

Titre du projet : **Utilisation des sols grossiers dans les techniques de renforcement de sols par géosynthétiques : application aux sols de torrent et barrages de corrections torrentielles, contribution à la modélisation numérique**

Ph. Gotteland (Lirigm –UJF), J.M. Tacnet (Cemagref)

Organisme pilote : Lirigm – Université Joseph Fourier
1053, rue de la Piscine B.P. 53
38041 GRENOBLE Cedex

Organisme associé : *Cemagref* Grenoble
Division Erosion Torrentielle Neige et Avalanches
2, rue de la Papéterie B.P. 76
38402 SAINT MARTIN D'HERES Cedex

Présentation du projet :

La connaissance des caractéristiques géomécaniques des sols est essentielle pour la conception des ouvrages de protection contre les risques naturels tels que les barrages de correction torrentielle. En raison de la forte granulométrie des sols de torrent et des difficultés d'accès aux sites d'implantation, les données et méthodes d'essais in situ ou en laboratoire utilisables sont peu nombreuses.

Cette phase du projet fait suite à une première phase concernant l'étude géotechnique d'échantillons de sol comprenant une fraction importante d'éléments grossiers, ce qui a nécessité la mise en œuvre d'appareillages spéciaux, les outils classiques de mécanique des sols étant inadaptés. Un protocole expérimental et les résultats obtenus lors d'une campagne d'essais réalisée sur le sol du Torrent du Manival (Commune de Saint-Ismier – Isère) à l'aide d'une boîte de cisaillement direct carrée de 1000mm de côté ont été présentés (Rapport Pôle 96/97). Les caractéristiques mécaniques de frottement et de cohésion du sol sont comparées avec celles obtenues au contact de géosynthétiques et géogrilles utilisées dans le cadre de techniques de renforcement de sols.

Cette phase du projet porte sur l'utilisation de logiciels numériques pour la modélisation des ouvrages spécifiques que sont les ouvrages de correction torrentielle. Une validation de ces outils et l'étude de variantes possibles sont présentées.

L'étude s'intègre dans une démarche générale dont les objectifs sont :

- améliorer les méthodes de conception d'ouvrages de protection contre les risques naturels et fournir des données mesurées aux concepteurs d'ouvrages de protection ;
- développer, dans le contexte de ces ouvrages, de nouvelles techniques de construction faisant appel au renforcement de sols par inclusions géosynthétiques ;
- réutiliser les matériaux du site d'implantation pour la construction d'ouvrages de protection des ouvrages dans un but économique, technique mais aussi environnemental en limitant ainsi les besoins en matériaux de remblai importés.
- permettre l'utilisation des excédents de matériaux solides charriés par les torrents dans d'autres domaines et réduire ainsi les charges financières liées au curage des plages de dépôt.

Financements obtenus :

Pôle Grenoblois Risques Naturels

30 kF en 1997/98
Avril 1999

CONTRIBUTION A LA MODELISATION NUMERIQUE
DU COMPORTEMENT MECANIQUE
DES OUVRAGES DE CORRECTION TORRENTIELLE
RENFORCES PAR GEOSYNTHETIQUES

Rapport

Pôle Grenoblois Risques Naturels

Conseil Général de l'Isère

Avril 1999

Philippe GOTTELAND, Cédric BENEITO, Lirigm UJF Grenoble 1
Jean Marc TACNET, Cemagref division ETNA Grenoble

SOMMAIRE

INTRODUCTION	p. 4
PARTIE 1 : PRESENTATION DE L'ETUDE	p. 5
I – Caractéristiques géométriques	p. 5
II – Caractéristiques mécaniques	p. 7
III – Modélisation numérique	p. 10
III.1 – Modélisation des géomatériaux	p. 10
III.2 – Maillage	p. 13
III.3 – Conditions aux limites	p. 15
III.4 – Phasage des calculs	p. 15
PARTIE 2 : RESULTATS DE L'ETUDE	p. 16
I – Géométrie initiale de l'ouvrage para-fouille	p. 16
I.1 – Déplacement du voile de l'ouvrage para-fouille	p. 16
I.2 – Déplacement de la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle	p. 18
I.3 – Poussée sur le voile de l'ouvrage para-fouille	p. 19
I.4 – Mobilisation des efforts dans les géosynthétiques	p. 22
I.5 – Conclusion sur le renforcement de la géométrie initiale	p. 25
II – Géométrie dérivée de l'ouvrage para-fouille	p. 26
II.1 – Déplacement du voile de l'ouvrage para-fouille	p. 26
II.2 – Déplacement de la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle	p. 28
II.3 – Poussée sur le voile de l'ouvrage para-fouille	p. 29
II.4 – Mobilisation des efforts dans les géosynthétiques	p. 31
II.5 – Conclusion sur le renforcement de la géométrie dérivée	p. 33
CONCLUSION	p. 34

INTRODUCTION

Les ouvrages de correction torrentielle sont de manière générale construits selon les techniques traditionnelles développées pour les problèmes de soutènement de massifs de sol. Ceci conduit à la réalisation de structures auto-stables classiques telles que les murs poids, les murs voiles, les murs cantilever, etc...

En raison des difficultés d'accès aux sites de construction, ces techniques s'avèrent parfois lourdes à mettre en œuvre. La recherche de nouvelles dispositions constructives peut conduire au développement de techniques alternatives telles le renforcement des sols par géosynthétiques. La conception d'ouvrages novateurs conjuguant les principes de soutènement et de renforcement est donc envisager.

L'objet du présent rapport est d'évaluer, à l'aide de modélisations numériques sur les logiciels PLAXISv6.1 (code de calcul par Eléments Finis) et FLACv3.3 (code de calcul par Différences Finies), le comportement de structures dans un domaine d'utilisation « en Service », ceci dans le cas d'une réalisation d'un ouvrage de correction torrentielle avec mur para-fouille renforcé à l'aval par des nappes géosynthétiques. (Figure 1).

La comparaison des potentialités des logiciels est faite ; l'objectif visé étant d'obtenir un logiciel opérationnel dans la compréhension des mécanismes mobilisés et de l'utilité d'un renforcement du sol.

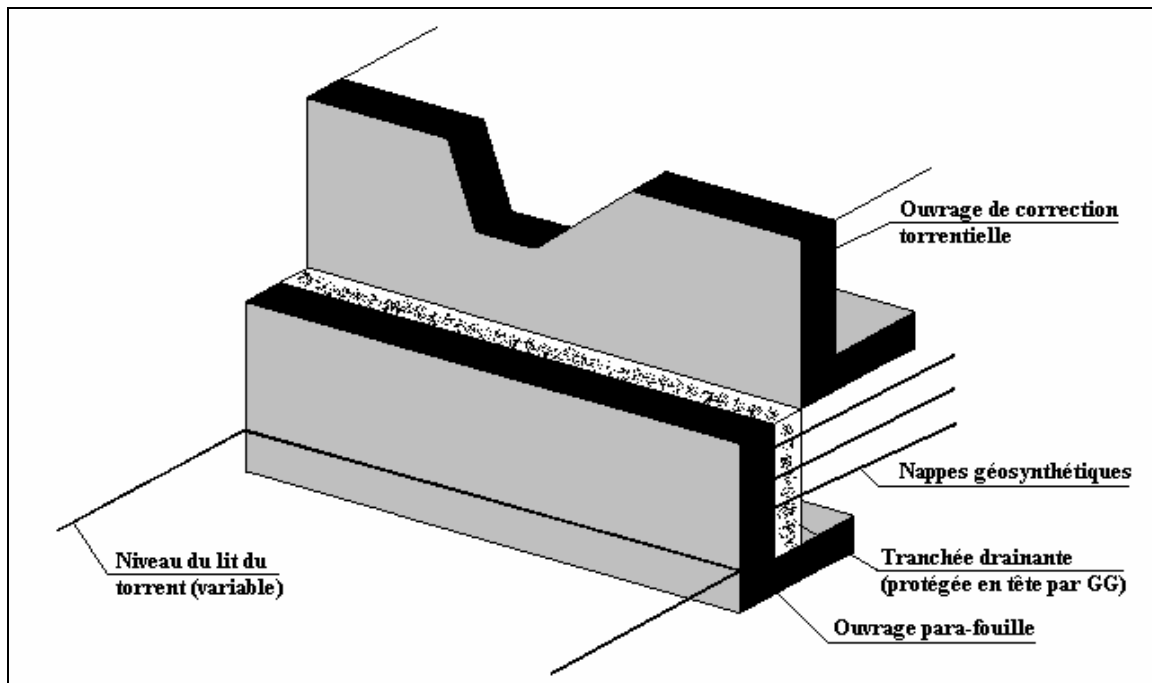


Figure 1 : Ouvrage type de correction torrentielle avec système para-fouille

PARTIE 1 : PRESENTATION DE L'ETUDE

I - Caractéristiques géométriques de l'ouvrage type

En raison du remplissage naturel de l'ouvrage supérieur de correction torrentielle (crues successives), le renforcement de la structure par nappes géosynthétiques ne peut être envisagé que pour l'ouvrage inférieur para-fouille.

De ce fait, l'étude réalisée ne s'intéresse qu'au comportement mécanique de la structure inférieure renforcée. L'ouvrage de correction torrentielle à géométrie fixe n'est alors pris en compte dans les modélisations que sous la forme d'une fondation soumise à un chargement ; à titre de simplification, on considère un chargement uniformément réparti Q (*Figure 2*).

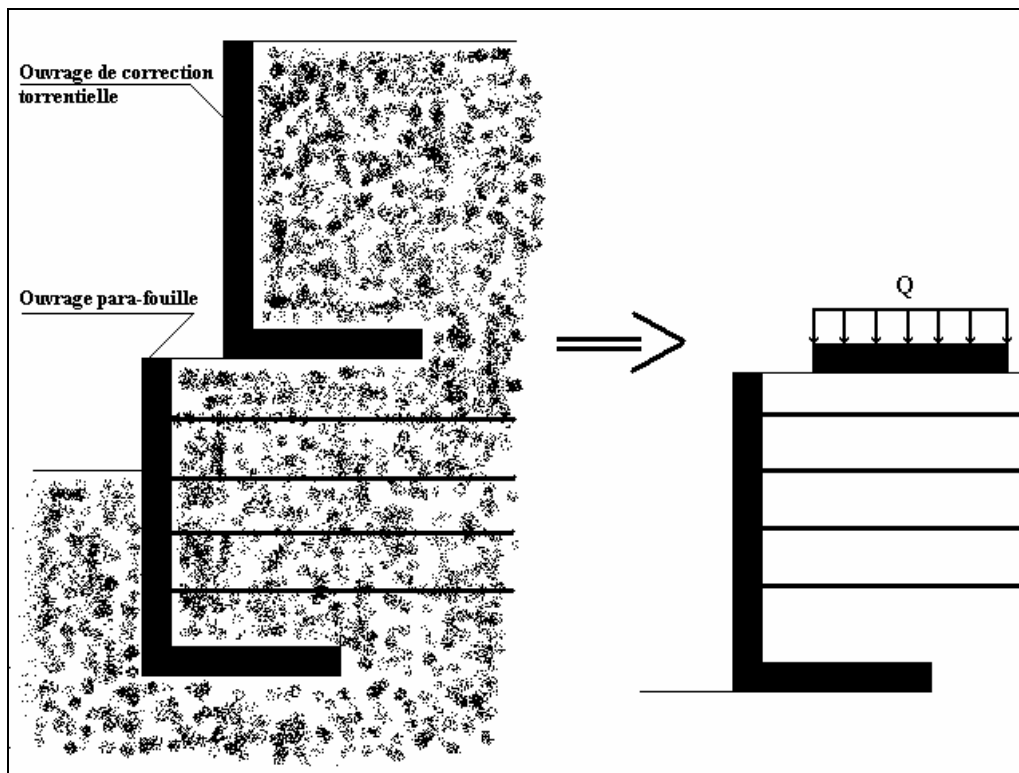


Figure 2 : Modélisation de l'ouvrage pour l'étude

Deux configurations géométriques ont été développées pour l'évaluation de l'effet du renforcement par nappes géosynthétiques sur le comportement global de l'ouvrage : Géométrie A et Géométrie B.

Ces deux géométries supposent un comportement en état de déformations planes permettant le recours à des moyens de calcul numérique bidimensionnel.

Le niveau du lit du torrent a été par ailleurs fixé au seuil d'étiage supposé au niveau de la fondation du mur para-fouille aval. Ce choix conduit à une géométrie d'étude défavorable vis à vis de la stabilité puisque aucun effort de butée ne peut être mobilisé en pied de soutènement.

Géométrie A, de référence:

Cette configuration se rapproche des techniques réalisées par superposition de murs Cantilever Béton Armé (sans renforcement de sol). Cette géométrie considère la construction d'un mur autostable en forme de L, mur constitué de béton armé coulé en place. Le renforcement du massif soutenu est réalisé par la pose de plusieurs nappes géosynthétiques accrochées au parement lors de la réalisation (figure 3). L'objectif est de juger de l'apport des inclusions dans le sol de fondation de l'ouvrage de correction torrentielle.

