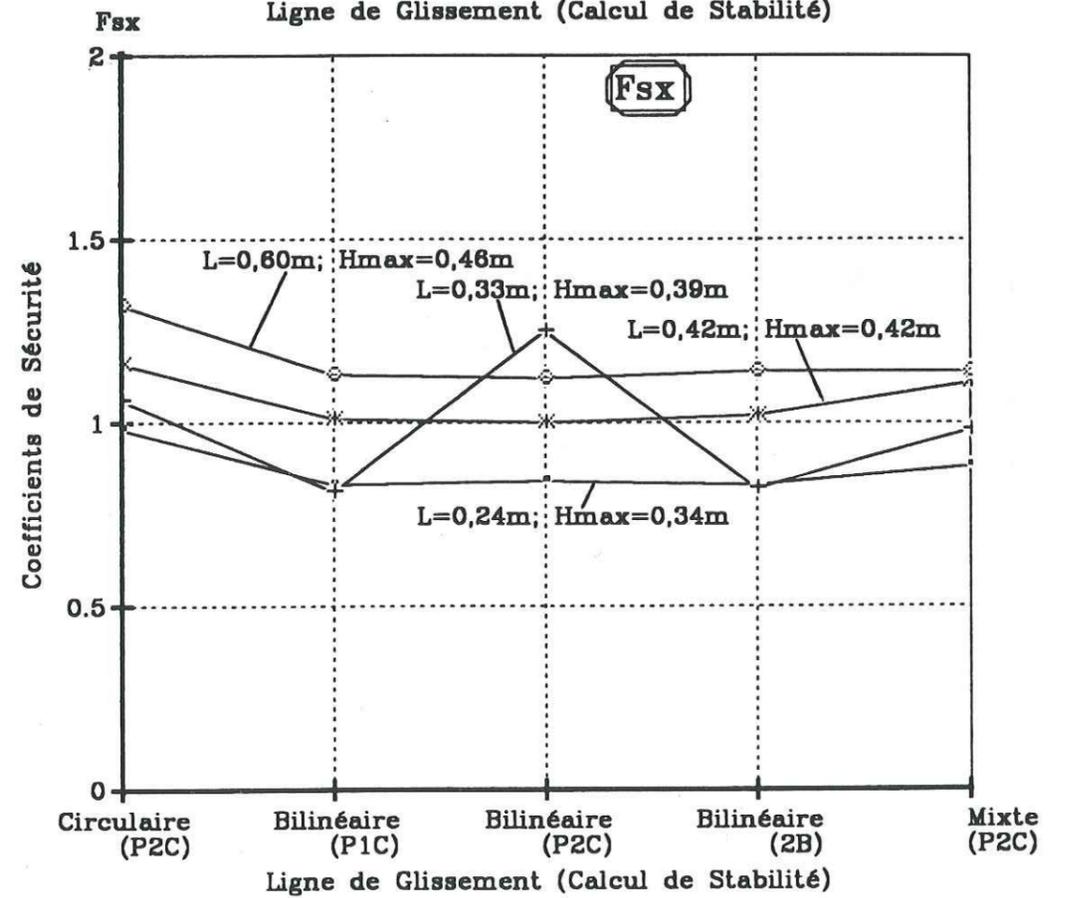
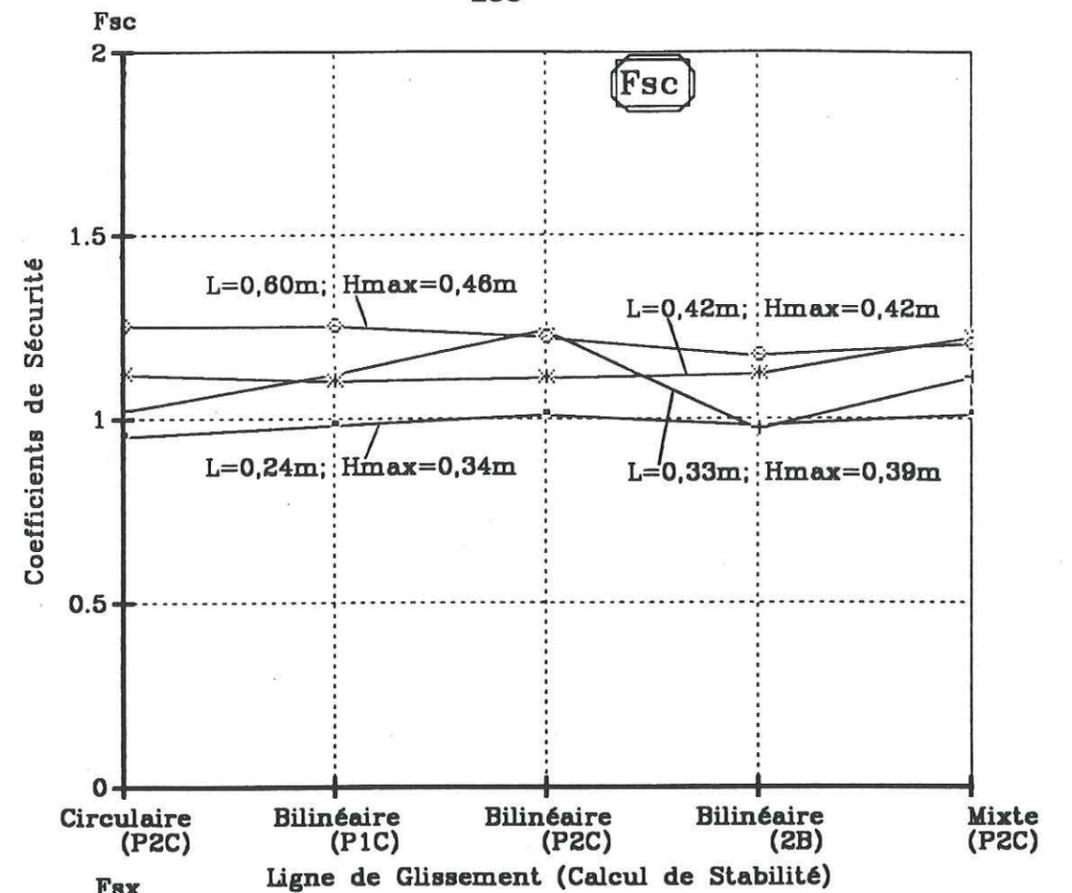


Figure V.4.e: Cas (9-14P)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $\beta=90^\circ$; $L_c=0,09\text{m}$; $\alpha_r=0,14\text{kN/m}$; $\Delta H=0,07\text{m}$; Lié

Figure V.4.f: Paramètre : Longueur d'armature L

- Armatures géotextile

Le remplacement de l'armature en papier par une armature en géotextile dans les massifs avec $L=0,24\text{m}$ et $0,33\text{m}$, occasionne un accroissement de H_{max} égal à l'augmentation de la longueur d'armature L , c'est-à-dire $\Delta H_{\text{max}}/\Delta L=1,00$, au lieu de $0,56$ dans le cas des armatures en papier. Les figures V.4.g et V.4.h représentent respectivement les cas (9-8G) et (9-9G), la figure V.4.i est le graphique des valeurs de F_{sc} et F_{sx} correspondant aux lignes de glissement et aux méthodes de calculs habituelles.

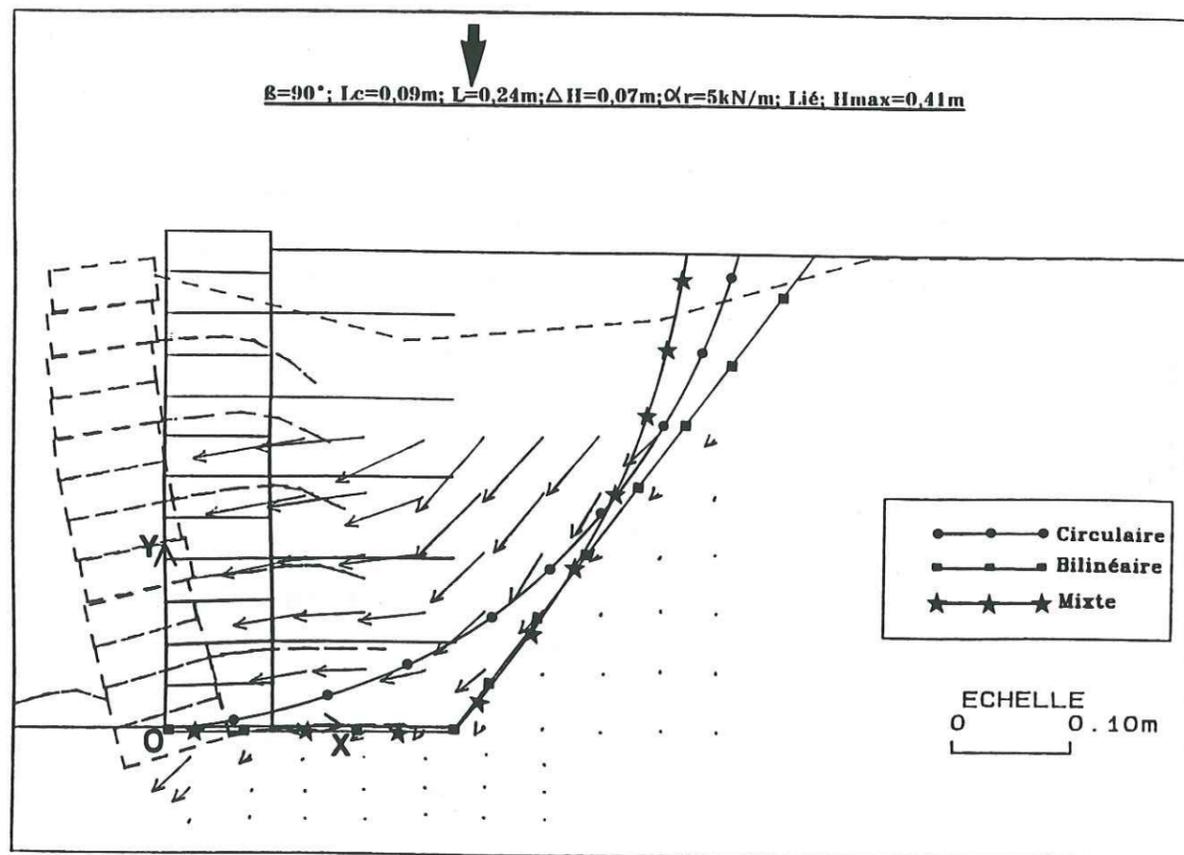


Figure V.4.g: Cas (9-8G)

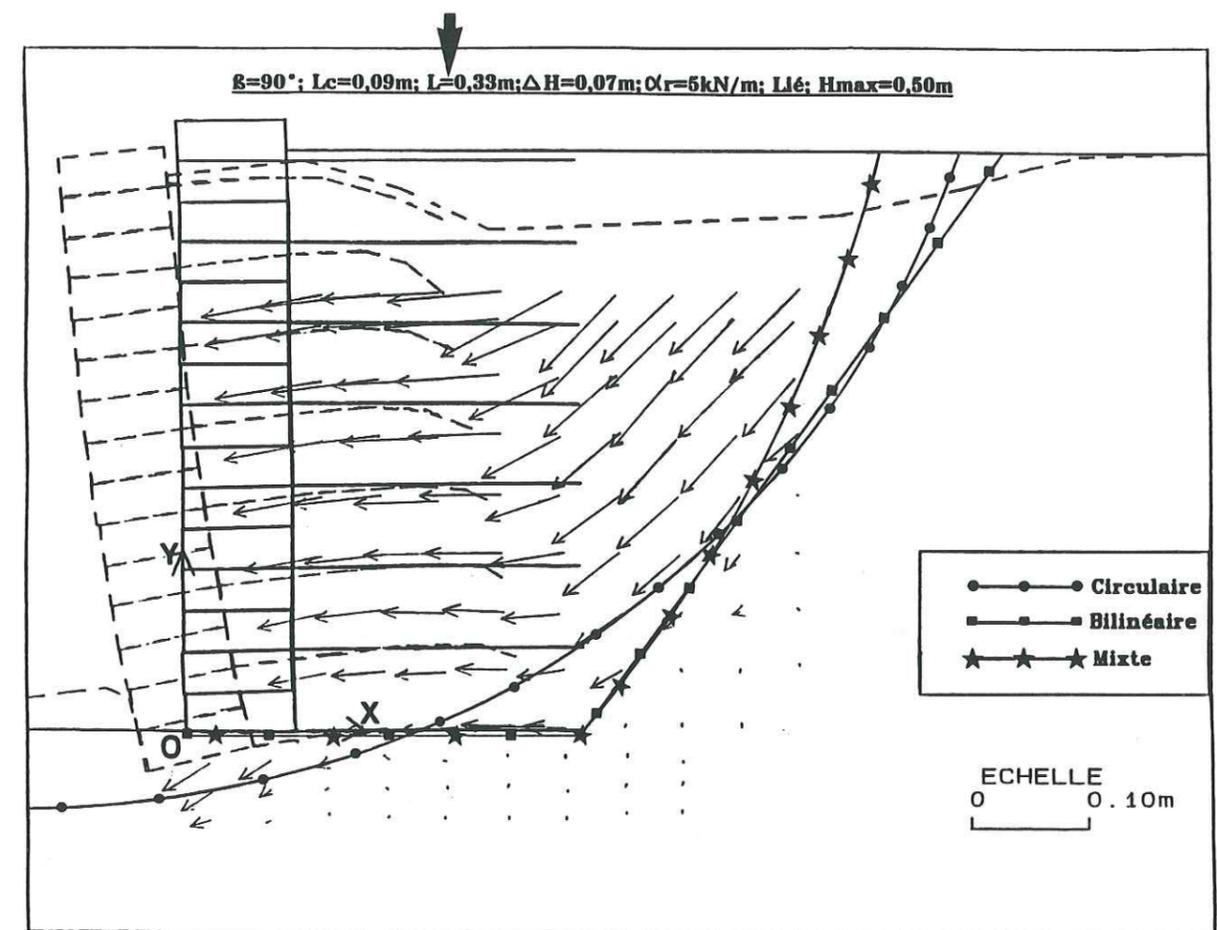
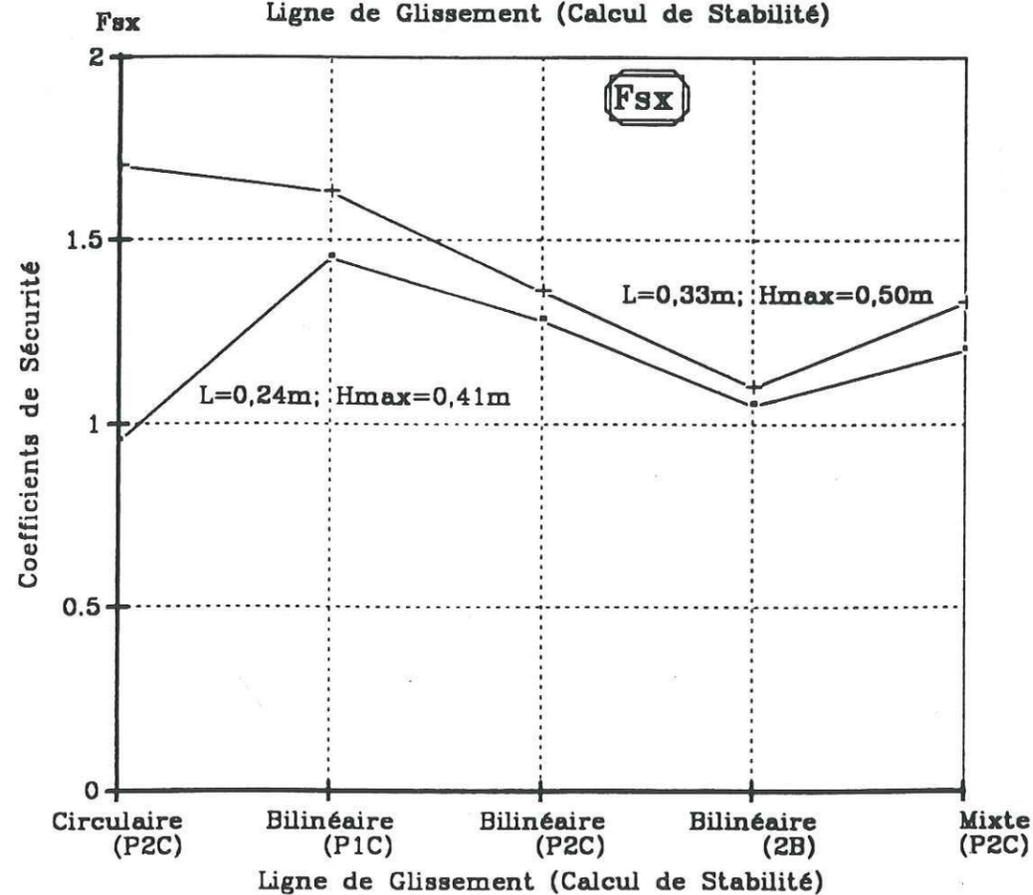
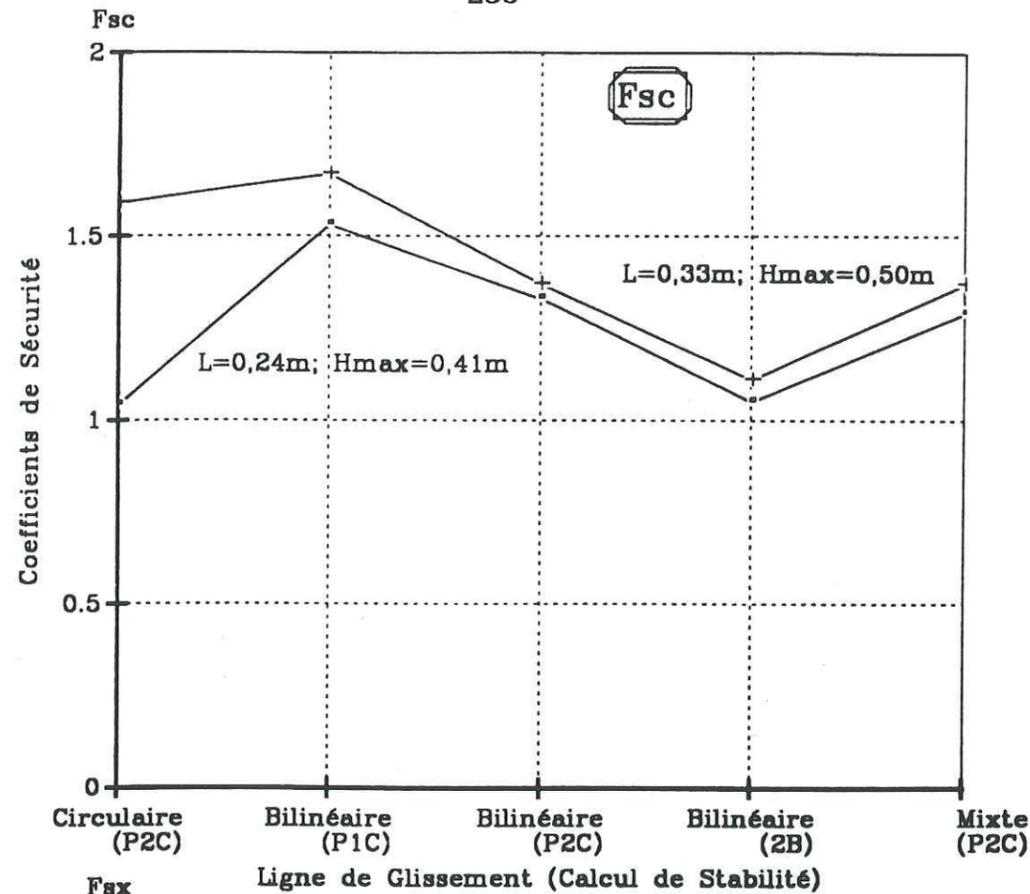


Figure V.4.h: Cas (9-9G)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $\beta=90^\circ; L_c=0,09m; \alpha_r=5kN/m; \Delta H=0,07m; Lié$
 Figure V.4.i: - Paramètre : Longueur d'armature L

V.4.1.b Stabilité interne

La ligne de glissement mixte utilisée pour chacun des quatre cas traités est assez voisine. Apparemment, la longueur de l'armature n'influence pas beaucoup le positionnement de la ligne de glissement, à la différence de la tension de rupture de l'armature.

Essai No.	L (m)	H _{max} (m)	H _{max} /L	F _{sc}	F _g	F _r	F _p
9-8P	0,24	0,34	1,42	1,01	1,56	5,48	0,895
9-9P	0,33	0,39	1,18	1,10	1,84	7,64	1,419
9-13P	0,42	0,42	1,00	1,22	2,15	10,42	2,022
9-14P	0,60	0,46	0,77	1,20	2,75	17,17	3,231

Tableau V.4(a): Influence de la longueur des armatures
 $(\beta=90^\circ; L_c=0,09m; \alpha_r=0,14kN/m; Ka=0,367)$
 F_{sc} pour des lignes de glissement mixte

V.4.1.c Stabilité externe

Les coefficients de sécurité au glissement et au renversement, $F_g > 1$ et $F_r > 1$, montrent que les sécurités externes au glissement et au renversement, sont bien assurées. La figure V.4.f rassemble les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx} pour les différentes lignes de glissement avec leur méthode de stabilité respective, considérées pour le calcul des quatre cas (9-8P), (9-9P), (9-13P) et (9-14P).

V.4.2 Massifs à parement souple et armatures papier ou géotextile
(Figures V.4.j - V.4.m + Tableau V.4(b))

V.4.2.a *Analyse expérimentale et stabilité interne*

Les résultats obtenus utilisant des parements en géotextile ou en papier nous ont donné une évolution similaire à celle observée avec les massifs renforcés à parement cellulaire. C'est-à-dire, une valeur de H_{max} qui augmente lorsque l'on passe d'un massif avec des longueurs d'armature de $L=0,24m$ à $0,33m$ (tableau V.4(b)).

Avec le parement en papier, nous avons un gain en H_{max} de $\Delta H_{max}=0,07m$ pour une augmentation de la longueur des armatures de $\Delta L=0,09m$, correspondant à $\Delta H_{max}/\Delta L=0,78$. Pour le parement en géotextile, le gain en hauteur est de $\Delta H_{max}=0,19m$ pour la même augmentation de la longueur des armatures, alors $\Delta H_{max}/\Delta L=2,11$.

Les figures V.4.j - V.4.m représentent respectivement les cas (9-3P), (9-4P), (9-3G) et (9-4G). Le coefficient de sécurité F_{sc} pour une ligne de glissement mixte utilisant la méthode des perturbations (P2C) est présenté sur le tableau V.4(b).

Essai No.	L (m)	α_r (kN/m)	H_{max} (m)	H_{max}/L	F_{sc}	F_g	F_r	F_p
9-3P	0,24	0,14	0,30	1,25	0,98	1,75	6,89	1,243
9-4P	0,33	0,14	0,37	1,12	1,00	1,93	8,42	1,597
9-3G	0,24	5	0,37	1,54	1,76	1,63	4,70	0,693
9-4G	0,33	5	0,56	1,70	1,17	1,50	3,96	0,498

Tableau V.4(b): Influence de la longueur des armatures ($\beta=90^\circ$; $L_c=0m$; $K_a=0,367$) F_{sc} pour des lignes de glissement mixte

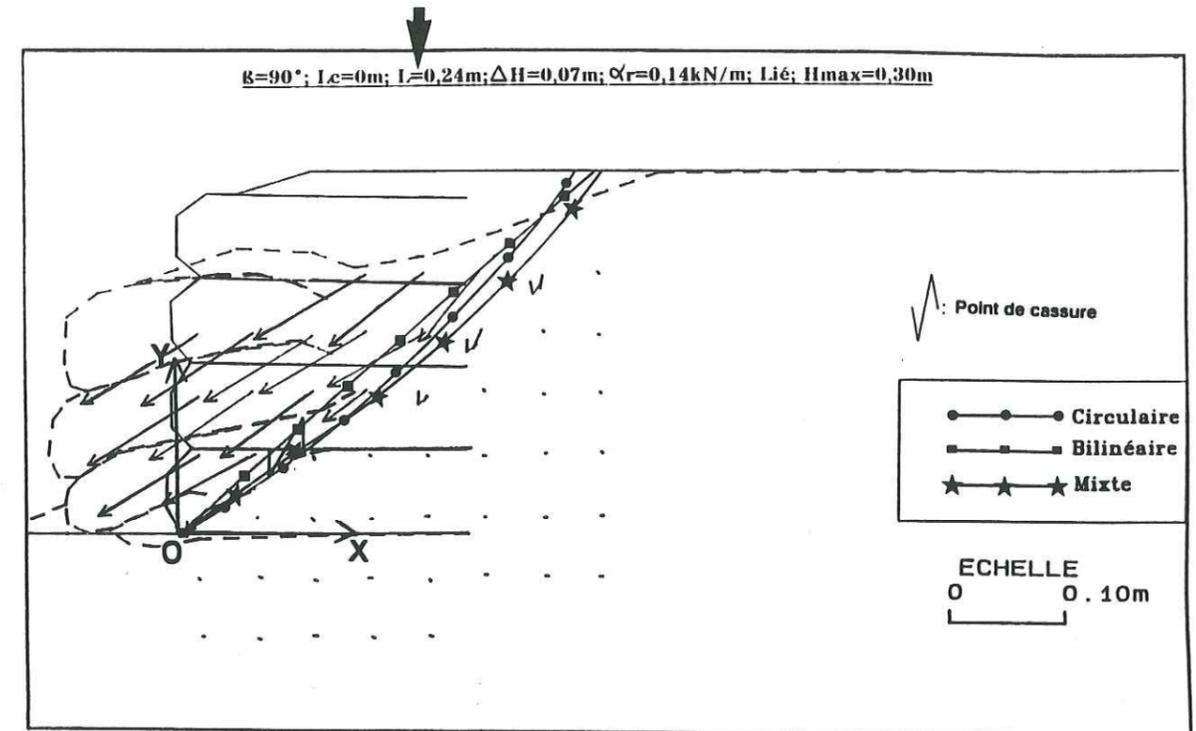


Figure V.4.j: Cas (9-3P)

