



**HAL**  
open science

# Ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête : comportement et dimensionnement

Amidou Sere

► **To cite this version:**

Amidou Sere. Ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête : comportement et dimensionnement. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995. Français. NNT : . tel-00529482

**HAL Id: tel-00529482**

**<https://pastel.hal.science/tel-00529482>**

Submitted on 25 Oct 2010

**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.

NS 18 478 (5)

# THESE DE DOCTORAT

présentée à

L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

par

**Amidou SERE**

Ingénieur en génie civil

pour obtenir le titre de DOCTEUR de l'ENPC

Sujet de la thèse :

## UVRAGES RENFORCES PAR GEOTEXTILES CHARGES EN TÊTE : COMPORTEMENT ET DIMENSIONNEMENT

Soutenue le 20 janvier 1995

devant le jury d'examen composé de Messieurs:

Jean-Pierre	<b>MAGNAN</b>	Président
Jean-Pierre	<b>GOURC</b>	Rapporteur
Isam	<b>SHAHROUR</b>	Rapporteur
Philippe	<b>DELMAS</b>	Examineur
Jean-Pierre	<b>MAGNAN</b>	Directeur de Thèse

23

Thèse préparée au sein du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC-Paris)  
et de l'Institut Fédéral Allemand de la Recherche Routière (BAST-Bergisch Gladbach)





NS 18 478 (5)

# THESE DE DOCTORAT

présentée à

L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

par

**Amidou SERE**

Ingénieur en génie civil

pour obtenir le titre de DOCTEUR de l'ENPC

Sujet de la thèse :

## OUVRAGES RENFORCES PAR GEOTEXTILES CHARGES EN TÊTE : COMPORTEMENT ET DIMENSIONNEMENT

Soutenue le 20 janvier 1995

devant le jury d'examen composé de Messieurs:

Jean-Pierre	<b>MAGNAN</b>	Président
Jean-Pierre	<b>GOURC</b>	Rapporteur
Isam	<b>SHAHROUR</b>	Rapporteur
Philippe	<b>DELMAS</b>	Examineur
Jean-Pierre	<b>MAGNAN</b>	Directeur de Thèse

CENTRE PÉDAGOGIQUE DE DOCUMENTATION

Thèse préparée au sein du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC-Paris)  
et de l'Institut Fédéral Allemand de la Recherche Routière (BASt-Bergisch Gladbach)







**je dédie ce mémoire à Fati, Néba et Yalda**



## AVANT-PROPOS

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été réalisés dans le cadre d'une coopération franco-allemande sur le renforcement des sols entre la division de mécanique des sols et des fondations du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) et le service de mécanique des roches et des fondations de l'Institut Fédéral Allemand de Recherche Routière (Bundesanstalt für Straßenwesen - BASt).

Je remercie les membres du jury devant qui j'ai été honoré de présenter ce travail :

Monsieur Jean-Pierre GOURC, Professeur à l'Université Joseph Fourier de Grenoble I, d'avoir eu l'amabilité d'accepter la charge de rapporteur de cette thèse ;

Monsieur Isam Shahrour, Professeur à l'Ecole Centrale de Lille, d'avoir eu l'amabilité d'accepter la charge de rapporteur de cette thèse ;

Monsieur Philippe DELMAS, Directeur technique à ÖMV Bidim-Geosynthetics, d'avoir eu l'amabilité d'accepter la charge d'examineur de cette thèse.

Je tiens à remercier tout particulièrement Monsieur J.-P. Magnan, Directeur Technique au LCPC, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Directeur de thèse, qui est à l'origine de ce travail de thèse et qui a su l'orienter par son aide précieuse et son apport scientifique. Je lui exprime ici ma profonde gratitude pour son soutien moral, sa disponibilité sans jamais ménager son temps et pour ses nombreuses aides qui m'ont assuré les conditions nécessaires à la réalisation de ce travail aussi bien en Allemagne qu'en France.

J'exprime ma reconnaissance à Messieurs Ph. Delmas, Directeur Technique à ÖMV Bidim-Geosynthetic et B.R. Thamm, Chef de la section de Mécanique des roches et des fondations à la BASt qui ont été les initiateurs de la coopération franco-allemande, ainsi qu'à Monsieur Yves Matichard, chef du groupe sol du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Nancy, actuellement à Geosynthec (USA), qui a été le responsable français de la coopération.

Je remercie tous les membres des laboratoires suivants pour leur collaboration lors de la réalisation des travaux expérimentaux :

- Messieurs H.G. Faust, W. Decker (BASt) ;
- Messieurs J. Garnier, J.M. Cottineau, J.C. Larget (LCPC, centre de Nantes) ;
- Messieurs R. Stock, M. Montaut (LRPC, Nancy) ;
- Messieurs J. C. Berche (LCPC, Paris), D. Mascre (CER, Rouen) ;

Je remercie enfin M. J.P Gourc et Ph. Gotteland, Professeur et maître assistant à l'Université Joseph Fourier de Grenoble I, pour leurs conseils lors des études théoriques.

## RESUME

### OUVRAGES RENFORCÉS PAR GÉOTEXTILES CHARGÉS EN TÊTE : COMPORTEMENT ET DIMENSIONNEMENT

Première Partie	:	Eléments bibliographiques.
Deuxième Partie	:	Etudes expérimentales.
Troisième Partie	:	Analyses théoriques

La technique de renforcement des sols par des géosynthétiques permet, par l'utilisation d'un matériau d'apport de caractéristiques moyennes et le choix d'une géométrie appropriée, la réalisation d'ouvrages en terre à caractère définitif économiques. L'application de la technique de renforcement des sols par géosynthétiques pour la conception des culées de ponts est pour sa part sûrement envisageable du point de vue technique et pratique. Toutefois, le comportement de tels ouvrages, surtout leur comportement à la rupture, est encore mal défini.

Dans ce mémoire, on s'est plus spécifiquement intéressé au comportement d'un massif de sol renforcé par des nappes d'un non tissé, dans lequel une instrumentation complexe a été appliquée. L'ouvrage a été soumis à un chargement vertical concentré en tête jusqu'à la rupture. Une étude paramétrique du chargement en tête a été ensuite réalisée sur cinq modèles réduits en centrifugeuse, pour approfondir l'étude du comportement à la rupture.

La première partie du mémoire présente brièvement les géotextiles actuels et leurs techniques d'utilisation en géotechnique, ainsi que les méthodes de dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles. La seconde partie expose toutes les informations et les principaux résultats des études expérimentales. La troisième partie regroupe les analyses des comportements observés et propose une méthodologie de dimensionnement pour les ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête.

Les résultats des mesures faites au cours de la mise en oeuvre et du chargement à la rupture de l'ouvrage en vraie grandeur, ainsi que l'étude paramétrique du chargement en tête sur les modèles réduits, ont permis de mieux comprendre le comportement de tels ouvrages et à montrer qu'il est possible de décrire de façon satisfaisante les comportements observés par des calcul classiques à l'équilibre limite.

**MOTS CLÉS :** géosynthétique - géotextile - non tissé - renforcement - dimensionnement - extensomètre - chargement en tête - ouvrage en vraie grandeur - modèle réduit - centrifugeuse - équilibre limite - rupture - comportement - méthode de calcul.

## ABSTRACT

### GEOTEXTILES REINFORCED EARTH STRUCTURE UNDER CONCENTRATED LOADS APPLIED ON TOP: BEHAVIOUR AND DESIGN

- First Part : bibliographical synthesis  
Second Part : experimental studies  
Third Part : theoretical analysis

The use of geotextiles to reinforce soils has enabled this technique to be adopted for a wide variety of applications, where economical solutions can be reached for permanent earth retaining structures. The technique of geotextiles reinforced soils can be extended, from technical and practical point of view, to earth structures used as bridge abutment. However the behaviour of such structures, particularly the behaviour at failure remained up now relative unknown.

In this thesis work, the behaviour of a non woven geotextile reinforced full scale test wall with numerous measuring elements was studied. The test wall was loaded to failure under incremental vertical loading applied on top. Thereafter a parametric study of the loading on top was achieved with five model test walls in the centrifuge to collect more informations concerning the behaviour at failure.

The measurement results obtained during the construction and the loading to failure of the full scale test wall and during the parametric study with the model walls on centrifuge gave a better understanding of the behaviour of such structures and have shown that it is possible to analyse correctly the observed behaviour during the tests on the basis of common calculations at limit equilibrium.

**MOTS CLÉS :** geosynthetic - geotextile - non woven - reinforcement - design - extensometer - loading on top - full scale test wall - model wall - centrifuge - limit equilibrium - failure-behaviour - design method.

## **TABLES DES MATIERES**

	<b>Page</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	<b>1</b>
<b>PREMIERE PARTIE</b>  <b>OUVRAGES RENFORCES PAR GEOTEXTILES : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	
<b>INTRODUCTION</b>	<b>3</b>
 <b>Chapitre 1 - LES GEOTEXTILES ACTUELS</b>  	
1.1 Généralités	4
1.2 Matériaux et procédures de fabrication	4
1.2.1 Les matières premières et leurs propriétés	5
1.2.2 Procédés de fabrication et types de produits	7
1.3 Les propriétés des géotextiles	16
1.3.1 Propriétés physiques	16
1.3.2 Propriétés mécaniques	18
1.3.3 Propriétés hydrauliques	22
1.3.4 Comportement à long terme (endurance)	25
1.3.5 Durabilité (Dégradation)	27
1.4 Les modes opératoires des essais	30
1.4.1 Prélèvement des échantillons et éprouvettes	32
1.4.2 Masse par unité de surface et homogénéité	33
1.4.3 Epaisseur et compressibilité	33
1.4.4 Force et allongement de rupture, comportement traction-déformation	33
1.4.5 Force de déchirure (amorcée)	36
1.4.6 Résistance au poinçonnement	38
1.4.7 Résistance à la perforation	39
1.4.8 Comportement de fluage	40
1.4.9 Comportement de frottement	41

1.5 Conclusion	44
----------------	----

## **Chapitre 2 - LES OUVRAGES RENFORCES**

2.1 Généralités	46
2.2 Principaux rôles des géotextiles	47
2.2.1 Séparation	47
2.2.2 Filtration	49
2.2.3 Drainage	51
2.2.4 Barrière	54
2.2.5 Renforcement	55
2.3 Remblais renforcés par géotextiles	57
2.3.1 Principe général du renforcement des remblais	59
2.3.2 Applications des géosynthétiques pour le renforcement	60
2.4 Conclusion	70

## **Chapitre 3 - LES METHODES DE CALCUL**

3.1 Généralités	72
3.2 Stabilité externe	73
3.2.1 Méthode traditionnelle	73
3.2.2 Méthode de la stabilité des pentes	76
3.3 Calcul à l'équilibre limite	77
3.3.1 Equations d'équilibre (méthode "deux blocs" ou "DB-I.R.I.G.M.")	331
3.3.2 Conditions d'équilibre des massifs renforcés	83
3.3.3 La méthode du "double bloc"	84
3.3.4 Méthode des perturbations	88
3.4 Calculs en déformations	90
3.4.1 Principe de calcul de l'équilibre local	92
3.4.2 Première étape	93
3.4.3 Deuxième étape	94
3.4.4 Troisième étape	99



3.5 Conclusion	100
CONCLUSION	100

**DEUXIEME PARTIE**

**ETUDES EXPERIMENTALES**

INTRODUCTION	103
--------------	-----

**Chapitre 4 - OUVRAGE EXPERIMENTAL EN VRAIE GRANDEUR "LCPC-BASt"**

4.1 Généralités	105
4.2 Objectifs de l'expérimentation	106
4.3 Matériau de remblai	107
4.3.1 Essais de laboratoire	107
4.3.2 Contrôle de mise en place du remblai	110
4.4 Le matériau géotextile	110
4.4.1 Essai de traction	111
4.4.2 Essais de performance	113
4.5 L'ouvrage expérimental "LCPC-BASt"	115
4.5.1 Géométrie	115
4.5.2 Instrumentation	115
4.6 Construction du mur expérimental	129
4.6.1 Procédé de construction	129
4.6.2 Préparation	132
4.6.3 Exécution du massif renforcé	132
4.6.4 Phasage	136
4.7 Chargement	139
4.7.1 Principe de chargement	139
4.7.2 Phasage	140

4.8 Mesures et observations	146
4.8.1 Construction	146
4.8.2 Conditions de service	159
4.8.3 Chargement jusqu'à la rupture	160
4.8.4 Rupture du mur expérimental	174
4.8.5 Mode de rupture observé	183
4.9 Conclusion	185
 <b>Chapitre 5 - ETUDES SUR MODELES REDUITS EN CENTRIFUGEUSE</b>	
5.1 Généralités	188
5.2 Objectifs de l'expérimentation	188
5.3 Matériau de remblai	189
5.4 Le matériau géotextile	191
5.5 Les modèles réduits	193
5.5.1 Géométrie	193
5.5.2 Instrumentation	194
5.6 Construction des modèles réduits	202
5.6.1 Procédé de construction	202
5.7 Chargement	209
5.7.1 Principe de chargement	209
5.7.2 Phasage	212
5.8 Mesures et observations	213
5.8.1 Conditions de service	214
5.8.2 Chargement jusqu'à la rupture	214
5.8.3 Ruptures des modèles	224
5.8.4 Modes de rupture observés	228
5.9 Conclusion	230
 CONCLUSION	 231

## TROISIEME PARTIE

### METHODES DE CALCUL

INTRODUCTION

233

#### Chapitre 6 - ANALYSE DU COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE EN VRAIE GRANDEUR

6.1 Généralités	235
6.2 Dimensionnement du mur expérimental	235
6.2.1 Prédimensionnement	235
6.2.2 Dimensionnement	236
6.2.3 Recherche de la rupture (étape du dimensionnement)	239
6.3 Recherche de la rupture après la construction	242
6.4 Analyse du comportement à la fin de la construction	244
6.4.1 Pressions des terres sur la face du mur	244
6.4.2 Contraintes verticales dans le massif renforcé	245
6.4.3 Stabilité interne par la méthode en "déplacement"	247
6.5 Analyse du comportement à la rupture	250
6.5.1 Pressions des terres et déplacement de la face du mur	250
6.5.2 Contraintes verticales dans le massif renforcé	251
6.5.3 Stabilité interne par la méthode en "déplacement" pour l'état de rupture	253
6.5.4 Stabilité interne par la méthode "double bloc" pour l'état de rupture	256
6.6 Analyse du comportement du modèle réduit en centrifugeuse	258
6.7 Conclusion	260

#### Chapitre 7 - METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES CHARGES EN TÊTE

7.1 Généralités	261
7.2 Principe de calcul et détermination des paramètres de calcul	261
7.2.1 Coefficients de sécurité sur les matériaux	261
7.2.2 Principe de calcul du massif renforcé	264

7.3 Dimensionnement interne	265
7.3.1 Synthèse des expérimentations	266
7.4 Modes de rupture observés sur d'autres ouvrages expérimentaux	269
7.5 Conclusion	274
<b>CONCLUSION</b>	275
<b>ANNEXE 1 - Etudes sur un ouvrage expérimental en vraie grandeur : résultats des mesures</b>	277
<b>ANNEXE 2 - Etudes sur modèles réduits en centrifugeuse : résultats des mesures</b>	280
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	320
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	321



## INTRODUCTION GENERALE

Le principe de renforcement des sols par des matériaux plus ou moins extensibles est une technologie très ancienne dans le génie civil. Selon les produits naturels existant dans les différentes régions, des sarments de vignes, branches, bambous et autres fibres furent utilisés pour renforcer des briques argileuses et des sols granulaires. Dans le génie civil moderne, par contre, le renforcement des sols s'est développé à partir des années 1960 par l'utilisation, dans les ouvrages en terre, de bandes métalliques d'abord (Vidal, 1966) et par la suite de géotextiles.