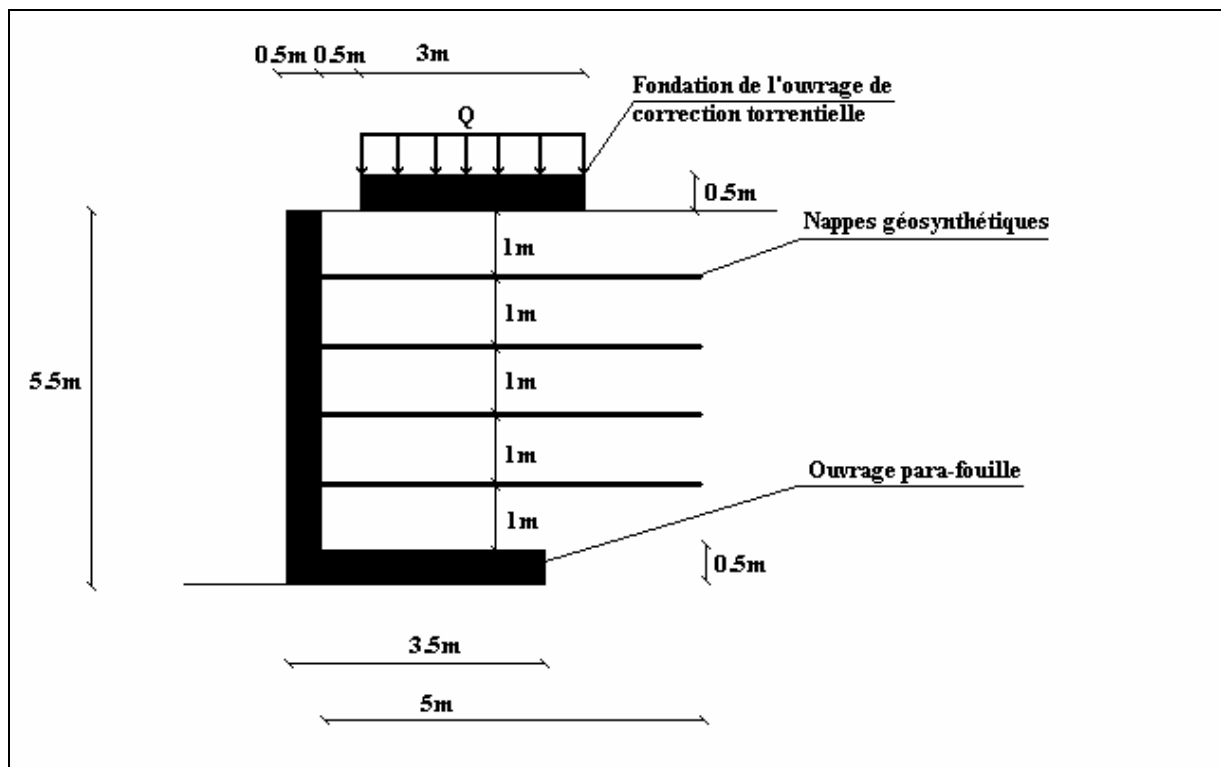


Figure 3 : caractéristiques géométriques, Géométrie A

Géométrie B, dérivée:

Afin de considérer au mieux les procédés de construction par nappes superposées, une nouvelle technique de réalisation est envisagée. Elle vise à diminuer le volume de béton à mettre en œuvre. Cette géométrie, dérivée de la géométrie précédente, concerne un mur sans fondation à parement préfabriqué (écailles préfabriquées superposées) renforcé par nappes géosynthétiques (figure 4). Ce parement se comporte de manière monolithique comme une poutre unique continue ; ce monolithisme peut être obtenu lors de la mise en œuvre par la réalisation de joints au mortier entre les écailles préfabriquées du parement.

Nota : Dans cette phase initiale de l'étude, les calculs ont été menés sans prise en compte des phénomènes hydrauliques. La stabilité du mur vis à vis des phénomènes de poussée hydraulique et d'affouillement serait à vérifier avec des calculs complémentaires.

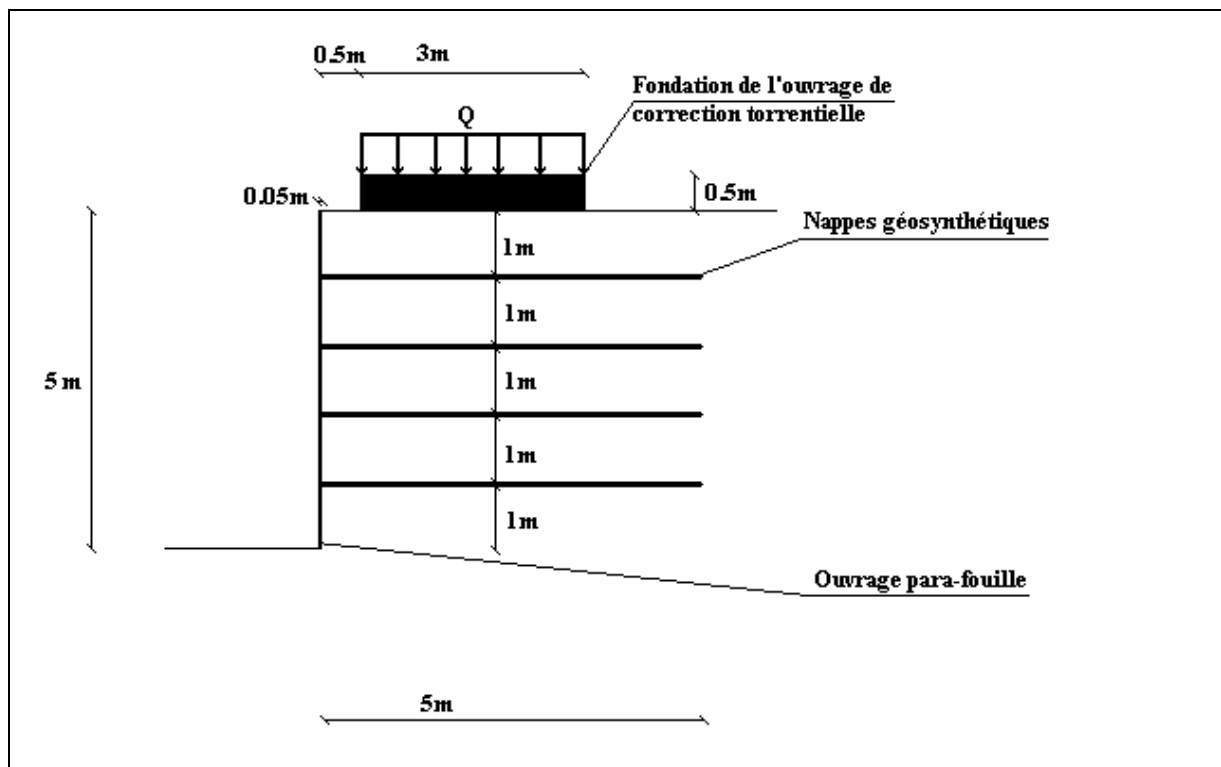


Figure 4 : caractéristiques géométriques, Géométrie B

II - Caractéristiques mécaniques

L'étude a été réalisée en considérant les caractéristiques mécaniques des différents matériaux constitutifs du modèle (sols, géosynthétiques, interfaces...) (Tableaux 1, 2, 3).

	Poids volumique γ (kN/m ³)	Module élastique E (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Angle de frottement Φ (°)	Cohésion C (kPa)	Angle de dilataance Ψ (°)
Sol de Fondation	20	30	0.3	50	10	20
Sol de Remblai	18	20	0.3	50	10	20
Béton armé	25	30000	0.3			

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux "géologiques"

	Module de rigidité J (kN/m)
Géosynthétiques	100 - 500 - 1000

Tableau 2 : Caractéristiques des géosynthétiques

	Angle de frottement Φ_{sg} (°)	Cohésion C _{sg} (kPa)
Interface Sol - Béton	38	7
Interface Sol - Géosynthétique	50	10

Tableau 3 : Caractéristiques d'interfaces

Les paramètres mécaniques caractérisant le comportement en phase élastique des sols sont issus de valeurs indicatives [Manuel de l'utilisateur de FLACv3.3] pour une catégorie de sol dit "tout-venant". Le sol de fondation a été supposé plus compact que le sol mis en remblai ; ceci explique des valeurs de E et γ plus élevées.

Les caractéristiques mécaniques à la rupture sont tirées de résultats des essais réalisés dans la phase antérieure du projet : essais de cisaillement direct réalisés dans la boîte "grandes dimensions" du Lirigm sur le matériau issu d'un site représentatif [Rapport d'Etude 96/97, mémoire de DEA G. SAURY, 1997].

Les modules de rigidité des géosynthétiques ont été définis au regard des capacités mécaniques des produits existants sur le marché.

Les caractéristiques à l'interface sol-géosynthétique ont été déterminées en considérant de bonnes caractéristiques de frottement ($\Phi_{sg} = \Phi_{sol}$ et $C_{sg} = C_{sol}$), ce qui correspond par exemple à l'utilisation de géo-grilles de renforcement.

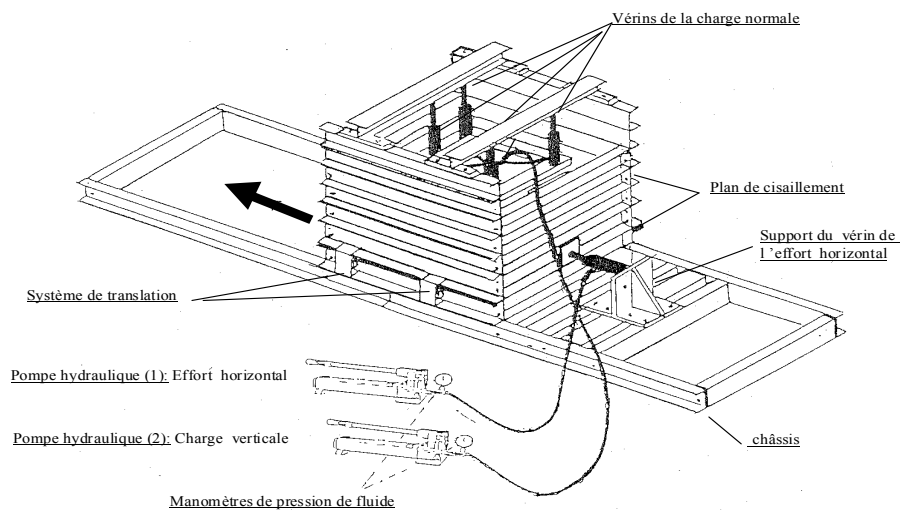


Figure 5: principe général du dispositif expérimental Lirigm



Figure 6 : vue locale du plan de cisaillement

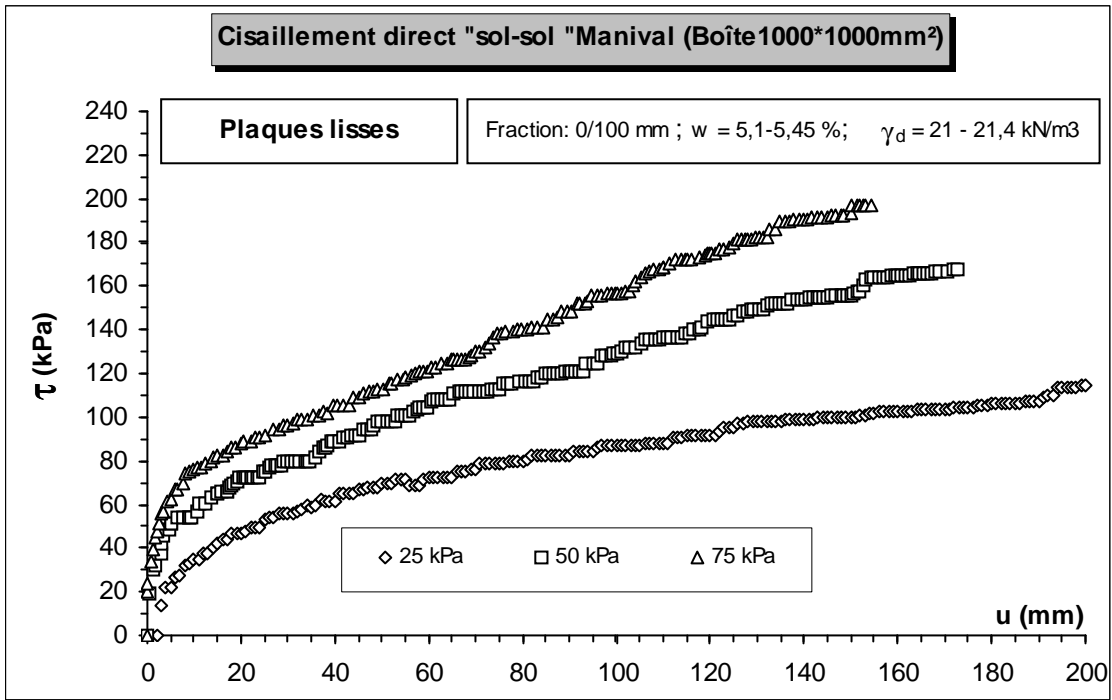


Figure 7: Courbes de cisaillement représentatives

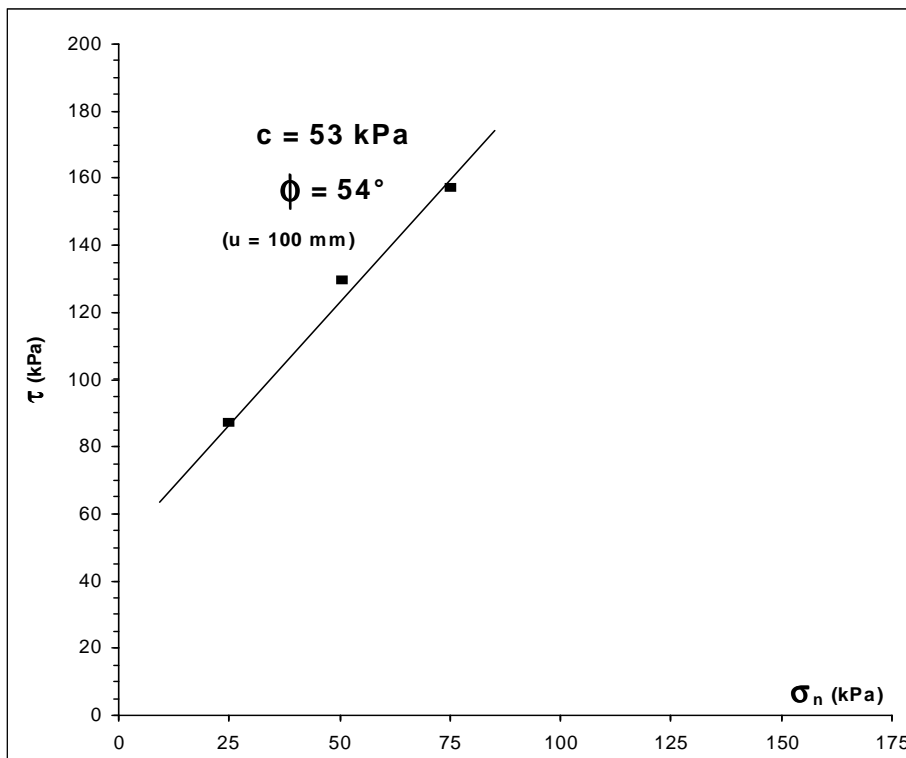


Figure 8: Critère de rupture, bilan expérimental, représentation de Mohr Coulomb

III - Modélisation numérique

III.1 – Modélisation des géomatériaux

III.1.1 – Les matériaux "sols" :

Les logiciels PLAXISv6.1 et FLACv3.3 permettent de définir différentes lois rhéologiques afin de modéliser au mieux le comportement des géomatériaux. Toutes les modélisations ont supposé un comportement élasto-plastique répondant au modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols. Le comportement élasto-plastique peut être représenté par le modèle monodimensionnel (*Figure 9*) associant un ressort de raideur K pour symboliser l'élasticité et un patin de seuil S_0 .