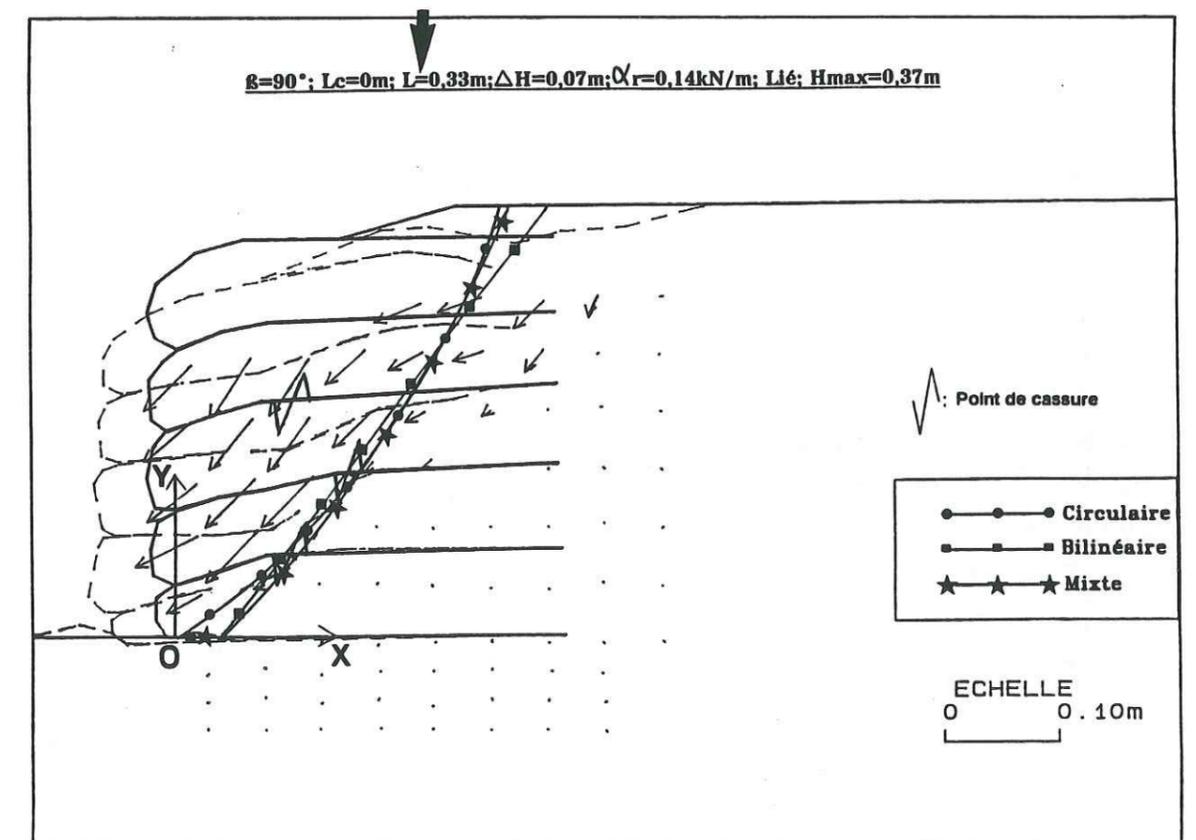


Figure V.4.k: Cas (9-4P)

$\beta=90^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,24m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=5kN/m$; Lié; $H_{max}=0,37m$

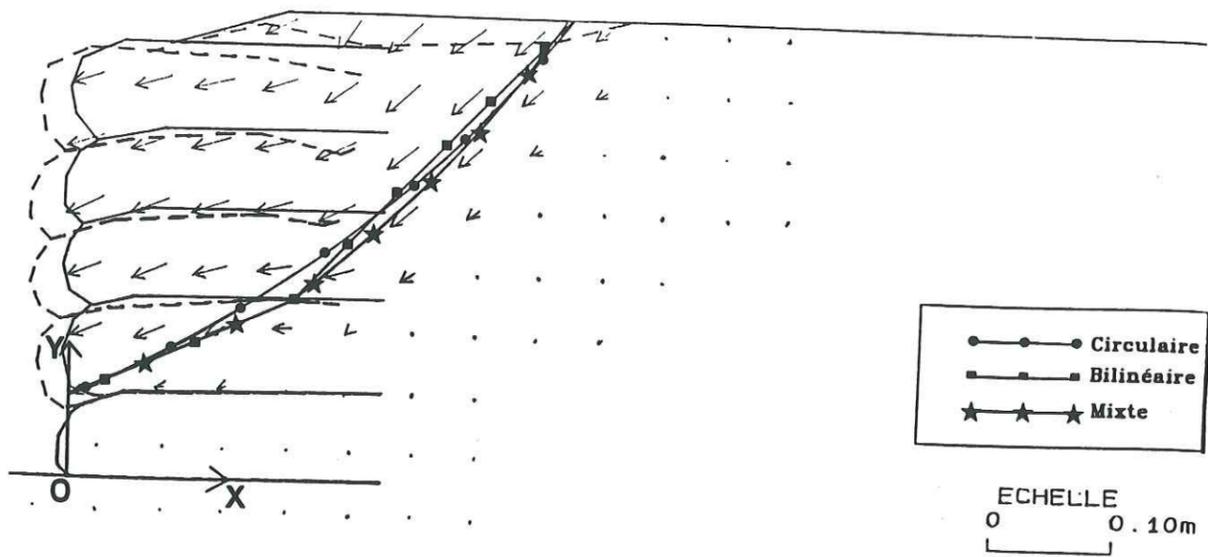


Figure V.4.l: Cas (9-3G)

$\beta=90^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=5kN/m$; Lié; $H_{max}=0,56m$

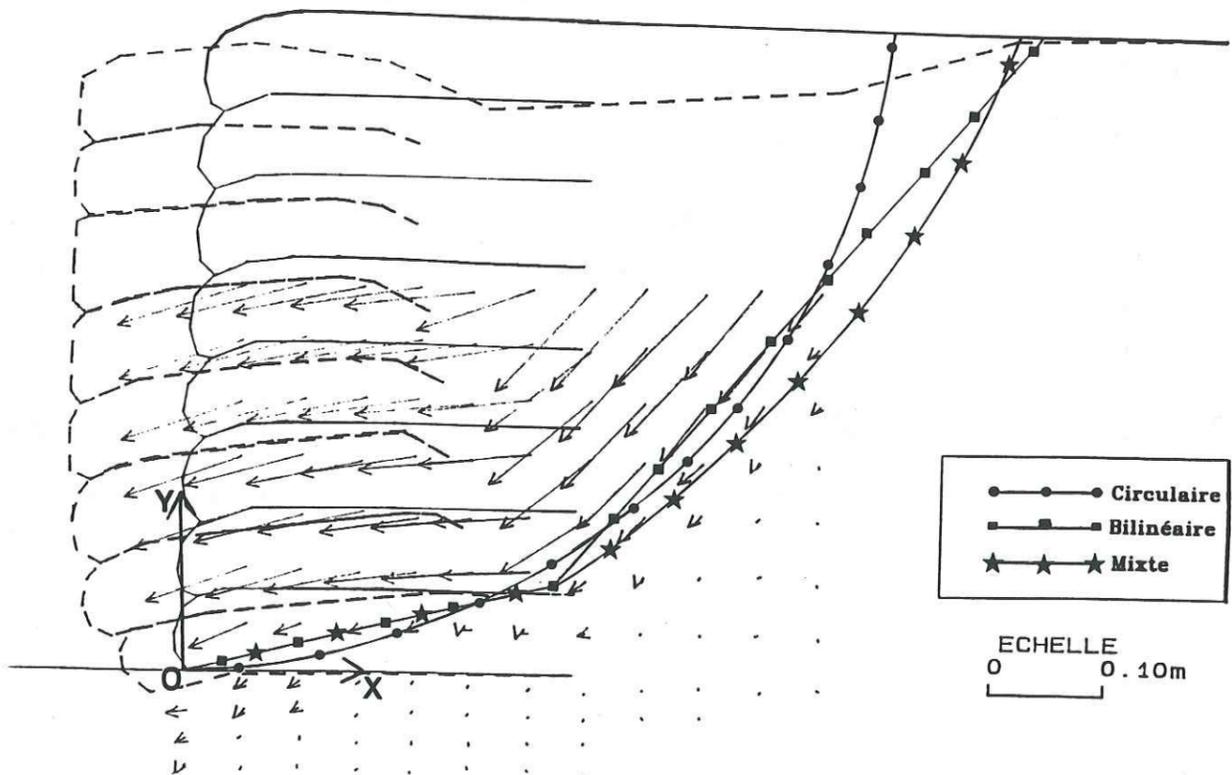


Figure V.4.m: Cas (9-4G)

V.4.2.b Stabilité externe

En ce qui concerne la stabilité externe de ces massifs (tableau V.4(b)), on constate que les stabilités au glissement et au renversement étaient assurées. Généralement en effet, c'est l'instabilité interne du massif renforcé, soit la cassure de quelques couches d'armatures soit un rabattement insuffisant (défaut d'ancrage en zone active), qui est la cause principale de la ruine de ces ouvrages.

V.4.3 Conclusion

On remarque sur le tableau V.4(a), que la valeur de H_{max}/L diminue avec l'augmentation de L. On voit donc que le commentaire fait pour les massifs à $\beta=60^\circ$ et 80° sur l'effet de l'échelle, est toujours valable pour ces massifs aux parements verticaux. Il est alors toujours à prendre en compte pour comparer les massifs de largeur L différente.

V.5 Influence de la technique de parement ($\beta=90^\circ$)

Comme dans le paragraphe V.4, deux techniques de parement ont été envisagées: le parement cellulaire et le parement géotextile. Pour une même longueur L d'armature papier, les résultats avec les deux types de parements sont relativement voisins. Toutefois, on constate un léger gain de H_{max} (figures V.5.a - V.5.d) dans le cas d'un parement cellulaire. Pour une longueur d'armature $L=0,24m$ le gain en H_{max} du massif avec un parement cellulaire par rapport au massif avec un parement géotextile est de 13,3%; pour une longueur d'armature $L=0,33m$, ce même gain en H_{max} est de 5,4%.

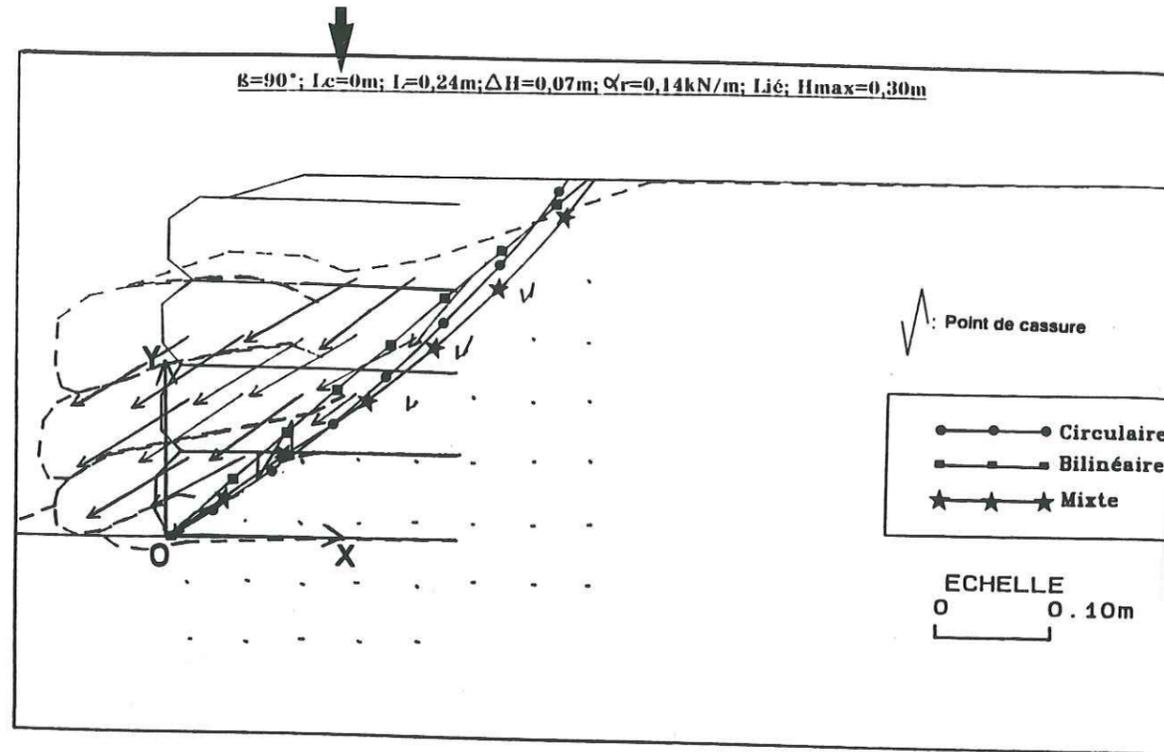


Figure V.5.a: Cas (9-3P)

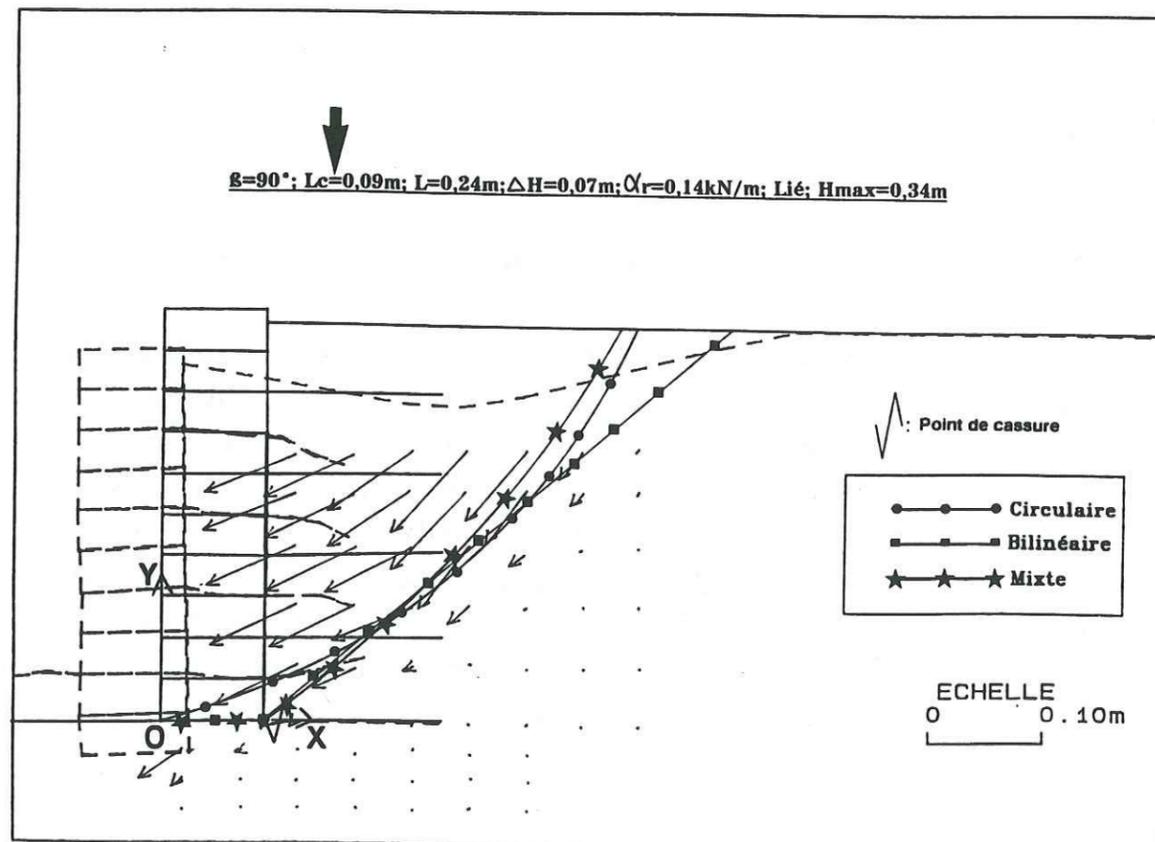


Figure V.5.b: Cas (9-8P)

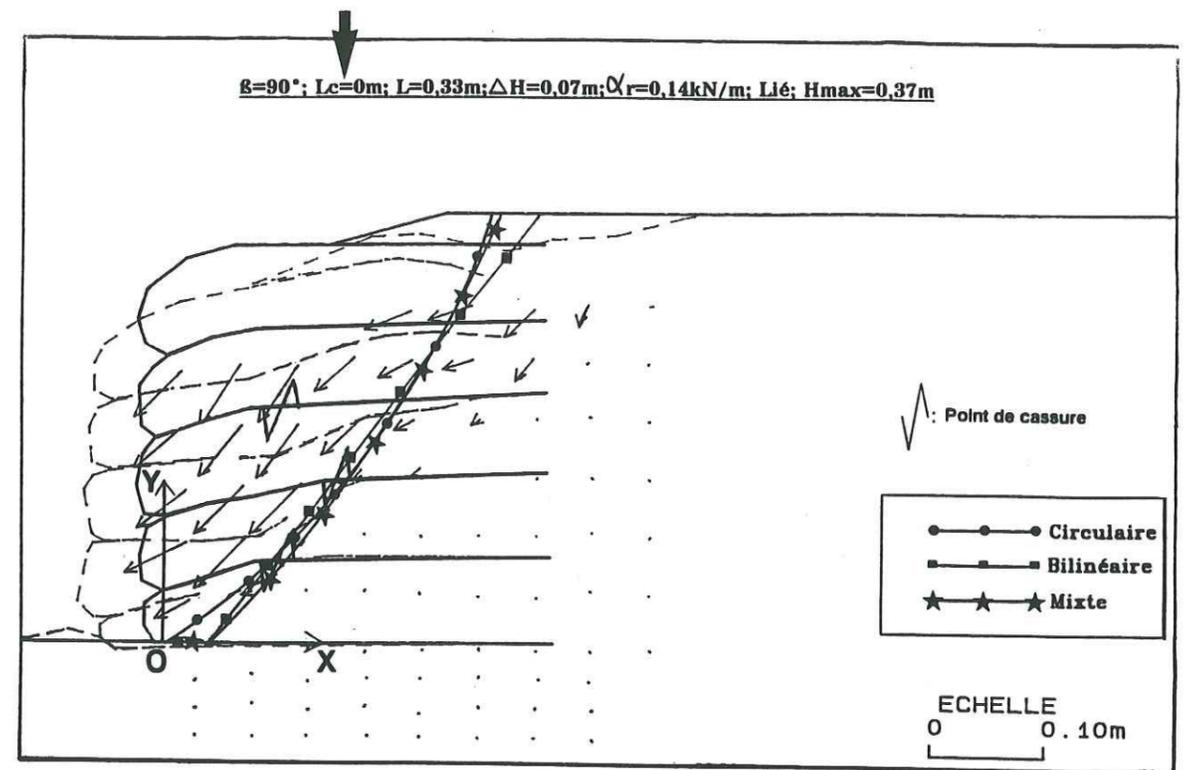


Figure V.5.c: Cas (9-4P)

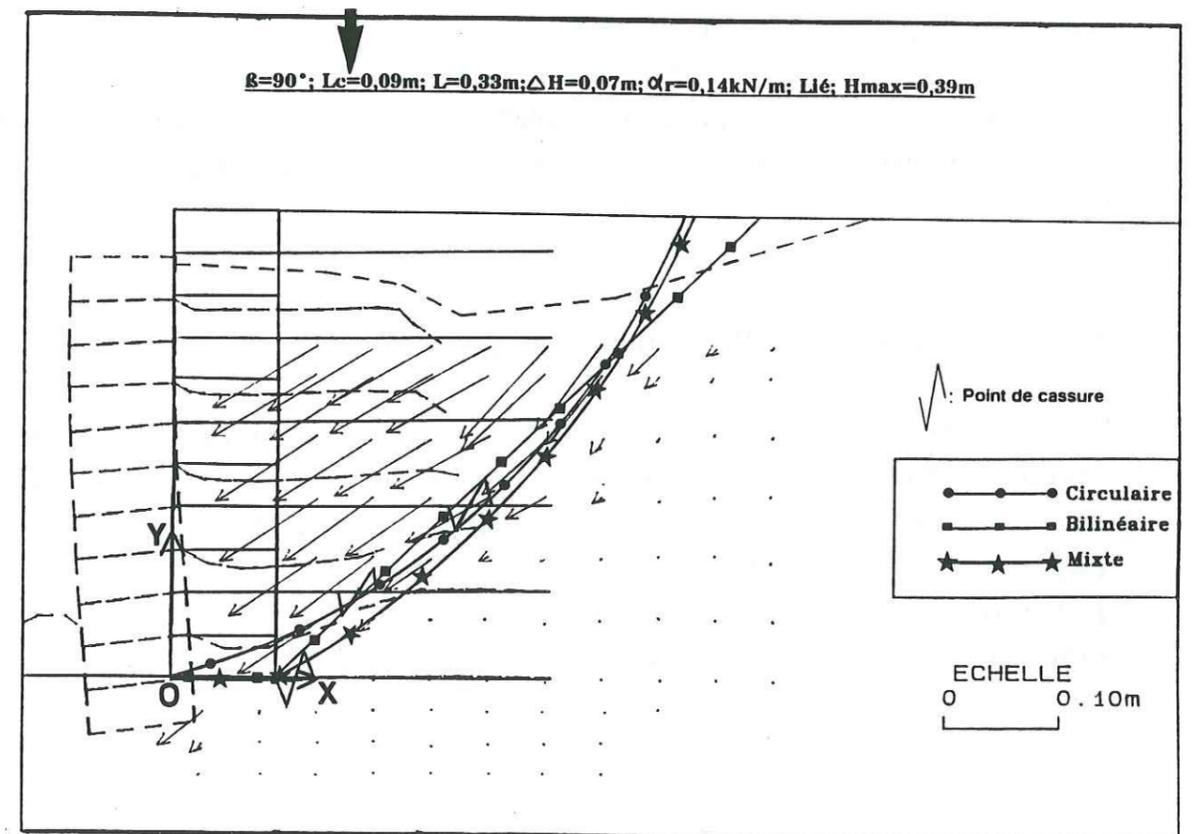


Figure V.5.d: Cas (9-9P)

Pour les deux types de parements, nous obtenons un rapport H_{\max}/L qui diminue avec l'augmentation de L , ce qui correspond à un mode de rupture dépendant de la longueur des armatures L , ce qui indique une rupture interne au massif en sol renforcé (tableau V.5(a)).

L (m)	Parement papier			Parement cellulaire		
	H_{\max}	H_{\max}/L	F_{sc}	H_{\max}	H_{\max}/L	F_{sc}
0,24	0,30	1,25	0,95	0,34	1,42	0,95
0,33	0,37	1,12	0,82	0,39	1,18	1,02

Tableau V.5(a): Influence de la technique de parement F_{sc} pour une ligne de glissement mixte.

La ligne de glissement bilinéaire avec la méthode Double-Blocs nous semblent un peu plus adaptées au calcul de stabilité des murs verticaux, que la ligne mixte avec la méthode des perturbations P2C. Le gain de stabilité présenté par ces massifs aux parements cellulaires et verticaux est faible comparé aux massifs avec des parements en papier à mêmes valeurs de β et L , mais en tous cas, c'est un avantage.

V.6 Influence de l'inclinaison du parement (β)

Afin d'étudier l'influence de l'inclinaison du parement sur la stabilité d'un massif, nous avons rassemblé les résultats correspondant aux trois inclinaisons $\beta=60^\circ$, 80° et 90° pour les deux types d'armatures, papier et géotextile, et pour les deux types de parements. Les résultats présentés dans les tableaux V.6(a) et V.6(b) correspondent aux deux longueurs d'armature, $L=0,24m$ et $0,33m$.

V.6.1 Observations expérimentales (Figures V.6.a - V.6.r + Tableaux V.6(a) et V.6(b))

V.6.1.a Parement cellulaire + armature papier ou géotextile

Généralement, nous avons constaté une décroissance de la hauteur maximale (H_{\max}) obtenue, lorsque l'inclinaison du parement β augmente (tableaux V.6(a) et V.6(b)). La cinématique de la rupture change aussi avec β . Pour les massifs avec $\beta=60^\circ$, la rupture est toujours par glissement du massif renforcé soit après cassure des armatures intersectées par la ligne de glissement pour les armatures papier, soit par insuffisance d'ancrage pour les armatures géotextile.

En ce qui concerne les massifs verticaux et pour $\beta=80^\circ$, le basculement du parement et du massif en sol renforcé, précédé souvent par un léger glissement vers l'aval du pied du massif renforcé, se superpose au glissement pur et net des massifs avec une inclinaison du parement moins importante.

Dans tous les cas où il y a un parement cellulaire, un poinçonnement du sol de la base uniquement par le parement cellulaire pendant la rupture, est observé (Figures V.6.a - V.6.h). Les figures V.6.d et V.6.h sont les représentations graphiques des coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx} obtenus en utilisant les lignes de glissement et les méthodes de calcul indiquées.