L'utilisation de la technique de renforcement des sols par géotextiles s'est développée pour une large variété d'applications dans les domaines hydraulique et mécanique. L'inclusion de géotextiles dans les sols permet, selon le domaine ou la fonction de l'ouvrage, d'améliorer les propriétés de ces sols.

Dans le domaine hydraulique, les géosynthétiques (géotextiles, généralement non-tissés, géocomposites ou géomembranes) contribuent à améliorer les fonctions de filtration, de drainage et d'étanchéification.

Dans le domaine mécanique, les géosynthétiques (généralement tissés ou grilles) contribuent à améliorer les propriétés de séparation et de renforcement.

De nombreuses applications expérimentales ou réelles de renforcement des sols par des géosynthétiques dans le cas des murs de soutènement, des talus ainsi que des remblais construits sur des sols de fondation mous ont été réalisées avec succès. Ces ouvrages présentent les avantages suivants :

- une structure relativement souple,
- des pentes de talus plus raides (jusqu'à 90°),
- une végétalisation possible des talus,
- un coût relativement peu élevé,
- un temps d'exécution court avec peu de personnel qualifié.

L'application de la technique de renforcement des sols par géotextiles pour la conception des culées de ponts est sûrement envisageable du point de vue technique et pratique, bien que les autorités techniques et les maîtres d'ouvrage hésitent parfois à autoriser leur emploi, ceci étant dû pour partie au manque de validation des méthodes de dimensionnement existantes.

Devant l'intérêt potentiel de la technique de renforcement par géotextiles dans ce cas précis, un programme franco-allemand de recherches expérimentales a été établi entre le réseau des LPC (LCPC, LRPC de Nancy) et la BAST sur le thème, "Comportement d'ouvrages renforcés par géotextiles sous l'effet de chargements verticaux concentrés en tête".

Le programme de recherche expérimentale, exécuté d'avril 1989 à octobre 1992, comportait deux parties :

- première partie** : étude du comportement d'un ouvrage expérimental en vraie grandeur, renforcé par du non-tissé, construit et amené à la rupture par un chargement vertical au hall des essais statiques de la BAST à Bergisch Gladbach, près de Cologne ;
- deuxième partie** : étude du comportement de modèles réduits en centrifugeuse amenés à la rupture par chargement en tête au LCPC (Centre de Nantes).

Les travaux de recherches ont été financés conjointement par le LCPC et la BAST, avec l'assistance technique de la société Mur Ebal pour la construction du mur expérimental en vraie grandeur.

Le présent mémoire, qui s'inscrit dans ce cadre, comprend sept chapitres regroupés en trois parties :

- la première partie, composée de trois chapitres, est consacrée à une synthèse bibliographique sur les géotextiles actuels (chapitre 1), à une revue des techniques d'utilisation des géosynthétiques en géotechnique et à une revue des méthodes de calcul utilisées pour le dimensionnement de tels ouvrages (chapitre 3) ;

- la seconde partie, comportant deux chapitres, présente les principaux résultats des études expérimentales sur le comportement d'un ouvrage expérimental en vraie grandeur (chapitre 4) et le comportement de cinq modèles réduits en centrifugeuse (chapitre 5) ;

- la troisième partie, divisée en deux chapitres, est consacrée à l'analyse théorique du comportement de l'ouvrage expérimental en vraie grandeur et des modèles réduits en centrifugeuse (chapitre 6), sur la base principalement de deux méthodes de calcul, la méthode dite du "double bloc" et la méthode dite "en déplacements". Le chapitre 7 décrit une méthodologie possible pour le dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête.

**Première partie**  
**OUVRAGES RENFORCES PAR GEOTEXTILES :**  
**SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE**

## **INTRODUCTION**

Bien qu'une littérature technique abondante existe sur les géotextiles et leurs applications pour le renforcement, une brève revue des différents types de produits actuels, ainsi que des divers procédés d'application semble être un préambule utile pour faire ressortir l'opportunité des travaux présentés dans ce mémoire. L'étude bibliographique a par conséquent pour seul but de définir le cadre dans lequel se placent ces travaux de recherches.

Le premier chapitre présente sommairement les matériaux géotextiles actuels, leurs propriétés et les modes opératoires des essais qui servent à déterminer les propriétés spécifiques pour les utilisations de renforcement.

Le deuxième chapitre est consacré aux problèmes géotechniques qui entraînent ou permettent l'utilisation des géotextiles ainsi qu'aux différentes applications et techniques de renforcement.

Le troisième chapitre, enfin, est consacré aux méthodes de calcul utilisées couramment pour la justification des ouvrages renforcés par géotextiles.



# Chapitre 1

## LES GÉOTEXTILES ACTUELS

### 1.1 Généralités

Les géosynthétiques sont définis comme étant des produits synthétiques, utilisés en relation avec les sols et les roches dans les domaines suivants : géotechnique, génie civil (constructions lourdes et bâtiment), hydrogéologie, environnement (Koerner, 1990). Les géosynthétiques sont produits sous différentes formes à partir de matières synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique. Les centaines de produits géosynthétiques existant actuellement sur le marché peuvent être classés en 6 groupes, d'après les matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d'utilisation :

- 1 - les géotextiles,
- 2 - les géogrilles,
- 3 - les géofilets,
- 4 - les géomembranes,
- 5 - les géocomposites,
- 6 - les "géodivers" ou "géoautres".

Les géotextiles, qui seront principalement traités dans ce mémoire et qui forment le groupe de géosynthétiques le plus important, sont des textiles au sens propre du mot, constitués surtout de fibres synthétiques, plutôt que de fibres naturelles comme le coton ou la jute. Les fibres synthétiques sont transformées en un tissu flexible et poreux, par tissage, par tricotage et par liaison de voile ou de nappes de fibres.

### 1.2 Matériaux et procédures de fabrication

Les matières premières utilisées par l'industrie textile pour la fabrication des géotextiles ont été d'abord des produits naturels d'origine végétale (jute, coton), animale (laine, soie) et minérale (amiante). Les produits chimiques organiques comme les polymères naturels transformés (viscose, acétate), les polymères synthétiques (polyester, polyamide, polyéthylène, polypropylène) ainsi que les produits chimiques inorganiques d'origine minérale (verre, carbone) et métallique constituent actuellement la plus grande source d'approvisionnement en matières premières.

### 1.2.1 Les matières premières et leurs propriétés

Les polymères synthétiques sont composés de grandes molécules (macro-molécules) obtenues par polymérisation, c'est à dire par jonction de plusieurs petites molécules identiques (monomères). La majorité des produits géotextiles existant sur le marché est fabriquée à partir de polymères thermofusibles comme le polypropylène (PP), le polyéthylène (PE), le polyester (PETP) et le polyamide (PA).

Plusieurs additifs, comme des catalyseurs, des acides accepteurs et des lubrifiants, sont rajoutés aux matières premières pour améliorer le processus de polymérisation. Des anti-oxidants, des stabilisateurs d'ultraviolets, des stabilisateurs biologiques et des pigments sont aussi utilisés lors de la production des géotextiles pour donner aux matériaux des propriétés particulières selon les applications.

#### - Le polypropylène (PP)

Le polypropylène est obtenu par polymérisation du propylène en présence de catalyseurs. Les polypropylènes ont des caractéristiques mécaniques relativement faibles mais ont une inertie totale à l'eau. Leur température de transition vitreuse est de l'ordre de  $-10^{\circ}\text{C}$  et la température de fusion de  $160^{\circ}\text{C}$ .

#### - Le polyéthylène (PE)

Le polyéthylène est obtenu par polymérisation de longues chaînes d'éthylène. Il existe trois principaux groupes de polyéthylènes, qui ont des caractéristiques mécaniques variables selon le procédé de polymérisation : les polyéthylènes à faible densité ( $920 - 930\text{ kg/m}^3$ ), les polyéthylènes à faible densité linéaire ( $925 - 940\text{ kg/m}^3$ ) et les polyéthylènes à haute densité ( $940 - 960\text{ kg/m}^3$ ). Leurs caractéristiques de tenue au fluage, aux rayons ultraviolets et à la température sont faibles. La température de transition vitreuse est de l'ordre de  $-10^{\circ}\text{C}$ .

#### - Le polyester (PETP)

Le polyester est obtenu par polymérisation du glycol éthylène en présence du diméthyl téréphtalique ou d'acide téréphtalique. Le polyester présente sur le plan mécanique de bonnes caractéristiques, comme une résistance à la traction élevée et une faible sensibilité au fluage, en raison de sa température de transition vitreuse ( $80^{\circ}\text{C}$ ), supérieure en général à sa température de fonctionnement. Il possède outre une grande inertie chimique face aux solvants, à l'eau de mer et aux acides. Par contre, le polyester est sensible aux produit basiques.

#### - Le polyamide (PA)

Il existe deux types de polyamide, le polyamide 6 et le polyamide 66. Le polyamide 6 est obtenu par polymérisation du caprolactam, produit dérivé du pétrole. Le polyamide 66 est obtenu à partir du sel d'acide adipique et de l'hexaméthylène diamine, tous deux produits dérivés du pétrole. Les polyamides ont un comportement mécanique semblable au polyester

mais présentent une perte sensible de leurs caractéristiques par hydrolyse lorsqu'ils sont dans un milieu à pH faible ou simplement dans un milieu humide. Leur température de transition vitreuse est de l'ordre de 60° C.

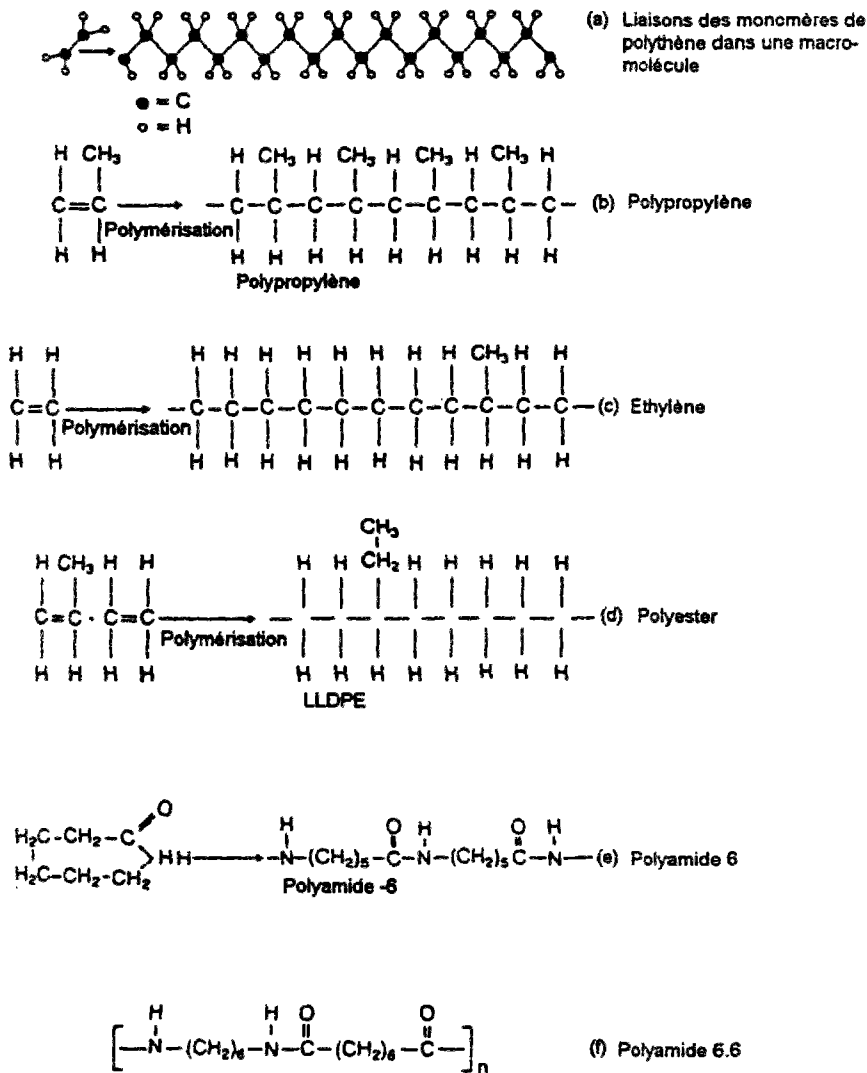


Figure 1.1 - Structures des polymères courants utilisés pour la fabrication des géotextiles

### - Propriétés des matières premières

En raison de leurs structures moléculaires et procédés de fabrication différents, les propriétés de base de ces quatre polymères varient considérablement comme on peut le voir dans les tableaux suivants.