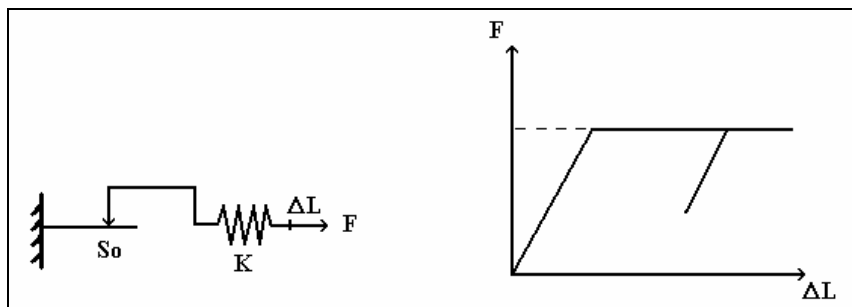


Figure 9 : Représentation monodimensionnel du comportement élasto-plastique

Le modèle élasto-plastique "Mohr-Coulomb" est caractérisé par cinq paramètres, à savoir :

en élasticité,	E	module d'élasticité de Young,
	ν	coefficient de Poisson,
en plasticité,	C	cohésion,
	Φ	angle de frottement,
	Ψ	angle de dilatance.

Sous sollicitation triaxiale, les paramètres du modèle peuvent être représentés (figure 10) :

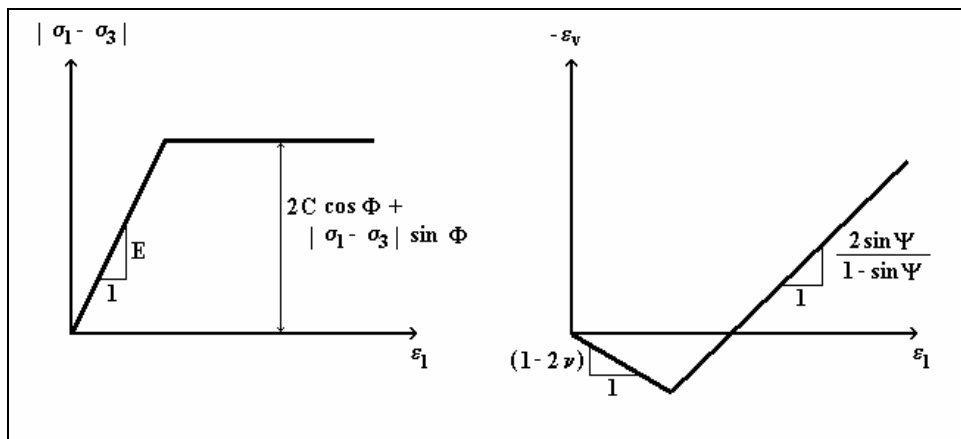


Figure 10 : Représentation des cinq paramètres du modèle MOHR-COULOMB sur essai triaxial

III.1.2 – Les éléments de structure "poutre" :

Les deux logiciels PLAXISv6.1 et FLACv3.3 offrent la possibilité de modéliser des éléments de structure tels que des fondations en béton armé, des murs-voiles de soutènement, des coffrages... par des éléments "poutres". Ces éléments peuvent suivre des rhéologies élastiques et élasto-plastiques. Dans le cas d'une élasto-plasticité, le projecteur doit rentrer le moment de plastification de la poutre préalablement calculé. Dans les modélisations réalisées, nous n'avons considéré qu'un comportement élastique.

Les données demandées par les logiciels pour la modélisation des poutres sont les suivantes:

A – PLAXISv6.1

- la valeur **EA** égale au produit de la section de poutre (bh dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif de la poutre,
- la valeur **EI** égale au produit du second moment d'inertie ($bh^3/12$ dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif de la poutre,
- la valeur **w** (poids surfacique) égale au produit du poids volumique γ et de la hauteur équivalente de la poutre,
- la valeur **v**, le coefficient de Poisson du matériau constitutif de la poutre.

B – FLACv3.3

- la valeur **area**, section de la poutre,
- la valeur **i**, valeur du second moment d'inertie,
- la valeur **e**, module d'élasticité du matériau constitutif de la poutre,
- la valeur **density**, masse volumique du matériau constitutif de la poutre.

III.1.3 – Les éléments géosynthétiques et leur interface avec le sol :

A – PLAXISv6.1

Les nappes géosynthétiques sont modélisées par un élément de structure appelé "geotextile element". Cet élément est régi par un comportement parfaitement élastique sans aucune limitation de la tension interne. Ne supportant logiquement aucun moment fléchissant, l'élément est seulement caractérisé par sa rigidité axiale **EA**, c'est-à-dire le module de rigidité **J** du géosynthétique (*Figure 11*).

Il est à noter que l'introduction d'un élément géosynthétique dans le modèle, sans introduction d'éléments d'interface, ne provoque aucunement l'apparition de nouveaux nœuds dans le maillage ; les caractéristiques mécaniques du géosynthétique modifiant le comportement global de la géométrie sont simplement introduites dans la matrice de rigidité comme condition supplémentaire reliant le comportement de certains nœuds.

L'interface sol-inclusion est modélisée comme un élément de sol vu précédemment, c'est-à-dire avec les cinq paramètres du modèle MOHR-COULOMB. Afin de modéliser au mieux les caractéristiques de frottement à l'interface, l'angle de frottement a été réduit en considérant la relation suivante : $\text{tg } \Phi_{\text{sg}} = \mu \text{ tg } \Phi_{\text{sol}}$ (où $\mu=0.6$ à 1). La cohésion minimale imposée par PLAXISv6.1

étant de 1kPa, nous avons dû introduire cette valeur dans la modélisation, même s'il n'est pas prouvé qu'il existe une cohésion C_{sg} à l'interface sol-géosynthétique. Quant aux caractéristiques élastiques E et ν , elles ont été prises identiques à celles du sol renforcé.

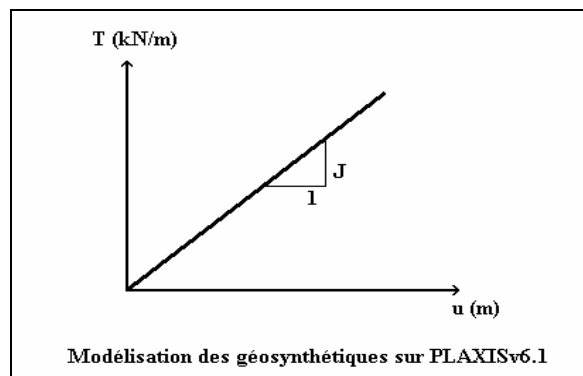


Figure 10 : Modélisation du comportement de l'élément "geotextile" sur PLAXISv6.1

B – FLACv3.3

Deux méthodes permettent de modéliser les éléments géosynthétiques sur FLACv3.3 : les éléments "poutre" et "câble".

Notre choix s'est porté sur l'utilisation d'éléments "câble" qui offrent la possibilité de définir conjointement le comportement du géosynthétique et de l'interface sol-géosynthétique. Il est à noter cet élément est un élément extérieur au maillage initial qui vient se greffer à celui-ci grâce à la prise en compte du comportement d'interface (figure 12).

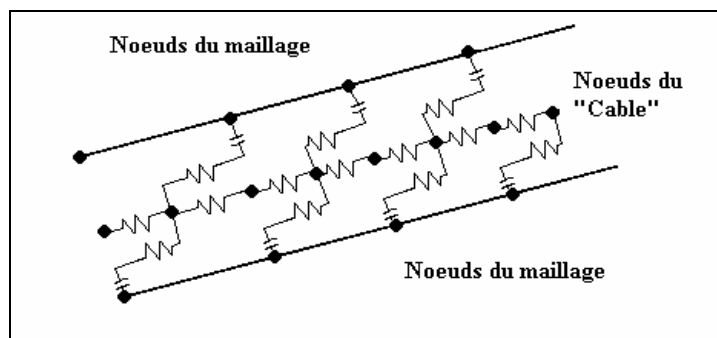


Figure 12 : Représentation des nœuds de l'élément "câble" de FLACv3.3

Le comportement de l'élément géosynthétique est régi par une loi élasto-plastique parfaite (Figure 13) ne permettant pas d'atteindre la rupture de la nappe (programmation d'une loi de comportement élasto-fragile possible). Les paramètres entrés sont :

- la section **area** de la nappe,
- le périmètre **perimeter** de la nappe,
- le module d'élasticité **E** du géosynthétique (égal à $J \cdot \text{area}$),
- la tension de plastification de l'armature **Yield** (égale à la tension de rupture T_r).

Par défaut, le "câble" est modélisé comme un élément de section circulaire. Le calcul d'une section circulaire équivalente offrant la même surface externe de contact avec le sol qu'une section rectangulaire de nappe a été préalablement réalisé ; le module d'élasticité du "câble" est déterminé par la relation $E=J \cdot \text{area}$.

Incluse dans la définition de l'élément "câble", l'interface est aussi gouvernée par une loi élasto-plastique (cf. Figure 12). Les paramètres à rentrer dans le code de calcul sont les suivants :
 Pour le domaine élastique de l'interface, la pente **kbond** ; pour le domaine plastique de l'interface, la contrainte tangentielle est limitée par le critère de Mohr-Coulomb, soit : l'angle de frottement Φ_{sg} par **sfriiction**, la cohésion C_{sg} par **sbond**.

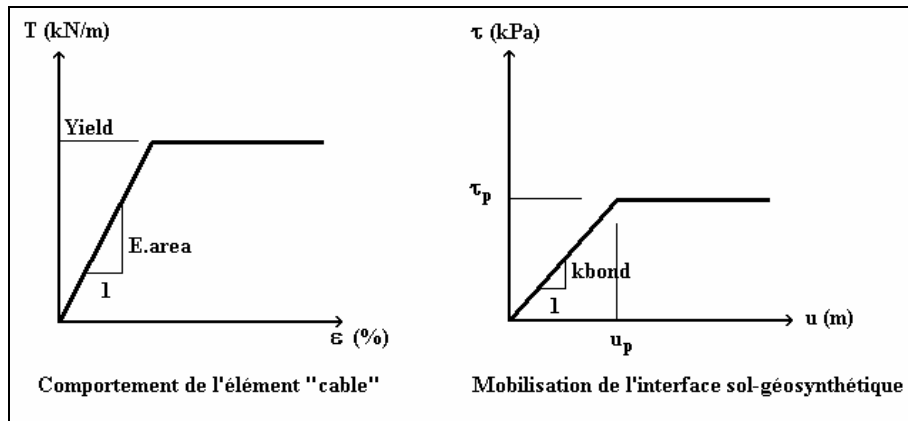


Figure 13 : Modélisation de l'élément "câble", FLACv3.3

La définition du paramètre **kbond** fait appel à un calcul préalable du projecteur.

Dans les cas étudiés, il a été considéré que la pente de la courbe de mobilisation des efforts à l'interface sol-géosynthétique est directement fonction :

- d'une part, de la contrainte tangentielle à la limite de plasticité imposée par le confinement des terres :

$$\tau_p = (\gamma h + q) \operatorname{tg} \Phi_{sol}$$
 en supposant $\sigma_v \approx \gamma h + q$ (γh , poids des terres ; q , surcharge appliquée)

- d'autre part, du déplacement U_p déterminé par la relation suivante basée sur des expérimentations ($U_p = 0.0019 + 5.10^{-5} \sigma_v$, unités : m, kPa)

III.2 - Maillage

Le maillage de la géométrie sous PLAXISv6.1 et FLACv3.3 a été pensé afin de satisfaire aux conditions de précision des calculs et de vitesse optimale de résolution. A ces fins, le maillage a été densifié à proximité de l'ouvrage de soutènement (zone la plus sollicitée et déformée) et élargi progressivement vers les limites du modèle (Figures 14 et 15).

Les limites du modèle sont déterminées de manière à éviter toute interférence avec la zone d'influence – en termes de modification des états de contrainte et de déformation – de l'ouvrage.

Les dimensions finales du modèle étudié sont : largeur : 19 m, hauteur : 12m

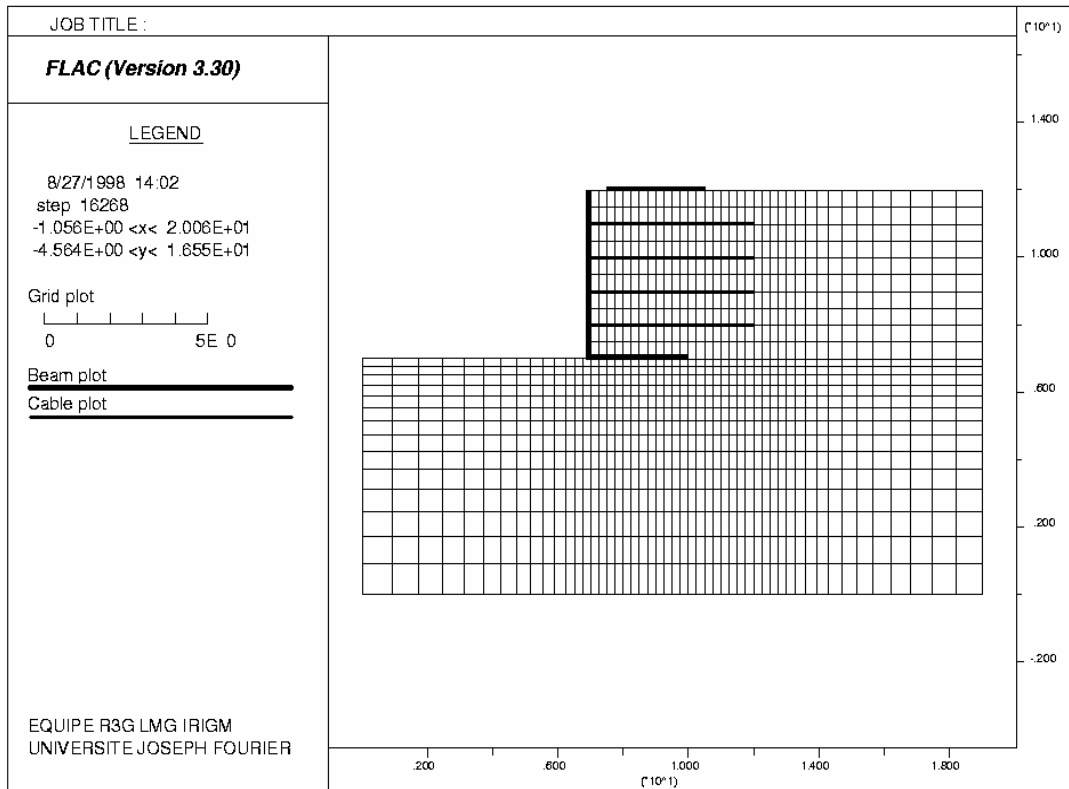


Figure 14 : Maillage initial développé sur FLACv3.3

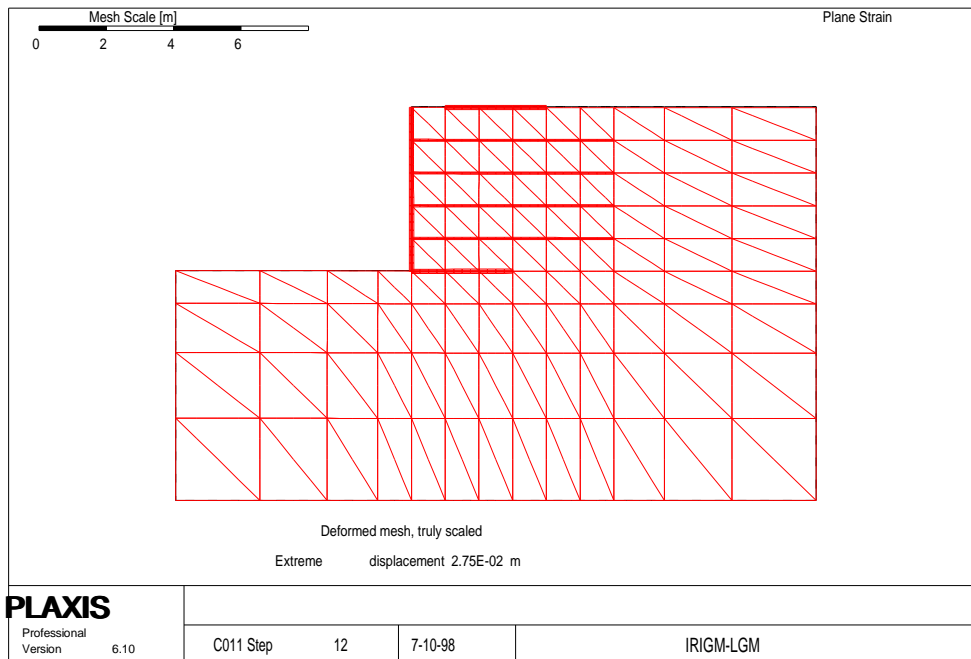


Figure 15 : Maillage initial, développé sur PLAXISv6.1 (éléments T15)

III.3 - Conditions aux limites

Les conditions imposées aux limites du modèle sont des conditions en déplacement.