L (m)	α_r (kN/m)	$\beta=60^\circ$		$\beta=80^\circ$		$\beta=90^\circ$	
		H_{max} (m)	F_{sc}	H_{max} (m)	F_{sc}	H_{max} (m)	F_{sc}
0,24	0,14	0,42	0,91	0,38	0,95	0,34	0,95
0,33	0,14	0,49	1,00	0,42	1,00	0,39	1,02
0,24	5	0,50	1,20	0,49	1,07	0,41	1,04
0,33	5	0,70	0,94	0,61	1,39	0,50	1,59

Tableau V.6(a): Influence de l'inclinaison du parement (parement cellulaire) F_{sc} pour les lignes de glissement mixtes

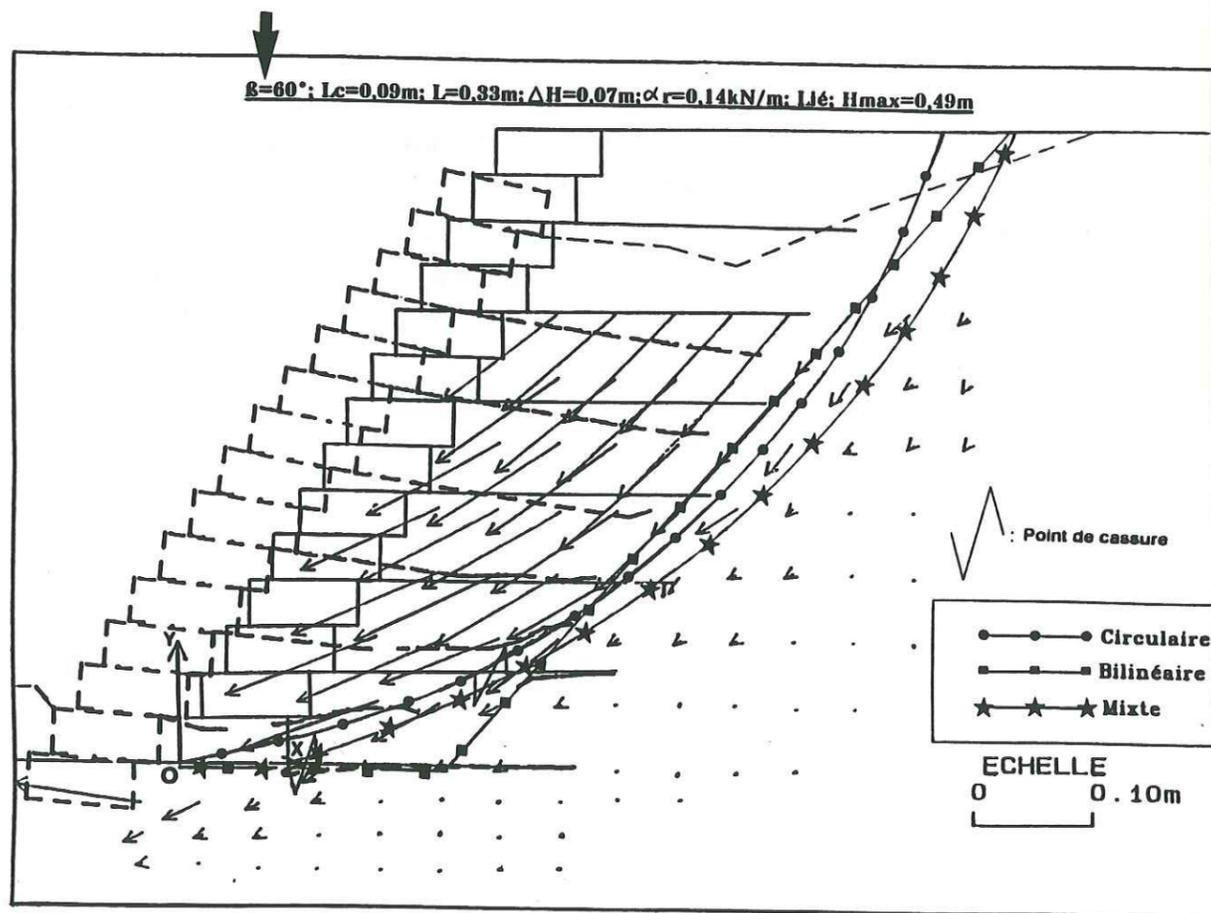


Figure V.6.a: Cas (6-9P)

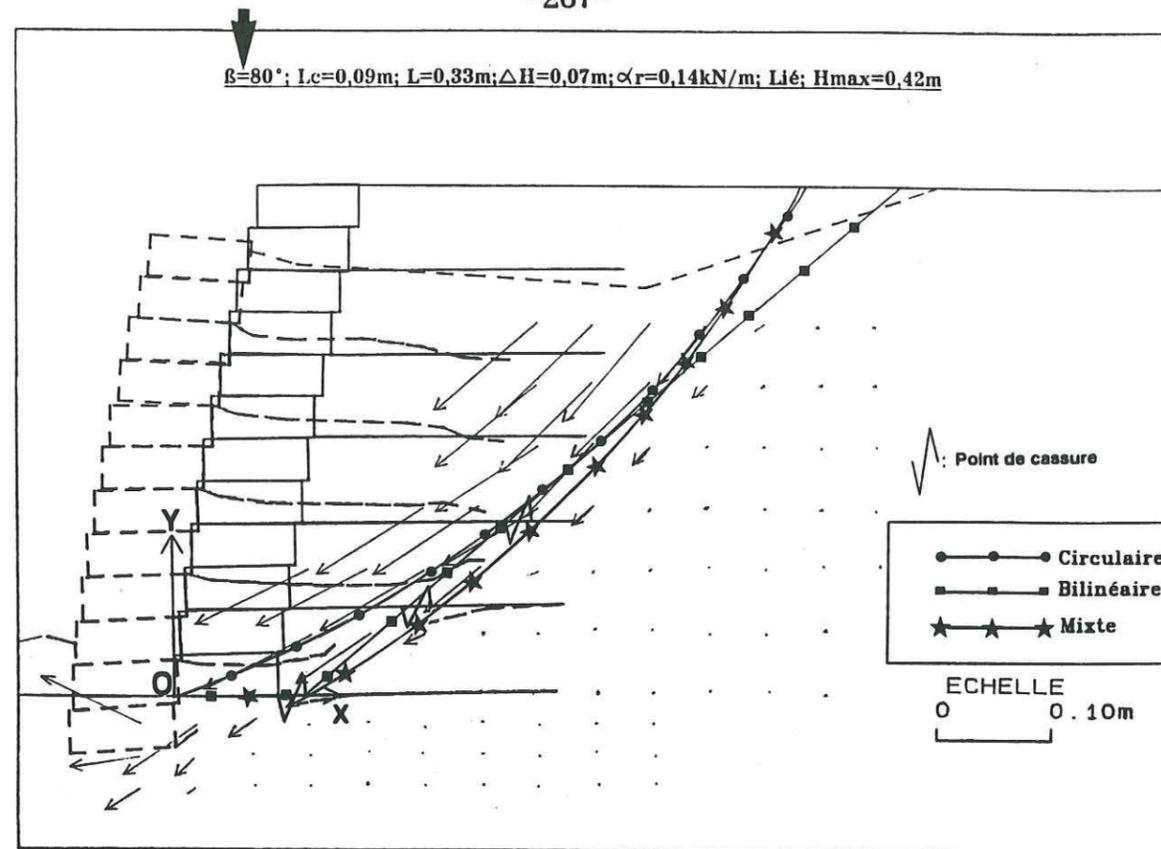


Figure V.6.b: Cas (8-9P)

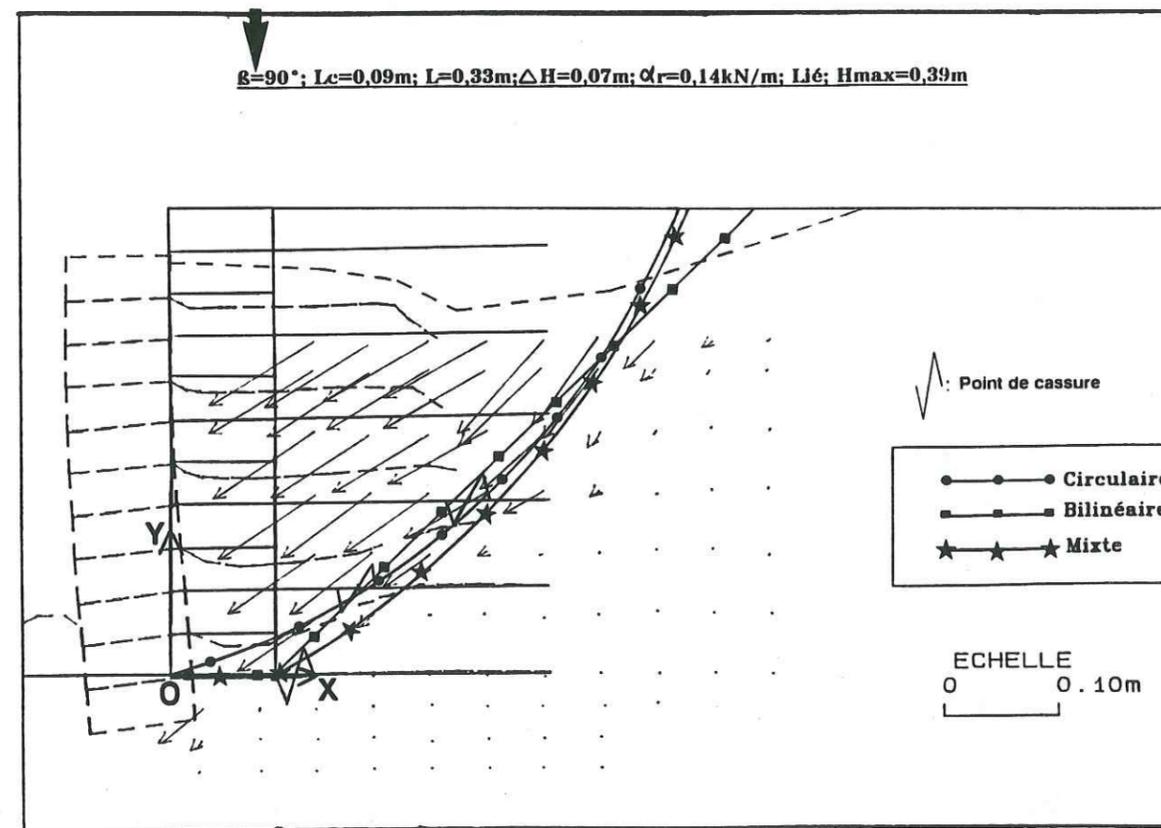
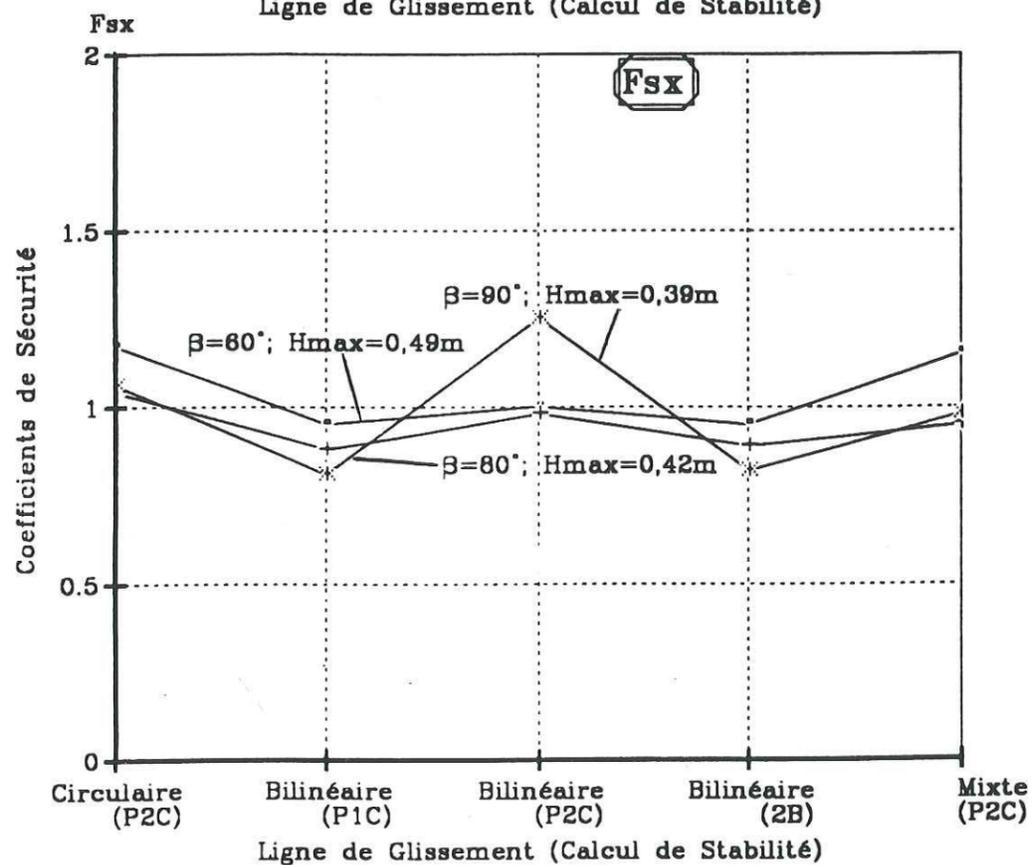
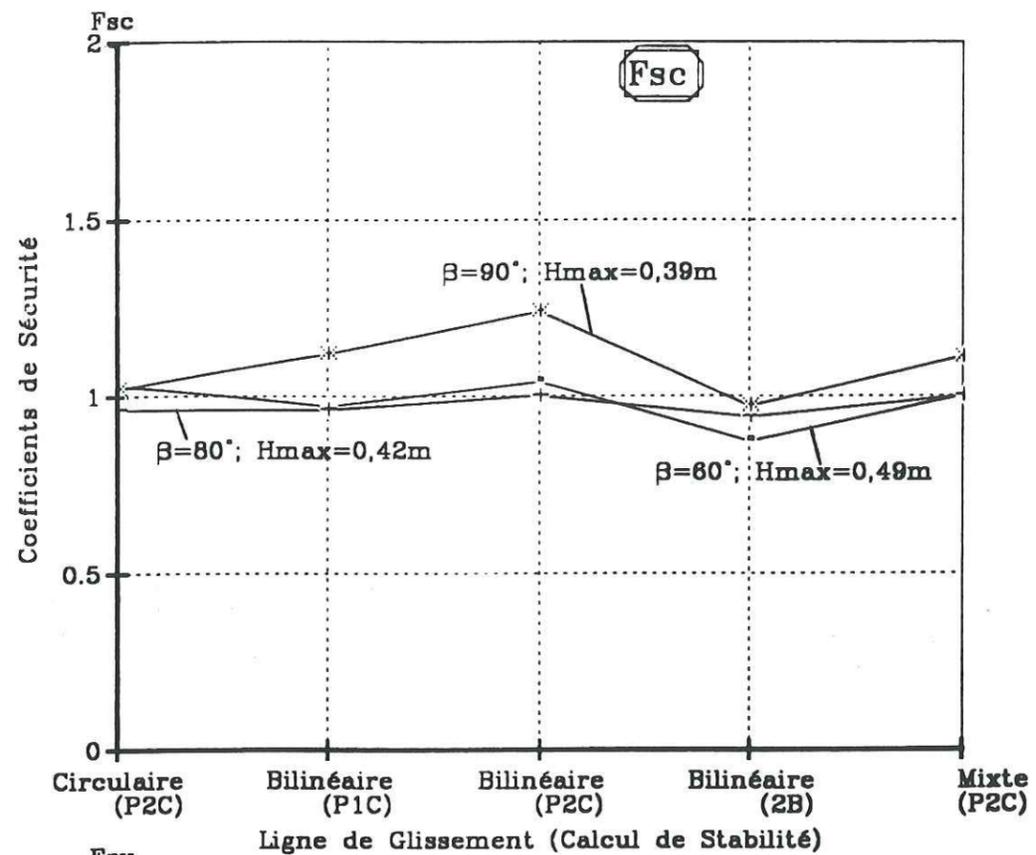


Figure V.6.c: Cas (9-9P)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $L_c=0,09m; L=0,33m; \Delta H=0,07m; \alpha r=0,14kN/m; L_i$
 Figure V.6.d: - Paramètre : Inclinaison du parement β

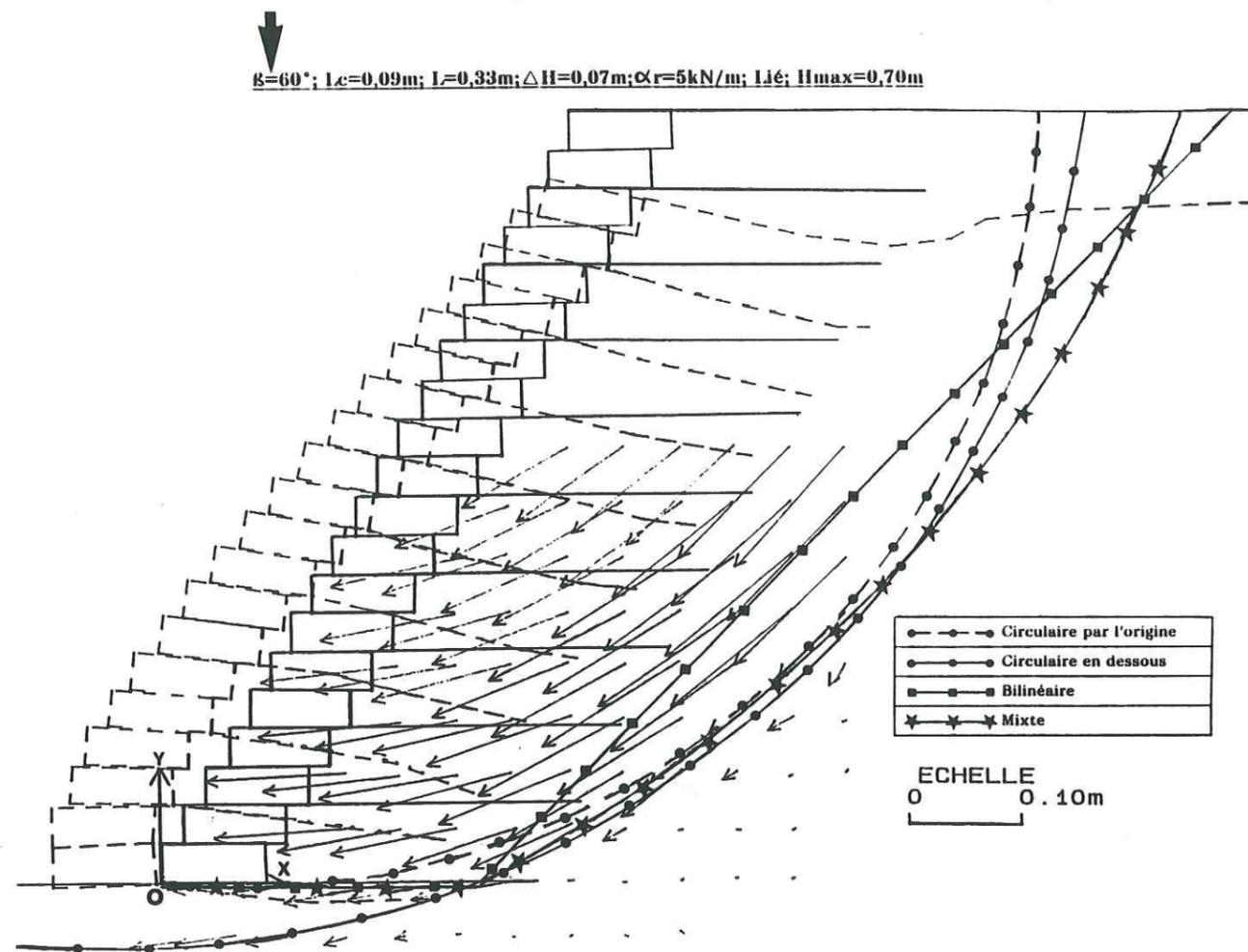


Figure V.6.e: Cas (6-9G)

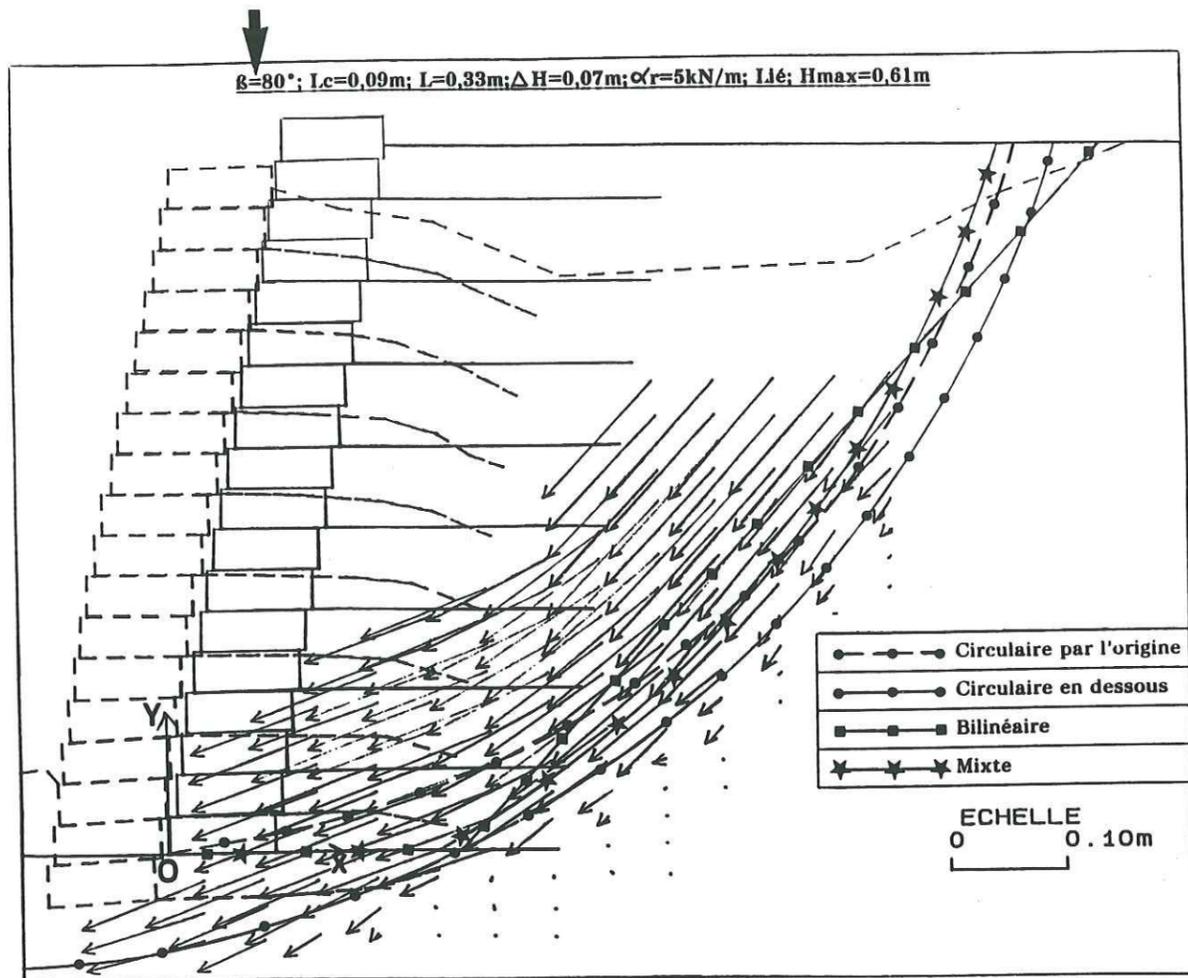


Figure V.6.f: Cas (8-9G)

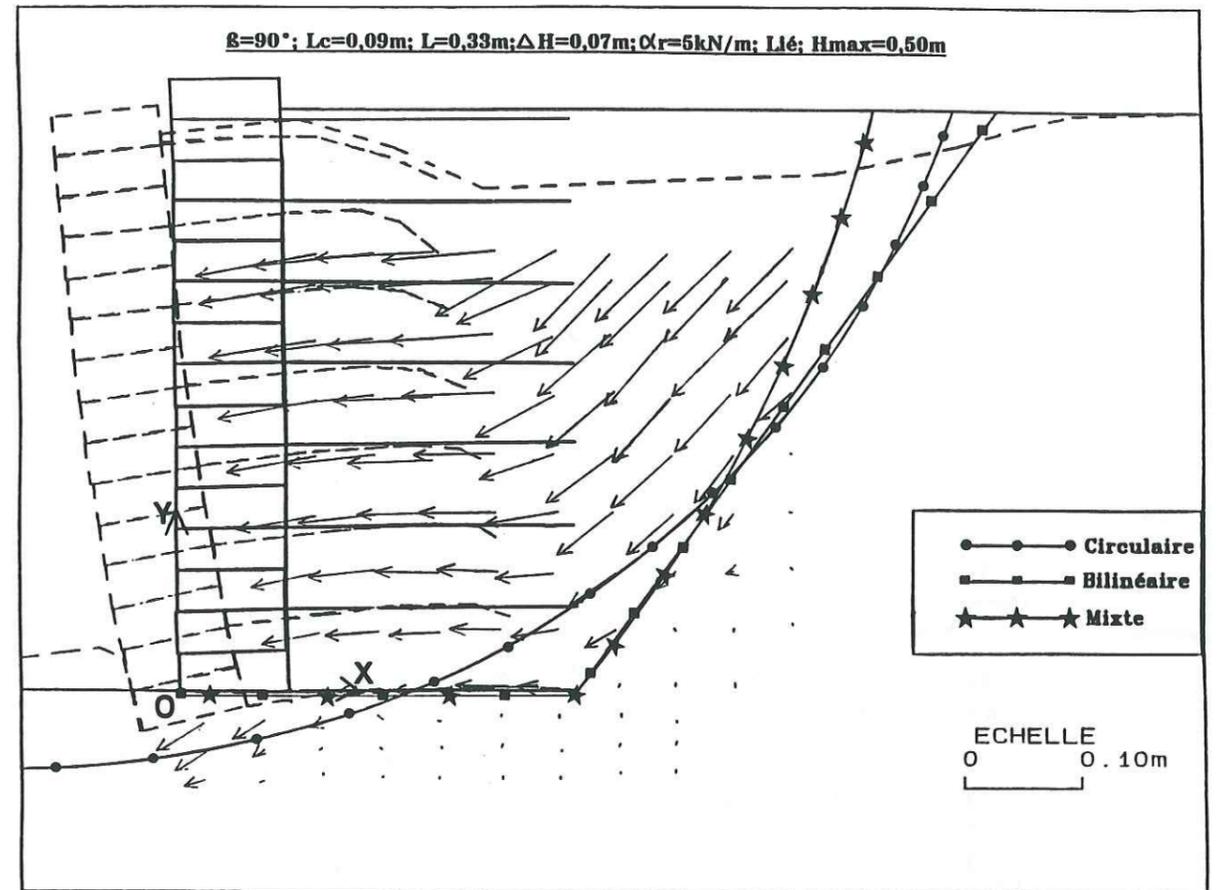
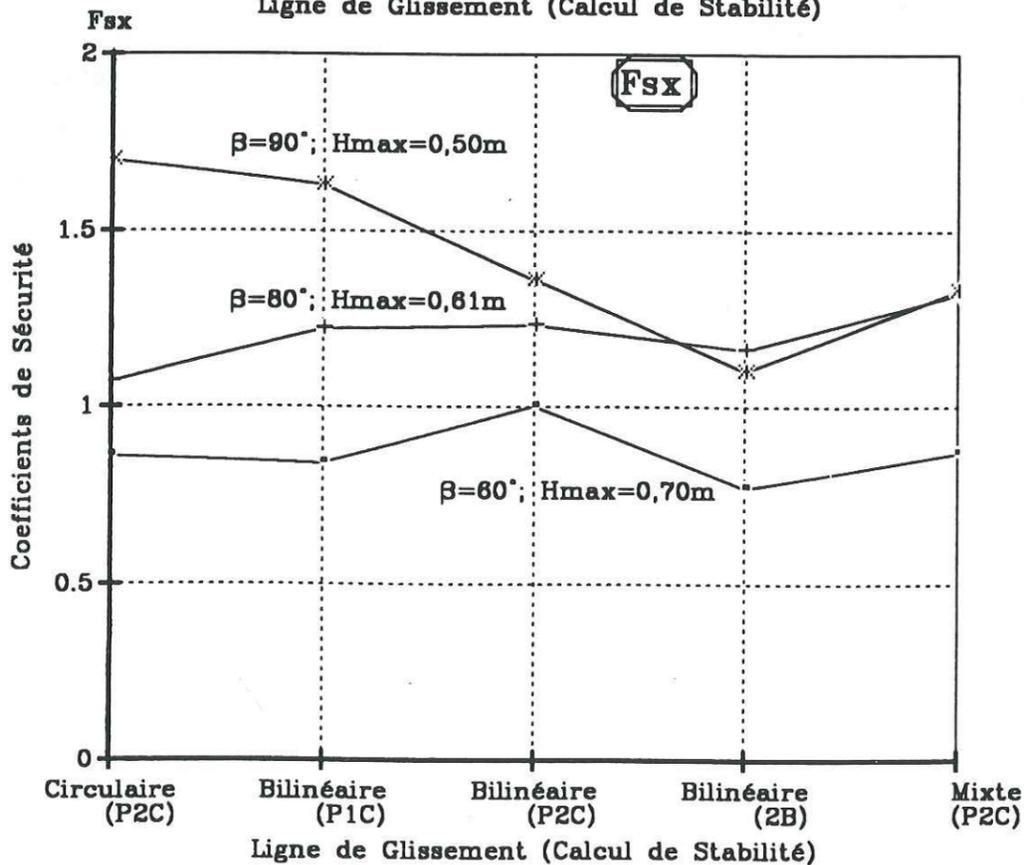
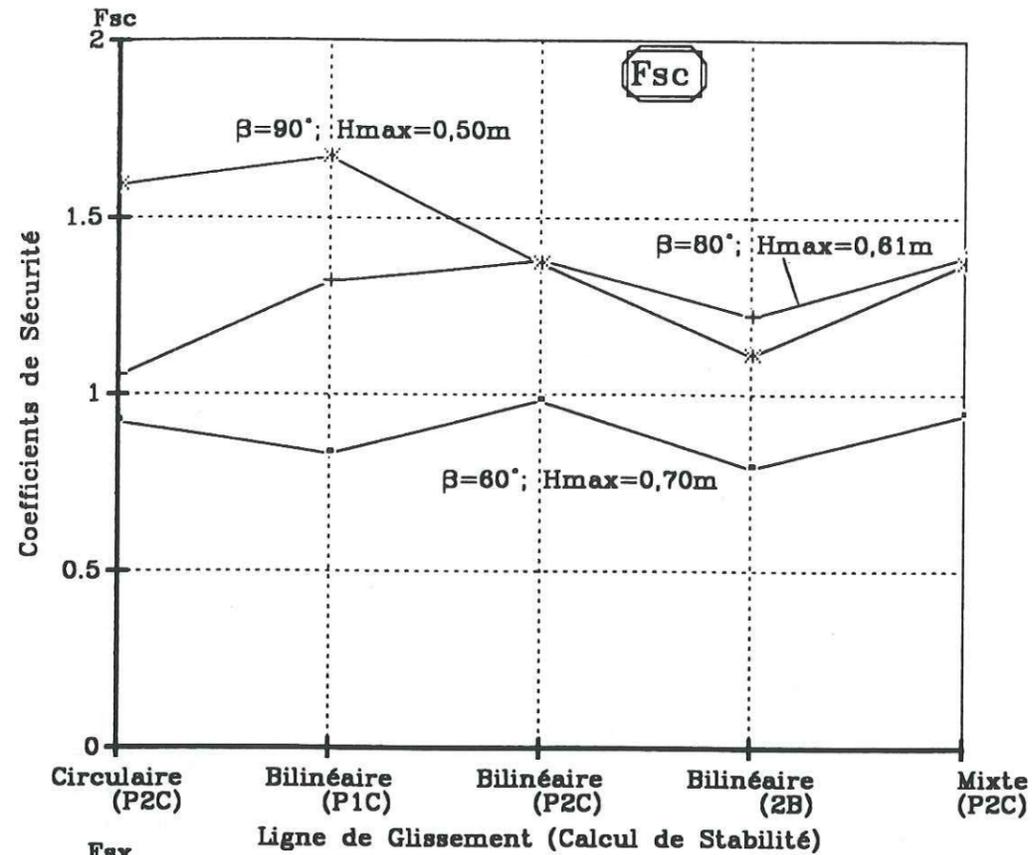


Figure V.6.g: Cas (9-9G)



Influence de la méthode de calcul sur les coefficients de sécurité F_{sc} et F_{sx}
 $L_c=0,09m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=5kN/m$; Lié
 Figure V.6.h: - Paramètre : Inclinaison du parement β

Pour les massifs avec un parement cellulaire, il y a une diminution de la hauteur maximale (H_{max}) des massifs, allant de 18%, pour $L=0,24m$ et $\alpha_r=5kN/m$, à 28% pour $L=0,33$ et $\alpha_r=5kN/m$ aussi, en passant d'une inclinaison de 60° à 90° (figure V.6.q). Il est cependant intéressant de noter que la diminution en H_{max} obtenue en passant de $\beta=60^\circ$ à 90° pour les cas $L=0,24$ et $0,33m$ avec le papier ($\alpha_r=0,14kN/m$), est quasiment identique à 20%.