Tableau 1.1 - Principales propriétés des matières premières des fibres (OECD, 1991)

Propriété	Polyester	Polyamide	Polypropylène	Polyéthylène
	PETP	PA 6 / 66	PP	PE
Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	13,80	11,40	9,10	9,50
Point de fusion (°C)	260	212 / 256	165	125
Résistance à la rupture (N/mm <sup>-2</sup> )	350-1300	350 / 1000	220-550	300-650
Allongement à la rupture (%)	10-55	15 / 70	15-50	10-45

Tableau 1.2 - Appréciation générale de la résistance aux agents chimiques, biologiques et physiques (OECD, 1991)

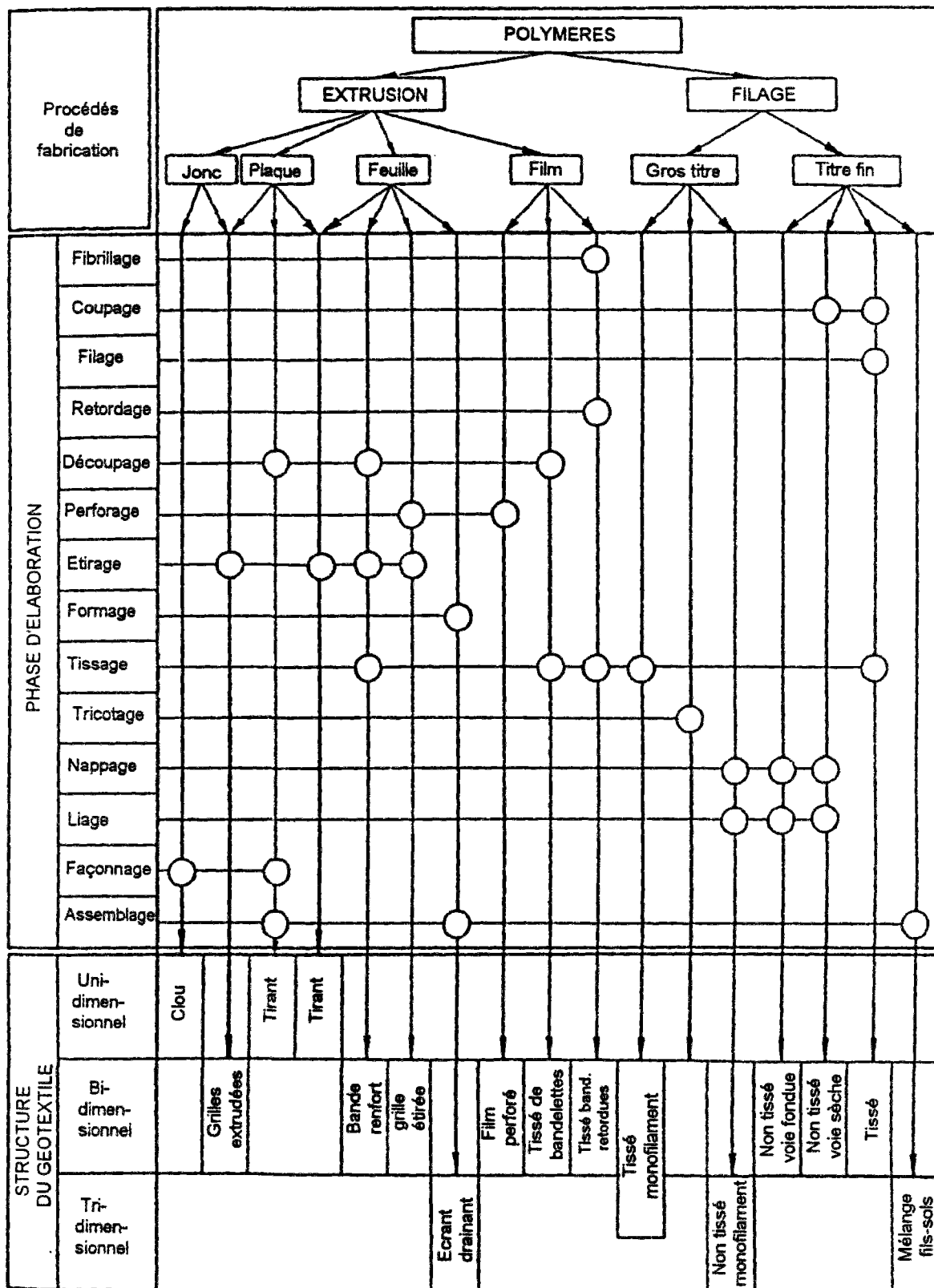
Résistance	Polyester	Polyamide	Polypropylène	Polyéthylène
	PETP	PA 6 / 66	PP	PE
Micro-organismes	++	++	++	++
Acides	++	+	++	++
Bases	+	++	++	++
Agents oxidants	++	+	++	++
Rayons ultraviolets	++	+	+	+
Gel jusqu'à -30°C	++	++	++	++
Chaleur jusqu'à	220°C	170°C / 230°C	140°C	110°C
Inflammabilité	-	-	0	0

++ : bonne    + : suffisante    0 : modique    - : faible

### 1.2.2 Procédés de fabrication et types de produits

Les polymères et les additifs nécessaires sont soumis sous fusion aux différents processus de fabrication (tableau 1.3) pour la production des matériaux dont les géotextiles sont finalement fabriqués.

Tableau 1.3 - Production des géotextiles (OECD, 1991)



La masse en fusion est extrudée à travers une druse de filature, similaire en principe à une douche, à l'abri de l'air et de l'humidité. Les fibres textiles ou filaments obtenus sont alors refroidis à l'air ou dans l'eau. Plusieurs techniques d'assemblage des fibres textiles donnent les matériaux servant à la confection des tissus géotextiles comme les fils (monofilament, multifilament), les fils de fibres discontinues, les bandelettes et les bandelettes découpées de film (figure 1.2).

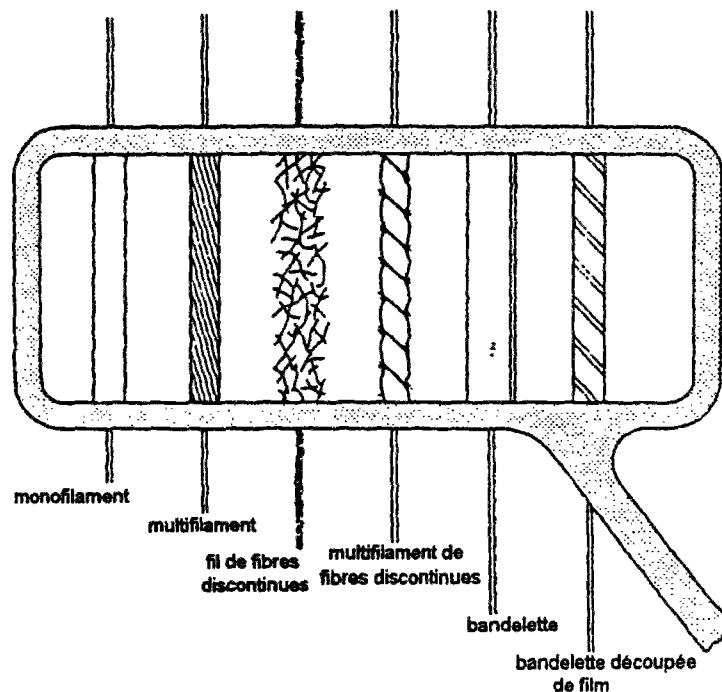


Figure 1.2 - Fibres textiles utilisées pour la confection des tissus géotextiles

Selon les éléments constituants, le procédé de fabrication (tableau 1.3) et la structure, plusieurs types de géotextiles et produits apparentés sont obtenus.

### - Non-tissés

Un géotextile non tissé est une nappe de textile obtenue par mise en place, généralement au hasard, de fibres ou de fils liés entre eux par trois types de techniques : liaison mécanique, liaison chimique ou liaison thermique.

*La liaison mécanique* est obtenue par entrelacement des fils, à partir d'une série d'aiguilles s'enfonçant dans la nappe qui défile lors du processus de fabrication. Dans certains cas, une vibration ou une rotation des aiguilles affine le processus d'entrelacement. Les géotextiles ainsi obtenus sont de haute densité et épais. Leurs épaisseurs se situent entre 1 et 6 mm.

*La liaison chimique* est réalisée par addition de résines ou d'émulsions qui collent les fibres ou fils à leurs points de contact . Cette liaison est la moins utilisée et les géotextiles ainsi obtenus ont une épaisseur entre 0,5 et 3 mm.

*La liaison thermique* est obtenue par l'effet conjugué de la chaleur et de la pression sur les fibres ou fils qui passent entre deux rouleaux lors du processus de fabrication (calandrage). Une fusion partielle des points de contact des fils est obtenue. Les géotextiles ainsi obtenus sont généralement très fins, avec des épaisseurs entre 0,5 et 3 mm.

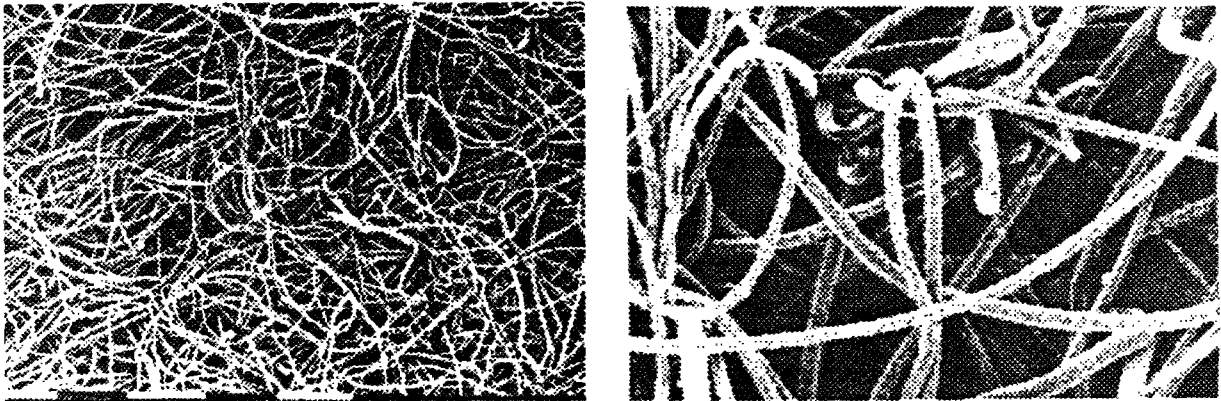


Figure 1.3 - Structure d'un non-tissé à liaison mécanique

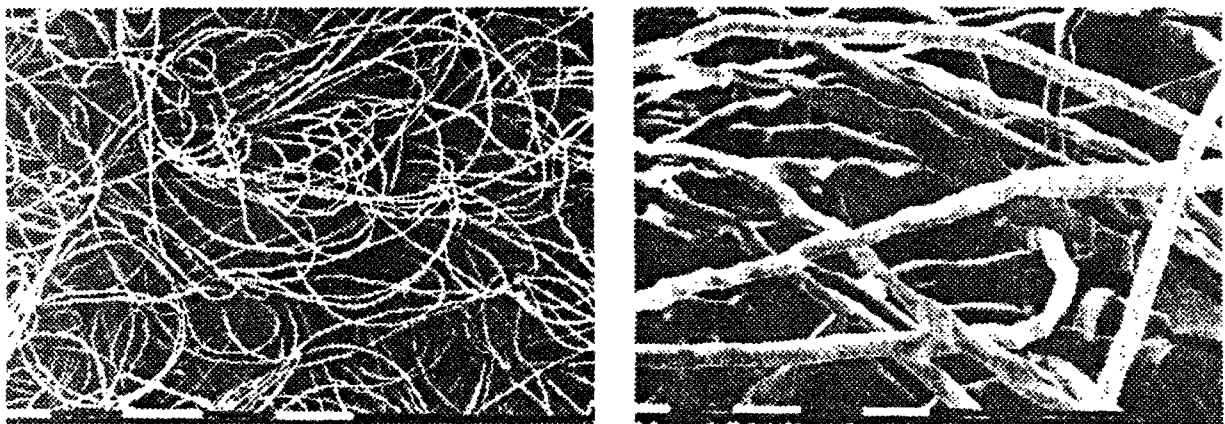


Figure 1.4 - Structure d'un non-tissé à liaison chimique

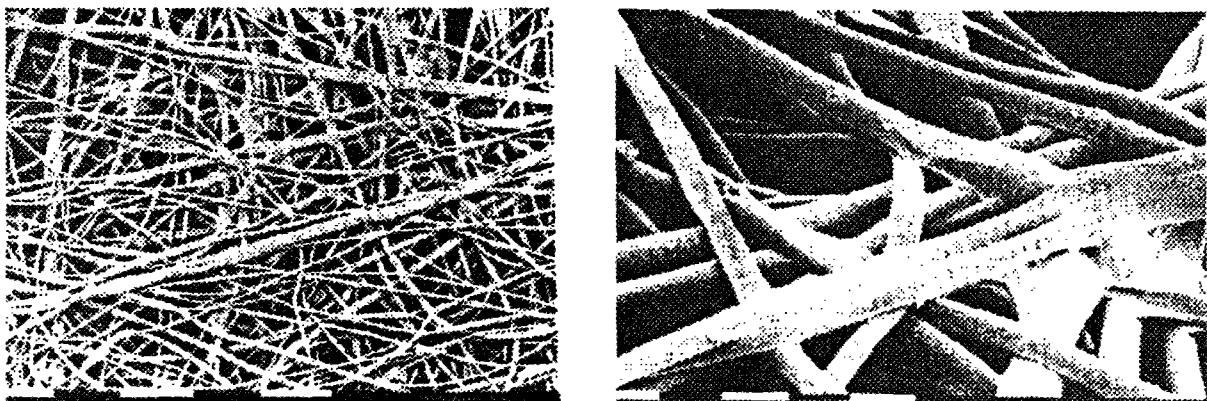


Figure 1.5 - Structure d'un non-tissé à liaison thermique

## - Tissés

Un géotextile tissé est une nappe de textile produite avec les techniques classiques de tissage, c'est à dire par entrelacement de deux fils ou filaments, de plusieurs faisceaux de fibres, de bandelettes ou d'autres composants. Le processus de tissage leur donne une apparence caractéristique, qui montre deux séries de fils parallèles entrelacés à angle droit. Les fils utilisés pour la fabrication des tissés peuvent être des monofilaments, des multifilaments ou des combinaisons des deux. Les bandelettes sont de plus en plus utilisées pour la fabrication des tissés, en combinaison avec des monofilaments et multifilaments.