Afin de permettre l'initialisation des contraintes sans perturbation par les frontières, les déplacements verticaux sont autorisés sur les limites latérales.

Les nœuds situés sur la limite horizontale inférieure sont bloqués.

La surface topographique étant une surface libre, tout déplacement est toléré sur cette limite supérieure.

III.4 - Phasage des calculs

Après initialisation de la géométrie (calcul des états de contrainte et de déformation dans l'ouvrage de soutènement para-fouille), la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle a été mise en place puis chargée progressivement jusqu'à la valeur $Q=300\text{kPa}$ (équivalent à la contrainte verticale sur une facette horizontale sous une épaisseur d'environ 15m de sol à $\gamma=20\text{kN/m}^3$ dans un champ géostatique).

PARTIE 2 : RESULTATS DE L'ETUDE

Les résultats présentés dans cette partie portent sur les données numériques suivantes :

- déplacement maximal du voile de parement de l'ouvrage para-fouille,
- poussée maximale sur le voile de parement de l'ouvrage para-fouille,
- déplacement maximal de la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle (dalle de chargement).

L'attention s'est volontairement portée sur les valeurs maximales des paramètres étudiés. Ce choix a été motivé par le fait que l'obtention de ces valeurs ne nécessite pas de calculs et de travail complémentaires sur les fichiers de résultats ; elles sont directement affichées sur les graphiques de résultats. Par ailleurs, ces valeurs maximales s'avèrent être des indicateurs assez représentatifs de l'état de sollicitation de l'ouvrage.

I – Etude Géométrie A

I.1 - Déplacement du voile de l'ouvrage para-fouille

α - Remarque sur le vecteur de déplacement maximal du voile :

L'ouvrage de soutènement "mur autostable" montre une certaine tendance au basculement (*Figure 16*). C'est pourquoi on peut remarquer que le vecteur de déplacement maximal du voile se situe en tête de l'ouvrage para-fouille.

L'inclinaison de ce vecteur par rapport à la verticale passe par ailleurs d'environ 30° à 45° (Calculs FLACv3.3 sur les géométries non renforcées et renforcées) au cours du chargement de la dalle de chargement.

β - Remarque sur les résultats des calculs conduits sur PLAXISv6.1 et FLACv3.3 :

Les courbes issues des calculs menés sur PLAXISv6.1 et sur FLACv3.3 témoignent d'une assez bonne similarité.

Chaque courbe semble se caler sur une droite, aussi bien d'après les résultats de PLAXISv6.1 que de FLACv3.3. Le comportement global de l'ouvrage suivrait-il un chemin complètement inclus dans le domaine élastique de la loi rhéologique ?

Les écarts relatifs enregistrés sur les valeurs compilées par PLAXISv6.1 et FLACv3.3 sont remarquablement faibles, inférieurs à 5%.

χ - Remarque sur l'effet du renforcement :

Les effets d'un renforcement du sol sont peu sensibles (figures 17 et 18): le renforcement par quatre nappes $J=100\text{kN/m}$ semble n'apporter aucune réduction de déplacement. L'utilisation d'une rigidité plus grande permettrait une légère réduction du déplacement maximal du voile :

- 2% (FLACv3.3) à -5% (PLAXISv6.1) pour $J=500\text{kN/m}$,
- 6% (FLACv3.3 et PLAXISv6.1) pour $J=1000\text{kN/m}$.

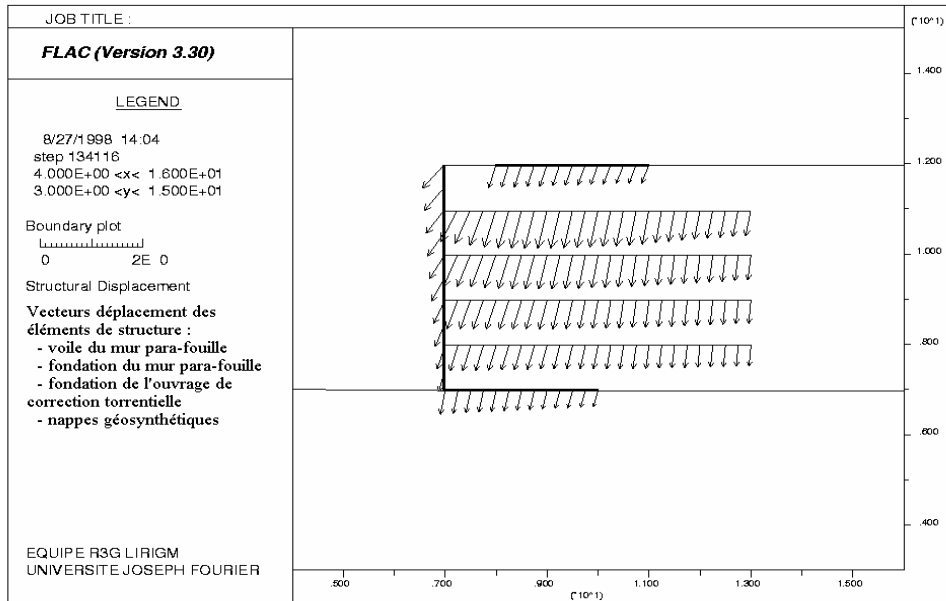


Figure 16 : Vecteurs déplacement des éléments de structure, Calculs FLACv3.3
 Ouvrage renforcé par 4 nappes ($J=100\text{kN/m}$) sous une charge de 100 kN/m

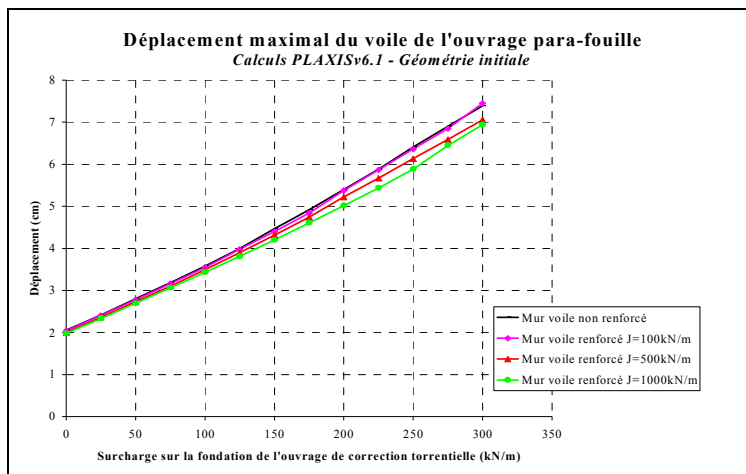


Figure 17 : Déplacement maximal du voile de l'ouvrage para-fouille, Calculs PLAXISv6.1

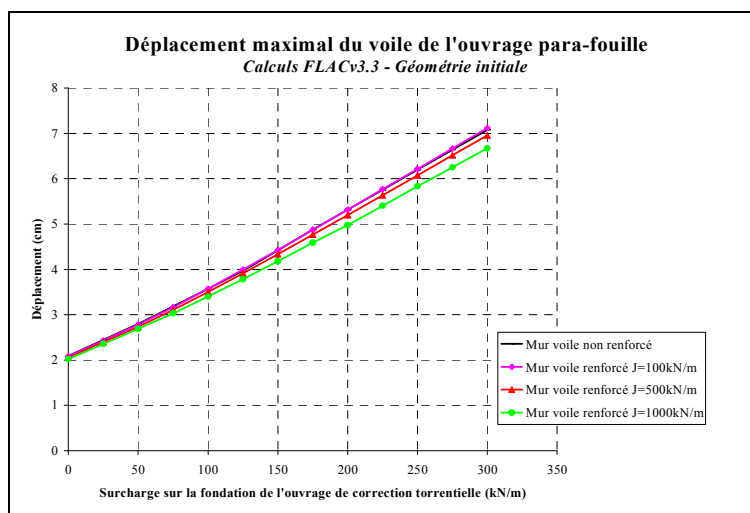


Figure 18 : Déplacement maximal du voile de l'ouvrage para-fouille, Calculs FLACv3.3

I.2 - Déplacement de la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle

α - Remarque sur le vecteur de déplacement maximal de la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle :

En conséquence de l'effet de rotation de l'ouvrage para-fouille, les déplacements sous la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle ne sont pas homogènes, ceci malgré un chargement homogène de cette dernière (cf. Figure 16). Les tassements et déplacements horizontaux sont logiquement maxima sous le bord le plus proche du voile de l'ouvrage para-fouille. Il apparaît donc un phénomène de rotation de la fondation devant être pris en compte dans les calculs de dimensionnement de l'ouvrage de correction torrentielle.

β - Remarque sur les résultats des calculs conduits sur PLAXISv6.1 et FLACv3.3 :

Comme dans le chapitre §I.1- β , les courbes de résultats s'apparentent à des droites. (Figures 19 et 20) Les différences entre les résultats de PLAXISv6.1 et FLACv3.3 sont cependant plus marquées mais semblent se réduire avec le chargement de la fondation ; les écarts maxima enregistrés atteignent 15%.

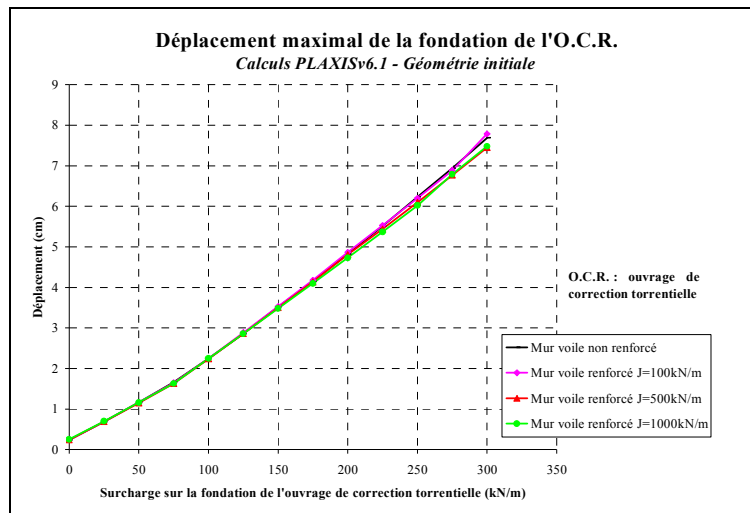


Figure 18 : Déplacement maximal de la fondation de l'ouvrage, Calculs PLAXISv6.1

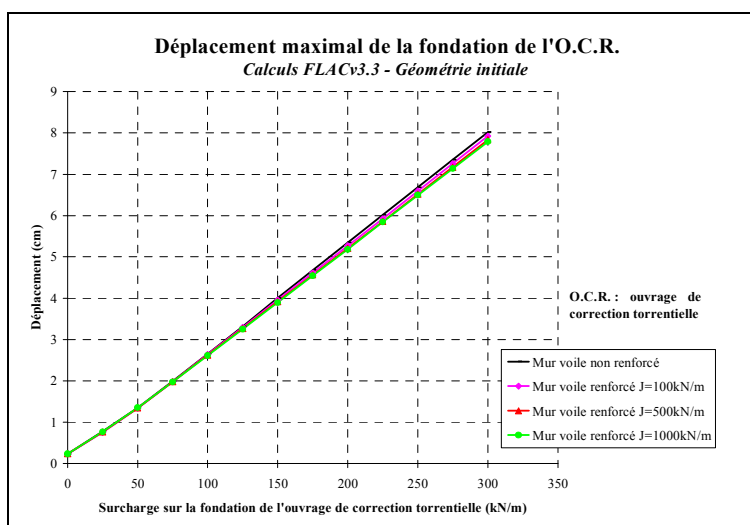


Figure 20 : Déplacement maximal de la fondation, Calculs FLACv3.3

χ - Remarque sur l'effet du renforcement :

Le renforcement du sol n'induit, malheureusement, qu'un effet très négligeable sur la réduction des déplacements de la dalle de chargement : (cf. Figures 19 et 20)

- ~ -1% pour $J=100$ kN/m,
- ~ -2% pour $J=500$ kN/m,
- ~ -3% pour $J=1000$ kN/m.

I.3 - Poussée sur le voile de l'ouvrage para-fouille

α - Remarque sur le diagramme de répartition des contraintes sur le parement :

La mise en évidence de la modification des états de contrainte à l'interface sol-structure par la présence des lits géosynthétiques s'est avérée assez délicate à mener. La raison réside dans quelques problèmes rencontrés pour la modélisation numérique de l'interface sol-structure et de la liaison parement-géosynthétique.

Sur PLAXISv6.1, le diagramme de répartition des contraintes sur le voile du mur para-fouille présente des discontinuités au droit des nappes géosynthétiques. (Figure 21) La réduction des degrés de liberté provoquée par l'inclusion des éléments de renforcement en ces points semble être la cause des discontinuités numériques. L'augmentation de l'épaisseur virtuelle de l'interface sol-structure pourrait conduire à des résultats plus réalistes.