V.6.1.b Parement souple + armature papier ou géotextile

Pour les massifs à parement souple (figures V.6.i - V.6.p), la diminution de H_{max} obtenue en passant de $\beta=60^\circ$ à 90° , évolue de 15,2% pour $L=0,33m$ et $\alpha_r=5kN/m$, à 27,5% pour les cas ayant $L=0,33m$ et $\alpha_r=0,14kN/m$, (figure V.6.r).

		$\beta=60^\circ$		$\beta=80^\circ$		$\beta=90^\circ$	
L (m)	α_r (kN/m)	H_{max} (m)	F_{sc}	H_{max} (m)	F_{sc}	H_{max} (m)	F_{sc}
0,24	0,14	0,40	0,80	0,31	1,00	0,30	0,95
0,33	0,14	0,51	0,83	0,44	0,63	0,37	0,82
0,24	5	0,48	0,95	0,47	1,00	0,37	2,38
0,33	5	0,66	0,84	0,53	2,40	0,56	1,29

Tableau V.6(b): Influence de l'inclinaison du parement (parement souple) F_{sc} pour les lignes de glissement mixtes

Pour $\beta=90^\circ$, en référence au basculement constaté en présence d'un parement, le phénomène est ici moins net, même si on constate une avancée en surplomb des couches renforcées, par rapport à la couche de base qui reste en retrait.

$\beta=60^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; Lié; $H_{max}=0,51m$

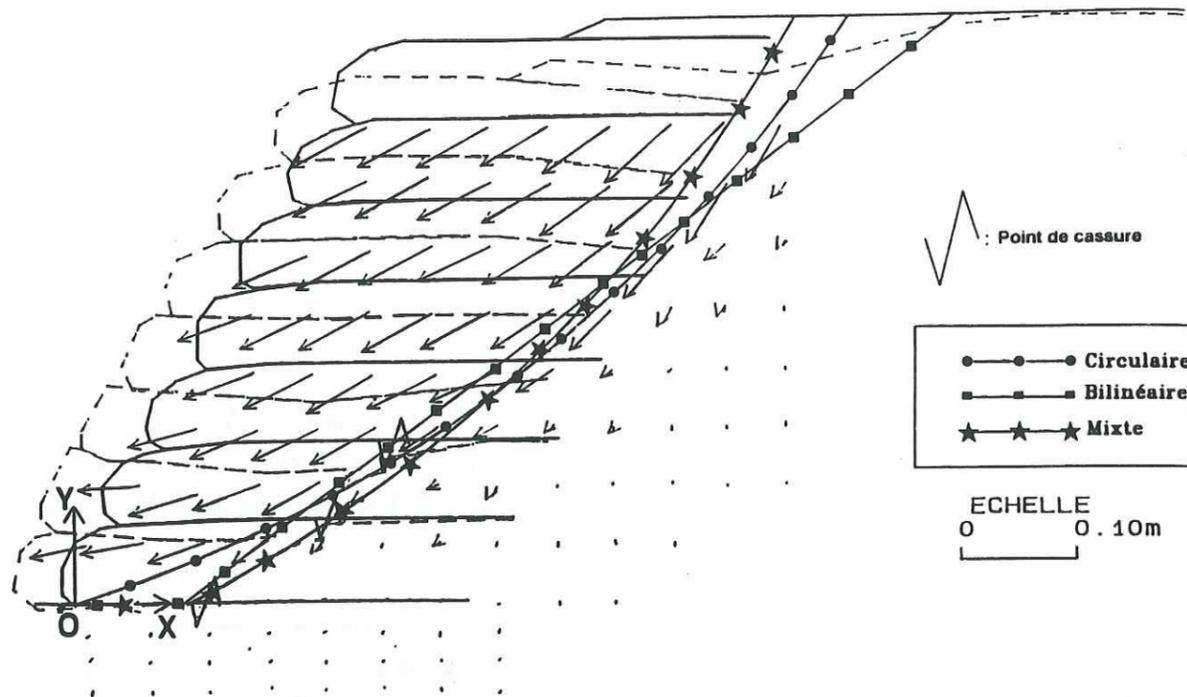


Figure V.6.i: Cas (6-4P)

$\beta=80^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; Lié; $H_{max}=0,44m$

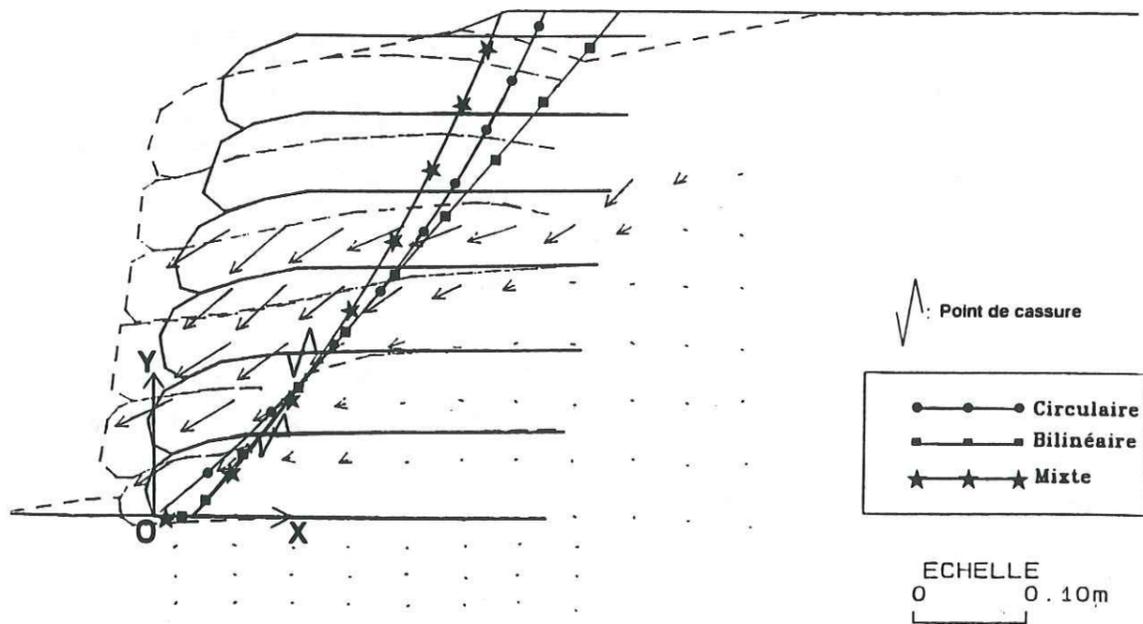


Figure V.6.j: Cas (8-4P)

$\beta=90^\circ$; $L_c=0m$; $L=0,33m$; $\Delta H=0,07m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; Lié; $H_{max}=0,37m$

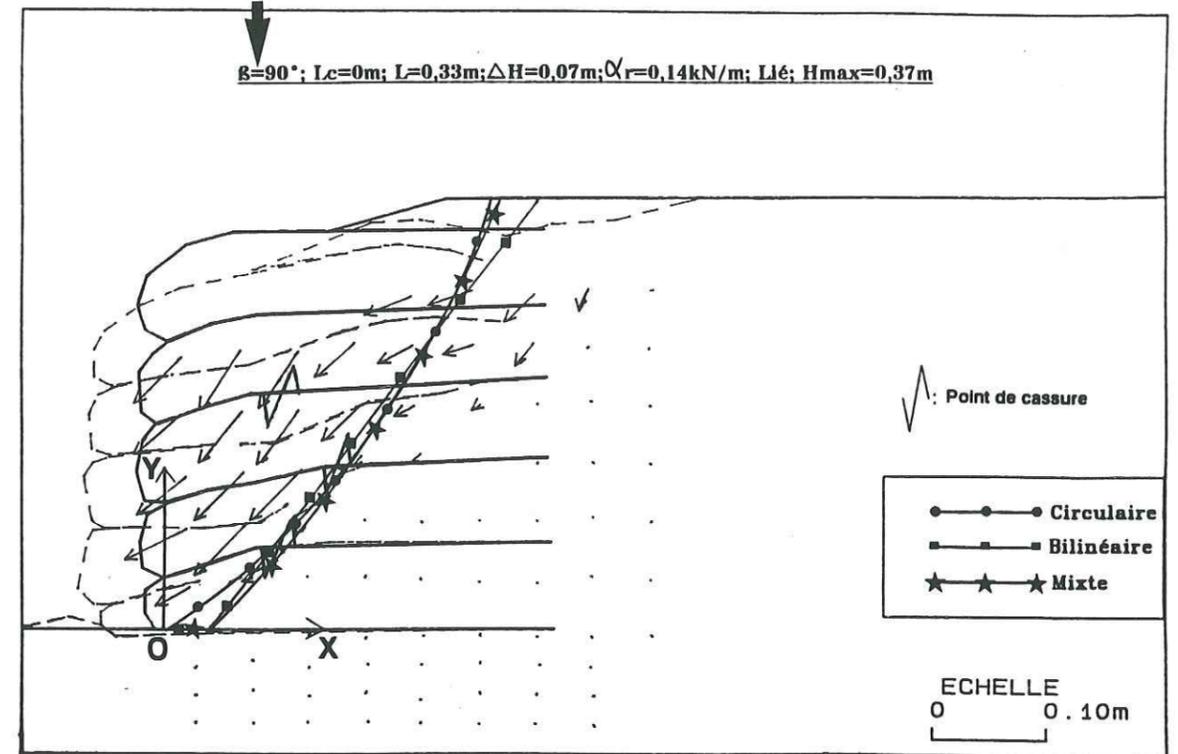
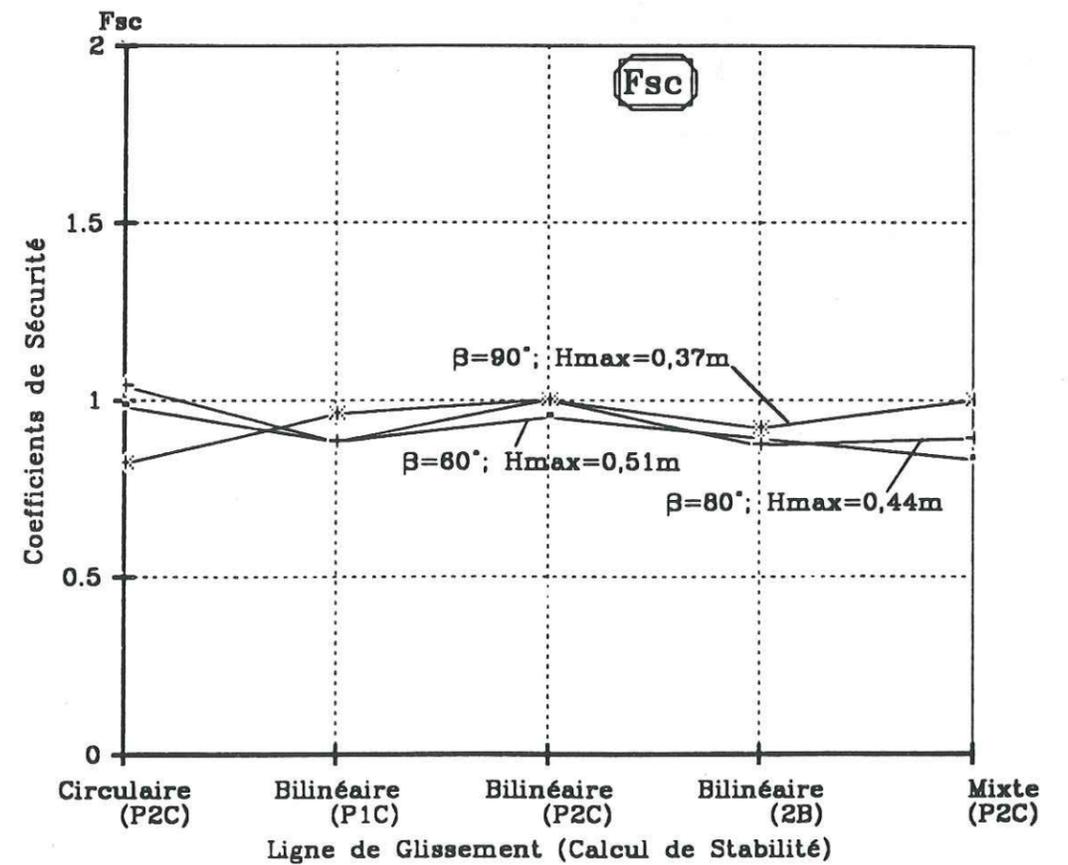


Figure V.6.k: Cas (9-4P)



Influence de la méthode de calcul sur le coefficient de sécurité F_{sc}
 $L_c=0m$; $L=0,33m$; $\alpha_r=0,14kN/m$; $\Delta H=0,07m$; Lié
 Figure V.6.l: - Paramètre : Inclinaison du Parement β

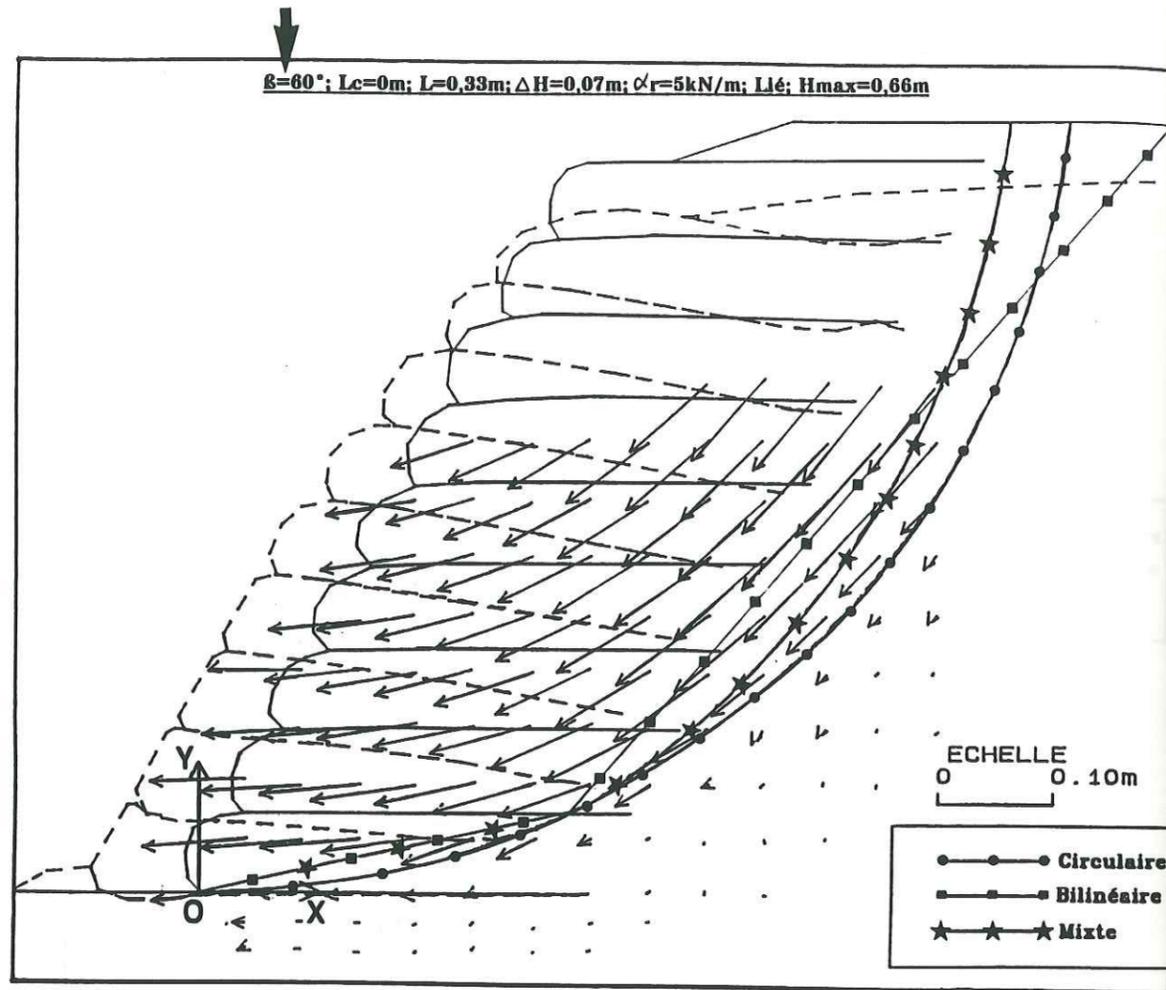


Figure V.6.m: Cas (6-4G)

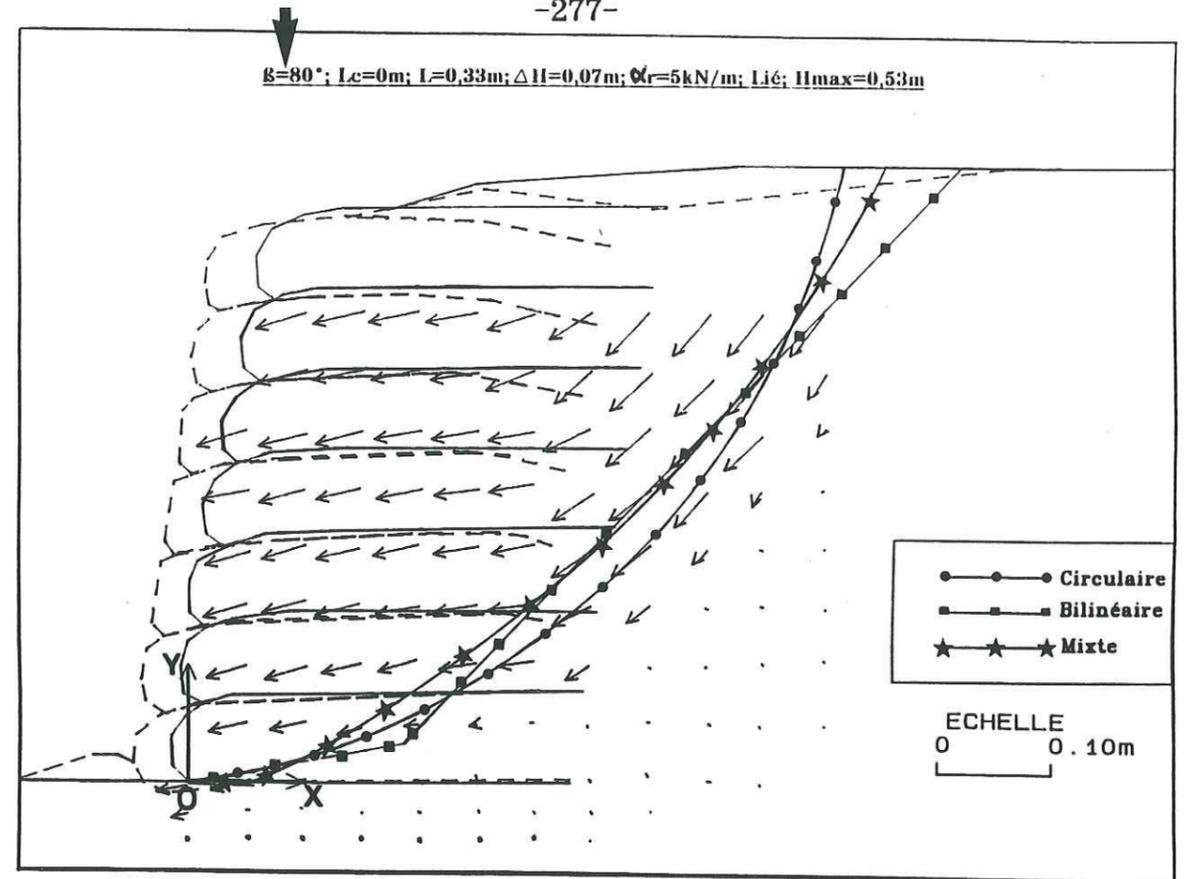


Figure V.6.n: Cas (8-4G)

$\beta=90^\circ; L_c=0m; L=0,33m; \Delta H=0,07m; \alpha_r=5kN/m; L_i \acute{e}; H_{max}=0,56m$

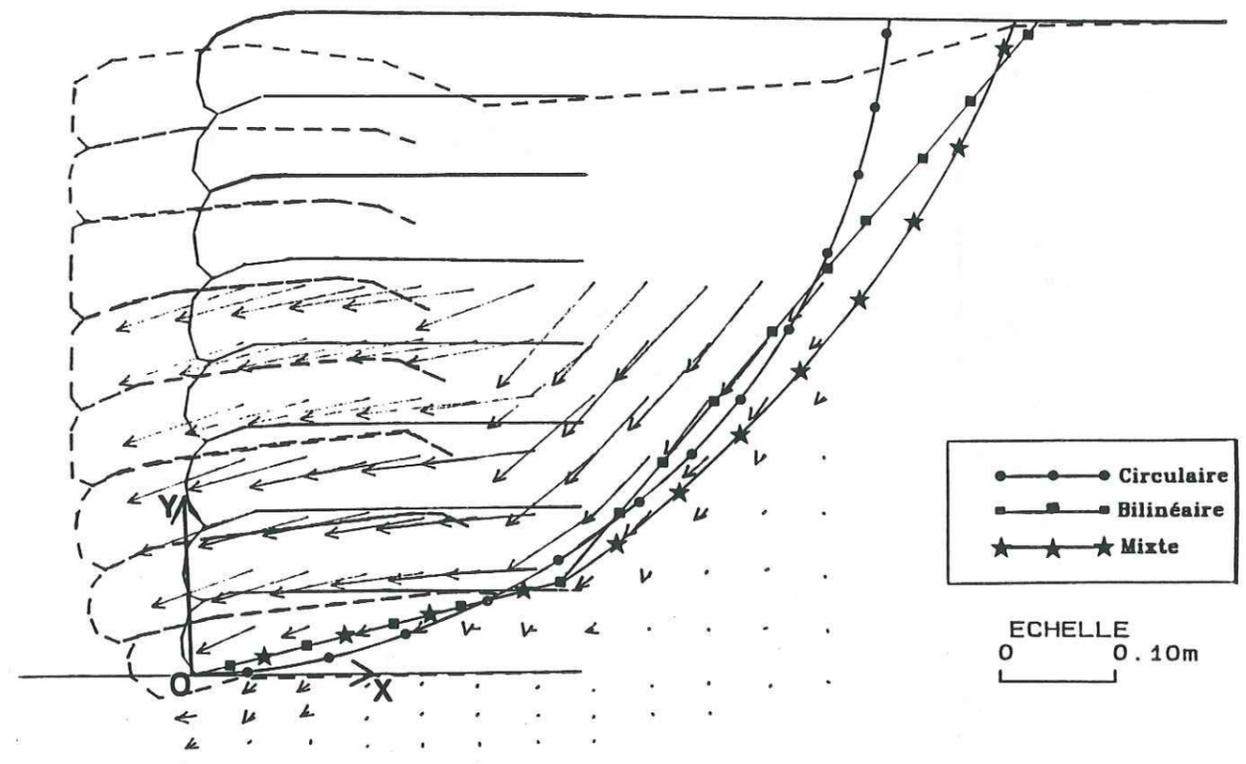
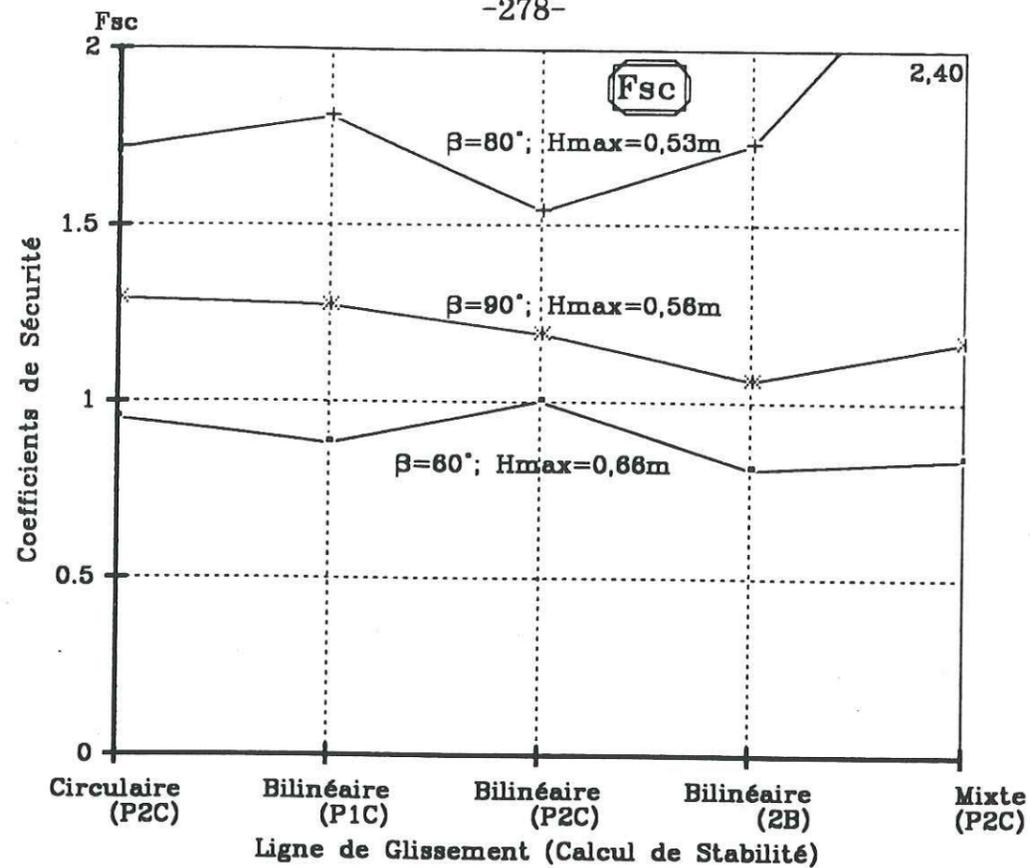