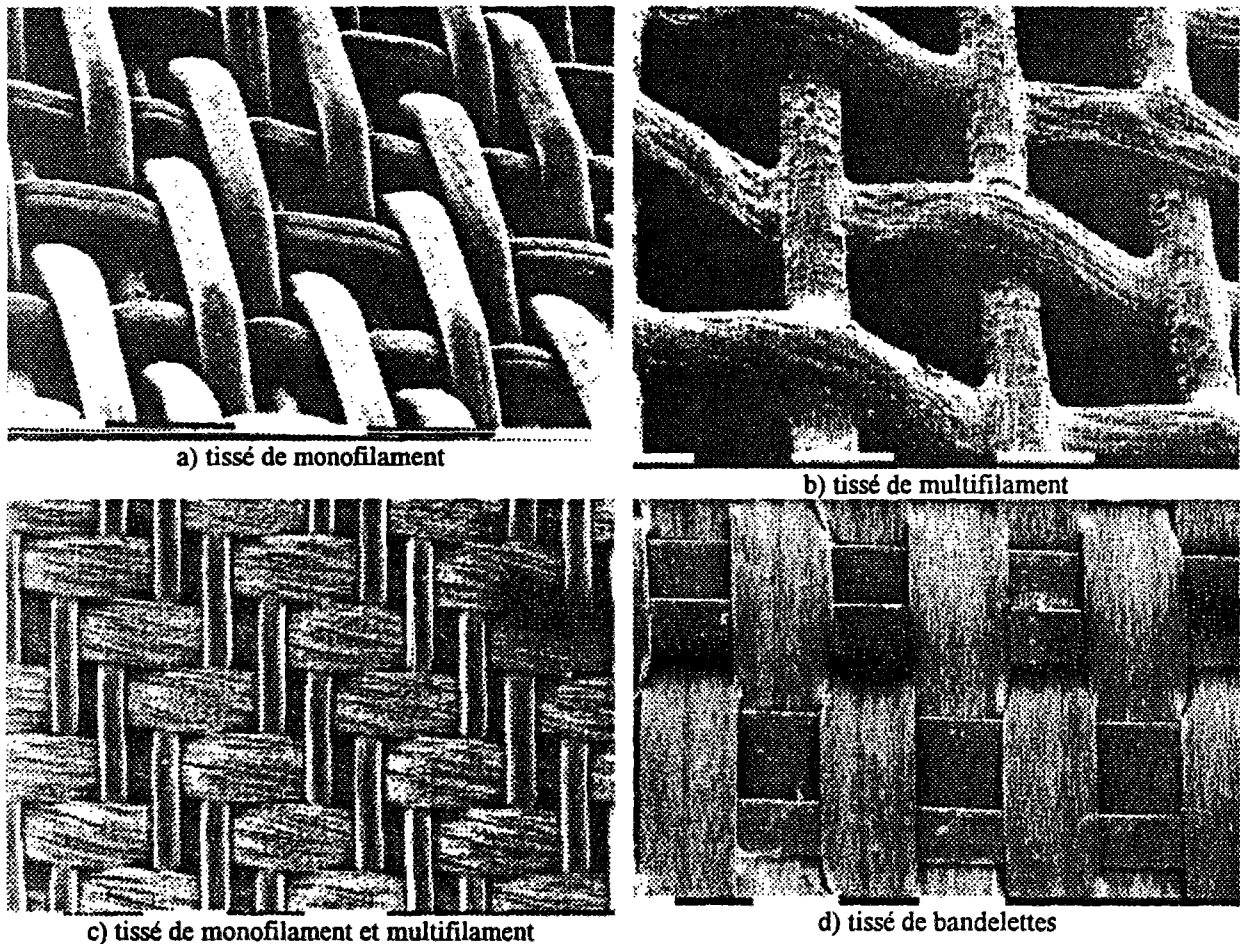


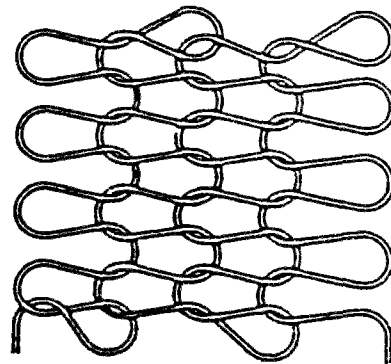
Figure 1.6 - Structure de différents tissés

## - Tricotés

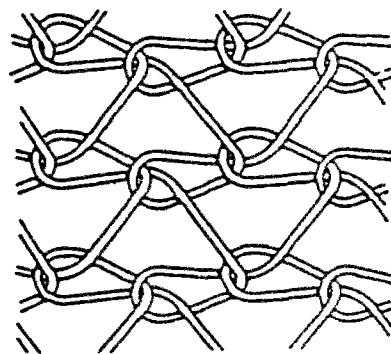
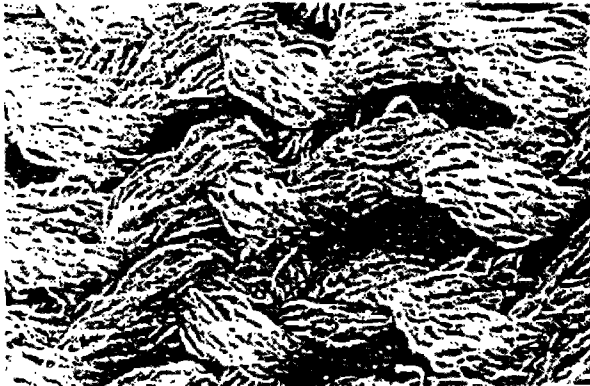
Un géotextile tricoté est obtenu par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fil de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée. On peut trouver les tricotés sous forme de panneau ou de tube, cette dernière présentation étant très



utile pour le revêtement ou l'enrobage d'éléments tels que celui des tuyaux drainants. Ils sont utilisés généralement pour remplacer les filtres d'enrobage, souvent confectionné en matière végétale.



a) tricots à mailles cueillies



b) tricots à mailles jetées

Figure 1.7 - Structure de différents tricots

Les produits présentés ci-dessus constituent les catégories principales des géotextiles à proprement parler. Outre ces produits, il faut distinguer certains produits apparentés, également très employés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil : les géogrilles, les géofiles, les nattes et les géotextiles alvéolaires.

#### - Géogrilles

Une géogrille est une structure plane constituée par un réseau ouvert d'éléments résistant à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier. Elle est fabriquée à partir de bandes de polymères de haut module, selon le processus présenté sur la figure 1.8.

La bande de polymère est généralement portée à haute température et ensuite étirée. L'étirage peut être réalisé dans une seule direction (géogrille uniaxiale) ou dans deux directions (géogrille biaxiale). Au cours de l'étirage, une orientation des macromolécules se produit, ce qui entraîne une grande résistance à la traction dans le sens de l'étirage. Les géogrilles sont

aussi fabriquées par soudure de lanières de polymères ou par liaison thermique de fibres extrudées.

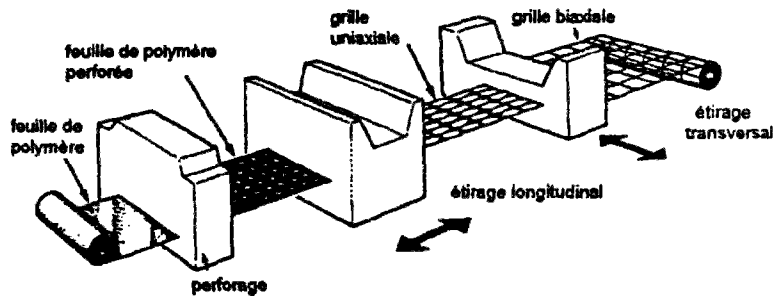


Figure 1.8 - Processus de fabrication d'une géogridle biaxiale

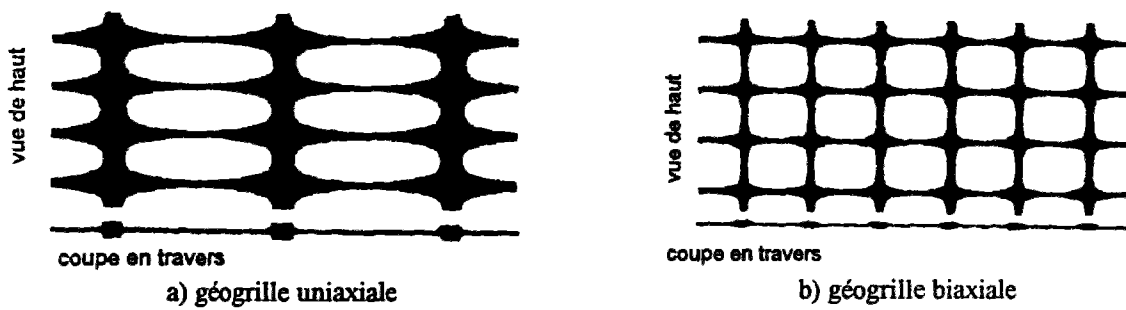


Figure 1.9 - Structures de géogridles

### - Géofilets

Un géofilet est une structure plane constituée par un réseau ouvert d'éléments reliés par des noeuds. Il est formé de deux séries de fils parallèles extrudées se croisant avec des angles constants (généralement entre 60 et 90°). Les intersections des fils sont liées thermiquement. Certains géofilets sont légèrement étirés lors de la fabrication pour leur donner une haute résistance à la traction. Des épaisseurs de fils entre 1 et 5 mm sont utilisées pour fabriquer des géofilets avec des ouvertures entre 10 et 75 mm.

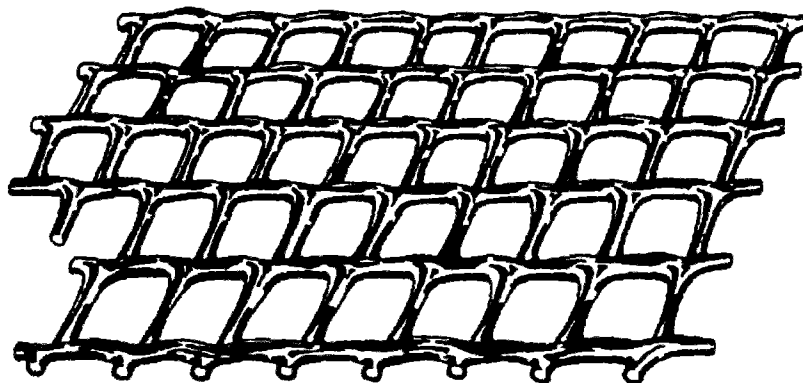


Figure 1.10 - Structure d'un géofilet

## - Nattes

Une natte est une structure tridimensionnelle très ouverte constituée de gros fils relativement rigides, dont les intersections sont liées thermiquement. Les nattes ont des épaisseurs entre 10 et 20 mm.

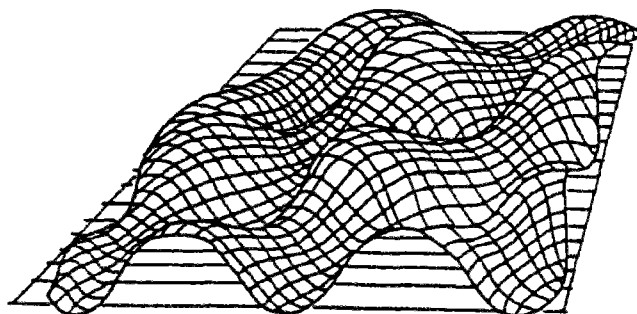


Figure 1.11 - Structure d'une natte

## - Géotextiles alvéolaires

Un géotextile alvéolaire est une structure tridimensionnelle, formée d'une nappe régulière constituée de bandes de géotextiles soudées par point entre elles. Les alvéoles obtenues ont d'habitude une forme à peu près hexagonale. Une structure alvéolaire type est présentée sur la figure 1.12.

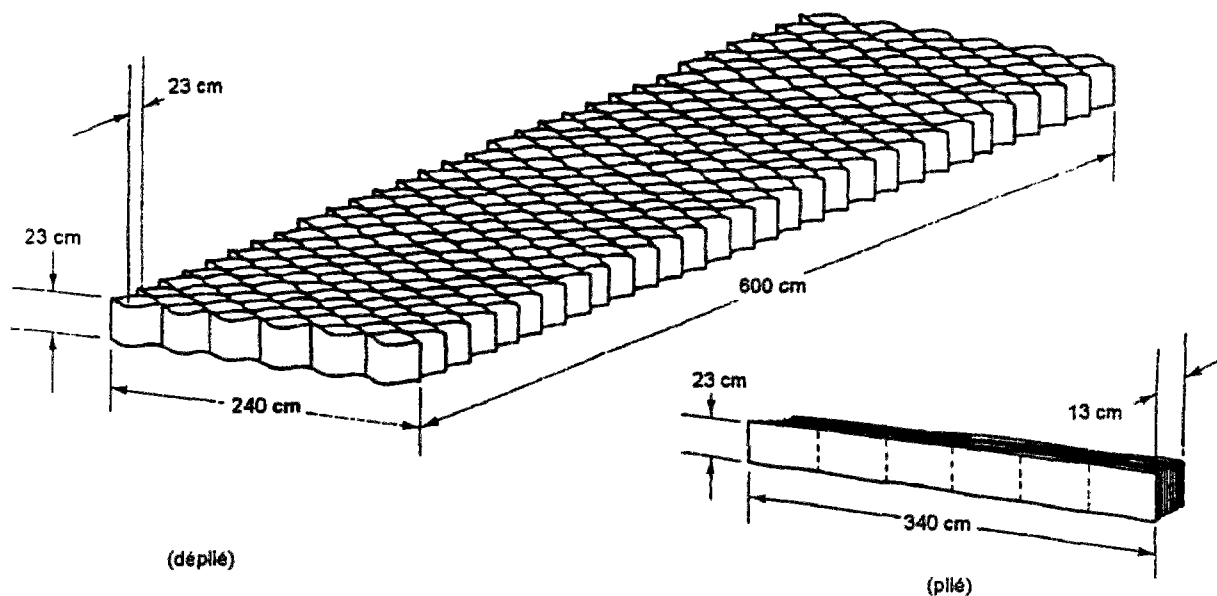


Figure 1.12 - Structure d'un géotextile alvéolaire

## - Géomembranes

Les géomembranes constituent, après les géotextiles, le second groupe par ordre d'importance parmi les géosynthétiques. Ce sont des feuilles étanches, souples, minces et continues fabriquées à partir de produits synthétiques comme le polyéthylène de haute densité, le polyéthylène de basse densité et le polyvinylchloride ou de produits comme le copolymère bitumineux. Il existe plusieurs types de géomembranes, qui se différencient selon les produits chimiques de base, les processus de fabrication et les structures macroscopiques. Les géomembranes sont principalement utilisées comme barrières contre les gaz et les liquides dans les déchetteries et les décharges de produits toxiques.

## - Géocomposites

Un géocomposite est une structure fabriquée à partir de deux ou plusieurs types de géotextiles. Il existe de multiples combinaisons possibles à partir de la gamme de produits (fil, filament, fibres coupées) ou de matériaux (géotextiles, géogrilles, géomembranes ...) disponibles. Cela permet la fabrication de structures à fonctions très spécifiques. La diversité des produits géocomposites est énorme. Quelques exemples de produits géocomposites sont présentés sur la figure 1.14.