Sur FLACv3.3, le diagramme $\sigma(z)$ montre des zones où les valeurs numériques sont nulles (Figure 22). Ceci témoigne de phénomènes de décollement localisé de l'interface sol-structure. La fermeture du critère de rupture interdisant le développement d'états de contrainte de traction dans le sol (option de modélisation prise par défaut) pourrait être à l'origine de leur apparition. La prise en considération d'un critère de rupture permettant une certaine liberté de développement d'états de contrainte en traction conduirait à un diagramme de répartition des poussées sans lacune numérique.

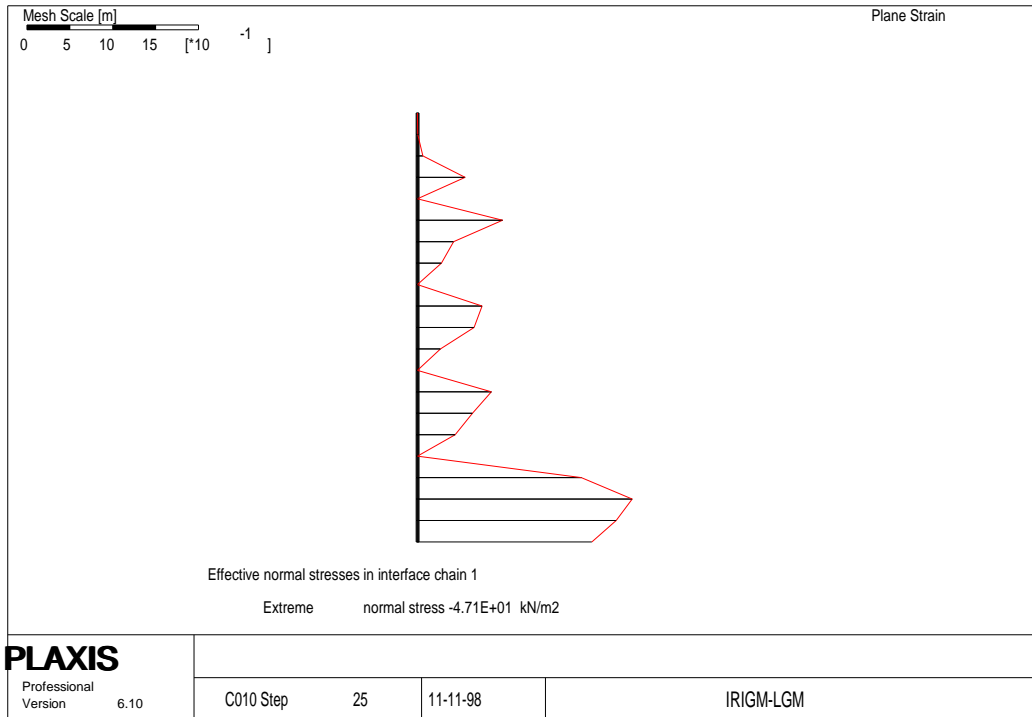


Figure 21 : Diagramme de répartition de la contrainte normale sur le parement ($J=100\text{kN/m}$ - $Q=100\text{kN/m}$ - Calculs PLAXISv6.1)

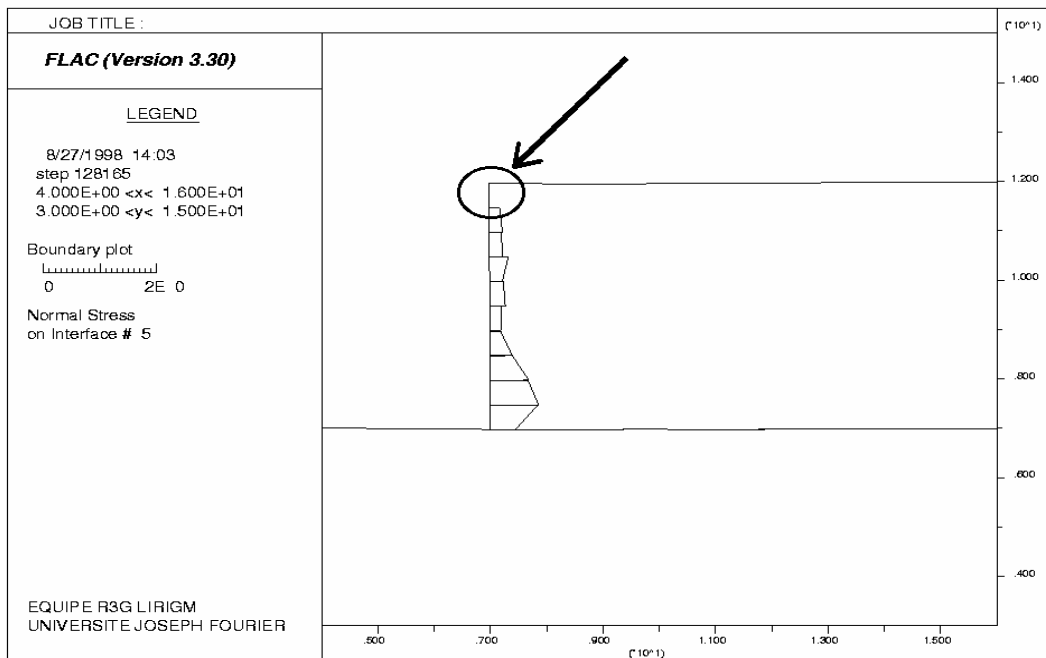


Figure 22 : Diagramme de répartition de la contrainte normale sur le parement ($J=100\text{kN/m}$ - $Q=100\text{kN/m}$ - Calculs FLACv3.3)

β - Comparaison des résultats des calculs conduits sur PLAXISv6.1 et FLACv3.3 :

Les courbes de poussée maximale, fonction du chargement de la dalle supérieure - enregistrée au pied du parement -, paraissent assez semblables.

Cependant, alors qu'elles semblent se caler sur des droites à même pente d'après les résultats de FLACv3.3 (Figure 24), la courbure des pseudo-droites résultant des calculs de PLAXISv6.1 (Figure 23) varie selon le module de rigidité des géosynthétiques et le chargement de la fondation supérieure. Les valeurs numériques enregistrées par PLAXISv6.1 s'avèrent, par ailleurs, inférieures d'environ 20% pour les faibles chargements avant de devenir supérieures d'environ 5% sous fortes surcharges.

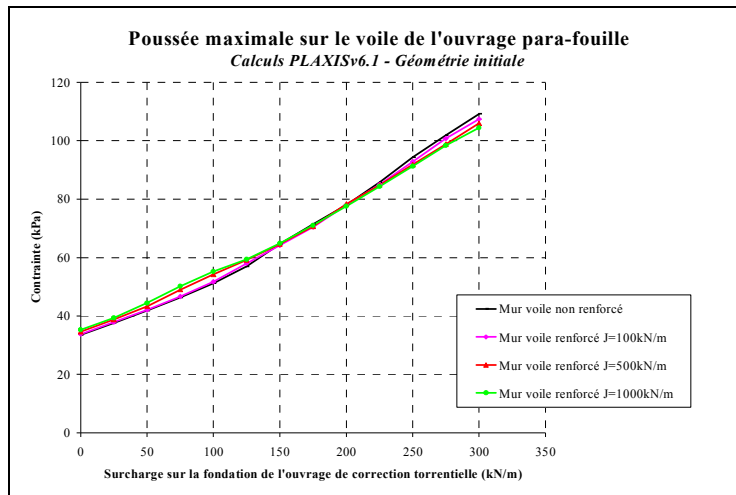


Figure 23 : Poussée maximale sur le voile de l'ouvrage para-fouille, Calculs PLAXISv6.1

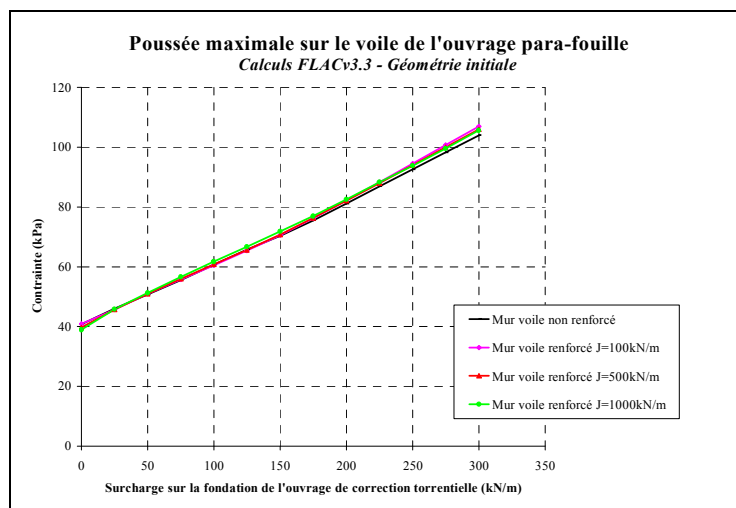


Figure 24 : Poussée maximale sur le voile de l'ouvrage para-fouille, Calculs FLACv3.3

χ - Remarque sur l'effet du renforcement :

A la vue des courbes obtenues par la modélisation PLAXISv6.1, pour lesquelles les poussées sur le voile paraissent plus élevées sous faible chargement et plus faibles sous forte surcharge lorsque le massif est renforcé, les effets du renforcement peuvent sembler assez contradictoires.

Cependant, les résultats obtenus sur FLACv3.3 ne confirment pas ceux de PLAXISv6.1.

Les écarts entre les courbes de résultats étant par ailleurs très faibles, il est à retenir finalement que l'effet du renforcement du sol sous la fondation de l'ouvrage supérieur est quasi-nul sur la distribution des contraintes sur le voile.

I.4 - Mobilisation des efforts dans les géosynthétiques

α - Remarque sur la distribution des efforts mobilisés dans les géosynthétiques :

Les géosynthétiques étant fixés au voile rigide de l'ouvrage, les efforts aux extrémités liées au parement ne sont pas nuls. Les efforts sont maxima en ces points pour les trois lits placés à -1m, -2m, -3m (Figure 25). Du fait de la tendance au basculement général du mur, les efforts maxima enregistrés dans le lit inférieur installé à -4m sont par ailleurs localisés à l'extrémité amont de la fondation de l'ouvrage para-fouille.

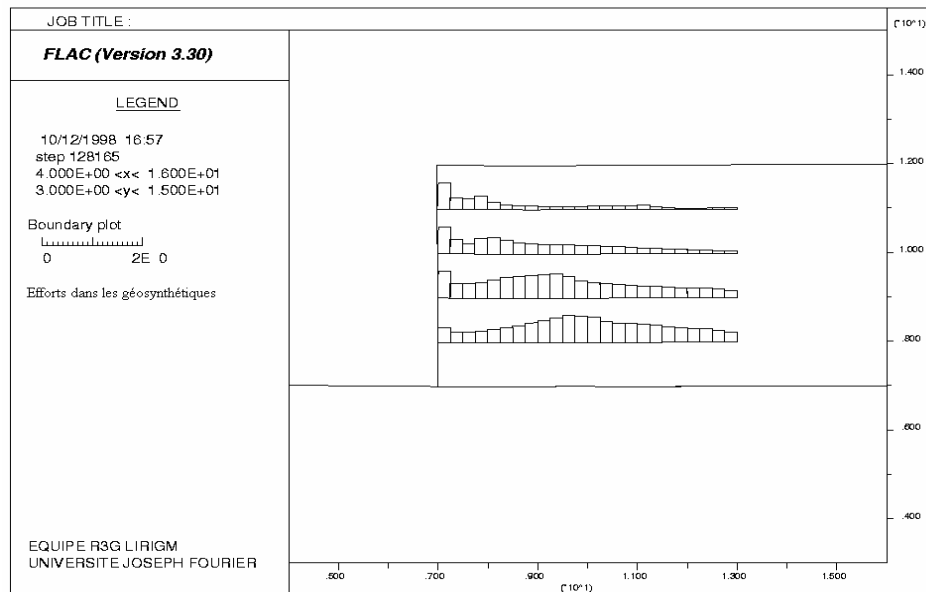


Figure 25 : Distribution des efforts dans les géosynthétiques ($Q=100\text{kN/m}$), Calculs FLACv3.3

β - Remarque sur les résultats des calculs conduits sur PLAXISv6.1 et FLACv3.3 :

Effort maximal dans la nappe géosynthétique supérieure

Les différences de modélisation des éléments géosynthétiques semblent à l'origine d'un contraste important dans les résultats numériques enregistrés par les deux logiciels (Figures 26 et 27).

On peut constater que les valeurs sur PLAXISv6.1 sont toujours supérieures à celles de FLACv3.3 :

- ~ +50% pour $J=100\text{kN/m}$,
- ~ +25% pour $J=500$ et 1000kN/m .

Par ailleurs, les efforts dans les géosynthétiques modélisés sur PLAXISv6.1 sont plus fortement mobilisés sous faible charge ; sous plus forte charge, les pentes des courbes de tension maximale semblent plutôt proches.