Figure V.6.o: Cas (9-4G)



Influence de la méthode de calcul sur le coefficient de sécurité F_{sc}
 $L_c=0m$; $L=0,33m$; $\alpha_r=5kN/m$; $\Delta H=0,07m$; Lié

Figure V.6.p: Paramètre : Inclinaison du Parement β

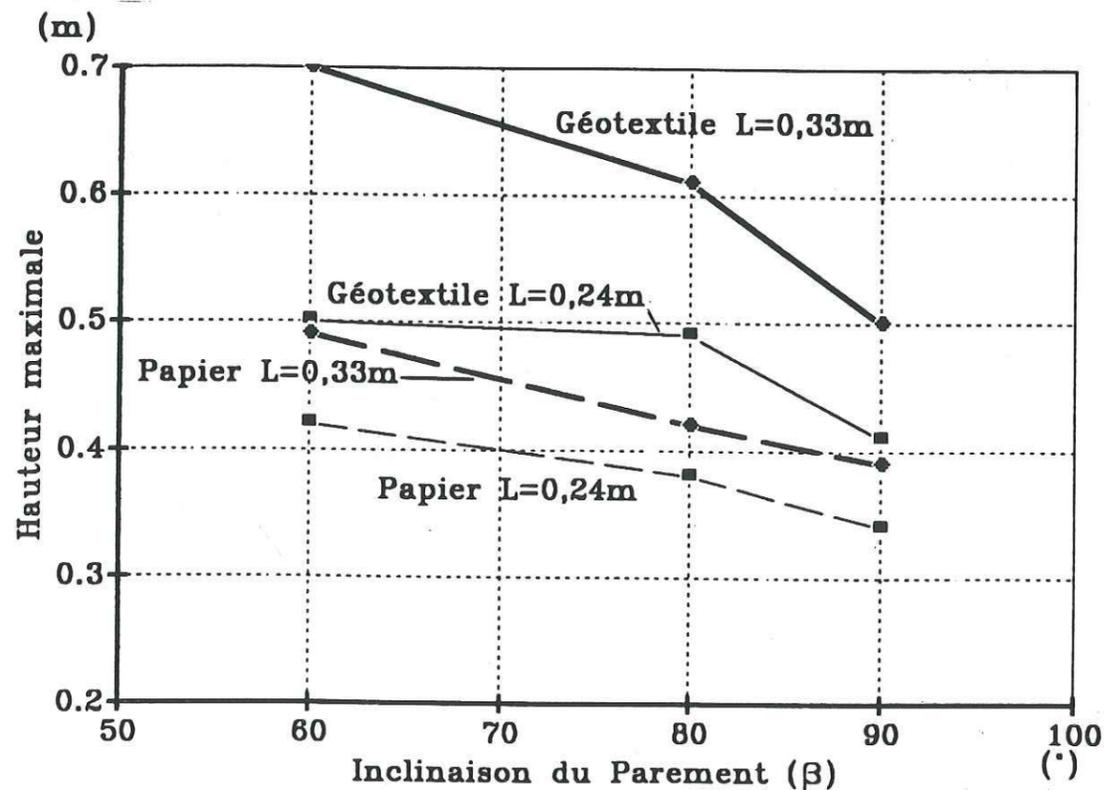


Figure V.6.q: Influence de l'inclinaison du parement (Parements cellulaires)

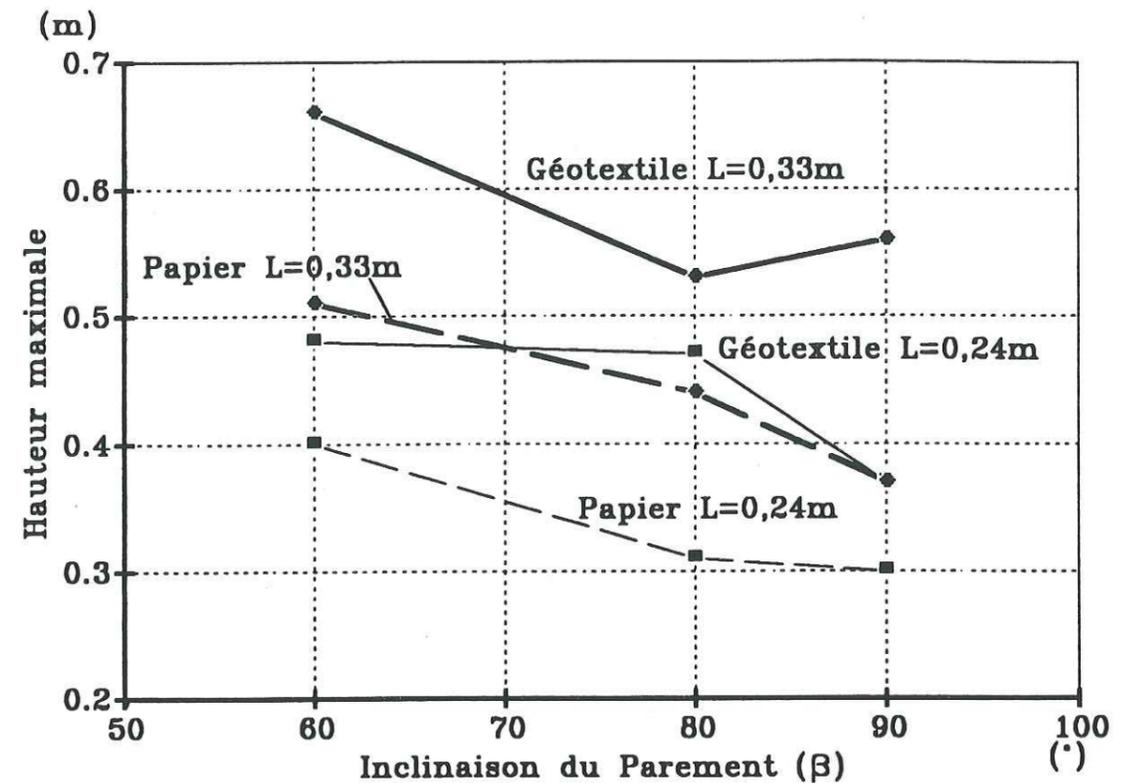


Figure V.6.r: Influence de l'inclinaison du parement (Parements géotextiles)

V.6.2 Conclusion

Pour $\beta=60^\circ$, le mouvement est classiquement rotationnel, le mur cellulaire participant au mouvement.

Pour $\beta=90^\circ$, le mouvement de glissement du sol, rotationnel pour l'armature papier, glissement plan horizontal pour l'armature géotextile, s'accompagne dans les deux cas d'un basculement du mur cellulaire.

On constate un léger gain de stabilité pour des massifs à fortes pentes avec un parement cellulaire, par rapport aux massifs à parement géotextile.

Chapitre VI

DETERMINATION DES CONTRAINTES DANS UN MASSIF RENFORCE

Introduction

L'estimation de la poussée sur le mur cellulaire ainsi que des efforts d'ancrage des armatures, à partir des contraintes supposées dans le massif, doit être confirmée. Nous avons donc décidé de tenter de déterminer expérimentalement, les contraintes verticales et horizontales au sein d'un massif renforcé.

Dans la suite de ce chapitre nous présenterons la méthodologie utilisée pour mesurer les contraintes dans les massifs de Schneebeli, et ensuite nous présenterons les résultats obtenus. Les résultats présentés dans ce chapitre font partie d'études préliminaires dans ce domaine dans notre équipe de l'I.R.I.G.M.. Des mesures plus détaillées et plus approfondies sont en cours et les résultats feront l'objet d'un rapport ultérieur.

VI.1 Méthode de mesure des contraintes

La méthode que nous avons employée est celle qui a été mise au point au Centre Universitaire des Sciences et Techniques (C.U.S.T) de Clermont-Ferrand, pour la détermination de l'état de contrainte en tout point d'un massif analogique de Schneebeli - FAUGERAS (1979).

Le principe de base de la méthode est que, dans un milieu constitué par un empilement de cylindres (les rouleaux), la force nécessaire à déplacer quelques uns d'entre eux selon leur axe longitudinal est fonction du champ des forces radiales auxquelles ils sont soumis, et donc en particulier de la profondeur à laquelle ils se situent, le milieu étant pesant.

VI.1.1 Définition de la contrainte macroscopique dans un milieu granulaire

La définition de la contrainte dans un milieu continu est la limite du rapport dF/dS lorsque dS tend vers zéro, avec dS un élément de surface et dF la force appliquée sur cette surface.

Le matériau de Schneebeli est un milieu granulaire. Puisque nous sommes dans ce milieu, il est nécessaire d'introduire la notion de contrainte macroscopique qui ne peut être utilisée qu'en considérant un nombre relativement important de rouleaux. Cette contrainte macroscopique en un point d'un milieu granulaire est définie comme le rapport $\Delta F/\Delta S$, où ΔS est la surface d'un plan centré sur le point, et ΔF est la résultante de toutes les forces s'appliquant sur cette surface. La valeur de ΔS est finie et suffisamment petite pour être assimilée à l'élément différentiel dans les traitements mathématiques, tout en étant suffisamment grande de façon à ce que les discontinuités soient négligeables par rapport à sa taille. Ceci implique donc, une homogénéisation locale du matériau - MEZGHANI (1987). La valeur de la contrainte macroscopique en un point dans une direction planaire n'est pas unique, mais elle est une variable aléatoire dont la valeur moyenne σ est égale à la contrainte du milieu continu équivalent - GOURVES (1988).

VI.1.2 Technique de la mesure des contraintes

Nous ne rappelons ici que les principes essentiels de la méthode expérimentale développée au C.U.S.T. Clermont-Ferrand par FAUGERAS (1979). Cette méthode fondée sur l'étude du frottement des rouleaux constituant le massif, consiste à mesurer la force nécessaire pour déplacer un ensemble de rouleaux selon leur axe longitudinal. Cette force est fonction du champ de contraintes au point de mesure.

La limite de l'empreinte créée dans un massif par le déplacement (en poussant dessus) d'un ensemble de rouleaux est appelée "la découpe". FAUGERAS (1979) a mis en évidence les avantages associés à l'utilisation d'une découpe obtenue par l'intermédiaire d'une plaque de faible épaisseur (1mm) et large de 5cm. Dans notre cas, nous avons utilisé une plaque avec les dimensions 2mm x 5cm. La figure

VI.1.2.a montre un schéma des forces de contact agissant sur un ensemble de rouleaux.

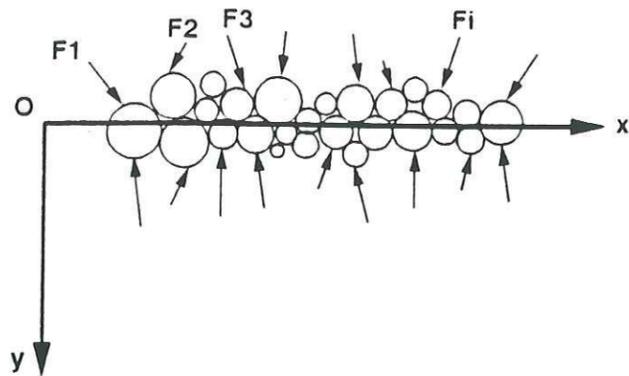


Figure VI.1.2.a: Forces de contact agissant sur une découpe de rouleaux

Si l'on appelle σ_y et σ_x les contraintes moyennes macroscopiques s'exerçant respectivement sur une facette de normale Oy et de normale Ox, on pourra écrire l'expression de la force nécessaire pour déplacer l'ensemble de rouleaux selon leur axe longitudinale sous la forme:

$$F_y = \lambda \sigma_y + \mu \sigma_x$$

où λ et μ sont des coefficients, homogènes à une surface, qui dépendent des caractéristiques géométriques de la plaque utilisée pour déplacer les rouleaux, des caractéristiques géométriques de l'empreinte (la découpe), et de la nature du matériau utilisé.

Il a été montré que, quelle que soit l'orientation de la découpe dans le plan xOy du massif, le contour de celle-ci présente la même configuration, FAUGERAS (1980) à condition de considérer le milieu comme isotrope, ce qui rend possible l'écriture de l'expression de la force F comme:

$$F_\theta = \lambda \sigma_\theta + \mu \sigma_{\theta+\pi/2}$$

avec θ : angle que fait la normale au grand axe de la découpe avec la direction Oy (figure VI.1.2.b).

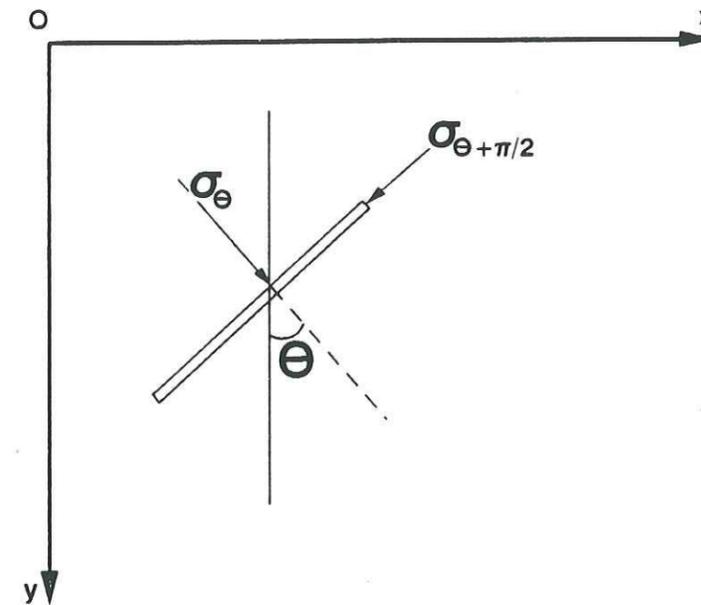


Figure VI.1.2.b: Orientation de la découpe

Les coefficients λ et μ sont déterminés en opérant dans un champ de contraintes connu, par exemple: une machine de compression biaxiale.

En ramenant l'équation précédente aux axes du massif, on peut écrire:

$$F_y = \lambda \sigma_y + \mu \sigma_x$$

et

$$F_x = \lambda \sigma_x + \mu \sigma_y.$$

Un capteur de force est utilisé pour mesurer F_y et F_x forces obtenues sur deux découpes perpendiculaires, et la connaissance de λ et μ permet de déterminer les contraintes σ_y et σ_x en tout point grâce aux équations:

$$\sigma_y = (\lambda F_y - \mu F_x) / (\lambda^2 - \mu^2),$$

et

$$\sigma_x = (\lambda F_x - \mu F_y) / (\lambda^2 - \mu^2).$$

VI.1.3 Détermination des coefficients λ et μ

Afin de déterminer les valeurs de λ et μ , nous avons utilisé une machine du type "boîte de cisaillement simple bidimensionnelle" appelée "1Y2E" JOER (1991), qui permet d'imposer un champ de contraintes biaxial.

VI.1.3.a *Dispositif expérimental utilisé*

Pour la détermination de λ et μ nous avons à notre disposition les deux équations:

$$F_{\theta} = \lambda \sigma_{\theta} + \mu \sigma_{\theta+\pi/2}$$

et

$$F_{\theta+\pi/2} = \lambda \sigma_{\theta+\pi/2} + \mu \sigma_{\theta}$$

F_{θ} et $F_{\theta+\pi/2}$ sont obtenus par mesure directe à l'aide d'un dynamomètre de 50daN de capacité. Sur un bout de ce dynamomètre est montée une plaque de 2mm d'épaisseur et de 5cm de large, permettant de pousser sur les rouleaux. Au bout opposé, le dynamomètre est monté sur une tige coulissante qui, elle-même est montée sur un trépied (figure VI.1.3.a).

Nous avons donc utilisé la machine "1Y2E" développée à l'Institut de Mécanique de Grenoble (I.M.G.). C'est une nouvelle machine de cisaillement pour l'étude du comportement des milieux granulaires - JOER (1991).

Le principe de base de l'appareil repose sur un parallélogramme déformable aussi bien selon les longueurs que selon les angles. Ce parallélogramme enferme un échantillon du matériau granulaire (les rouleaux), astreint à des déformations nulles dans la direction perpendiculaire au plan de l'appareil. Les déformations possibles sont provoquées par les variations de longueur des côtés du parallélogramme et d'inclinaison de l'un de ses côtés par rapport à la verticale (figure VI.1.3.b).

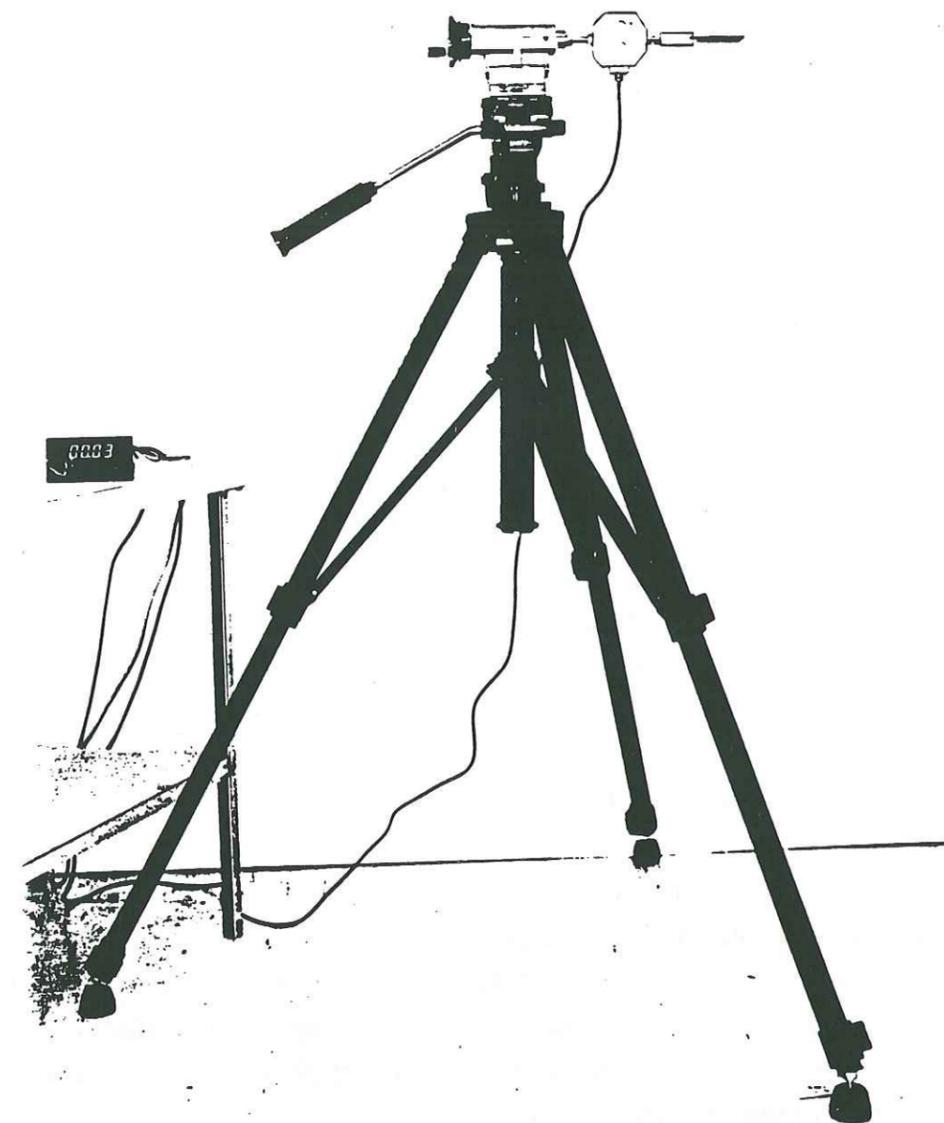


Figure VI.1.3.a: Montage du capteur de force avec la plaque

La figure VI.1.3.b montre qu'il est possible d'avoir une compression dans les directions Y et X, et qu'il est possible aussi d'avoir une distorsion positive ou négative des angles. Dans nos essais la distorsion des angles était nulle, et nous avons donc débuté chaque essai avec une section d'échantillon carrée. Les dimensions de l'échantillon que l'on peut obtenir avec cet appareil sont les suivantes:

$$\begin{aligned} 0,550\text{m} &\leq L_1 \leq 0,687\text{m} \\ 0,413\text{m} &\leq L_2 \leq 0,550\text{m} \\ -20^\circ &\leq \gamma \leq +20^\circ. \end{aligned}$$

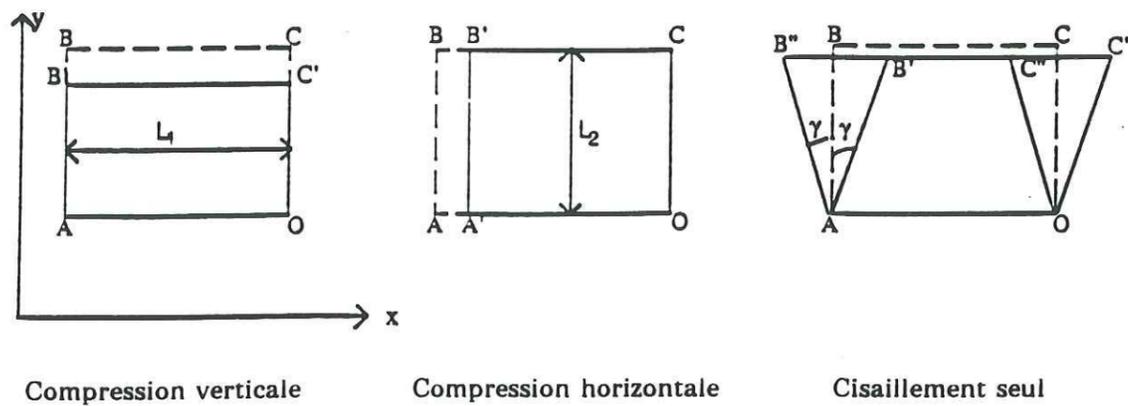


Figure VI.1.3.b: Déformations possibles du parallélogramme

Au début de chaque essai, les dimensions de l'échantillon étaient de 0,550m x 0,550m. Ensuite, nous avons fait diminuer L_2 avec la mise en charge du massif. La variation des longueurs L_1 et L_2 contrôlée automatiquement nous a permis d'avoir les contraintes σ_1 et σ_2 souhaitées dans le massif.

Il est à remarquer que l'appareil est à contrôle entièrement cinématique. Pour réaliser cette cinématique, les allongements des deux côtés opposés sont synchronisés. Chaque côté est divisé en six parties afin de répartir le plus homogènement possible l'allongement (figure VI.1.3.c). Les six parties de chaque côté, appelées des "segments", ont la forme de peignes qui s'imbriquent les uns dans les autres (figure VI.1.3.d).