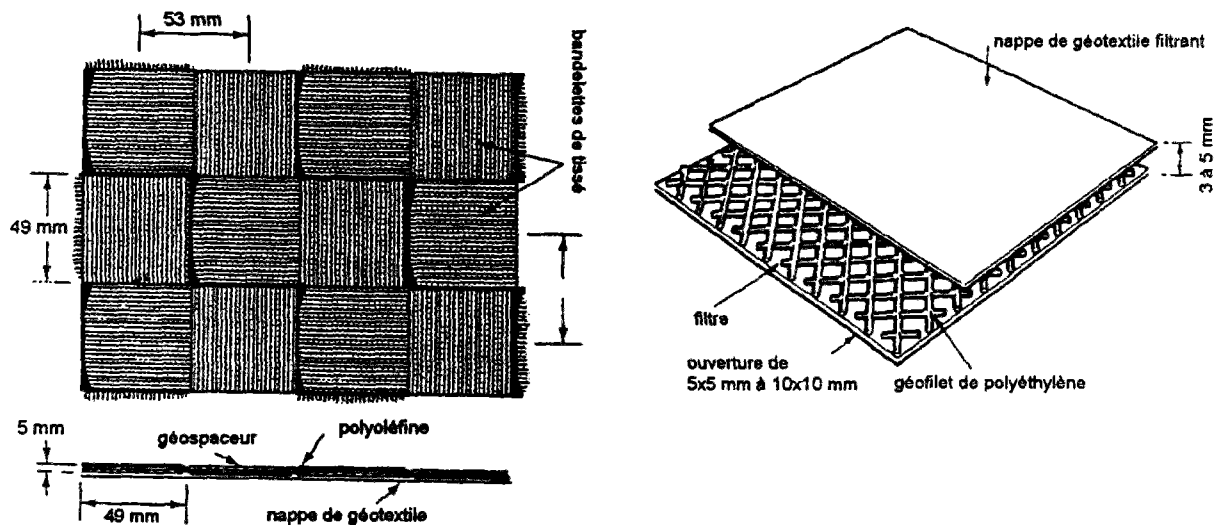


Figure 1.14 - Différents produits géocomposites

## - Géodivers ou géoautres

Aux géosynthétiques présentés ci-dessus, il faut ajouter une variété de produits ayant des structures et des caractéristiques spéciales, développée presque sur commande pour des

conditions particulières d'application. Ces produits sont obtenus par affinement et par combinaison des matières premières, des procédés de fabrication, des caractéristiques et des fonctions déjà utilisés pour les autres géosynthétiques. De tels produits sont regroupés sous le nom de géodivers ou géoautres.

### 1.3 Les propriétés des géotextiles

La connaissance des propriétés des géotextiles permet à l'ingénieur de suivre sa philosophie rationnelle de dimensionnement et de sélectionner le type de géotextile à prescrire. Du fait du développement rapide des produits géotextiles et de leurs modes d'application, il n'a pas été possible d'unifier les méthodes d'analyse du comportement des géotextiles. Les propriétés des géotextiles sont généralement regroupées dans les cinq catégories suivantes :

- 1 - propriétés physiques,
- 2 - propriétés mécaniques,
- 3 - propriétés hydrauliques,
- 4 - comportement à long terme,
- 5 - durabilité.

#### 1.3.1 Propriétés physiques

Les principales propriétés physiques des géotextiles sont la masse par unité de surface et l'épaisseur. On utilise aussi la masse volumique des fibres et la flexibilité.

##### - Masse volumique des fibres

La masse volumique des fibres est la masse volumique du polymère de base à partir duquel le géotextile est fabriqué . Elle est définie comme la masse d'une unité de volume du polymère à 4°C. Les valeurs usuelles sont de l'ordre de 0,91 t/m<sup>3</sup> pour le polypropylène, 1,22 à 1,38 t/m<sup>3</sup> pour le polyester, 1,05 à 1,14 t/m<sup>3</sup> pour le Nylon, 0,91 à 0,95 t/m<sup>3</sup> pour le polyéthylène. et, par comparaison, de 2,54 t/m<sup>3</sup> et 7,87 t/m<sup>3</sup> respectivement pour le verre et l'acier. Il faudra noter que la masse volumique de certains polymères est inférieure à 1 t/m<sup>3</sup>, ce qui est un désavantage lorsque le géotextile est mis en place sous l'eau.

##### - Masse surfacique

La masse surfacique est la masse d'un tissu géotextile par unité de surface. Elle s'exprime en g/m<sup>2</sup> ou kg/m<sup>2</sup> et les valeurs usuelles se situent entre 100 et 300 g/m<sup>2</sup> pour les tissés, entre 90 et 400 pour les non-tissés (jusqu'à 1000 g/m<sup>2</sup> pour les tissés et non-tissés

spéciaux). La masse surfacique présente une corrélation directe avec les caractéristiques mécaniques, hydrauliques et aussi le prix du géotextile.

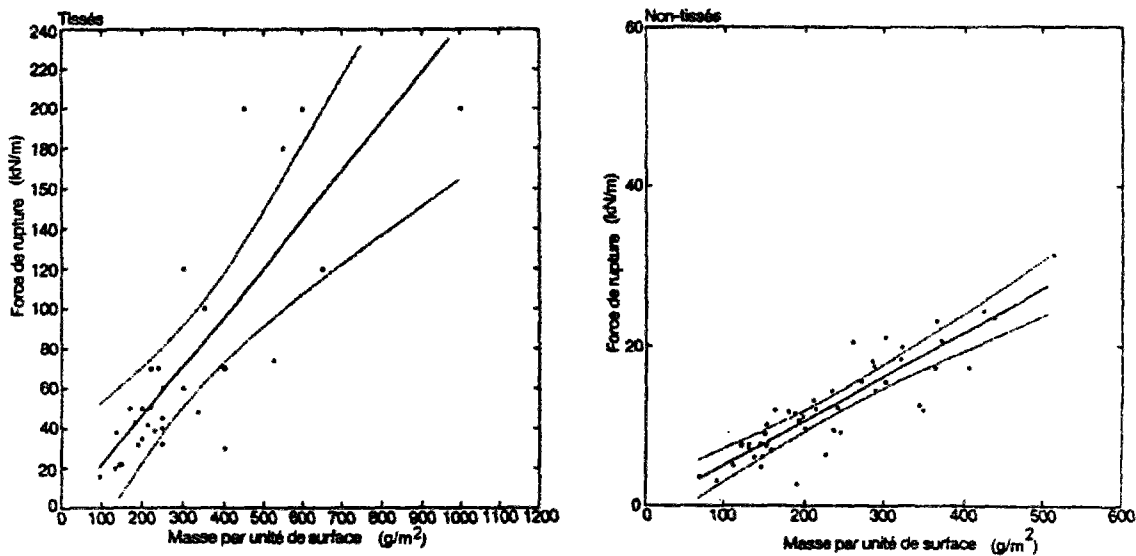


Figure 1.15 - Relation masse par unité de surface-force de rupture (Manuel Suisse des Géotextiles, 1988)

#### - Epaisseur

L'épaisseur est la distance entre les deux faces du géotextile. L'épaisseur des géotextiles est plus une propriété décrivant le produit qu'une propriété servant pour le dimensionnement. Les non-tissés mesurent généralement entre 0,2 et 5 mm d'épaisseur. Les non-tissés liés mécaniquement sont les plus épais, tandis que ceux liés thermiquement ou chimiquement forment les espèces les plus fines. Les épaisseurs des tissés se situent entre 0,2 et 1,5 mm.

L'épaisseur des non-tissés est fortement fonction de la charge appliquée (compressibilité). Les tissés, par contre, sont beaucoup moins compressibles sous charge.

#### - Flexibilité

La flexibilité ne doit pas être confondue avec le module de raideur déterminé d'après la courbe traction-élongation. La flexibilité décrit l'interaction entre le poids et la raideur propre du tissu, c'est à dire la façon dont le géotextile se comporte sous l'effet de son poids propre. Cette propriété donne une indication sur la capacité du géotextile à fournir une surface de travail appropriée lors des mises en place. Pour la mise en place d'un géotextile sur des sols extrêmement mous, une grande flexibilité du matériau est un avantage.

### - 1.3.2 Propriétés mécaniques

Les caractéristiques mécaniques déterminent largement le domaine d'application des géotextiles car elles indiquent la résistance aux contraintes mécaniques issues des forces extérieures appliquées ou des conditions d'application (construction).

#### - Compressibilité.

La compressibilité du géotextile est la variation de l'épaisseur du tissu sous l'effet de contraintes normales à son plan. Elle est généralement caractérisée par un module de compressibilité, qui est le rapport entre la contrainte moyenne normale au plan et la déformation correspondante du géotextile. Le module de compressibilité est souvent exprimé en kilopascals (kPa). La compressibilité dépend plus du procédé de fabrication que des matières premières (les non-tissés aiguilletés de fibres courtes sont beaucoup plus compressibles que les non-tissés thermoliés). Les matériaux compressibles verront leurs caractéristiques hydrauliques (surtout la transmissivité) diminuer en fonction de la charge appliquée.

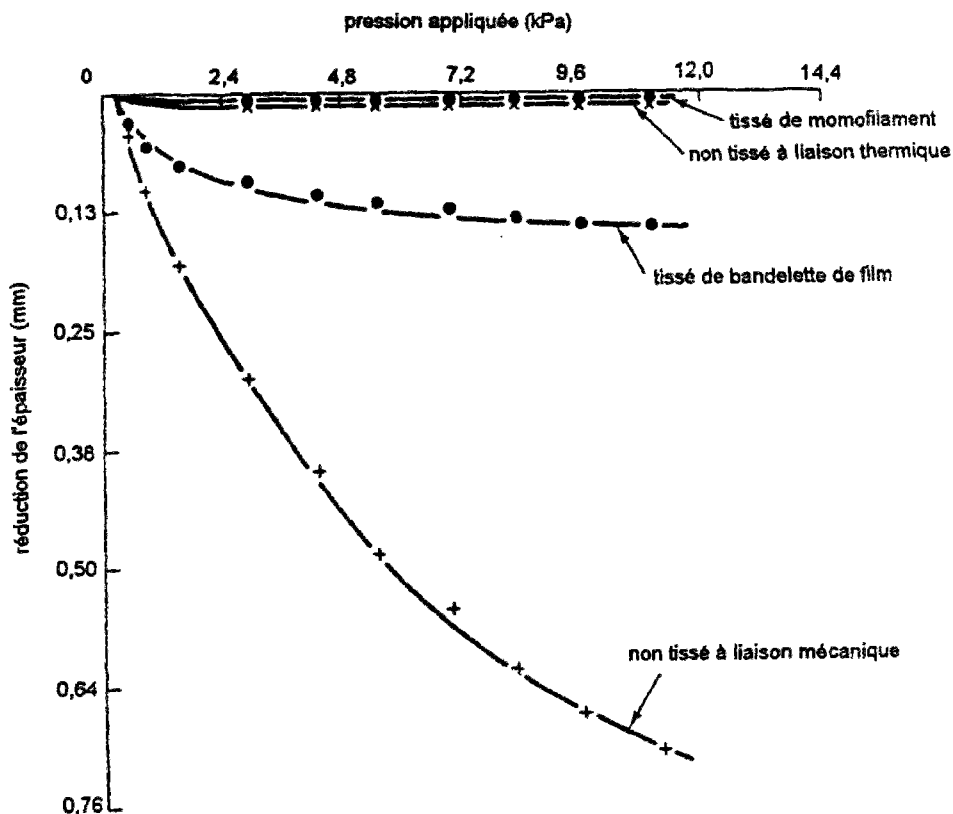


Figure 1.16 - Compressibilité de différents géotextiles (Koerner, 1990)

## - Comportement en traction

Le comportement en traction est sûrement la caractéristique la plus importante d'un géotextile pour ses applications en renforcement. La plupart des applications des géotextiles se réfèrent à cette propriété comme fonction première (renforcement) ou comme fonction secondaire (séparation, filtration ou drainage). Le comportement en traction, déterminé lors de la mise en traction jusqu'à la rupture du géotextile en déformation plane, est caractérisé par la relation entre l'effort de traction  $\alpha$  (force par unité de largeur exprimée en kN/m) et l'allongement  $\epsilon$  du géotextile (déformation relative à la longueur de traction, exprimée en pourcentage). A partir de la courbe "effort de traction-allongement", on caractérise à la fois la résistance à la traction (rupture) et la raideur du géotextile. La figure 1.17 donne une idée des variations possibles entre différents géotextiles.

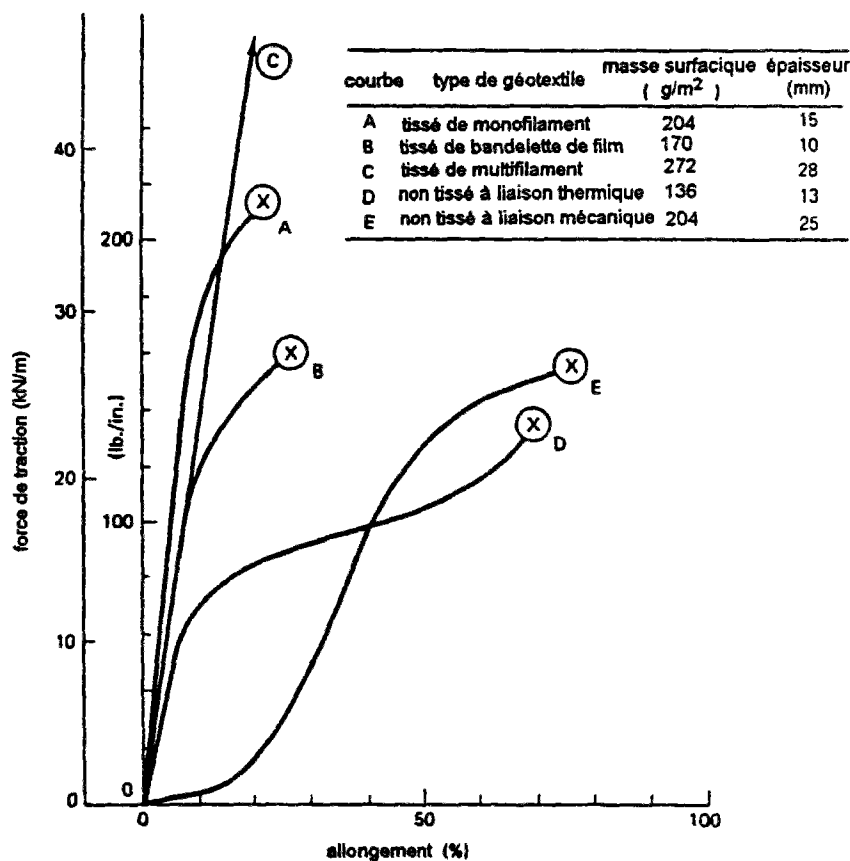


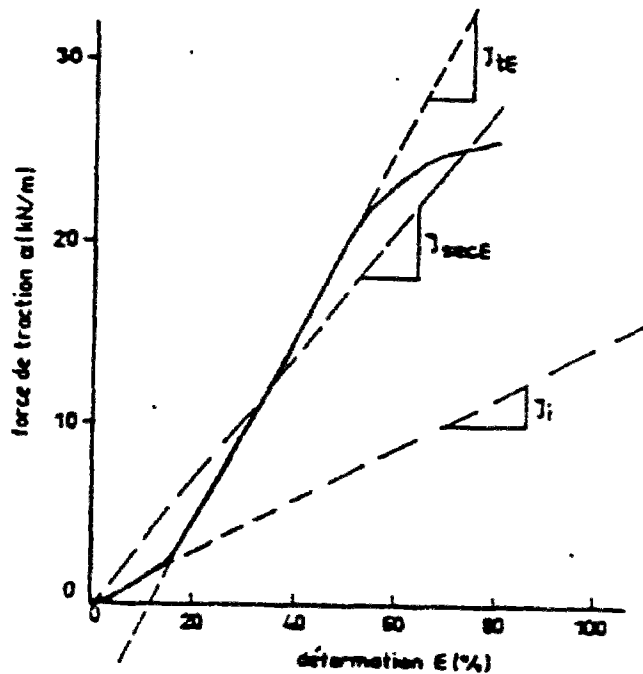
Figure 1.17 - Comportement en traction de différents géotextiles (d'après Koerner, 1986)

La résistance à la traction est donnée par la force de rupture par unité de largeur  $\alpha_f$  (kN/m), correspondant à l'effort de traction maximal et l'allongement à la rupture  $\epsilon_f$  (pourcentage), obtenue sous l'effort de traction maximal. Dans le cas des géotextiles tissés, ces propriétés dépendent essentiellement des matériaux constitutifs, alors que, pour les géotextiles



non-tissés, la structure interne joue un rôle déterminant (MacGown et al. 1984). A même masse surfacique  $\mu$ , les non-tissés thermoliés ont une force de rupture par unité de largeur  $\alpha_f$  plus grande que celle des non-tissés aiguilletés. Les tissés ont une résistance en traction encore bien supérieure, mais présentent une anisotropie entre le sens chaîne (sens d'avancement de la nappe en cours de fabrication) et trame (sens perpendiculaire à celui de la chaîne).