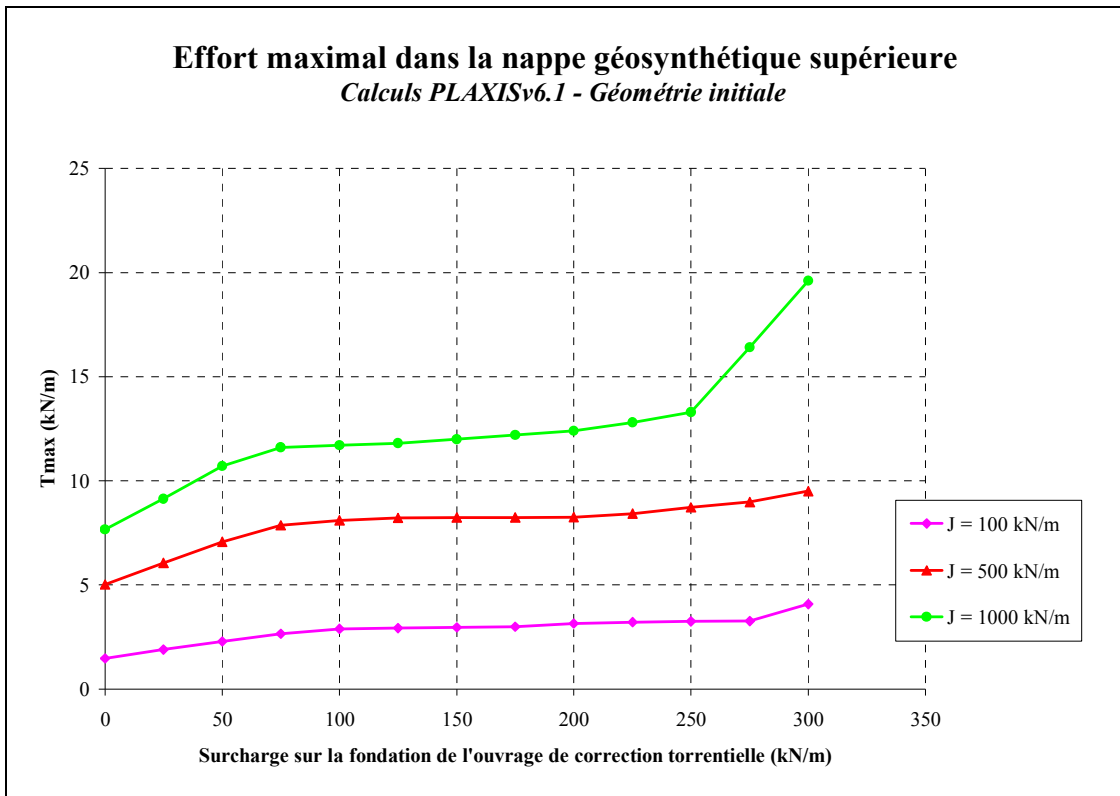


Figure 26 : Mobilisation de la tension dans la nappe supérieure (J variable)
Calculs PLAXISv6.1

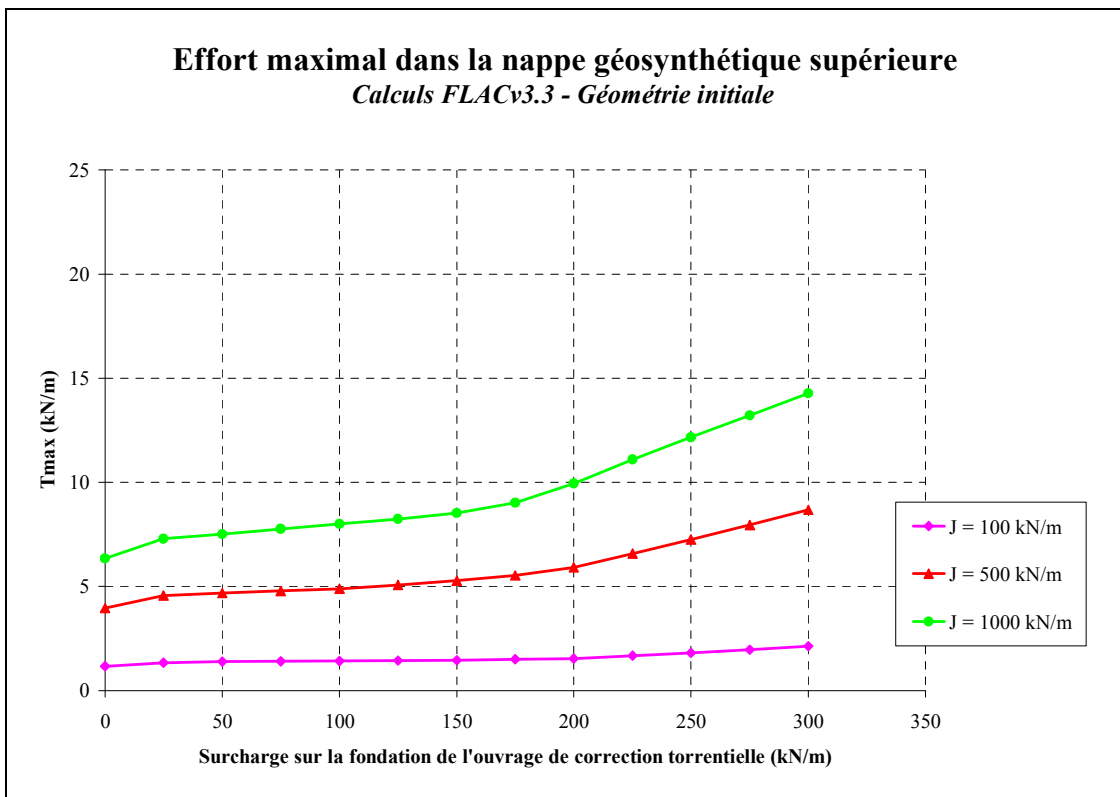


Figure 27 : Mobilisation de la tension dans la nappe supérieure (J variable)
Calculs FLACv3.3

Effort maximal dans les lits géosynthétiques

Deux remarques au sujet de la mobilisation des efforts dans les lits géosynthétiques (Figures 28 et 29) peuvent être formulées : l'une concernant les écarts numériques sur chaque lit de renforcement, l'autre au sujet de l'évolution des efforts maximaux aux différents niveaux de renforcement.

Au sujet des écarts enregistrés sur les tensions dans chaque nappe géosynthétique, il est à noter que ceux-ci sont très fluctuants et importants. Les résultats obtenus sur PLAXISv6.1 sont toujours inférieurs aux résultats de FLACv3.3 (comparaison Figures 28 et 29) :

- ~ -25% ($\sigma_{n-1}=13\%$) pour le lit à -1m,
- ~ -55% ($\sigma_{n-1}=10\%$) pour le lit à -2m,
- ~ -68% ($\sigma_{n-1}=15\%$) pour le lit à -3m,
- ~ -20% ($\sigma_{n-1}=12\%$) pour le lit à -4m.

Au sujet de la distribution des efforts, on peut noter une baisse de mobilisation des efforts avec la profondeur de confinement des lits de renforcement.

Cependant, les écarts entre les courbes sont très variables selon le code de calcul utilisé : les courbes de résultats pour les lits à -1m et -2m sont très proches dans le cas d'une modélisation sur PLAXISv6.1, alors qu'elles sont très distinctes dans le cas d'une modélisation sur FLACv3.3 ; à l'opposé, les courbes pour les lits à -3m et -4m sont assez proches dans le cas des calculs sur FLACv3.3 et assez éloignées dans le cas des calculs sur PLAXISv6.1.

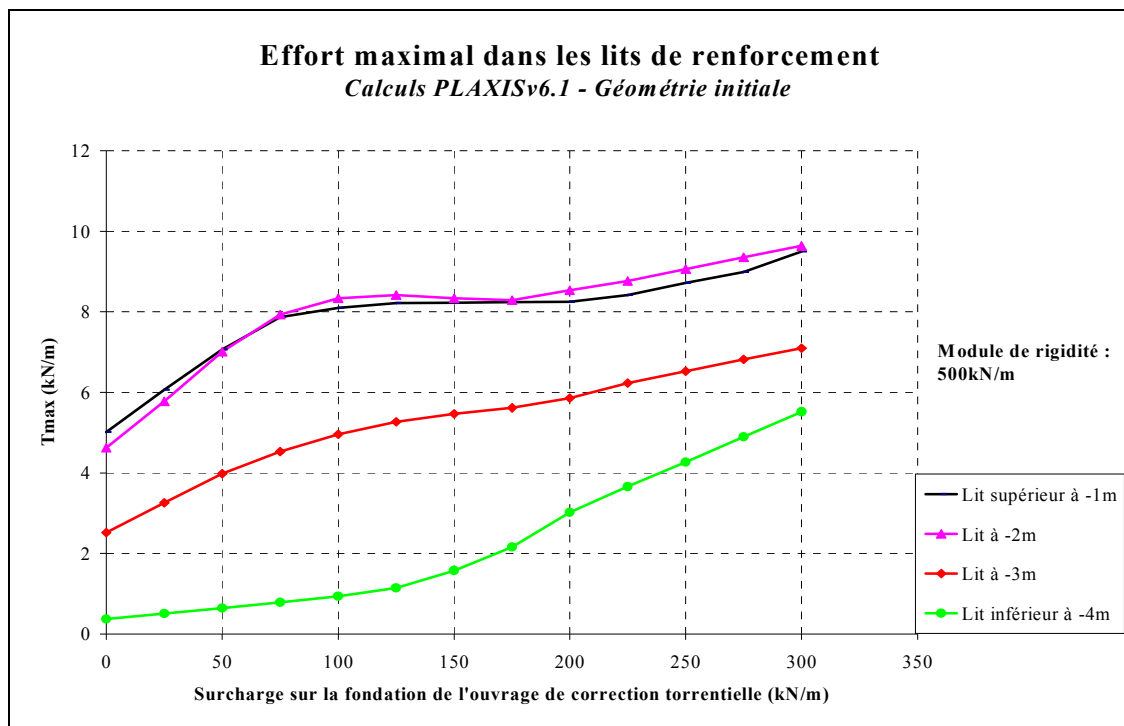


Figure 28 : Mobilisation de la tension dans les nappes géosynthétiques ($J=500\text{kN/m}$)
Calculs PLAXISv6.1

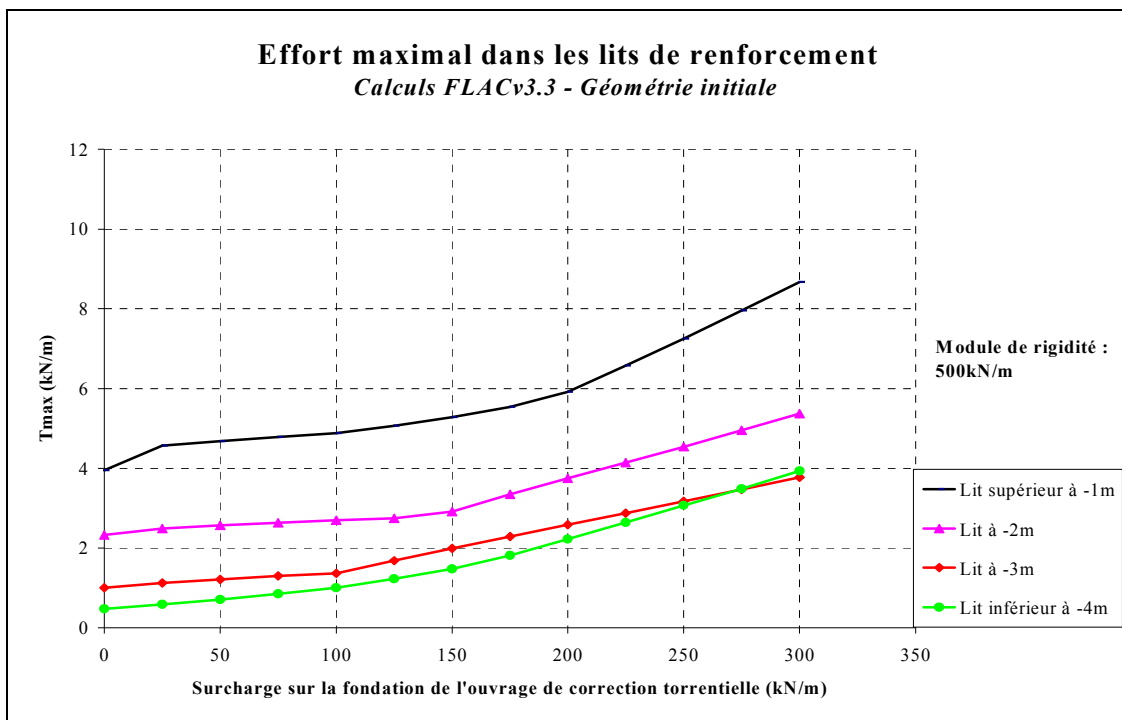


Figure 29 : Mobilisation de la tension dans les nappes géosynthétiques ($J=500\text{kN/m}$)
Calculs FLACv3.3

χ - Effet du renforcement :

Malgré des différences dans les résultats obtenus par les deux codes de calculs – différences vraisemblablement expliquées par des méthodes de modélisation des éléments de renforcement propres à chacun des logiciels, **les nappes géosynthétiques s'avèrent être faiblement mobilisées**. Les déformations sont trop faibles pour une mobilisation efficace des efforts dans les géosynthétiques : déformation maximale de la nappe géosynthétique inférieure à 5%. Lorsque le module de rigidité J des nappes géosynthétiques augmente, les efforts mobilisés augmentent (effort maximum dans le lit supérieur), mais les déformations dans le massif ne sont guère modifiées. (cf. §I.1 et §I.2)

I.5 – Conclusion sur le renforcement de la géométrie de référence A

En condition de "service", **les effets du renforcement du sol paraissent très peu sensibles** sur les états de contrainte et de déformation à la base de la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle. **Les déformations sont trop faibles** pour une mobilisation optimale des efforts dans les géosynthétiques et une réduction notable des déplacements comparativement à une solution non renforcée.

En conditions « ultimes » (fort chargement), **le renforcement du massif para-fouille semble en revanche apporter une certaine sécurité vis à vis de la rupture**. Les calculs menés à la rupture sur PLAXISv6.1 ont en effet montré un accroissement de l'ordre de +25% de la charge limite sur la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle lorsque le massif para-fouille est renforcé par des géosynthétiques de module de rigidité de 100kN/m. (3MPa au lieu de 2.4MPa)

II – Etude Géométrie B, dérivée

II.1 - Déplacement du voile de l'ouvrage para-fouille

α - Remarque sur le vecteur de déplacement maximal du voile :

Les déplacements du parement paraissent plus homogènes que ceux enregistrés dans le cas d'un soutènement par mur autostable. (Figure 30) L'effet de rotation du voile semble moins marqué, le diagramme de répartition des vecteurs déplacement se calant plutôt sur une forme générale rectangulaire et non plus triangulaire. (Figures 30 et 16)

Par ailleurs, l'inclinaison de ces vecteurs par rapport à la verticale tend à être plus grande lorsque le module de rigidité des nappes géosynthétiques s'accroît : 33° pour $J=100\text{kN/m}$, 39° pour $J=500\text{kN/m}$, 43° pour $J=1000\text{kN/m}$ (Calculs FLACv3.3). L'effet du renforcement est donc plus sensible sur les déplacements horizontaux que sur les tassements. Ceci semble logique au regard de la disposition horizontale des lits de renforcement puisque les géosynthétiques ne peuvent mobiliser que des efforts normaux de traction. (efforts tranchants et moments fléchissants nuls)

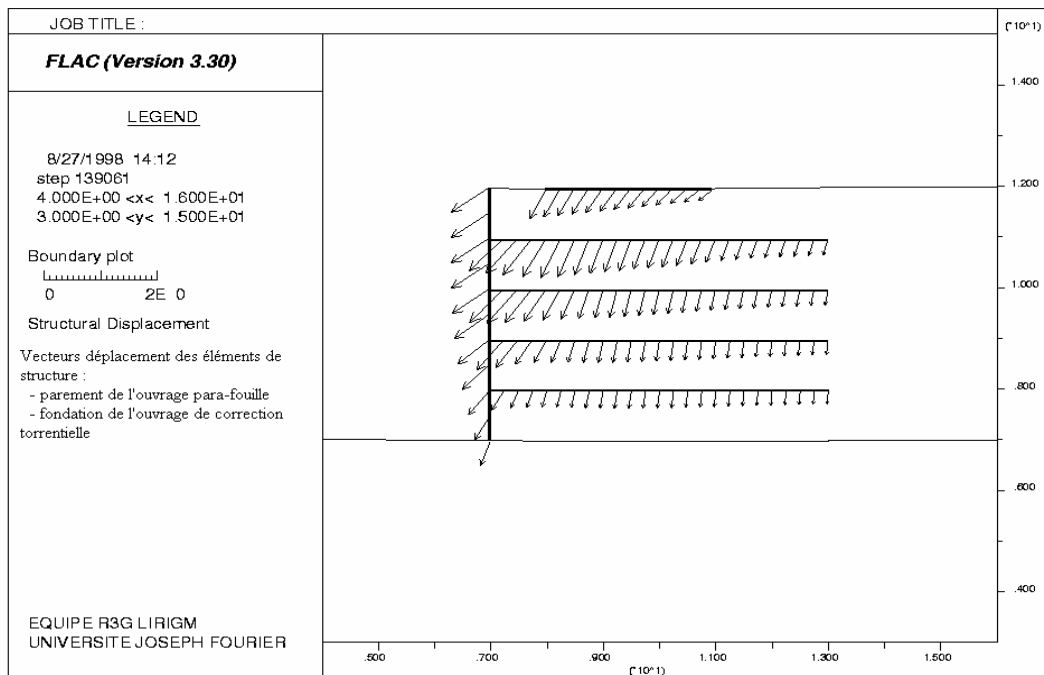


Figure 30 : Vecteurs déplacement des éléments de structure
Calculs FLACv3.3

β - Remarque sur les résultats des calculs conduits sur PLAXISv6.1 et FLACv3.3 :

A l'image des résultats enregistrés sur la géométrie A, les courbes issues des calculs font preuve d'une assez bonne similarité (Figures 31 et 32), à l'exception cependant des courbes représentant $J=100\text{kN/m}$ pour des surcharges de la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle supérieures à 175kPa. Les écarts enregistrés sont en général inférieurs à 10% mais atteignent 65% dans le cas où $J=100\text{kN/m}$.