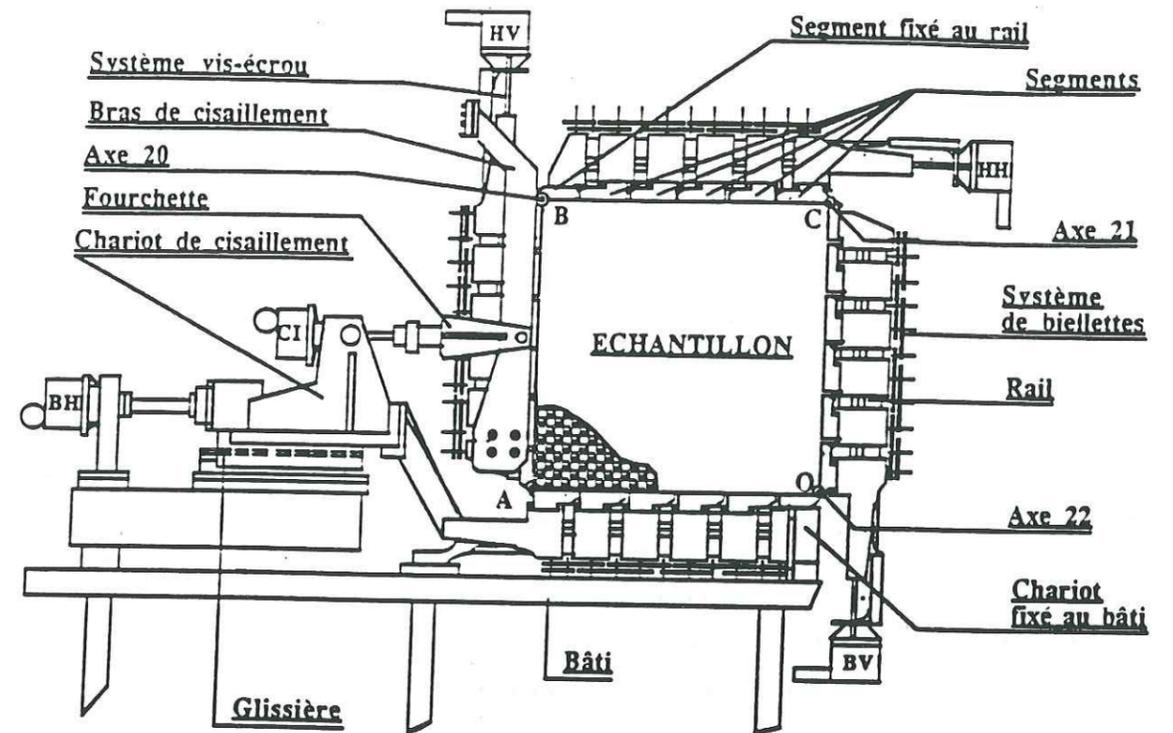


Figure VI.1.3.c: Schéma de principe de $1\gamma 2\epsilon$

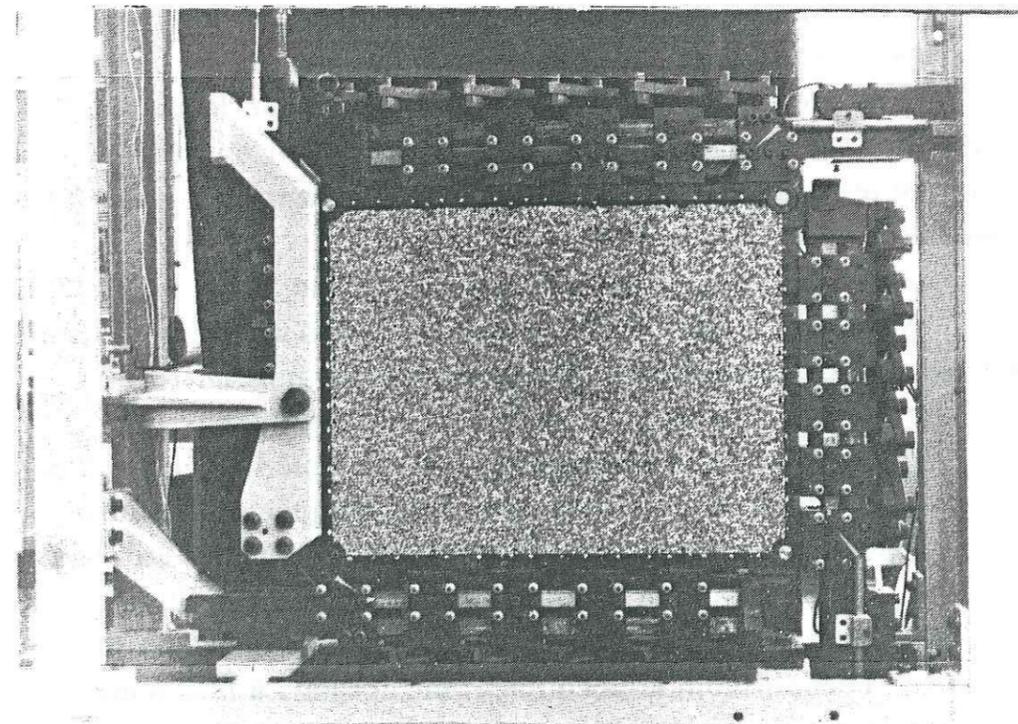


Photo : Vue de face de l'appareil

(D'après JOER 1991)

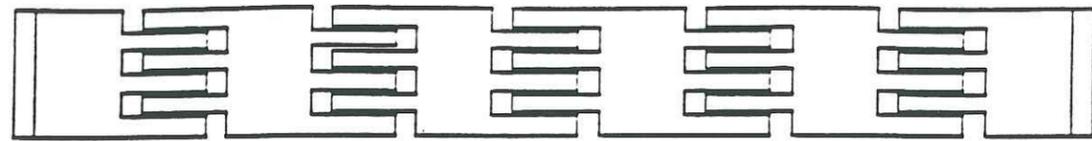


Figure VI.1.3.d: Forme des segments constituant les faces du parallélogramme

Les axes dynamométriques bidimensionnels, placés au points B, C et O du parallélogramme (figure VI.1.3.c), permettent de mesurer les efforts appliqués dans les deux directions X et Y en ces points, fournissant ainsi après conversion, l'état de contraintes de l'échantillon. Il faut noter que tout le système de chargement, de pilotage et d'acquisition de données est géré par micro-ordinateur.

VI.1.3.b Mise en oeuvre des essais

L'ensemble de l'appareil est vertical et les rouleaux sont entreposés horizontalement dans le parallélogramme ABCO (figure VI.1.3.c), avec les faces BC (face horizontale supérieure) et OC (face verticale droite) ouvertes au maximum. Après avoir entassé les rouleaux, on referme le parallélogramme jusqu'au contact sur toutes les faces avec l'échantillon, pour commencer l'essai.

Nous avons adopté les mêmes notations utilisées par Faugeras, montrées sur la figure VI.1.3.e. Elles sont les suivantes:

- σ_1 : contrainte principale majeure appliquée à l'échantillon,
- σ_2 : contrainte principale mineure appliquée à l'échantillon,
- F_1 : force mesurée dans un plan perpendiculaire au plan de l'échantillon, la découpe étant normale à la direction 1, et
- F_2 : force mesurée dans un plan perpendiculaire au plan de l'échantillon, la découpe étant normale à la direction 2.

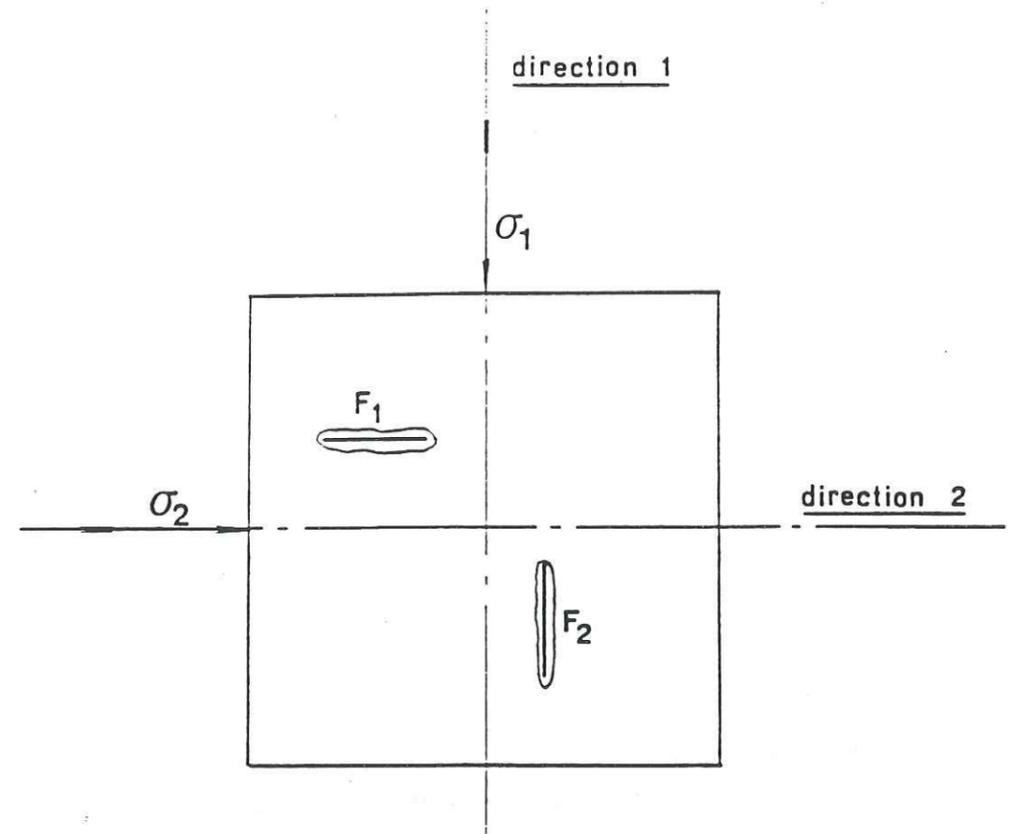


Figure VI.1.3.e: Notations utilisées

Les essais se déroulent en six étapes suivantes:

- (i) application d'un champ de contraintes constant connu (σ_1, σ_2)
- (ii) mesure de la force F_1 en quatre points (figure VI.1.3.f),
- (iii) déchargement du système et remise en place des rouleaux,
- (iv) application du même champ de contraintes que précédemment,
- (v) mesure de la force F_2 en quatre points, les mêmes comme pour l'étape (ii), et
- (vi) déchargement du système et remise en place des rouleaux.

On répète ces opérations plusieurs fois pour chaque effort mesuré afin de pouvoir faire une analyse statistique comme l'exige la méthode. Nous avons beaucoup réduit le nombre de points de mesures pour F_1 et F_2 , 4 au lieu de 30 pour Faugeras parce que nous avons remarqué des effets de bords pendant l'essai et donc seule la zone centrale était utilisable. Il y avait:

- des petites voûtes où quelques rouleaux seulement étaient soumis à l'effet de la pesanteur,
- des coins de sur-concentration des contraintes, où l'effort nécessaire pour les déplacer était beaucoup plus grand que l'effort nécessaire pour déplacer le même nombre de rouleaux se trouvant un peu plus au centre.

Ces effets de bords étaient seulement négligeables, lorsque l'on se trouvait à plus de 10cm du côté le plus proche.

Un autre point très important qui nous a mené à prendre cette décision est, qu'après le déplacement de chaque découpe de rouleaux, l'état de contraintes dans le massif change un peu. Lorsque ce changement est petit, le micro-ordinateur rétablit rapidement et facilement les valeurs de σ_1 et σ_2 souhaitées. Mais lorsque le changement de l'état de contraintes dans l'échantillon est important, le rétablissement des valeurs de σ_1 et σ_2 souhaitées est très lent et laborieux voire impossible dans quelques cas. Il était toujours possible de rétablir le déviateur voulu, mais avec des valeurs de σ_1 et σ_2 différentes de celles du départ.

Nous avons donc décidé de prendre des mesures en des points où le changement en σ_1 et σ_2 était le plus faible. Ainsi, nous avons choisi 4 points en zone centrale de l'échantillon (figure VI.1.3.f). Les formes des découpes que nous avons eu pendant ces mesures sont montrées sur la photo VI.1.3.

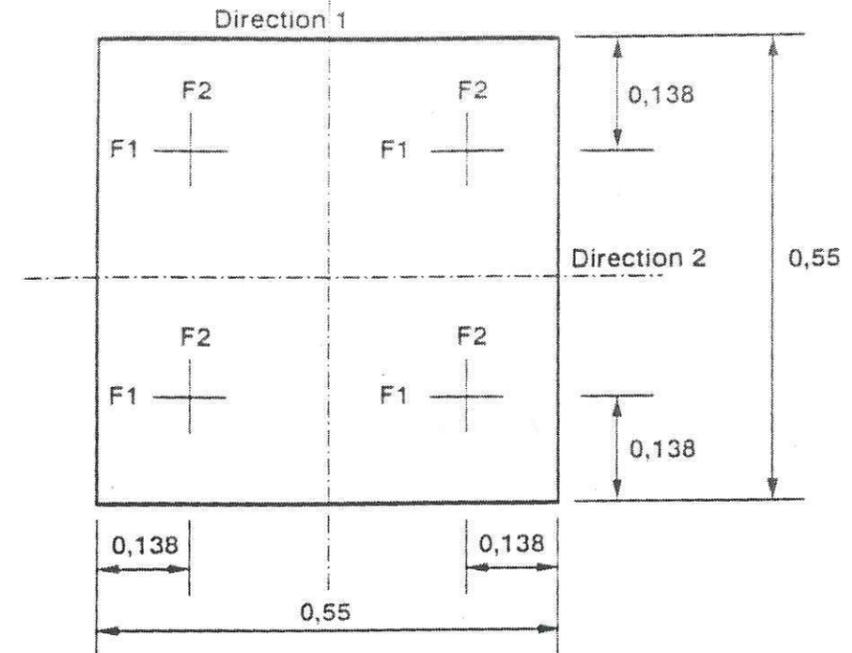


Figure VI.1.3.f: Points de mesure des forces F_1 et F_2

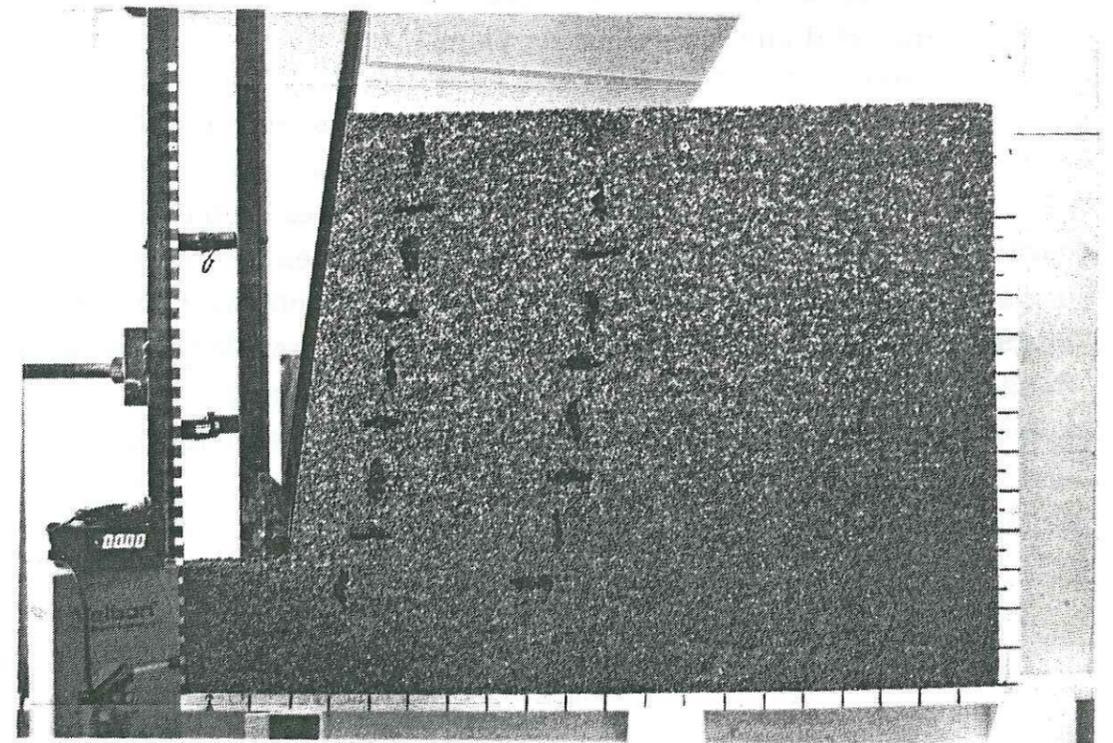


Photo VI.1.3: Les formes de découpes.

En appliquant un champ de contraintes de $\sigma_1=18\text{kPa}$ et $\sigma_2=10\text{kPa}$, nous avons eu les valeurs moyennes $F_1=60,5\text{N}$ et $F_2=53,5\text{N}$. Connaissant F_1 , F_2 , σ_1 et σ_2 on calcule les coefficients λ et μ à l'aide des équations suivantes:

$$\lambda = (\sigma_1 F_1 - \sigma_2 F_2) / (\sigma_1^2 - \sigma_2^2)$$

et

$$\mu = (\sigma_1 F_2 - \sigma_2 F_1) / (\sigma_1^2 - \sigma_2^2).$$

D'après les résultats que nous avons obtenus, nous prendrons donc pour la suite de notre étude les valeurs moyennes suivantes:

$$\lambda = 24,73\text{cm}^2$$

$$\mu = 15,98\text{cm}^2.$$

A titre de comparaison, FAUGERAS (1979) a eu $\lambda=10,5\text{cm}^2$ et $\mu=2,6\text{cm}^2$, utilisant des rouleaux en P.V.C. de la même longueur que les nôtres, $l=6\text{cm}$ avec des diamètres de 2, 3 et 4mm, ayant un poids volumique de $\gamma=13,4\text{kN/m}^3$ et un angle de frottement $\phi = 29^\circ$. La plaque attachée au dynamomètre utilisée pour pousser sur les rouleaux, était de 5cm de large et d'une épaisseur de 1mm.

Les valeurs de λ et μ que nous avons eu sont différentes de celles obtenues par Faugeras. La raison proposée pour cette différence est que, nous avons utilisé un matériau (des rouleaux) avec des caractéristiques mécaniques totalement différentes de celles du matériau utilisées par Faugeras. Il serait intéressant de comparer le contour des blocs de rouleaux entraînés par la découpe, dans les expériences de Faugeras et les nôtres, pour évaluer la corrélation qui existe entre les valeurs de λ et de μ et les surfaces de frottement impliquées.

VI.2 Mesure de contraintes dans un massif vertical

Après avoir déterminé les coefficients λ et μ , nous avons procédé aux mesures de contraintes verticales et horizontales, en plusieurs points dans des massifs de rouleaux (champ géostatique) déposés dans notre châssis expérimental. Ceci nous permettait une validation des valeurs de λ et μ obtenues, sur l'expérience "terres au repos".

L'état "au repos" d'un sol est défini par l'état de contraintes existant avant que le milieu ne soit sollicité. Cet état est caractérisé par le coefficient K_0 , qui dépend de l'histoire des contraintes subies par le sol, et il est donné par le rapport des contraintes horizontale et verticale, c'est-à-dire:

$$K_0 = \sigma_x / \sigma_y.$$

Nous avons mesuré les contraintes pour trois types de massifs ayant tous des parements verticaux. Les différents types de massifs sont:

(i) Massif non renforcé avec un parement vertical rigide fixe § VI.2.1 (figure VI.2.1). Nous avons mesuré les efforts F_x et F_y aux points PB1 et PB2, indiqués sur le diagramme.

(ii) Massif non renforcé avec un parement cellulaire §VI.2.2. Les mesures des efforts F_x et F_y ont été prises aux points 1-6, après la montée du massif jusqu'à sa hauteur indiquée de 0,28m (figure VI.2.2).

(iii) Massif avec un parement cellulaire renforcé par des nappes de papier ($\alpha_r=0,14\text{kN/m}$), d'une longueur $L=0,33\text{m}$ et espacées de $\Delta H=0,07\text{m}$ (figure VI.2.3), §VI.2.3. Les mesures de F_x et F_y étaient faites aux points 1-6 après la montée du massif.

VI.2.1 Mesure de contraintes dans un massif non renforcé, à parement rigide, vertical et fixe

Ce massif est représenté sur la figure VI.2.1. Les efforts F_x et F_y pour déplacer respectivement une découpe verticale ou horizontale de rouleaux selon leur axe longitudinal, ont été mesurés aux points PB1 et PB2. Ces points se trouvent à la base du massif, respectivement à une distance de $X=0,10$ et $0,34$ m du parement. Les valeurs de F_x et F_y ont été prises au fur et à mesure pendant la montée du massif, par des couches de sol de $0,07$ m. Les premières mesures étaient prises avec seulement $0,035$ m de sol sur les points.

Avant de recommencer les mesures (passage de Y à $Y+\Delta Y$), tous les rouleaux déplacés étaient remis en place et le massif légèrement vibré, pour effacer les perturbations créées.

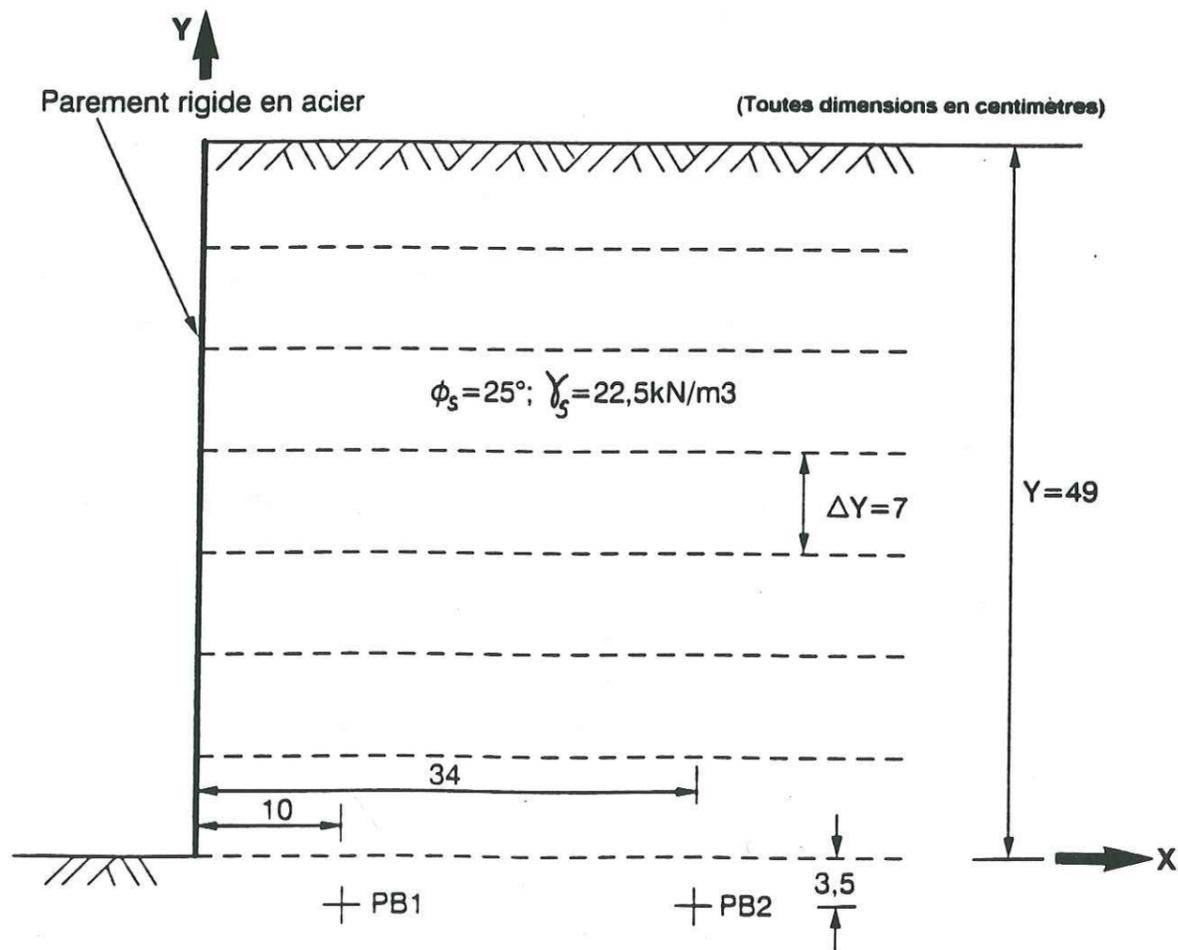


Figure VI.2.1: Mesure des efforts F_x et F_y à la base d'un massif non renforcé à parement rigide et vertical

Après la montée du massif jusqu'à une hauteur $Y=0,49$ m par couches successives de sol de $\Delta Y=0,07$ m, et la mesure des efforts F_x aux points PB1 et PB2 à la montée de chaque couche, le massif était ensuite totalement démonté. Puis nous avons remonté le massif de la même manière, mais cette fois-ci nous avons mesuré les efforts F_y aux points PB1 et PB2 à la montée de chaque couche. Cette procédure était doublée afin d'avoir deux valeurs de F_x et F_y , pour chaque niveau de rouleaux.

Les résultats des efforts F_x et F_y mesurés et les contraintes σ_x et σ_y calculées sont présentés sur les tableaux VI.2.1(a) et VI.2.1(b) et sur les figures VI.2.1.a et VI.2.1.b.