Outre la force de rupture  $\alpha_f$  et l'allongement à la rupture  $\epsilon_f$ , qui caractérisent le comportement en traction d'un géotextile, un troisième paramètre, la raideur  $J$ , est obtenu à partir de la courbe "effort de traction-allongement". La raideur  $J$  est le rapport entre la force de traction par unité de largeur  $\alpha$  et l'allongement  $\epsilon$  correspondant. Elle s'exprime en kN/m. Les courbes "effort de traction-allongement" ne sont pas forcément linéaires. On définit alors plusieurs raideurs, correspondant à des forces de traction  $\alpha$  ou à des déformations  $\epsilon$  données (figure 1.18) : raideur tangente initiale, raideur sécante, raideur tangente.



- $J_i$  - raideur tangente initiale
- $J_{sec\epsilon}$  - raideur sécante
- $J_{t\epsilon}$  - raideur tangente

Figure 1.18 - Différentes définitions de la raideur (d'après Paulson, 1987)

#### - Résistance au déchirement

La résistance du géotextile au développement ou à la propagation de déchirures locales (déchirures amorcées) est caractérisée par la force de rupture  $R_w$ , généralement exprimée en

kN. Le déchirement d'un géotextile se produit par la conjonction de deux actions : une action localisée de type "perçement" et une action répartie de type "traction".

#### **- Résistance au perçement**

La résistance au perçement permet de mesurer la vulnérabilité des géotextiles aux divers chocs provoqués par la chute de corps rigides. Ces chocs provoquent des mécanismes de perçement de trois types principalement : la perforation, le poinçonnement et l'éclatement.

La résistance au perçement est caractérisée par la force de poinçonnement  $R_p$  exprimée N ou/et par le diamètre  $O_d$  en mm de l'ouverture du trou due à la perforation.

#### **- Résistance des joints (couture)**

Les nappes de géotextiles sont très souvent reliées entre elles lors de la mise en place, généralement par couture. La résistance des joints est caractérisée par la perte de résistance en traction d'un géotextile cousu  $\alpha$ , exprimée en kN/m, par rapport au géotextile sans couture.

#### **- Résistance à la fatigue**

La résistance à la fatigue est l'aptitude du géotextile à supporter les sollicitations alternées (par exemple, le chargement et le déchargement dus au trafic pour une voie de circulation) avant sa rupture. Jusqu'à ce jour, ce phénomène n'a pas fait l'objet d'études approfondies ; mais il semble cependant que la structure du géotextile soit plus sensible à la fatigue que le polymère lui-même. La résistance à la fatigue est caractérisée par une traction de fatigue  $\alpha_f$  en kN due au cycle de charge-décharge, qui sert à diminuer la valeur  $\alpha_f$  obtenue par l'essai de traction, utilisée pour le dimensionnement.

#### **- Propriétés de frottement**

Ces propriétés sont en relation directe avec la structure des matériaux en présence (sol-géotextile et géotextile-géotextile) et caractérisent les résistances au cisaillement (frottement) de l'interface entre le matériau de remblai et le géotextile ou des géotextiles placés les uns sur les autres. Le frottement sol-géotextile est le phénomène décisif dans le principe du renforcement, dans la mesure où les déplacements relatifs du sol de couverture par rapport au géotextile lui transmettent des efforts tangentiels qui entraînent finalement la mise en tension de ces géotextiles (rôle d'armature). Les interfaces sol-géotextile et géotextile-géotextile sont généralement caractérisées par les angles de frottement  $\varphi_{sg}$  et  $\varphi_{gg}$  exprimés en degrés.

## - Résistance à l'arrachement (ancrage)

Une autre propriété de frottement déterminante pour le renforcement est la résistance du géotextile à l'arrachement. Cette propriété définit non seulement les conditions adéquates du géotextile à jouer son rôle de renforcement, mais aussi l'aptitude d'un géotextile à fonctionner comme ancrage. Les déplacements du géotextile par rapport au sol de couverture lui transmettent des efforts tangentiels (rôle d'ancrage). La résistance à l'arrachement est caractérisée par un angle de frottement  $\phi_a$  exprimé en degrés.

Les caractéristiques de frottement déterminés par le cisaillement sol-géotextile sont généralement plus élevées que ceux obtenues par l'arrachement (figure 1.19).

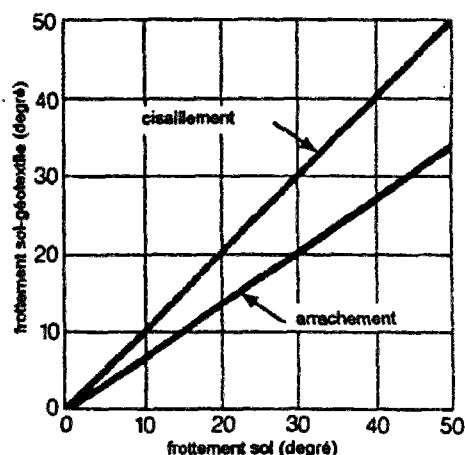


Figure 1.19 - Caractéristiques de frottement cisaillement-extraction (d'après Jewell, 1990)

### 1.3.3 Propriétés hydrauliques

Les propriétés hydrauliques ont une importance déterminante lorsque le géotextile doit assurer une fonction de filtre ou de drainage. Les principales propriétés hydrauliques sont la distribution des pores, la permittivité et la transmittivité. Elles sont moins influencées par la matière première que par le mode de fabrication des géotextiles.

#### - Porosité

La porosité d'un géotextile est, comme en mécanique des sols, le rapport du volume des vides sur le volume total. Elle caractérise l'aptitude de l'eau à couler à travers le géotextile et est généralement calculée comme suit:

$$n = 1 - \frac{m}{\rho t}$$

avec  $n$  - porosité ;  $m$  - masse par unité de surface;

$\rho$  - densité du géotextile ;  $t$  - épaisseur du géotextile

### - Ouverture des pores et distribution des pores

L'ouverture des pores ( $O_p$ ), exprimée en pourcentage, est une propriété relative seulement aux tissés, particulièrement aux tissés de fils monofilaments et est en fait une comparaison entre l'ouverture totale de la surface d'une structure géotextile (l'espace des vides entre les fibres adjacentes) et la surface totale de la structure. Les tissés de monofilaments vont des structures fermées, dont les valeurs  $O_p$  sont proches de 0, à des structures ouvertes avec  $O_p$  voisins de 36%. Les valeurs  $O_p$  de la plupart des tissés commercialisés se situent entre 4 et 10%.

L'ouverture des pores, qui n'est autre que la dimension des mailles du géotextile, fixe le diamètre des éléments du sol qui sont retenus par le géotextile et est de ce fait déterminante pour l'efficacité du filtre. En considérant que le géotextile est un tamis recouvert par différentes fractions de grains de sable, on détermine le diamètre moyen des grains pour lequel  $n\%$  de la fraction est retenu sur ou dans le géotextile. On parle alors de diamètre des pores  $O_n$ , exprimé en mm ou en  $\mu\text{m}$ . Les géotextiles sont très souvent caractérisés par les ouvertures correspondantes à 90 ou 95 %, nommés respectivement "diamètre efficace des pores  $O_w$ " et "ouverture apparente des pores  $O_{95}$ ", qui sont déterminés sur la courbe de distribution des pores obtenue par tamisage

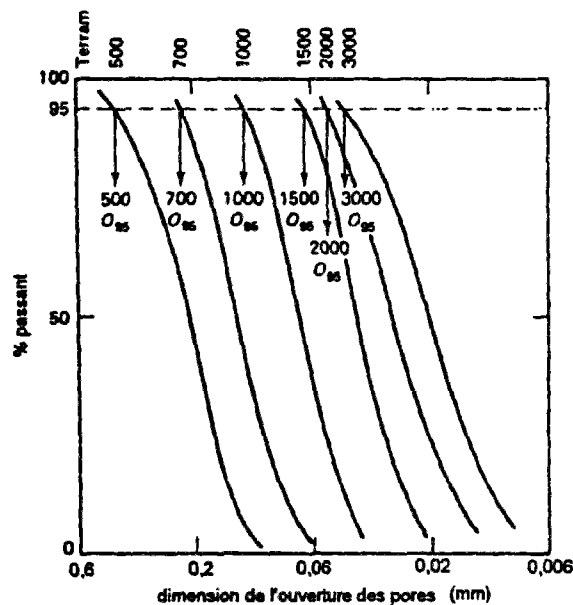
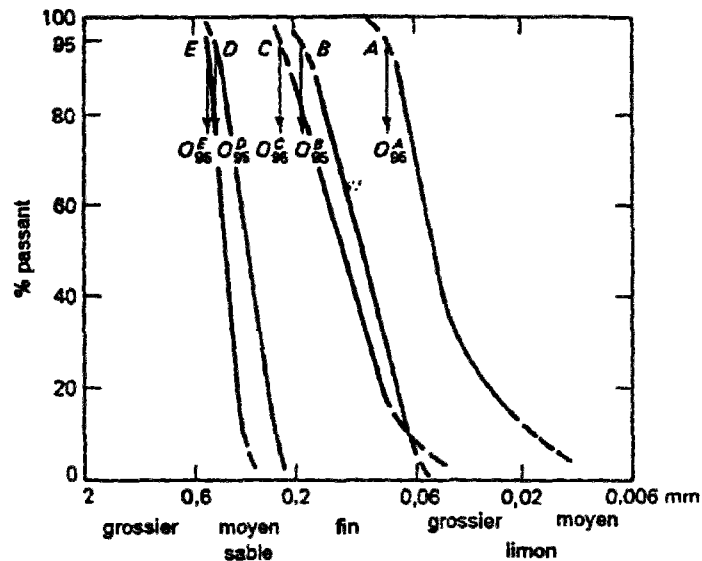


Figure 1.20 - Ouverture des pores pour une gamme de produit (d'après ICI-Fibres, 1988)

Les valeurs usuelles de l'ouverture apparente des géotextiles sont comprises entre 0,06 et 0,15 mm pour les non tissés et entre 0,05 et 1,5 mm pour les tissés (figure 1.21).

La distribution des pores varie en fonction de la masse surfacique des nappes, de la pression appliquée normalement au plan de la nappe, de la déformation dans le plan, suivant des directions quelconques, du colmatage interne, ou du blocage des éléments solides sur les nappes, et cela pendant la période de fonctionnement.



- A - non tissé à liaison chimique (250 g/m<sup>2</sup>)
- B - non tissé à liaison mécanique (300 g/m<sup>2</sup>)
- C - non tissé à liaison thermique (140 g/m<sup>2</sup>)
- D - tissé (380 g/m<sup>2</sup>)
- E - tissé (185 g/m<sup>2</sup>)

Figure 1.21 : Distribution des pores de différents géotextiles (d'après McGown, 1971)

### - Permittivité

La permittivité du géotextile est caractérisée par son aptitude à permettre un écoulement de liquide perpendiculaire au plan de la nappe. La perméabilité normale au plan de la structure est fonction de l'épaisseur et, comme les géotextiles se déforment sous l'effet des contraintes à cause de leur compressibilité, la notion de permittivité a été définie : la permittivité  $\Psi$  (exprimée en s<sup>-1</sup>) est le rapport entre la perméabilité normale au plan du géotextile et l'épaisseur du géotextile  $T_g$ . Les conditions hydrauliques étant fixées, le débit unitaire passant au travers du géotextile est proportionnel à la permittivité. La permittivité, qui dépend de l'ouverture des pores, varie pour les tissés d'environ 0,05 à 0,5 s<sup>-1</sup> (15 à 35 s<sup>-1</sup> pour les

produits particuliers). Pour les géotextiles non tissés, la permittivité varie d'environ 0,2 à 2,5 s<sup>-1</sup>.

#### **- Transmissivité**

La transmissivité du géotextile est caractérisée par son aptitude à permettre un écoulement de liquide dans son plan. Comme la permittivité, la transmissivité  $\Theta$  tient compte de l'épaisseur du géotextile : elle est le produit de la perméabilité dans le plan du géotextile (selon une certaine direction) par l'épaisseur  $T_g$  du géotextile et est usuellement exprimée en m<sup>2</sup>/s. Le débit passant dans le plan du géotextile est proportionnel à la transmissivité. La permittivité dépend de l'épaisseur ( donc de la pression appliquée au géotextile) mais aussi de la structure des pores. Les tissés, qui sont des produits généralement minces, présentent une faible transmissivité. Les valeurs pour les non tissés se situent dans l'intervalle de variation de 10<sup>-4</sup> à 10<sup>-8</sup> m<sup>2</sup>/s.

#### **1.3.4 Comportement à long terme (endurance)**

Dans la mesure où les divers produits géotextiles et les différents processus d'application sont assez récents, des questions concernant leur comportement dans le temps sont toujours posées. Les causes de l'évolution des propriétés des géotextiles dans le temps sont généralement liées à des facteurs internes (évolution de la matière première) et externes (évolution des conditions géotechniques, c'est à dire des conditions mécaniques, hydrauliques et physico-chimiques). Les principales caractéristiques du comportement des géotextiles à long terme sont le fluage, l'abrasion et l'obstruction ou l'engorgement.