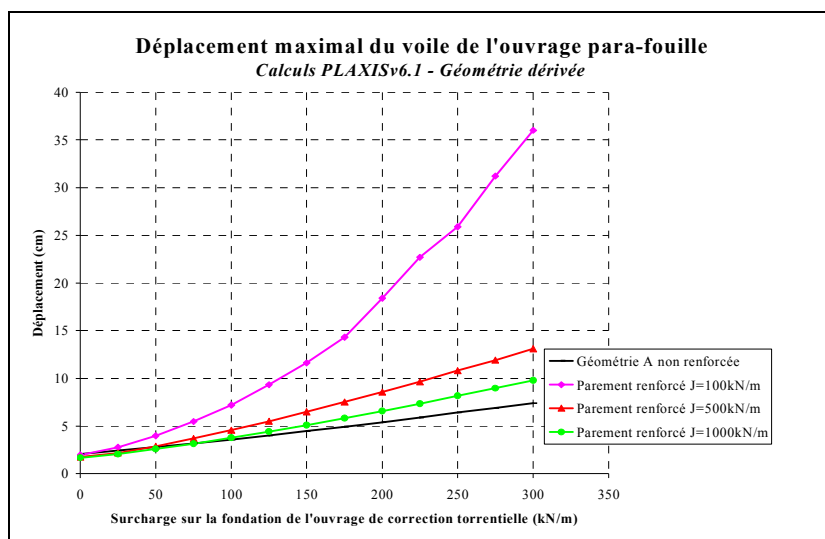


Figure 31: Déplacement maximal du voile de l'ouvrage para-fouille, Calculs PLAXISv6.1

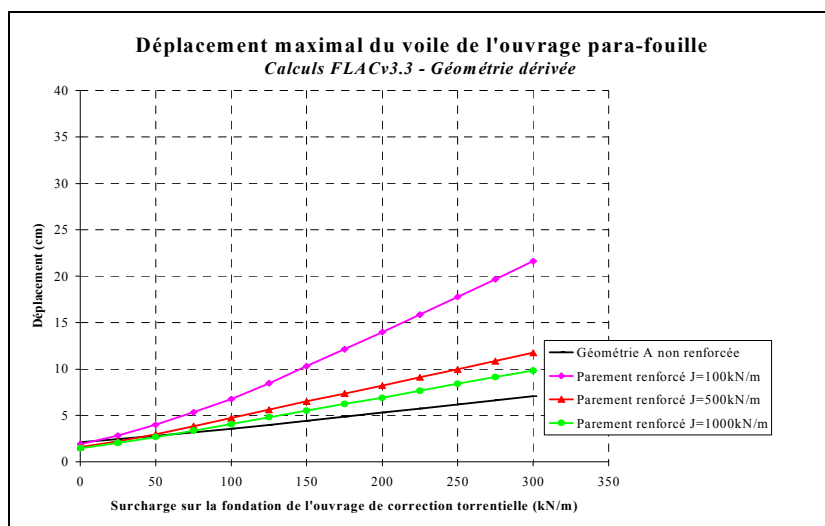


Figure 32 : Déplacement maximal du voile de l'ouvrage para-fouille, Calculs FLACv3.3

χ - Effet du renforcement :

Sous faible chargement , les déplacements calculés pour la géométrie B sont légèrement inférieurs à ceux obtenus pour la géométrie A. Ceci s'explique par le fait qu'aucune fondation ne provoque de concentration d'efforts en pied de massif, donc les déformations initiales avant chargement de la dalle sont plus faibles.

Sous des chargements plus élevés ($Q > 50 \text{ kPa}$), le renforcement du massif par géosynthétiques à module de rigidité inférieur à 1000 kN/m ne permet pas l'obtention de déplacements maximaux comparables à ceux obtenus par la réalisation du mur autostable (Géométrie A) non renforcé. Cependant, on note que plus le module de rigidité des géosynthétiques augmente, plus les écarts avec la courbe de référence (Géométrie A non renforcée) diminuent. **Ceci laisse présager que soit en employant une géogridde à module de rigidité égal à 5000 kN/m , soit en densifiant le réseau de nappes géosynthétiques par des épaisseurs inter-lits égales à 50 cm , des déplacements maximaux du voile deviennent analogues, voire inférieurs, à ceux de la géométrie initiale A.**

II.2 - Déplacement de la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle

α - Remarque sur le vecteur de déplacement maximal de la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle :

Comme les résultats apportés sur la géométrie A, les déplacements sous la fondation de l'ouvrage de correction torrentielle ne sont pas homogènes (Figure 30). D'ailleurs, l'effet de rotation de la fondation semble plus marqué sur cette géométrie en raison de déplacements horizontaux plus contrastés et plus élevés. Le diagramme de répartition des vecteurs déplacement se rapproche plus d'un diagramme triangulaire pour la géométrie B, alors qu'il semblait assez rectangulaire pour la géométrie A.

β - Remarque sur les résultats des calculs conduits sur PLAXISv6.1 et FLACv3.3 :

Les remarques faites en §II.1- β sont valables en ce qui concerne les courbes de déplacement de la fondation de l'ouvrage (Figures 33 et 34). Les écarts enregistrés entre les résultats de PLAXISv6.1 et de FLACv3.3 sont inférieurs à 5%, sauf exception des courbes représentant $J=100\text{kN/m}$ pour lesquelles les écarts atteignent 55%.

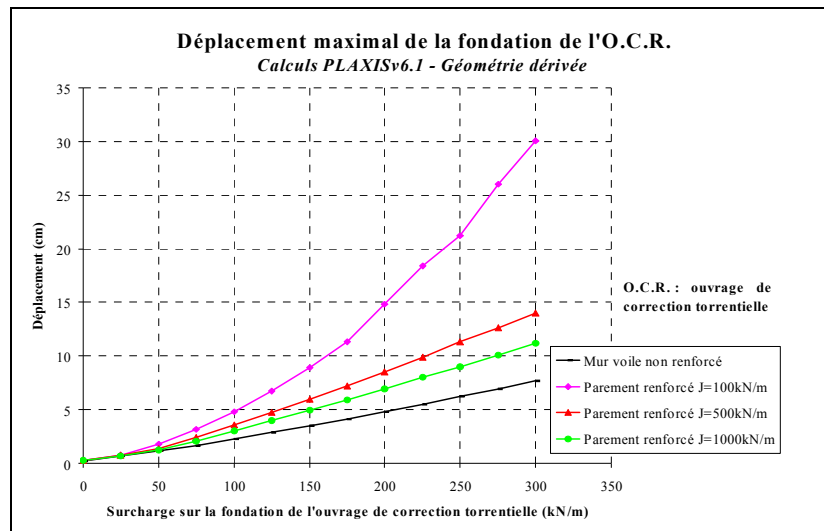


Figure 33 : Déplacement maximal de la fondation de l'ouvrage, Calculs PLAXISv6.1

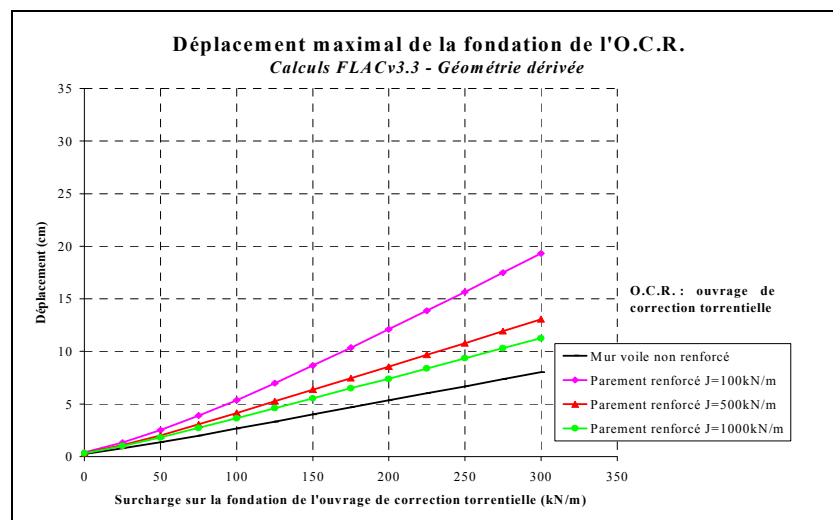


Figure 34 : Déplacement maximal de la fondation de l'ouvrage, Calculs FLACv3.3

χ - Remarque sur l'effet du renforcement :

Comme en §II.1- χ , les déplacements calculés sur la géométrie B paraissent supérieurs à ceux obtenus sur la géométrie A. Néanmoins, la **rigidification (Module J croissant) des géosynthétiques et la densification du réseau de nappes pourrait conduire à des résultats proches** .

II.3 - Poussée sur le voile de l'ouvrage para-fouille

α - diagramme de répartition des contraintes sur le parement :

Malgré les changements géométriques (réduction de l'épaisseur du voile, suppression de la fondation du mur para-fouille), les problèmes d'interaction entre l'interface sol-structure et les éléments de renforcement connus sur la géométrie initiale se sont répétés sur la géométrie dérivée. Les remarques faites en §I.3- α sont donc également valables.

β - Remarque sur les résultats des calculs conduits sur PLAXISv6.1 et FLACv3.3 :

Les résultats des calculs sont très contradictoires et trouvent difficilement une explication. Dans quelle mesure les différences notables entre chaque graphique (*Figures 35 et 36*) sont-elles les conséquences de la mauvaise exploitation des éléments d'interface sol-structure ? Il paraît difficile de répondre à cette question, d'autant que les résultats des calculs sur la géométrie A n'ont pas sembler souffrir de ces problèmes.

Deux hypothèses peuvent être émises au sujet de ces résultats (criticables) : l'erreur de modélisation ou l'instabilité physique de la structure.

Les géométries ayant été modélisées de la même manière, il semble peu probable qu'une erreur de modélisation (ou erreur humaine) puisse être incriminée. En revanche, une instabilité numérique sur les calculs menés sur PLAXISv6.1 peut être en cause ; seule courbe de résultats au dessus de la courbe de référence, la courbe enregistrée sur PLAXISv6.1 se rapporte à un calcul pour lequel la rupture a été détectée très tôt, à savoir une surcharge de 380kPa. A titre de comparaison, les surcharges limites calculées par PLAXISv6.1 pour $J=500\text{kN/m}$ et 1000kN/m sont respectivement de 1.6MPa et 2MPa. Pour quelles raisons la géométrie dérivée renforcée par nappes à module de rigidité égal à 100kN/m se montre-t-elle numériquement instable ?

Nous n'avons pu obtenir de réponse à cette question.

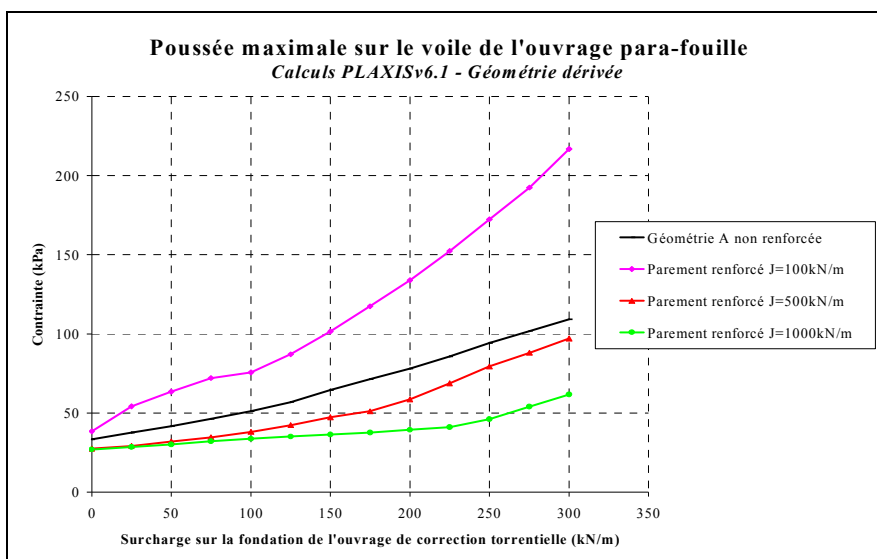


Figure 35 : Poussée maximale sur le voile de l'ouvrage para-fouille, Calculs PLAXISv6.1

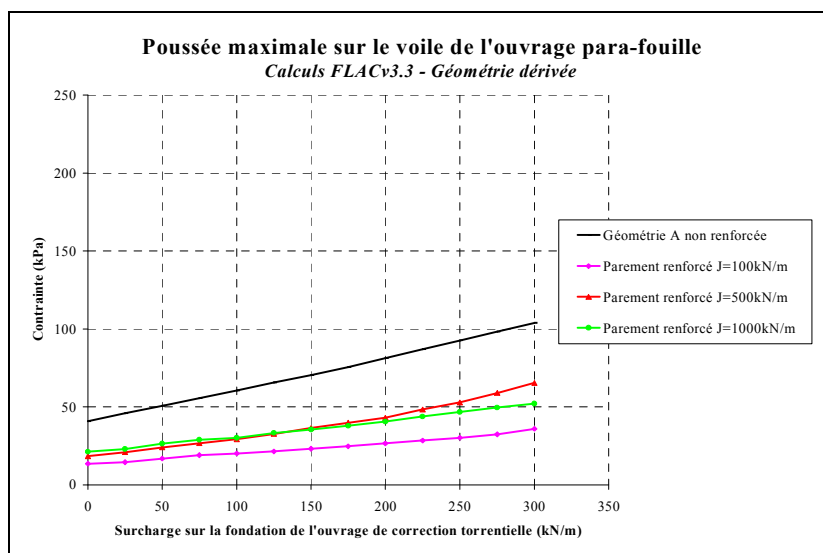


Figure 36 : Poussée maximale sur le voile de l'ouvrage para-fouille, Calculs FLACv3.3

χ - Remarque sur l'effet du renforcement :

Logiquement, les structures renforcées type Terre Armée® apportent des efforts faibles sur le parement qui ne joue alors qu'un rôle d'esthétisme et de protection vis à vis de l'environnement. Le parement de la géométrie B doit a priori être beaucoup moins sollicité que celui de la géométrie A. Mis à part les résultats pour J=100kN/m, ceci semble vérifié par les calculs numériques.