Y (m)	F_x (N)			F_y (N)			σ_x (kPa)	σ_y (kPa)
	Essai 1	Essai 2	Moyenne	Essai 1	Essai 2	Moyenne		
0,035	3,5	3,1	3,30	4,4	4,6	4,50	0,27	1,64
0,105	8,3	8,7	8,50	9,1	9,3	9,20	1,77	2,57
0,175	11,3	12,0	11,65	14,0	13,6	13,80	1,90	4,35
0,245	16,5	16,0	16,25	17,5	17,5	17,50	3,43	4,86
0,315	20,2	21,0	20,60	22,7	22,2	22,5	4,21	6,38
0,385	23,4	22,2	22,80	24,6	24,4	24,50	4,84	6,78
0,455	27,0	27,1	27,05	29,3	29,6	29,45	5,57	8,31
0,525	30,6	31,1	30,85	34,4	34,0	34,20	6,07	9,90

Tableau VI.2.1(a): Les contraintes σ_x et σ_y obtenues au point PB1 pour le massif non renforcé à parement rigide vertical et fixe

Y (m)	F _x (N)			F _y (N)			σ _x (kPa)	σ _y (kPa)
	Essai 1	Essai 2	Moyenne	Essai 1	Essai 2	Moyenne		
0,035	3,1	2,9	3,00	4,4	4,4	4,40	0,11	1,71
0,105	8,5	8,1	8,30	8,8	9,2	9,00	1,72	2,52
0,175	13,0	13,4	13,20	14,0	13,8	13,90	2,93	3,73
0,245	16,4	17,0	16,70	17,7	17,3	17,50	3,74	4,66
0,315	21,0	20,2	20,60	23,0	22,6	22,8	4,07	6,59
0,385	24,0	24,2	24,10	27,6	27,0	27,30	4,48	8,14
0,455	25,9	25,3	25,60	28,7	29,0	28,85	4,83	8,54
0,525	27,9	28,0	27,95	32,0	31,6	31,80	5,14	9,54

Tableau VI.2.1(b): Les contraintes σ_x et σ_y obtenues au point PB2 pour le massif non renforcé à parement rigide vertical et fixe

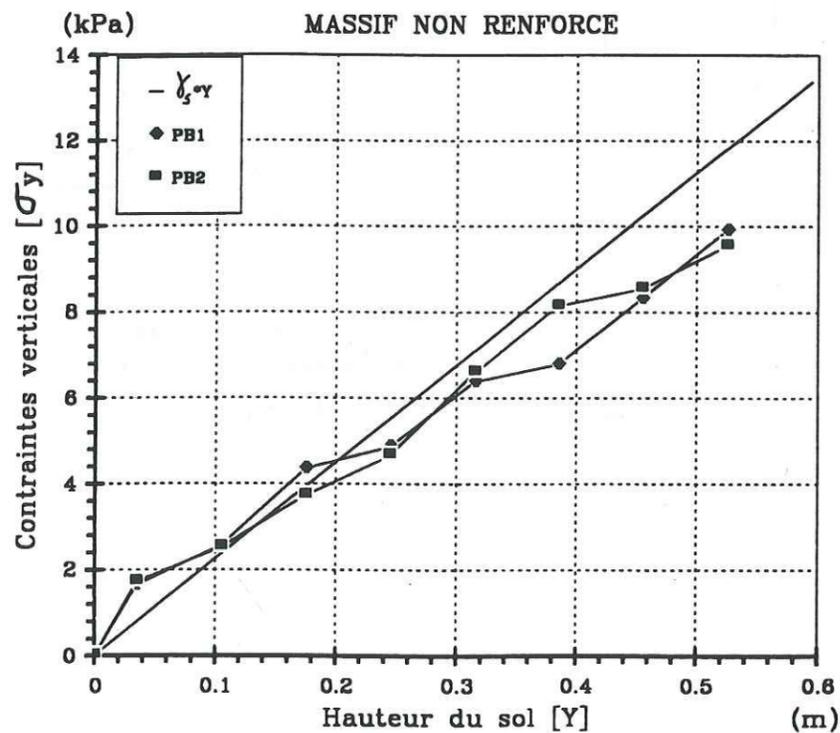


Figure VI.2.1.a: Evolution de contraintes verticales dans un massif à parement rigide, vertical, fixe et non renforcé, aux points PB1 et PB2

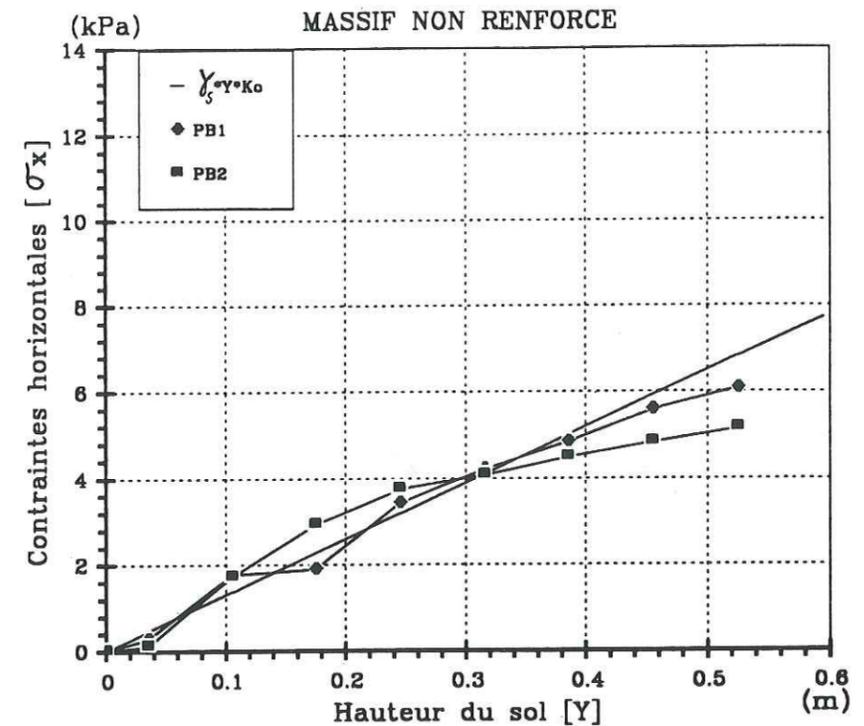


Figure VI.2.1.b: Evolution de contraintes horizontales dans un massif à parement rigide, vertical, fixe et non renforcé aux points PB1 et PB2

Sur la figure VI.2.1.a nous avons ajouté la droite correspondant à $\sigma_y = \gamma_s * Y$, avec $\gamma_s = 22,5 \text{ kN/m}^3$. Quant à la figure VI.2.1.b, nous avons ajouté la droite correspondant à $\sigma_x = K_o * \gamma_s * Y$, avec $K_o = 1 - \sin \theta = 0,577$ où $\theta = 25^\circ$ est l'angle de frottement interne du sol.

Les valeurs de K_o expérimentales sont calculées à partir des valeurs de σ_x et σ_y qui se trouvent sur les deux tableaux ci-dessus. Nous avons $K_o = 0,582$ au point PB1 proche du parement, et $K_o = 0,576$ au point PB2 qui est plus à l'intérieur du massif.

On notera que la valeur de $K_o = 0,576$ pour le point PB2 à l'intérieur du massif, est très proche de la valeur théorique donnée par l'expression $K_o = 1 - \sin \theta = 0,577$, pour $\theta = 25^\circ$. La valeur de K_o calculée pour le point amont PB2 est plus élevée que celle trouvée proche du parement au point PB1 ($K_o = 0,582$). Ceci laisse penser que l'effet de bords induit par le parement rigide fixe, tend à augmenter les contraintes horizontales (σ_x) au voisinage du parement dans le massif, car les contraintes verticales (σ_y) dans le massif sont restées quasiment identiques pour les deux positions.

VI.2.2 Mesure des contraintes dans un massif non renforcé à parement cellulaire et vertical

Suite à la détermination de l'évolution des contraintes verticales et horizontales aux points PB1 et PB2 pour un massif non renforcé à parement rigide, vertical fixe (§VI.2.1), nous avons décidé de mesurer les contraintes dans un massif non renforcé à parement cellulaire.

La figure VI.2.2 est le diagramme représentant le massif type utilisé. Une cellule avec une base allongée encastrées dans le sol de base, ont été ajoutées comme fondation à la base du massif, afin de stabiliser un peu plus le parement. Les mesures de F_x et F_y ont été faites aux points 1-6 indiqués. Ces points se trouvent à trois profondeurs différentes: $Y=0,105, 0,175$ et $0,245$ m du haut du massif et à deux distances $X=0,13$ et $0,24$ m de l'extrémité aval du parement (figure VI.2.2).

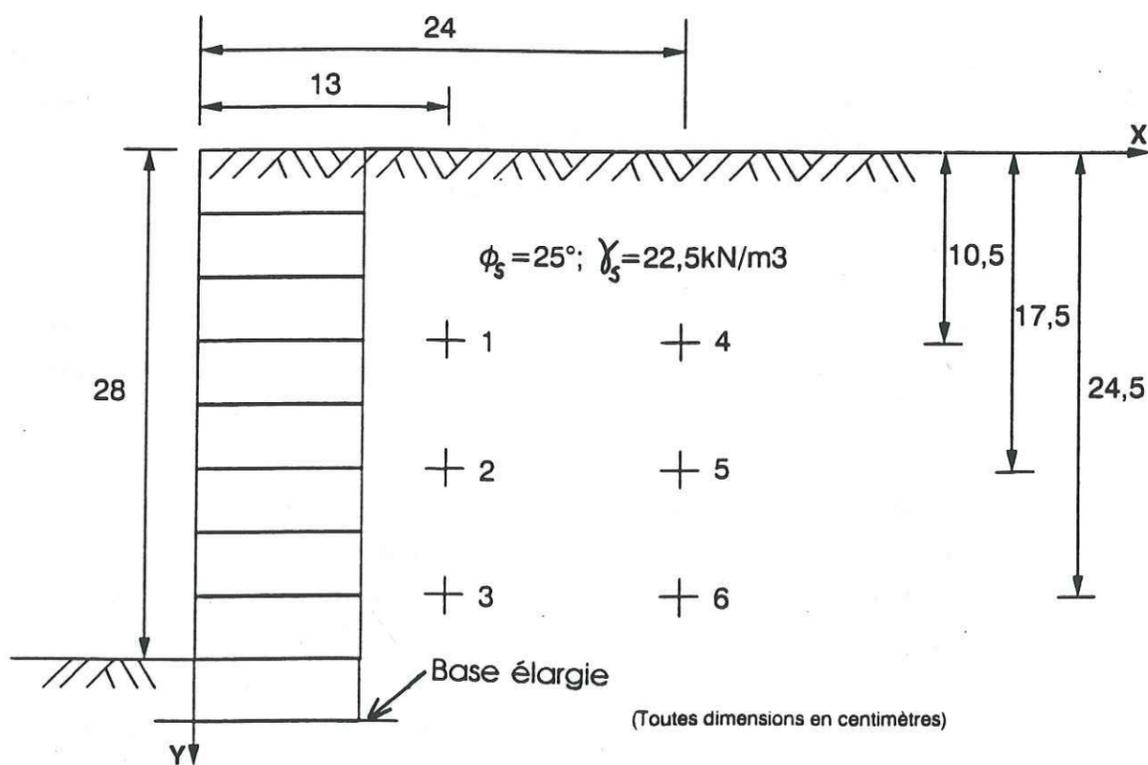


Figure VI.2.2: Points de mesure des efforts F_x et F_y dans un massif non renforcé à parement cellulaire et vertical

Les essais se déroulent de la façon suivante:

- (i) le massif est monté jusqu'à une hauteur $H=0,28$ m, (H_{max} de rupture= $0,35$ m),
- (ii) les valeurs de F_y sont mesurées aux points 1-6 dans l'ordre,
- (iii) le massif est démonté et ensuite remonté jusqu'à $H=0,28$ m,
- (iv) mesure des valeurs de F_x aux mêmes points 1-6, et
- (v) le massif est démonté et on recommence à partir de la démarche (i) à (iv) pour prendre les deuxièmes valeurs de F_y et F_x .

Les résultats des efforts F_x et F_y mesurés et les contraintes σ_x et σ_y calculées sont présentés sur les tableaux VI.2.2(a) et VI.2.2(b) et sur les figures VI.2.2.a et VI.2.2.b.

Point No.	Y (m)	F_x (N)			F_y (N)			σ_x (kPa)	σ_y (kPa)
		Essai 1	Essai 2	Moyenne	Essai 1	Essai 2	Moyenne		
1	0,105	5,1	4,1	4,6	6,8	6,4	6,6	0,23	2,52
2	0,175	7,1	8,0	7,6	8,3	9,0	8,65	1,40	2,60
3	0,245	10,0	9,8	9,9	13,2	14,0	13,6	0,77	5,00

Tableau VI.2.2(a): Les contraintes σ_x et σ_y obtenues aux points (1-3) proches du parement, pour le massif non renforcé à parement cellulaire

Point No.	Y (m)	F_x (N)			F_y (N)			σ_x (kPa)	σ_y (kPa)
		Essai 1	Essai 2	Moyenne	Essai 1	Essai 2	Moyenne		
4	0,105	4,4	4,7	4,55	6,9	6,1	6,5	0,24	2,47
5	0,175	7,6	6,8	7,2	9,7	9,3	9,5	0,74	3,37
6	0,245	13,5	13,1	13,3	17,1	17,5	17,3	1,47	6,04

Tableau VI.2.2(b): Les contraintes σ_x et σ_y obtenues aux points (4-6) éloignés du parement, pour le massif non renforcé à parement cellulaire

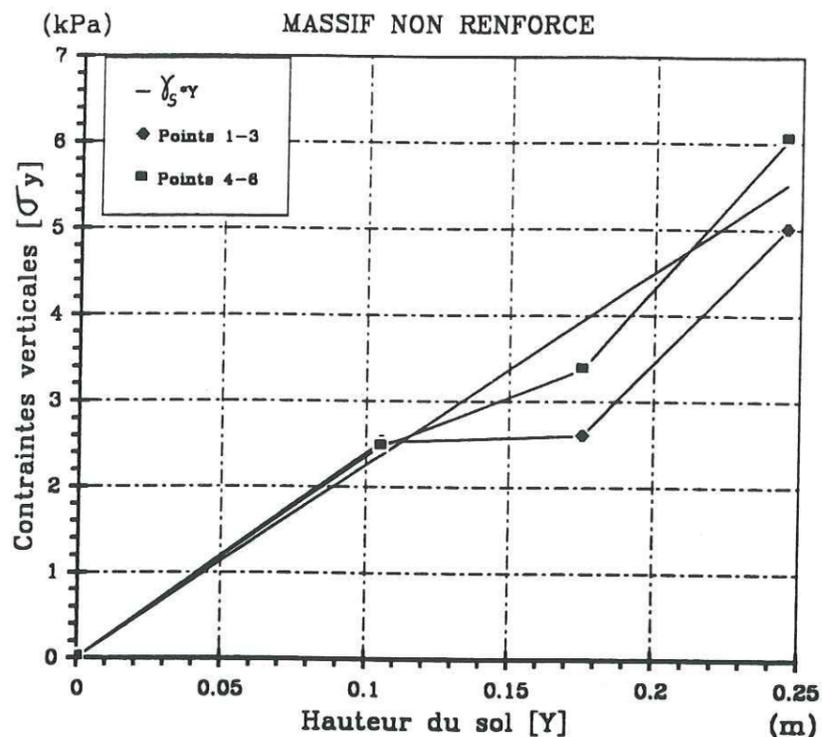


Figure VI.2.2.a: Evolution de contraintes verticales en fonction de la hauteur Y pour les points proches (1-3) et éloignés (4-6) du parement

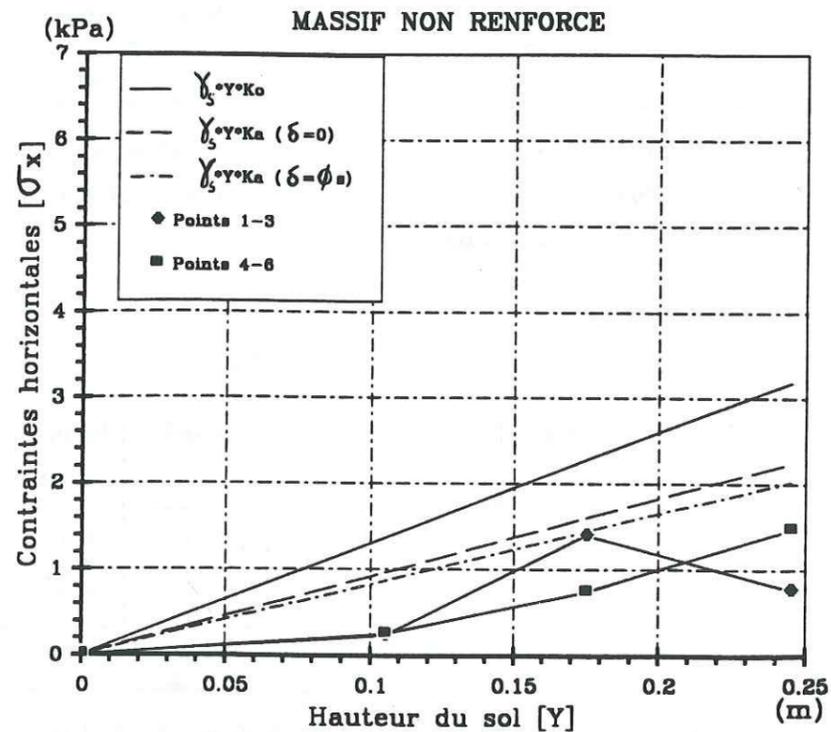


Figure VI.2.2.b: Evolution de contraintes horizontales en fonction de la hauteur Y pour les points proches (1-3) et éloignés (4-6) du parement

Sur la figure VI.2.2.a nous avons ajouté la droite correspondant à $\sigma_y = \gamma_s \cdot Y$, avec $\gamma_s = 22,5 \text{ kN/m}^3$. Sur la figure VI.2.2.b, nous avons ajouté la droite correspondant à $\sigma_x = K_o \cdot \gamma_s \cdot Y$, avec $K_o = 1 - \sin \theta = 0,577$ où $\theta = 25^\circ$ est l'angle de frottement interne du sol.

Les valeurs de K calculées à partir des valeurs de σ_x et σ_y des tableaux VI.2.2(a) et VI.2.2(b), sont les suivantes:

- pour les points 1-3 proches du parement, $K_o = 0,261$
- pour les points 4-6 éloignés du parement, $K_o = 0,187$.

La disparité entre les deux valeurs de K_o ci-dessus est importante. Elle peut être expliquée non seulement par les effets de bords, mais aussi par le fait que, puisque le parement est relativement souple, il est possible d'avoir des petits mouvements, à peine perceptibles, vers l'aval du parement lors de la prise des mesures. Comme les premières mesures étaient toujours prises au voisinage du parement (les points 1-3), il se peut qu'il y ait eu une sorte de relaxation des contraintes horizontales dans le massif à cause d'une très légère translation du parement vers l'aval.

Rappelons que la hauteur maximale du mur est $H_{\max} = 0,35 \text{ m}$. $H = 0,28 \text{ m}$ en est assez voisin.

On peut donc penser que les valeurs mesurées correspondent à un massif perturbé par le léger déplacement du parement. Les valeurs de F_x étaient donc un peu plus faibles que celles que l'on aurait dû mesurer, si l'on avait commencé avec les points qui sont plus à l'intérieur du massif. Par contre, les valeurs de F_y sont voisines de celles mesurées avec le parement fixe.

Les valeurs de K_o pour un massif non renforcé à parement rigide, sont plus élevées que celles trouvées pour le massif à parement cellulaire (souple). Ceci est normal, compte tenu des faits exposés dans les paragraphes précédents. Le parement rigide, une plaque d'acier, était fixé en haut et en bas, empêchant tout mouvement de celui-ci pendant le chargement et les prises de mesures. C'est pour cette raison que l'écart entre la valeur de K_o proche du parement ($K_o = 0,582$) et celle dans le massif ($K_o = 0,576$), est peu important.

C'est ainsi que nous avons comparé les valeurs du coefficient des terres obtenues avec le coefficient de poussée K_a . On observe des valeurs de K encore inférieures à ce minimum théorique ($K_a - \delta = +0$).

De plus la procédure utilisée ici est différente de celle utilisée pour le massif à parement rigide fixe. Dans le cas du parement rigide fixe, nous avons pris les mesures en deux points seulement pendant la montée du massif. Par contre, dans le cas du parement cellulaire, le massif était d'abord monté jusqu'à sa hauteur de $H=0,28\text{m}$ et puis les mesures ont été prises aux six points et dans l'ordre indiqué. D'ailleurs, nous aurions peut-être dû inverser l'ordre de prise des mesures dans ce cas, afin de perturber le moins possible les mesures prises à l'intérieur du massif. Les essais de vérification sont en cours et les résultats seront publiés dans un rapport ultérieur.

VI.2.3 Mesure de contraintes dans un massif renforcé à parement cellulaire et vertical

Après avoir déterminé l'évolution des contraintes verticales et horizontales aux points 1-6 dans un massif non renforcé à parement cellulaire vertical §VI.2.2, nous avons considéré le cas d'un massif renforcé par des nappes d'armatures ($L=0,33\text{m}$ et $\alpha_r=0,14\text{kN/m}$) liées aux cellules du parement et espacées de $\Delta Y=0,07\text{m}$ (figure VI.2.3). Normalement, la hauteur maximale de rupture pour ce type de massif est $H_{\text{max}}=0,53\text{m}$. Puis nous avons pris les mesures de F_x et F_y aux points 1-6 qui sont les mêmes que les points de mesure au paragraphe ci-dessus VI.2.2. Les essais se déroulaient de la même façon sauf que pendant la montée du massif, on ajoutait des nappes d'armatures, en papier, liées aux cellules, à la base ($Y=0\text{m}$) et à $Y=0,07, 0,14$ et $0,21\text{m}$ de la base.

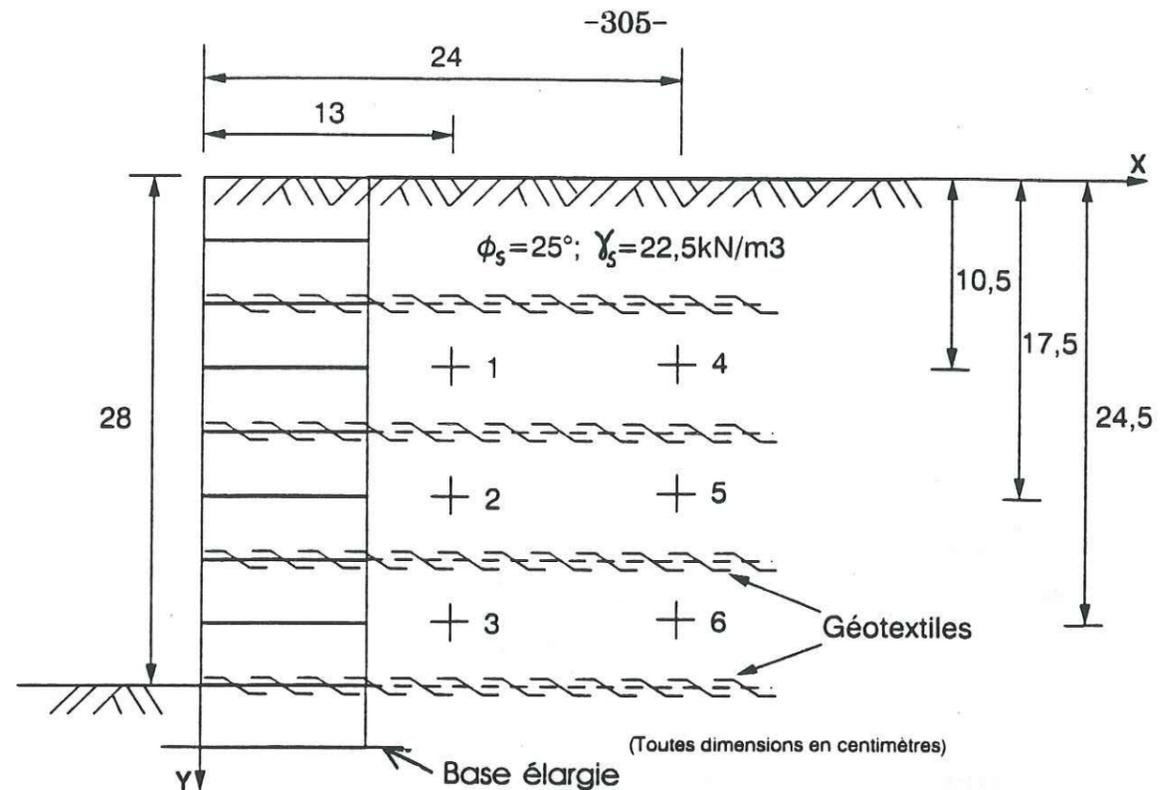


Figure VI.2.3: Points de mesure des efforts F_x et F_y dans un massif renforcé à parement cellulaire et vertical

Les valeurs mesurées des efforts F_x et F_y et les contraintes σ_x et σ_y calculées sont présentées sur les tableaux VI.2.3(a) et VI.2.3(b) et sur les figures VI.2.3.a et VI.2.3.b.

Comme précédemment, sur la figure VI.2.3.a nous avons ajouté la droite correspondant à $\sigma_y = \gamma_s * Y$, avec $\gamma_s = 22,5\text{kN/m}^3$. Quant à la figure VI.2.3.b, nous avons ajouté la droite correspondant à $\sigma_x = K_o * \gamma_s * Y$, avec $K_o = 1 - \sin\theta = 0,577$ où $\theta = 25^\circ$ est l'angle de frottement interne du sol.

Point No.	Y (m)	F_x (N)			F_y (N)			σ_x (kPa)	σ_y (kPa)
		Essai 1	Essai 2	Moyenne	Essai 1	Essai 2	Moyenne		
1	0,105	5,7	5,4	5,55	6,9	7,3	7,1	0,67	2,44
2	0,175	6,8	7,3	7,05	9,3	9,6	9,45	0,65	3,40
3	0,245	9,1	9,6	9,35	12,6	13,1	12,8	0,75	4,69

Tableau VI.2.3(a): Les contraintes σ_x et σ_y obtenues aux points (1-3) proches du parement, pour le massif renforcé à parement cellulaire

Point No.	Y (m)	F _x (N)			F _y (N)			σ _x (kPa)	σ _y (kPa)
		Essai 1	Essai 2	Moyenne	Essai 1	Essai 2	Moyenne		
4	0,105	5,8	5,4	5,6	8,1	7,5	7,8	0,39	2,90
5	0,175	7,3	7,6	7,45	10,7	10,2	10,45	0,48	3,91
6	0,245	10,3	10,6	10,45	15,5	14,8	15,15	0,46	5,83

Tableau VI.2.3(b): Les contraintes σ_x et σ_y obtenues aux points (4-6) éloignés du parement, pour le massif renforcé à parement cellulaire

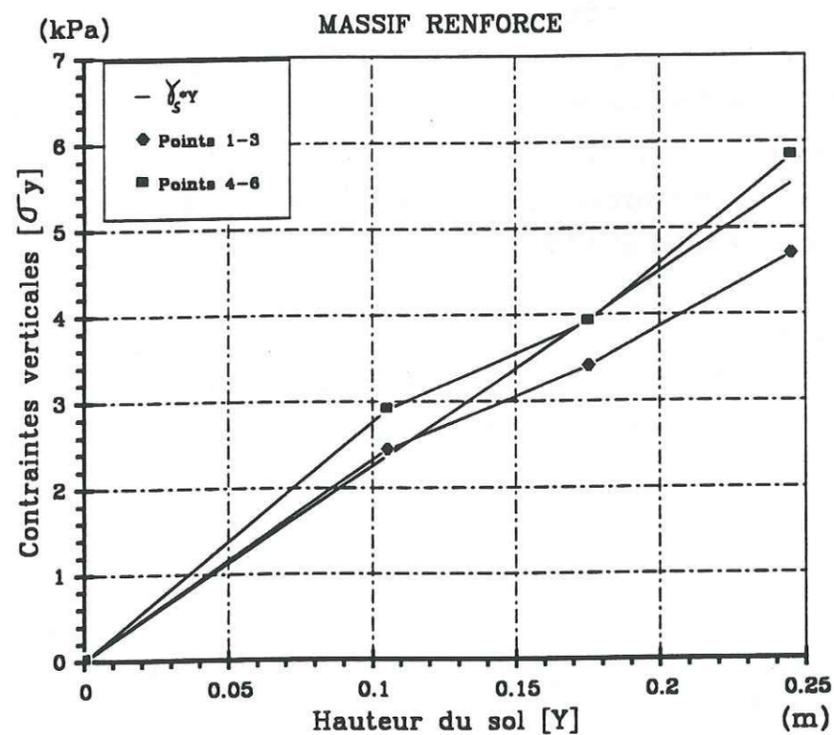


Figure VI.2.3.a: Evolution de contraintes verticales en fonction de la hauteur Y pour les points proches (1-3) et éloignés (4-6) du parement

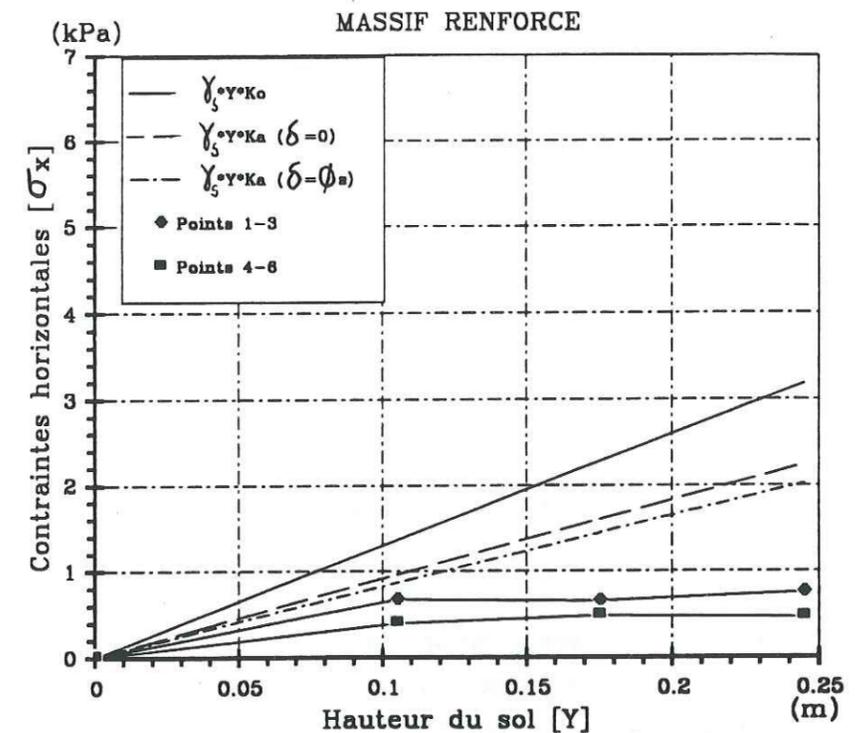


Figure VI.2.3.b: Evolution de contraintes horizontales en fonction de la profondeur Y pour les points proches (1-3) et éloignés (4-6) du parement

Les valeurs de Ko calculées à partir des valeurs de σ_x et σ_y des tableaux VI.2.3(a) et VI.2.3(b) sont les suivantes:

- pour les points 1-3 proches du parement Ko=0,209, et
- pour les points 4-6 éloignés du parement Ko=0,112.