#### **- Fluage**

Le fluage est le phénomène qui caractérise l'augmentation des elongations d'un géotextile dans le temps sous l'action d'une contrainte constante. Le fluage des structures géotextiles a fait l'objet de plusieurs études (Shrestha et Bell, 1982 ; Hoedt, 1986 ; Matichard et al., 1990). Le comportement de fluage des géotextiles dépend de l'état des contraintes appliquées mais surtout du type de polymère. Le procédé de fabrication a une importance plus faible.

Ces informations sont très importantes pour le dimensionnement, dans la mesure où l'inverse du pourcentage des contraintes quasi statiques sous lesquels le fluage se produit est utilisé comme coefficient de sécurité  $F$ , nécessaire à éviter les déformations de fluage (Hoedt, 1986).

On donne ci-après quelques valeurs proposées par Hoedt :

- géotextiles de polypropylène :  $F=4$
- géotextiles de polyéthylène :  $F=4$
- géotextiles de polyamide :  $F=2,5$
- géotextiles de polyester :  $F=2$

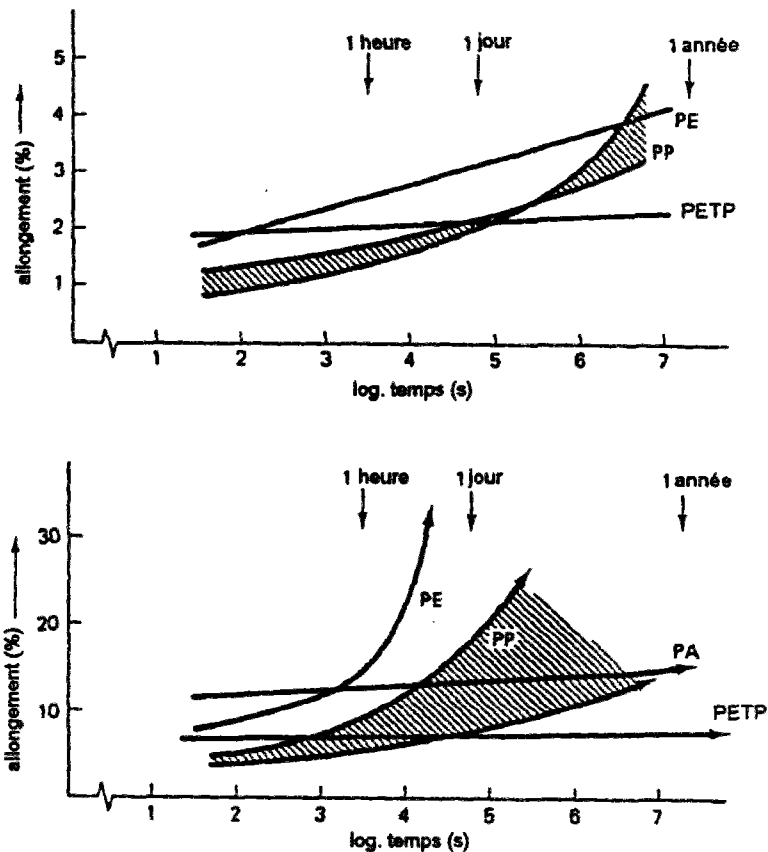


Figure 1.22 - Fluage de quelques fils de différents polymères (d'après Hoedt, 1986)

### - Abrasion

L'abrasion des géotextiles est l'usure (usage) d'une partie quelconque de la surface d'une structure géotextile suite au frottement ou ponçage contre un autre corps. L'abrasion des géotextiles dans les conditions de service peut être, et est même souvent, la cause de rupture d'une structure sol-géotextile.

### - Obstruction à long terme (colmatage)

L'obstruction d'un géotextile est sa dégradation dans le domaine hydraulique, qui peut entraîner une réduction notable de la perméabilité du géotextile. Il existe trois phénomènes causant l'obstruction d'une structure géotextile : l'obstruction minérale, chimique ou biologique.

L'obstruction minérale se produit par l'effet de pénétration (interne) ou de répartition (externe) de particules à l'intérieur ou sur la surface du géotextile. Il y a alors diminution du volume des pores ou obturation des entrées des pores du géotextile. Les non tissés sont beaucoup plus affectés par le phénomène d'obstruction interne que les tissés, et les non tissés minces beaucoup plus que les non tissés épais. Par contre, les tissés et les non tissés les plus compacts sont les plus concernés par le phénomène d'obstruction externe.

L'obstruction chimique se produit quand les eaux ont une haute teneur en matières dissoutes (carbonate de calcium, oxydes de fer, ...) par l'action de bactéries sur le géotextile.

L'obstruction biologique se produit principalement par les proliférations végétales (algues).

### **1.3.5 Durabilité (dégradation)**

#### **- Dégradations à l'installation**

Il est bien connu que les contraintes sévères subies durant l'installation peuvent endommager sérieusement les géotextiles. Dans certains cas, ces contraintes d'installation sont plus nuisibles au géotextile que les contraintes pour lesquelles il a été dimensionné. Différents produits géotextiles utilisés dans divers domaines d'applications ont été prélevés un certain nombre d'heures ou de jours après l'installation et les caractéristiques suivantes ont été déterminées pour les comparer aux caractéristiques des produits neufs :

- force de rupture mesurée dans un "grabtest",
- force de rupture de poinçonnement,
- force de rupture de déchirure,
- pression d'éclatement,
- comportement en traction.

Un coefficient de sécurité compris entre 1 et 3 est généralement nécessaire pour parer aux dommages dus à l'installation.

#### **- Dégradations de température**

Les températures normales ambiantes ne sont pas nuisibles pour les différents polymères utilisés dans la fabrication des géotextiles. Par contre, il est recommandé de ne pas exposer les géotextiles à de très hautes températures comme lors du placement de matériaux chauds, par exemple l'asphalte ou les joints hydrauliques (plomb, résine). Rappelons que le polypropylène a une température de fusion de 165°C et le polyester de 250°C. Dans des conditions spéciales



d'application, il peut s'avérer utile ou même nécessaire de tenir compte d'une certaine réduction des propriétés des géotextiles due à la température, mais un coefficient de sécurité n'est généralement pas nécessaire.

#### **- Dégradations chimiques**

Comme pour la température, les polymères utilisés pour la fabrication des géotextiles ne sont pas spécialement exposés à une dégradation dans leurs conditions normales d'utilisation. La résistance des polymères de base aux réactifs chimiques qui causent des changements du poids, des dimensions, de l'apparence et des propriétés mécaniques est généralement déterminée par les producteurs. Il existe plusieurs études (Du Pont, 1956) sur le comportement de la plupart des fils des polymères de base sous l'effet d'un grand nombre de produits chimiques, à différents degrés de concentration et de températures. Pour les géotextiles utilisés dans les remblais et qui sont soumis à diverses sortes de lessivages, la présence de réactifs chimiques spécifiques du milieu doit être déterminée.

#### **- Dégradations d'hydrolyse**

Tous les polymères ont une capacité à absorber l'humidité dans le temps. Les polyamides sont les plus susceptibles, ensuite les polyoléfines, et les polyesters en dernier. L'humidité cause un certain gonflement mais pas assez pour entraîner des changements notables des propriétés mécaniques et hydrauliques. Lorsque l'humidité est acide (dans les tourbes) ou alcaline (dans les calcaires ou les gypses), des réactions nuisibles peuvent se produire. De faibles valeurs du pH peuvent être sévères pour les polyamides, tandis que de hautes valeurs affectent plutôt certains polyesters. Dans les cas extrêmes cités ci-dessus, il est recommandé de contrôler la résistance des géotextiles aux dégradations d'hydrolyse et généralement de connaître le comportement des géotextiles par rapport au pH de 7.

#### **- Dégradations biologiques**

Pour que les micro-organismes comme les bactéries ou les champignons attaquent les polymères, il faut qu'ils puissent se coller aux surfaces des fils et les utiliser pour la nutrition. La dégradation des polymères de base sous l'action d'agents biologiques est peu probable. Les différents additifs utilisés lors du processus de fabrication des masses polymères peuvent être plus vulnérables. Plusieurs études (Ionescu et al., 1982) sur le phénomène de dégradation biologique des polymères n'ont pas relevé de changements notables des principales propriétés.

## - Dégradations dues au rayons ultraviolets

Le rayonnement solaire (ultraviolet) est une cause importante de la dégradation de tous les matériaux organiques et bien sûr des polymères. La dégradation des géotextiles suite aux attaques d'ultraviolets dépend de l'intensité. Ainsi, les ultraviolets UV-A (longueur d'ondes entre 400 et 315 nm) causent de légères dégradations des polymères, tandis que les ultraviolets UV-B (longueur d'ondes 315 à 280 nm) provoquent des dégradations très sévères. La température, les nuages, le vent et l'humidité sont des facteurs qui influencent le processus de dégradation dû au rayonnement solaire et doivent être considérés pour l'utilisation des géotextiles dans les différentes régions géographiques. Les producteurs de géotextiles spécifient généralement les résistances de leurs produits à la lumière et aux intempéries (Raumann, 1982). Dans la mesure où les radiations ultraviolettes peuvent entraîner des diminutions rapides des propriétés des géotextiles, il est recommandé d'éviter de les exposer à nu.

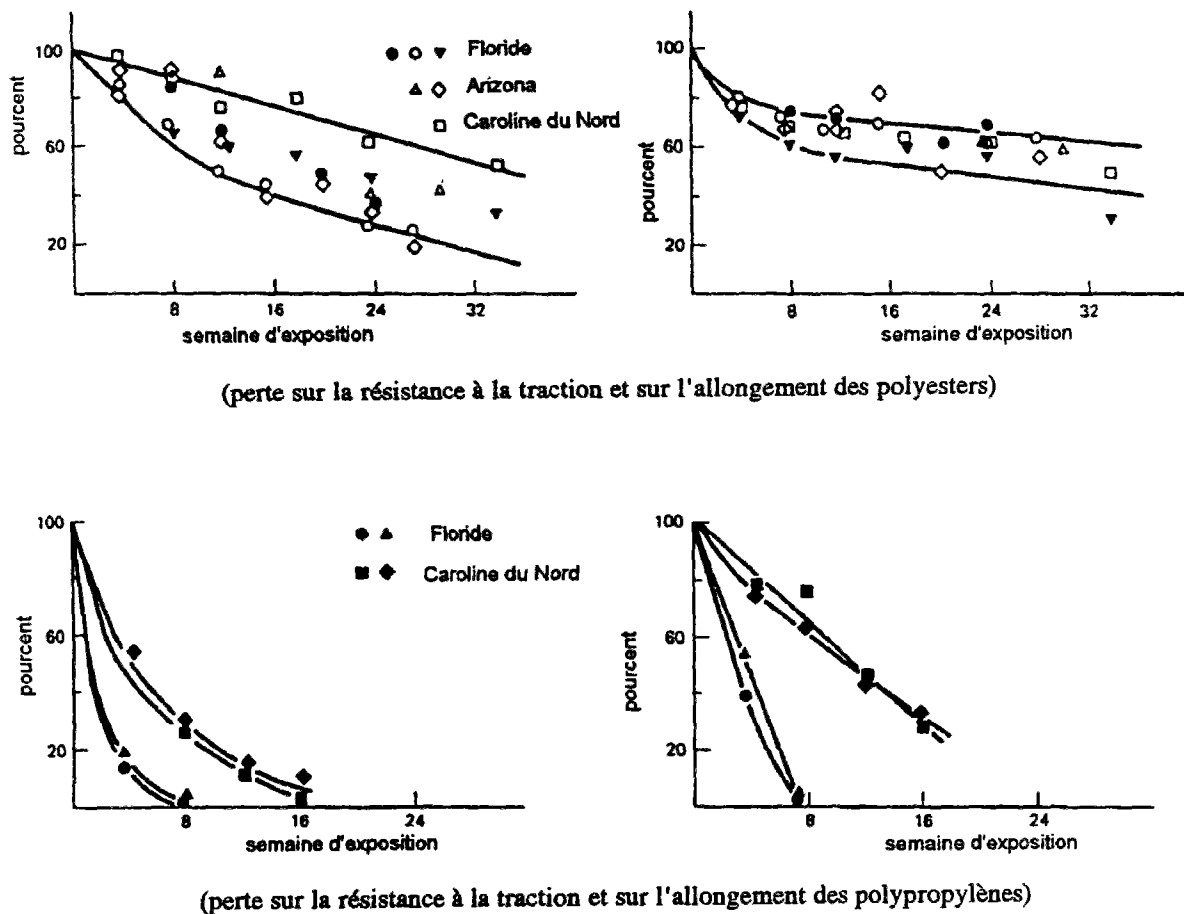


Figure 1.23 - Diminution des propriétés des géotextiles exposés(d'après Raumann 1982)

## - Vieillissement des polymères

Cette caractéristique concerne les propriétés chimiques intrinsèques des polymères. Le vieillissement est le développement à long terme des structures moléculaires vers un certain état d'équilibre dans des conditions données. Cet état d'équilibre est souvent exprimé sous la forme d'une courbe "densité-temps" ou "logarithme d'un module-température" (figure 1.24), qui montrent les polymères évoluant vers l'état d'équilibre. La densité  $\rho$  et la température de transition vitreuse  $T_v$  sont de bons indicateurs de vieillissement. Il est important de noter que les polymères en l'état d'équilibre ne sont pas sujets à un vieillissement notable quand d'autres processus de dégradations n'affectent pas les polymères.