En raison des remarques précédentes, il n'est pas possible de quantifier l'effet de la variation du module J des nappes géosynthétiques sur le développement des poussées sur le parement à partir des résultats obtenus.

II.4 - Mobilisation des efforts dans les géosynthétiques

α - Remarque sur la distribution des efforts mobilisés dans les géosynthétiques :

L'absence de fondation sous le parement, au demeurant plus mince, offre au massif de sol des degrés de liberté de mouvement plus importants. La conséquence est l'apparition d'une véritable ligne de tensions maximales dans les géosynthétiques, ligne frontière entre une zone active en déplacement et une zone d'ancrage (Figure 37).

La ligne frontière entre une zone d'ancrage et un coin de sol en grand déplacement dans la géométrie B s'avère être la ligne des tensions maximales dans les armatures de renforcement. La géométrie de ce coin actif est d'ailleurs différente de celle développée sur la géométrie A, puisque la section de forme triangulaire s'évase vers la surface libre (Figure 38). Le mécanisme de basculement du mur autostable développé en géométrie A laisse apparaître un coin de section triangulaire solidaire de l'ouvrage.

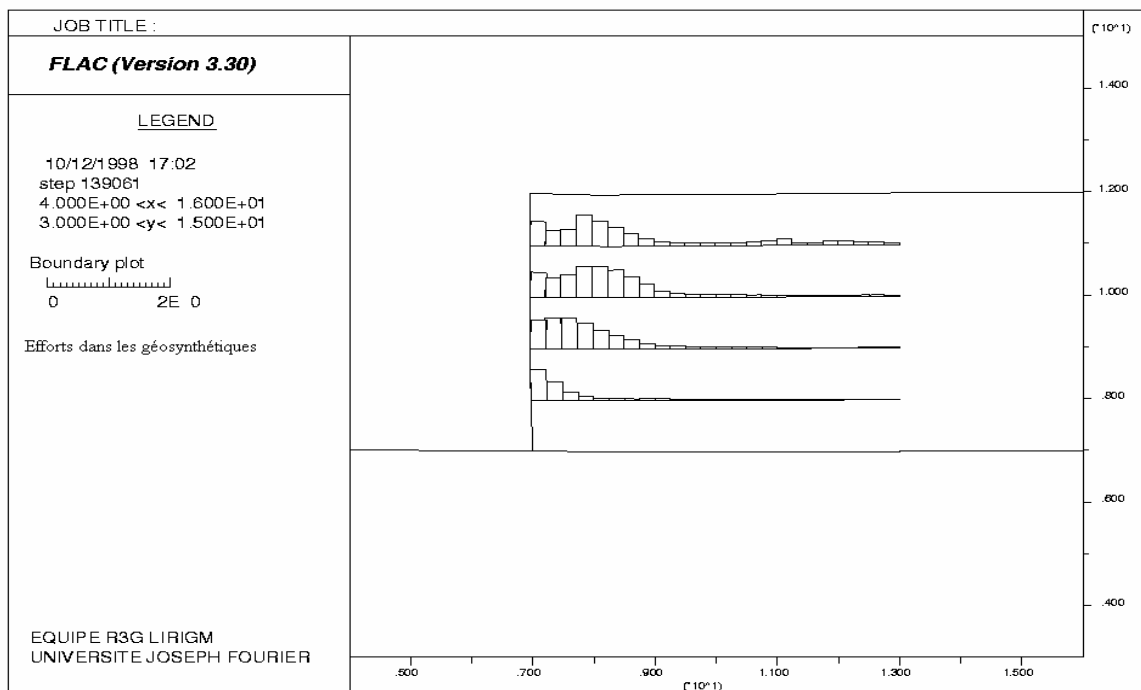


Figure 37 : Distribution des efforts dans les géosynthétiques ($Q=100\text{kN/m}$)
Calculs FLACv3.3

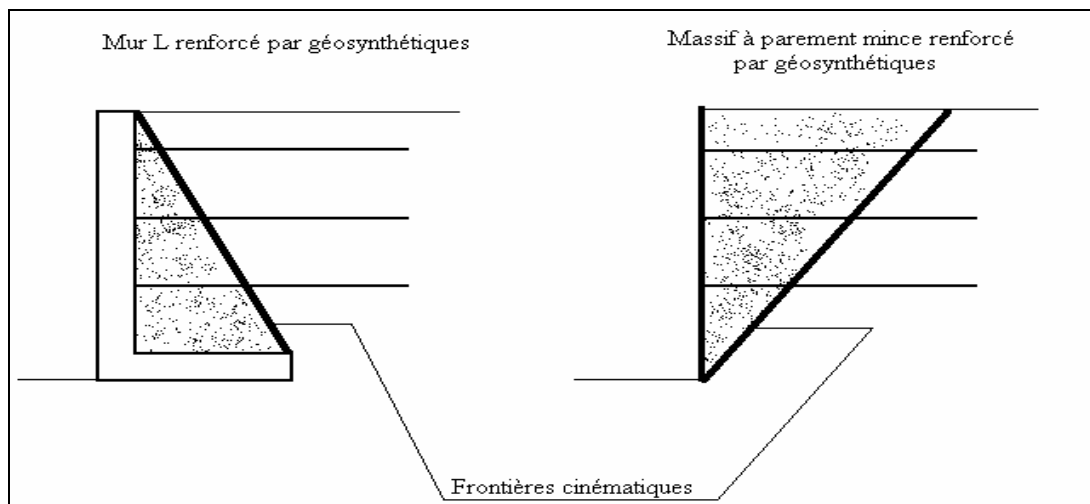


Figure 38 : Frontières cinématiques sur les géométries initiale (A) et dérivée (B)

β- Remarque sur les résultats des calculs conduits sur PLAXISv6.1 et FLACv3.3 :

En raison des procédés de modélisation des éléments géosynthétiques propres aux logiciels, on observe quelques différences (Figures 39 et 40) :

- dans le domaine des faibles chargements de la fondation, les tensions sont mobilisées plus fortement dans les géosynthétiques sur FLACv3.3. Les valeurs numériques varient par ailleurs du simple au double.

- dans le domaine des forts chargements, les tensions enregistrées dans les géosynthétiques sur PLAXISv6.1 finissent par dépasser celles des éléments de renforcement de FLACv3.3. Les écarts relatifs maxima atteignent alors environ 20%.

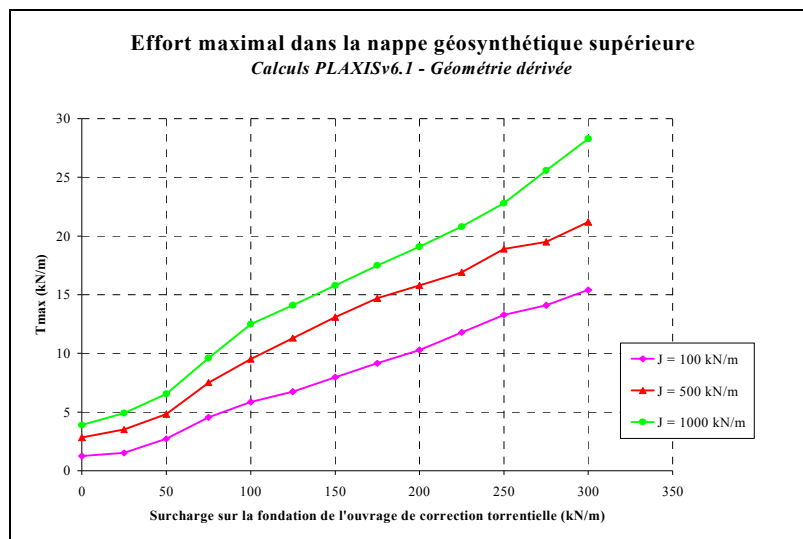


Figure 39 : Mobilisation de la tension dans la nappe supérieure (J variable), Calculs PLAXISv6.1

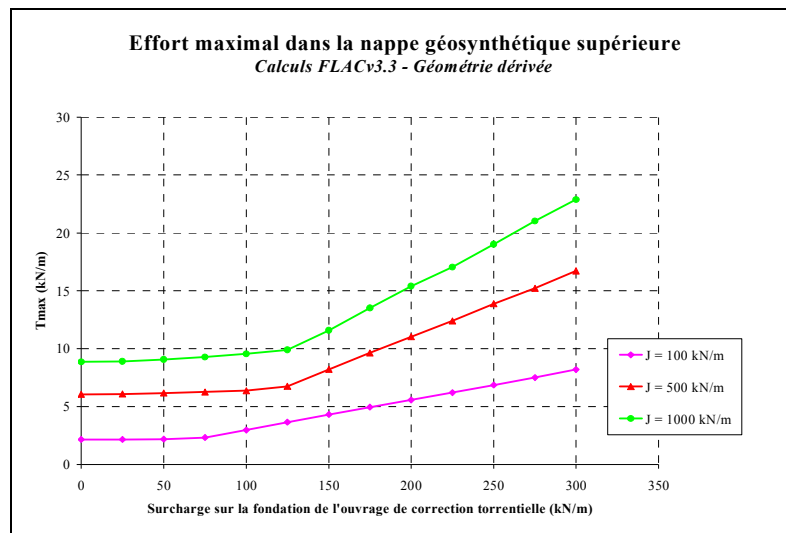


Figure 40 : Mobilisation de la tension dans la nappe supérieure (J variable), Calculs FLACv3.3

χ - 'effet du renforcement :

Les efforts développés dans les nappes de renforcement de la géométrie B ne sont pas tellement différents de ceux enregistrés lors du renforcement de la géométrie A. Ceci est probablement la conséquence des bonnes caractéristiques mécaniques du sol retenu.

Les déformations des nappes géosynthétiques sont donc assez faibles. Dans ce cas, le seul moyen pour obtenir des tensions élevées dans les armatures est d'augmenter le module de rigidité de ces dernières.

L'effet des grandes déformations des nappes géosynthétiques sur le comportement général de l'ouvrage pourrait par ailleurs conduire à de plus fortes tensions dans les lits de renforcement. **Par conséquent, il conviendrait de procéder à des calculs de mise en pré-tension des lits de renforcement.**

II.5 – Conclusion sur le renforcement de la géométrie B

Les calculs menés sur un massif à parement mince renforcé par nappes géosynthétiques montrent des résultats encourageants. Même si les déformations enregistrées sont toujours supérieures à celles calculées dans le cas d'un mur de soutènement autostable (Géométrie a sans renforcement), on peut retenir que les deux géométries semblent conduire à des résultats équivalents lorsque le module de rigidité des nappes géosynthétiques s'accroît. La logique de renforcement du massif par inclusions souples autorise à penser que la densification du réseau de nappes géosynthétiques pourrait valider l'option de la faisabilité d'un mur para-fouille sous fondation d'ouvrage de correction torrentielle. Des calculs complémentaires sont donc à mener afin de vérifier cette supposition.

CONCLUSION

Au regard des résultats des calculs effectués à partir des logiciels PLAXISv6.1 et FLACv3.3, des enseignements intéressants semblent apparaître.

Au sujet de la géométrie de référence (Géométrie A) développée sur la base d'un mur voile autoporteur renforcé par nappes géosynthétiques, **la technique de renforcement par inclusions souples ne paraît pas contribuer à une réduction sensible des déformations du massif de fondation de l'ouvrage de correction torrentielle.**

Elle semble toutefois **apporter une sécurité supplémentaire non négligeable** vis à vis de la rupture donc **vis à vis de la prise en considération de charges accidentelles** que l'on peut que difficilement quantifier in situ à l'heure actuelle (effets d'une coulée de lave torrentielle, effets d'un glissement de terrain, effets d'un séisme...).

Au sujet de la géométrie dérivée (Géométrie B) caractérisée par un massif à parement mince renforcé par nappes géosynthétiques, le renforcement de l'ouvrage para-fouille conduit à donner des résultats assez proches de ceux obtenus sur la géométrie initiale. La densification du renforcement et l'emploi de géogrilles rigides **pourraient conduire à des performances analogues à celles atteintes par le soutènement traditionnel.**

On rappellera que **les ouvrages renforcés par nappes géosynthétiques s'adaptent plus facilement aux mauvaises conditions de fondation** ; les ouvrages traditionnels plus rigides nécessitant de bonnes conditions de fondation afin d'éviter des efforts internes parasites - non pris en compte dans le dimensionnement - qui peut conduire à la ruine de l'ouvrage.

En revanche, les calculs ont montré que la géométrie B ne semblait pas pouvoir assurer une sécurité vis à vis de la rupture aussi bonne que celle apportée par la géométrie A de référence. Le chargement limite est en effet inférieur d'environ 25%. De plus, la stabilité du parement mince vis à vis des effets d'affouillement serait à vérifier par un calcul complémentaire.

En terme de perspectives, on peut rappeler que des calculs complémentaires seraient à mener sur les sujets suivants :

- effets couplés hydromécaniques (les calculs réalisés ont considéré l'existence d'un système de drainage parfait annihilant le développement de pressions interstitielles dans le massif),
- effets dynamiques induits par le remplissage de l'ouvrage de correction torrentielle, de débordement, de glissement de terrain...