L'observation qui peut être faite en comparant les valeurs de Ko ci-dessus avec celles obtenues pour le massif cellulaire non renforcé §VI.2.2, est que les valeurs de Ko pour le massif renforcé, en position proche ou éloignée du parement, sont systématiquement inférieures à celles obtenues pour le massif non renforcé à parement cellulaire et vertical.

Ceci tend à prouver que la présence des armatures liées au parement dans le massif, réduit la poussée du sol derrière le parement sur celui-ci. Ceci est d'autant plus net que le déplacement de l'écran (qu'il aurait fallu mesurer) est sans doute plus faible dans le cas du massif renforcé, ce qui va dans le sens de contraintes horizontales plus fortes.

VI.3 Conclusion

La méthode utilisée pour déterminer les contraintes dans les massifs de Schneebeli, nous a donné des résultats très intéressants. Mais cette méthode, pour être plus juste, exige des prises de mesures des efforts F_x et F_y plus nombreuses que ce que nous avons fait dans le cadre de ce rapport, afin d'obtenir une interprétation statistique convenable.

Nous insistons sur le fait que l'étude sur la mesure des contraintes présentée dans ce chapitre, est en phase préliminaire. Une étude plus détaillée et plus statistique est en cours, et les résultats seront publiés ultérieurement.

Malgré tout, nous avons pu constater que la présence des armatures liées aux cellules du parement dans le massif, réduit le coefficient de poussée des terres, K , derrière le parement. Ceci est un point important dans la connaissance du comportement d'un massif renforcé par des géotextiles derrière un parement, en particulier dans le cadre de l'étude des efforts de liaison sol-parement.

CONCLUSION GENERALE

Nous avons présenté dans ce mémoire, une étude bidimensionnelle sur la stabilité des ouvrages en modèles réduits renforcés par des géotextiles.

Après avoir modifié, les logiciels de calcul de l'I.R.I.G.M. utilisant "la méthode des perturbations" et la méthode "double-blocs" pour les appliquer à notre modèle réduit, nous avons présenté la mise au point d'un processus de calcul qui tient compte de l'effet stabilisateur apporté par le parement cellulaire.

Dans les chapitres III, IV et V, nous avons étudié l'influence des différents paramètres (L , α_r , ΔH , β et le type de parement) sur la stabilité des ouvrages, pour les trois inclinaisons du parement ($\beta=60^\circ$, 80° et 90°). Cette étude nous a permis d'élucider les points suivants:

- (1) Nous avons pu montrer que la ligne de glissement critique pour ce type d'ouvrages est plutôt "Mixte" : rectiligne à la proximité du parement et circulaire en amont.
- (2) Nous avons montré les apports liés à l'utilisation d'un parement cellulaire par rapport à un parement souple en géotextile (Figures 19 et 20).
- (3) Nous avons aussi montré les apports liés au type de géotextile utilisé, c'est-à-dire, la tension de rupture α_r du géotextile (Figures 19 et 20).
- (4) Nous avons pu démontrer l'efficacité de la mise en place d'armatures supplémentaires en pied de massif (Figure 21). Sur ce type d'ouvrage il a été aussi bien démontré que l'on améliore la stabilité de l'ouvrage en augmentant la longueur L des armatures.

- (5) Si l'on s'attache uniquement aux massifs à parement cellulaire renforcés par des géotextiles, on s'aperçoit que l'influence de la liaison parement cellulaire-armatures est évidente pour les trois inclinaisons de parement étudiées. Les massifs sont beaucoup plus stables lorsqu'il y a liaison entre le parement et les armatures. S'il n'y a pas de liaison, le massif renforcé devient bien moins stable et il se comporte comme deux parties constituantes désolidarisées, placées côte à côte.
- (6) L'apport du type de fondation à la stabilité globale du massif renforcé a été aussi démontré.
- (7) En ce qui concerne la détermination des contraintes effectives dans un massif renforcé, l'étude que nous avons entamée dans le sixième chapitre est en phase préliminaire. Cette étude a établi la base de l'étude suivante, déjà en cours, plus détaillée et plus statistique. En dépit du caractère non définitif de cette étude, nous avons pu constater une réduction du coefficient de poussée des terres K derrière le parement, grâce à la présence des armatures liées aux cellules du parement dans le massif. Ceci est un point important dans la connaissance du comportement d'un massif renforcé par des géotextiles derrière un parement, en particulier dans le cadre de l'étude des efforts de liaison sol-parement.

En conclusion, nous avons pu mettre en lumière des points importants dans le calcul des ouvrages renforcés par des géosynthétiques en utilisant un modèle analogique plan. Il reste maintenant à affiner certains aspects de l'étude et, encore plus important, à établir une relation entre les résultats que nous avons obtenus et leur extrapolation aux ouvrages en vraie grandeur.

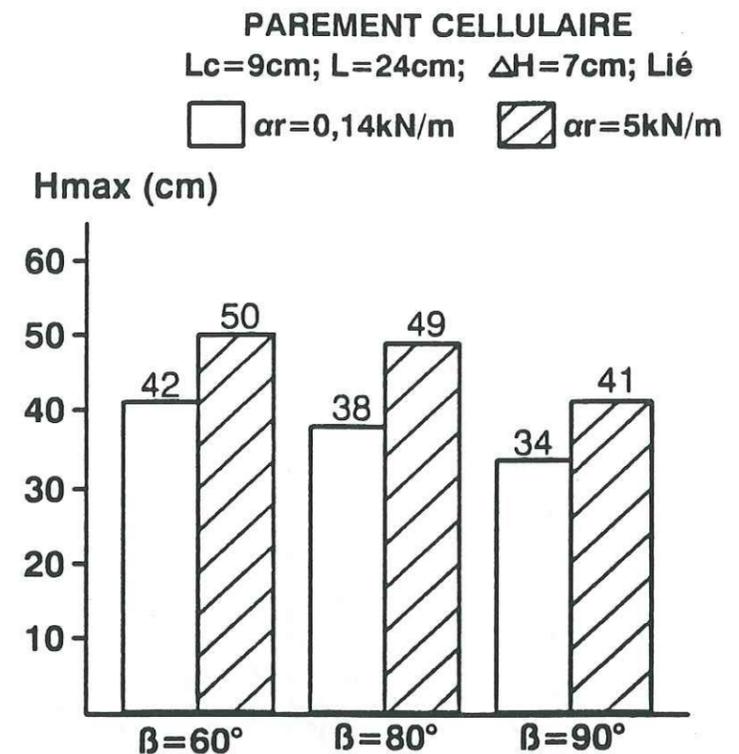


Figure 19: INFLUENCE DE LA TENSION DE RUPTURE ar

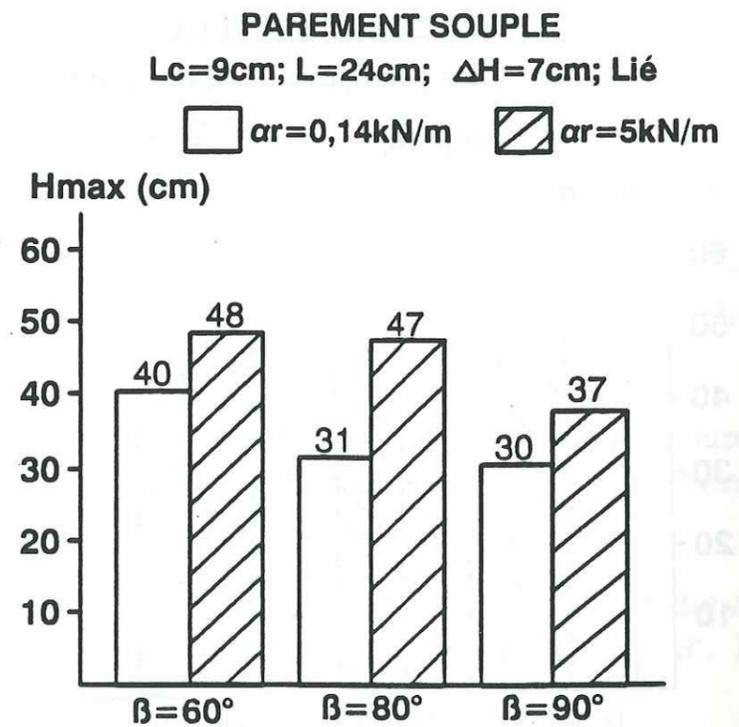


Figure 20: INFLUENCE DE LA TENSION DE RUPTURE ar

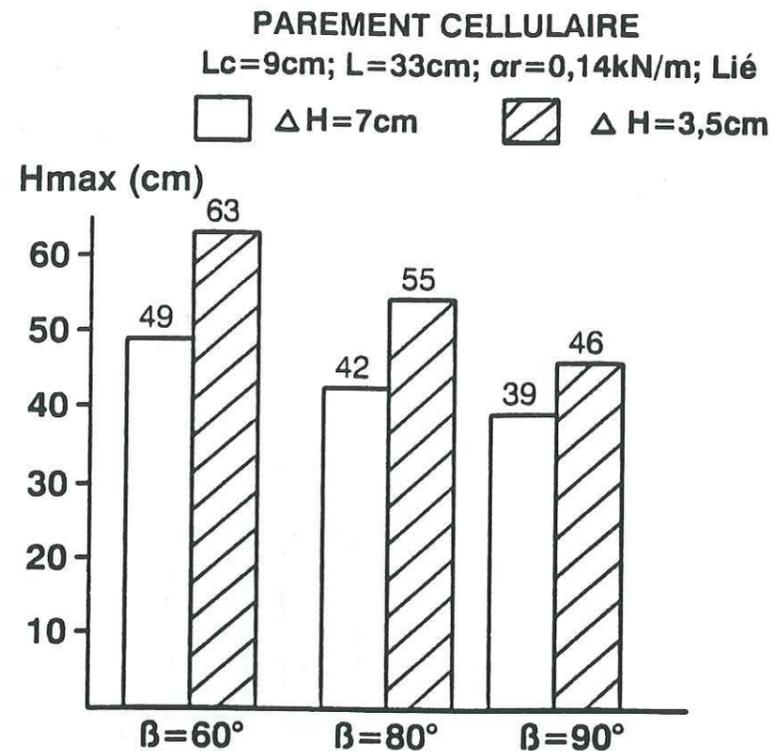


Figure 21: INFLUENCE DE LA DENSITE D'ARMATURES

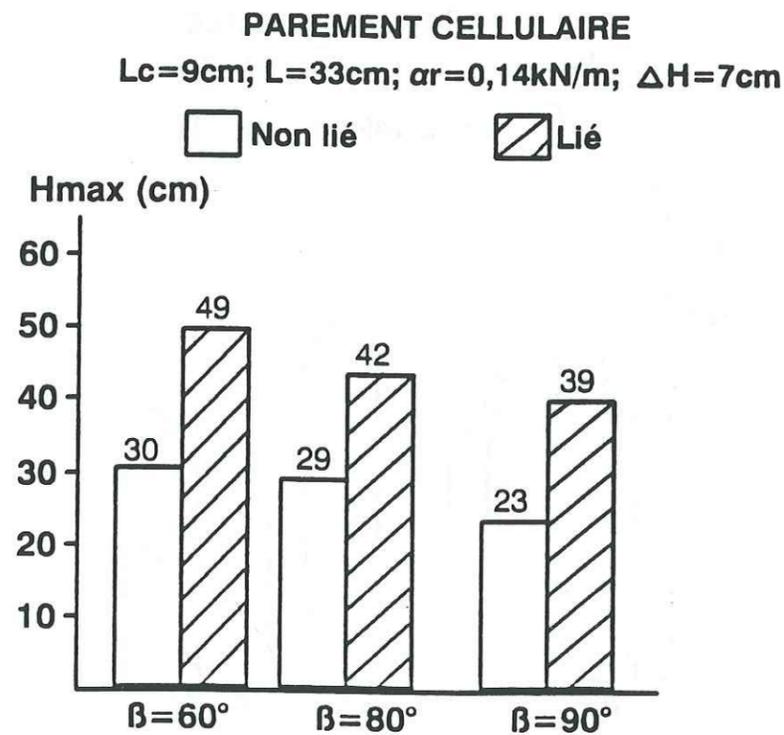


Figure 22: INFLUENCE DE LA LIAISON PAREMENT CELLULAIRE-ARMATURES

BIBLIOGRAPHIE

- ANTHOINE A., "Une méthode pour le dimensionnement à la rupture des ouvrages en sol renforcés", Revue Française de Géotechnique No. 50, pp. 5-17, janvier 1990.
- BISHOP A.W., "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", Géotechnique, volume V, pp. 7-17, 1955.
- BOLTON M.D., "Reinforced soil : laboratory testing". State of the art report, Proceedings of the International Reinforced Soil Conference, Glasgow, Scotland, pp. 287-298, 1990.
- BORDAIRON M., "Dimensionnement des massifs en sol renforcé par géosynthétiques". Thèse de 3^e cycle de l'Université de Grenoble I et de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, novembre 1986.
- CAQUOT A., KERISEL J., "Traité de mécanique des sols", Ed. Gauthier-Villars, 1957.
- CAQUOT A., KERISEL J., ABSI E., "Tables de butée et de poussée", 1^{ère} édition : Gauthier-Villars, 1948, Copyright BORDAS, 1973.
- FAUGERAS J-C., "L'essai de compressibilité des sols au pénétromètre statique et son interprétation sur modèle analogique". Thèse de doctorat de 3^e cycle, Université Paul Sabatier, Toulouse, 1979.
- FAUGERAS J-C., GOURVES R., "Mesure des contraintes au sein d'un massif analogique de Schneebeli", Revue Française de Géotechnique, No. 11, pp. 5-16, 1980.
- De BUHAN P., SALENCON J., "Analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéisation", Revue Française de Géotechnique No. 41, pp. 29-43, 1987.
- GIROUD J-P., TRAN-VO-NHIEM, OBIN J-P., "Mécanique des Sols TABLES POUR LE CALCUL DES FONDATIONS tome 3". Ed. DUNOD, Copyright BORDAS 1973.

- GOTTELAND Ph., "Renforcement des sols par géosynthétiques; dimensionnement et validation". Thèse de 3^e cycle de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I, janvier 1991.
- GOURC J-P., GOTTELAND Ph., WILSON-JONES H., "Cellular retaining walls reinforced by geosynthetics - Behaviour and design". Performance of reinforced soil structures. Proceedings of the International Reinforced Soil Conference, Glasgow, Scotland, pp. 41-47, 1990.
- GOURC J-P., RATEL A., GOTTELAND Ph., "Design of reinforced retaining walls, and proposals for a new approach". The applications of polymeric reinforcement in soil retaining structures. NATO ASI series, Applied Sciences, Volume 147, pp. 459-506, 1987.
- GOURVES R., MEZGHANI F., "Micromécanique des milieux granulaires approche expérimentale utilisant le modèle de Scneebebi", Revue Française de Géotechnique No. 42, pp. 23-34, 1988.
- HAMILTON M., "Calculation method for the stability of reinforced embankments", Delft, 1984.
- HIRD C.C., PYRAH I.C., "Predictions of the behaviour of a reinforced embankment on soft ground", Proceedings of the International Reinforced Soil Conference, Glasgow, Scotland, pp. 409-414, 1990.
- JOER H.A., "'1 2': une nouvelle machine de cisaillement pour l'étude du comportement des milieux granulaires". Thèse de 3^e cycle de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I, janvier 1991.
- LONG N.T., "LE PNEUSOL", Rapports des Laboratoires. Série : Géotechnique - Mécanique des Sols - Sciences de la terre GT-7. Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports, L.C.P.C., juillet 1985.
- LUONG M.P., "Simulation expérimentale des ouvrages géotechniques", Manuel de rhéologie des géomatériaux, sous la direction de Felix DARVE. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 65-79, 1987.

- MARTIAL G., "Action des terres sur les ouvrages de soutènements - Stabilité des murs poids -", Thèse de docteur-ingénieur de l'Université de Grenoble I, septembre 1972.
- MATHIEU Y., MARCHAL J., "Déviation de la route nationale 90 à Aigueblanche - Réalisation d'un massif renforcé par géotextile et parement Pneusol : le Pneutex". Compte Rendus, Bulletin de liaison L.P.C., No. 162, juillet-août 1989.
- MEZGHANI F., "Milieux granulaires - analyse statistique de l'état de contrainte macroscopique au sein d'un milieu analogique". Thèse de 3^e cycle de l'Université de Clermont II, février 1987.
- RATEL A., "Modélisation d'un sol renforcé par géosynthétique : application de la 'Méthode en déplacements'". Thèse de docteur-ingénieur de l'Université de Grenoble I et de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, septembre 1987.
- RAOLIN P., ROUQUES G., TOUBOL A., "Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire", Rapport de recherche L.P.C. No. 36, juin 1974.
- SCHLOSSER F., GUILLOUX A., "Le frottement dans le renforcement des sols". Revue Française de géotechnique No. 16, pp. 65-79, 1981.
- SCHNEEBELI G., "Une analogie mécanique pour l'étude de la stabilité des ouvrages en terre à deux dimensions", Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering (I.C.S.M.F.E.), volume 2, Londres, 1957.
- TERZAGHI K., PECK R.B., "Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment". pp. 171-179, Ed. DUNOD, Paris, 1961.
- TRAN-VO-NHIEM, "Force portante limite des fondations superficielles et résistance maximale à l'arrachement des ancrages". Thèse de docteur-ingénieur, Grenoble I, 1971.
- WILSON-JONES H., "Influence du parement sur la stabilité des massifs renforcés par géotextiles". Mémoire de D.E.A. Mécanique, Institut National Polytechnique de Grenoble, 1988.

NOMENCLATURENomenclature générale (chapitres III, IV et V)

γ_s (kN/m ³)	: poids volumique du sol
ϕ_s (°)	: angle de frottement interne du sol
ϕ_g (°)	: angle de frottement sol-armature
C_s (kPa)	: cohésion du sol
β (°)	: inclinaison du parement
L (m)	: longueur du renforcement et longueur du massif renforcé
L_g (m)	: longueur du renforcement (essais non liés)
L_c (m)	: longueur des cellules qui constituent le parement
H (m)	: hauteur du massif
H_{max} (m)	: hauteur critique du massif
ΔH (m)	: espacement vertical entre les nappes de renforcement
H_c (m)	: hauteur d'une cellule
α_r (kN/m)	: tension à la rupture du renfort
α_a (kN/m)	: tension d'ancrage du renfort
α_{mob} (kN/m)	: tension mobilisée sur l'armature
P_γ (kN)	: poussée des terres sur la face arrière du massif renforcé
δ (°)	: inclinaison de la poussée P_γ par rapport à la normale de l'écran amont
K_a	: coefficient de poussée oblique des terres en amont du massif renforcé
W (kN)	: résultante des forces volumiques

Coefficients de sécurité

F_g	: coefficient de sécurité au glissement
F_r	: coefficient de sécurité au renversement
F_p	: coefficient de sécurité au poinçonnement
F_s	: coefficient de sécurité sur les caractéristiques mécaniques du sol (renforcement non considéré ou inexistant)
F_{sc}	: coefficient de sécurité sur les caractéristiques mécaniques du sol (renforcement considéré)
F_{sx}	: coefficient de sécurité sur les caractéristiques mécaniques du sol (renforcement considéré), le long de la même ligne de glissement que pour F_{sc} , mais remplaçant l'effet du parement par une force X

Nomenclature chapitre I

X_p (m)	: distance horizontale du pied du massif (point A) au point d'application de P
Y_p (m)	: distance verticale du pied du massif (point A) au point d'application de P
X_w (m)	: distance horizontale du pied du massif (point A) au point d'application de W
Y_w (m)	: distance verticale du pied du massif (point A) au point d'application de W
R (kN)	: résultante des forces à la base du massif renforcé
E_x (m)	: excentrement de R par rapport au point A' médian à la base du massif
e_m	: excentricité optimale
$\sigma_Y(D)$ (kPa)	: contrainte à la base du massif au point amont D
D (m)	: profondeur à laquelle la fondation est enterrée
ϕ (°)	: angle de frottement interne du sol de la fondation
γ (kN/m ³)	: poids volumique du sol de la fondation
C (kPa)	: cohésion du sol de la fondation
N_γ, N_q, N_c	: facteurs de capacité portante
q^{lim} (kN/m)	: charge limite que peut porter la fondation
$q^{réel}$ (kN/m)	: charge réelle sur la fondation
i_γ	: coefficient correcteur par rapport au facteur de capacité portante N_γ des charges verticales
Q (kN/m)	: résultante des charges W et P_γ sur la fondation
δ (°)	: inclinaison de Q par rapport à la normale de la fondation
$N_{\gamma h \delta}$: coefficient de portance modifié pour tenir compte d'une surcharge inclinée dissymétrique
\vec{X}, \vec{Y}	: repère définissant la géométrie de l'ouvrage
$\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$: base orthonormée directe associée aux directions $\vec{X}, \vec{Y}, \vec{Z}$
i	: indice de tranche
n	: nombre de tranches utilisé pour les calculs
X_i (m)	: abscisse d'intersection de l'axe de la tranche i avec la ligne de glissement
α_i (°)	: inclinaison algébrique de la base de la tranche i
b_i (m)	: largeur de la tranche i
h_i (m)	: hauteur moyenne suivant l'axe vertical de la tranche i
λ, μ	: coefficients perturbateurs de la méthode des perturbations
N_i (kN)	: effort normal à la base de la tranche i

- j : indice de nappe
 α_a (°) : inclinaison du segment amont pour une ligne de glissement bilinéaire
 α_b (°) : inclinaison du segment aval pour une ligne de glissement bilinéaire
 P_R (kN) : résultante de la poussée horizontale nécessaire pour l'équilibre limite des deux blocs (méthode Double-blocs)

Nomenclature chapitre II

- μ (g/m²) : masse surfacique de l'armature
 L_a (m) : longueur d'ancrage en zone passive
 L_g (m) : longueur de l'armature
 L_{pl} (m) : longueur de la plaque métallique de garde
 u (m) : déplacement en tête de l'ancrage
 T (kN) : effort total en tête (essai d'extraction)
 α_a (kN/m) : effort d'ancrage de l'armature + plaque, pour une largeur unité
 τ (kPa) : contrainte moyenne de frottement sol-armature
 τ_{pl} (kPa) : contrainte moyenne de frottement sol-plaque
 τ_{max} (kPa) : contrainte moyenne maximale de frottement sol-armature
 P (kN) : poussée du sol renforcé sur le parement
 T_j (kN) : effort de traction de liaison entre l'armature j et les cellules du parement
 X (kN) : résultante horizontale de la liaison sol renforcé-parement
 H_X (m) : hauteur du point d'application de la force X , au-dessus du pied de l'ouvrage
 K_X : pseudo-coefficient de poussée normalisant la force X

Nomenclature chapitre VI

- σ_y (kPa) : contrainte moyenne s'exerçant sur une facette de normale OY
 σ_x (kPa) : contrainte moyenne s'exerçant sur une facette de normale OX
 F_y (N) : effort moyen pour déplacer un ensemble de rouleaux selon leur axe longitudinal, ayant une normale parallèle à l'axe OY

- F_x (N) : effort moyen pour déplacer un ensemble de rouleaux selon leur axe longitudinal, ayant une normale parallèle à l'axe OX
 λ, μ (cm²) : coefficients homogènes dépendant des caractéristiques géométriques de la plaque utilisée pour déplacer une découpe de rouleaux, et des caractéristiques de la découpe
 K_0 : coefficient des terres au repos
 K : coefficient exprimant l'état de contraintes dans les ouvrages

Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier
Grenoble I

Titre de l'ouvrage :

**OUVRAGES RENFORCES PAR DES
GEOSYNTHETIQUES DANS UN MODELE
ANALOGIQUE PLAN**

Nom de l'auteur :

Herbert A. E. WILSON-JONES

Etablissement :

**Institut de Recherches Interdisciplinaires
de Géologie et de Mécanique**

RESUME

L'auteur aborde dans ce mémoire l'étude expérimentale des ouvrages renforcés par des géosynthétiques en nappes horizontales, à partir d'un modèle analogique plan de Schneebell. L'originalité de l'étude réside dans l'association des nappes avec un parement cellulaire.

L'introduction générale est consacrée à la présentation des différents types de murs de soutènement cellulaires. On envisage : les massifs non renforcés à parement cellulaire gravitaire, les massifs à parement gravitaire associés à un renforcement éventuel et les massifs renforcés à parement cellulaire non gravitaire.

Le chapitre I expose le calcul des ouvrages renforcés par des nappes géosynthétiques à l'aide de deux méthodes d'équilibre limite : la méthode "Double Blocs" et la méthode des perturbations ; le chapitre II présente la modélisation bidimensionnelle de ces massifs.

Dans les chapitres III, IV et V sont présentés les nombreux résultats expérimentaux obtenus à partir de l'étude paramétrique pour trois inclinaisons du parement : 60°, 80° et 90°. On montre : les effets de l'espacement entre des nappes, de la tension de rupture des nappes, de la longueur de l'armature, de l'inclinaison du parement, du type de parement, sur la stabilité du massif. Les résultats expérimentaux ont systématiquement servi de validation à la méthode de calcul originale proposée pour l'étude de stabilité de ces ouvrages.

Enfin, le chapitre VI présente l'étude préliminaire pour la détermination des contraintes dans de tels massifs renforcés, ceci afin de calculer plus précisément les efforts d'ancrages des armatures. Cette étude laisse entrevoir des prolongements intéressants.

MOTS CLES

Sol renforcé ; Géosynthétique ; Modèle bidimensionnel ; Parement cellulaire ; Parement souple ; Ligne de glissement ; Coefficient de sécurité ; Stabilité.