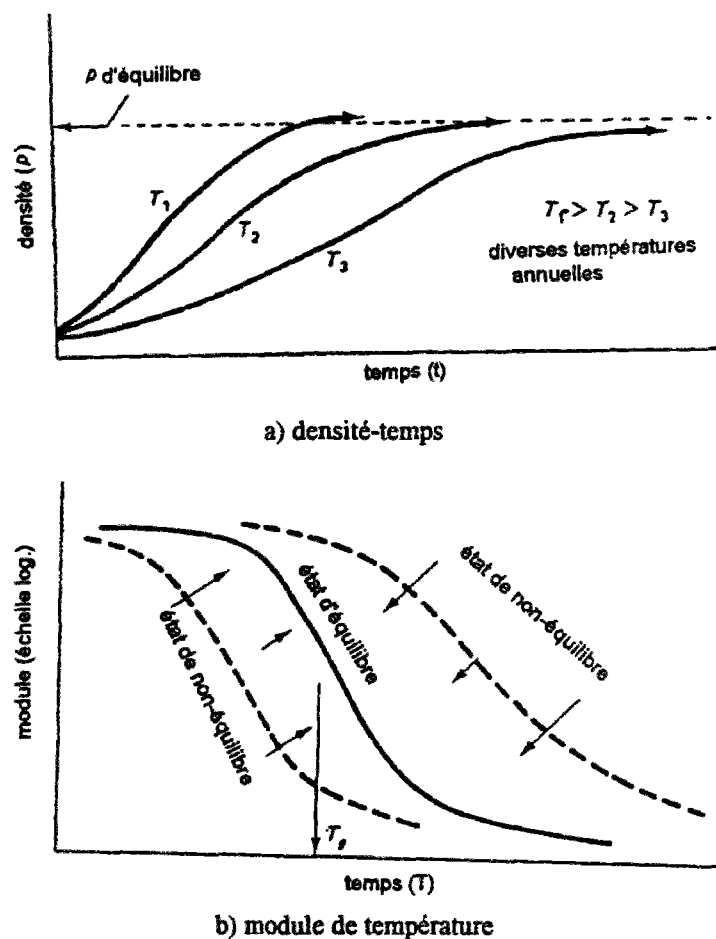


Figure 1.24 - Etat d'équilibre d'un polymère (d'après Lord et Corneliusen, 1988)

### 1.4 Modes opératoires des essais

Les méthodes d'essai concernant les propriétés physiques et mécaniques des géotextiles ont été tirées en partie ou en entier des normes textiles déjà existantes. Seules les méthodes d'essai concernant les propriétés hydrauliques, la durabilité et les effets de l'environnement

sont différentes de celles des textiles classiques et sont généralement de nouvelles méthodes d'essai spécifiques aux géotextiles. Des normes d'essai ont été développées dans plusieurs pays par les organismes compétents (AFNOR, ASTM, BS, DIN, ASPG, SNRA, ...), mais il n'existe pas jusqu'à présent de document unique sur les méthodes d'essai. Le Comité Européen de Normalisation (C.E.N.) a créé en 1989 le comité Technique 189 "Géotextiles et produits apparentés" avec l'objectif d'élaborer une normalisation unifiée en ce qui concerne la terminologie, l'identification, l'échantillonnage, les méthodes d'essai et la classification des géotextiles et produits apparentés. Le comité de normalisation et des spécifications de la société internationale des géotextiles (IGS) collecte, compare et fournit des informations sur les normes d'essai de par le monde.

Tous les produits géotextiles doivent être dotés de leur fiche technique fournissant leurs caractéristiques de fabrication, leurs propriétés mécaniques et hydrauliques et donnant des indications sur leur durabilité vis-à-vis des agents chimiques, biologiques et physiques. En fin de compte, ces données sont à déterminer par des examens plus ou moins normalisés. A l'aide de ces examens, il est possible d'apprécier et de comparer des produits géotextiles de types différents, ce qui est un premier pas vers le choix techniquement correct et l'utilisation économique des géotextiles.

Pour l'application des géotextiles dans les différents domaines, les propriétés suivantes doivent faire l'objet d'essais :

**- Propriétés physiques et mécaniques**

masse par unité de surface et homogénéité,  
épaisseur et compressibilité,  
force et allongement de rupture, comportement traction-déformation,  
résistance à la déchirure,  
résistance à la perforation,  
résistance au poinçonnement ;

**- Durabilité**

fluage,  
stabilité aux micro-organismes,  
stabilité chimique,  
stabilité aux rayons ultraviolets ;

**- Propriétés hydrauliques**

perméabilité à l'eau, normale au géotextile,  
perméabilité à l'eau, dans le plan du géotextile,  
diamètre efficace des pores.

Dans ce qui suit, seuls les modes opératoires usuels des essais pour la détermination des caractéristiques mécaniques et de durabilité en vue des applications de renforcement seront traités.

#### 1.4.1 Prélèvement des échantillons et éprouvettes

Pour l'exécution des essais de laboratoire, il est recommandé de disposer d'un échantillon de surface suffisante, autour de 12 m<sup>2</sup> comportant toute la largeur d'un rouleau, et dont la longueur est d'au moins 3 m. Cet échantillon ne doit être prélevé ni au début, ni à la fin d'une unité de production.. Pour la réalisation de tous les essais susceptibles d'être exécutés, une aire minimale de 25 m<sup>2</sup> est recommandé par la norme française NF G 38-011.

Tableau 1.3 - Nombres et dimensions des éprouvettes pour les essais courants

Type de l'essai	Nombres d'éprouvettes	Dimensions des éprouvettes
Masse par unité de surface	1	1000x1000 mm
Homogénéité	10	F= 100±0,2 cm <sup>2</sup>
Epaisseur	30	F= 100±0,2 cm <sup>2</sup>
comportement force-déformation (force et allongement de rupture)		
- Tissé	10 en long 10 en travers	500x100 ±1 mm
- Non tissé	10 en long 10 en travers 10 en diagonale	
Force de déchirure	10 en long 10 en travers	Trapèze 670x225 mm
Essai de poinçonnement	10	240x240 mm
Résistance à la perforation	10	240x240 mm
Fluage	10 en long 10 en travers	1000x100 ±1mm
Durabilité		
- UV	10	300x50 ±1mm
- chimique	30	
- biologique	10	

#### **1.4.2 Masse par unité de surface et homogénéité**

La masse par unité de surface permet un simple contrôle de la marchandise reçue. Elle est déterminée sur une éprouvette d'au moins  $1 \text{ m}^2$ . Le poids de l'éprouvette doit être mesuré à 0,01 % près du poids total. Comme résultat, on donne la masse par unité de surface en  $\text{g/m}^2$ .

La dispersion de la masse par unité de surface donne une indication sur l'homogénéité du géotextile. Les essais sont réalisés sur une dizaine d'éprouvettes circulaires ou rectangulaires de  $100 \pm 0,2 \text{ cm}^2$  chacune. Comme résultat, on donne la masse moyenne par unité de surface en  $\text{g/m}^2$  et le coefficient de variation.

#### **1.4.3 Epaisseur et compressibilité**

L'épaisseur du géotextile est déterminée sous des pressions différentes (généralement 3 pressions). Pour chaque pression, une dizaine d'éprouvettes circulaires de  $100 \pm 0,2 \text{ cm}^2$  sont chargées par un poinçon de  $25 \pm 0,2 \text{ cm}^2$ , pour les pressions suivantes :  $2 \pm 0,02 \text{ kPa}$  (pour une mesure d'identification),  $20 \pm 0,02 \text{ kPa}$  et/ou  $200 \pm 0,02 \text{ kPa}$  (pour un rapprochement avec les conditions d'emploi). Comme résultat, on donne l'épaisseur moyenne pour la pression correspondante, avec le coefficient de variation.

#### **1.4.4 Force et allongement de rupture, comportement traction-déformation**

La force et l'allongement de rupture ( $\alpha_f$ ,  $\varepsilon_r$ ) sont déterminés sur des éprouvettes mises en traction à vitesse constante jusqu'à la rupture du géotextile. Durant le processus de traction, les forces et les allongements (utilisés pour le calcul des déformations) du géotextile sont aussi mesurés. Ces mesures permettent d'établir une courbe caractérisant le comportement traction-déformation du géotextile testé. La vitesse de traction et les dimensions des éprouvettes varient considérablement selon les diverses méthodes d'essai proposées. Selon les normes françaises, par exemple, les éprouvettes de 100 mm de longueur et de 500 mm de large sont mises en traction à une vitesse de 50 mm par minute. En Allemagne, des éprouvettes de 100 mm de longueur et de 200 mm de large sont mises en traction à 50 mm par minute et, selon les normes suisses, on utilise des éprouvettes de 100 mm de longueur, 300 mm de largeur à 100 mm par minute.

Pour les tissés, il est recommandé d'exécuter les essais dans le sens longitudinal et transversal. Pour les non tissés, il faut en plus le sens diagonal. Le nombre d'éprouvettes pour un essai dans un sens (sens production, par exemple) est de 10.

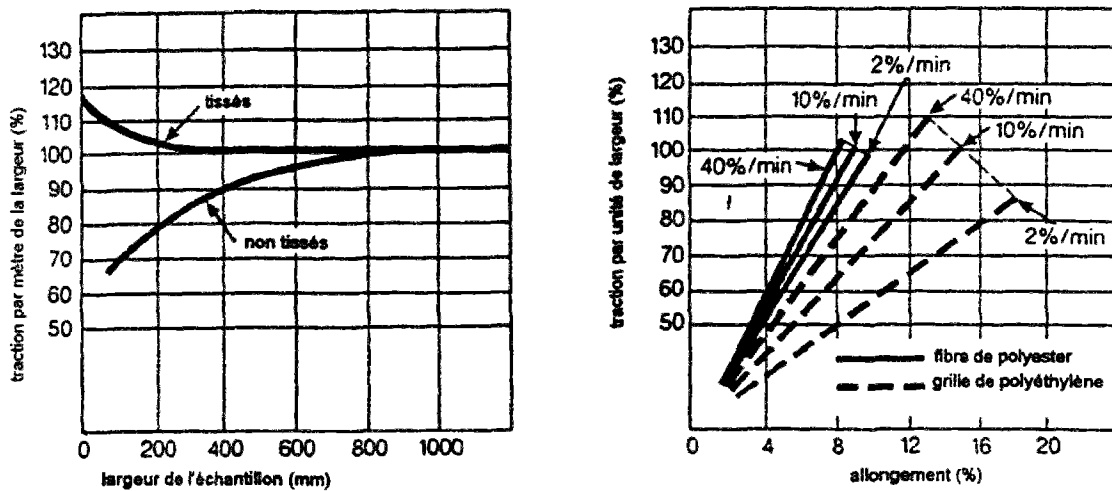


Figure 1.25 - Influence de la largeur des éprouvettes et de la vitesse sur l'essai de traction (Jewel, 1990)

Comme résultats, on donne :

- la force de rupture moyenne  $\alpha_f$  (en kN/m) des dix éprouvettes dans le sens longitudinal et transversal (sens diagonal en plus pour les non tissés) avec les coefficients de variation correspondants,
- l'allongement moyen à la rupture  $\varepsilon_r$  (pourcentage) dans les sens longitudinal et transversal (sens diagonal en plus pour les non tissés) avec les coefficients de variation correspondants,
- le diagramme force-allongement (enveloppe des dix courbes de chacune des éprouvettes).

Pour éviter le phénomène de striction lors de l'essai de traction, particulièrement avec les non tissés, des mesures de cette striction ou des modifications sont proposées permettant de conserver les largeurs initiales des éprouvettes pendant l'essai.

L'essai de traction en tenant compte de la striction a pour but de simuler le comportement réel des géotextiles lorsque ceux-ci sont placés dans le sol. Selon les normes françaises [NF G 38-014], la résultante de la déformation à la rupture est calculée à partir des mesures de la striction.

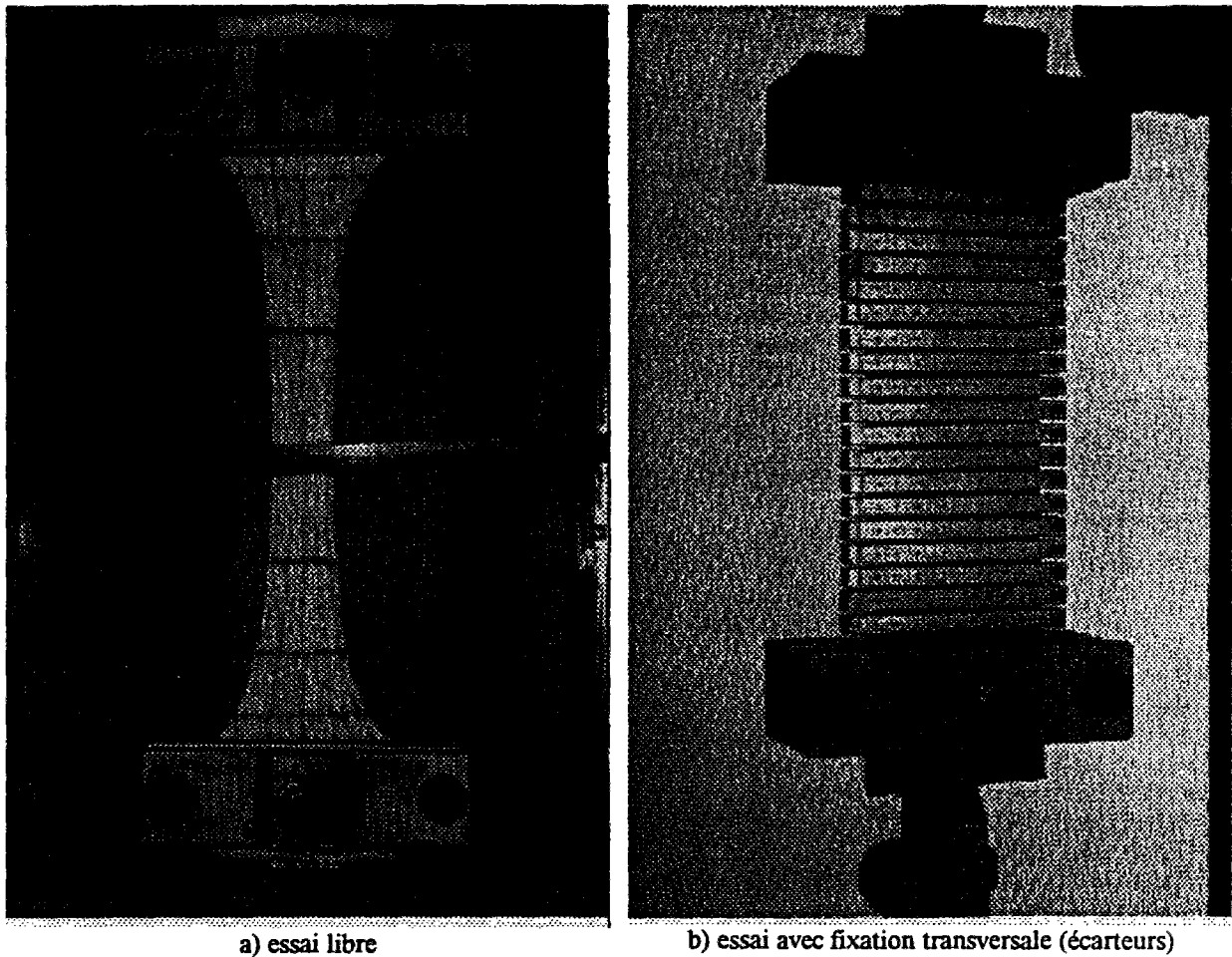


Figure 1.26 - Essai de traction sur une éprouvette de non-tissé

McGown et al. ont développé un essai de traction incluant le confinement du géotextile. L'appareil d'essai est une boîte formée de deux chambres séparées (Figure 1.27).

L'éprouvette de géotextile est prise en sandwich entre deux fines couches de sol sur lesquelles des pressions réglables peuvent être appliquées par l'intermédiaire de soufflets en caoutchouc. Les pressions de confinement appliquées sur les soufflets simulent les pressions in-situ et les fines couches de sol peuvent être constituées du même sol que le remblai utilisé. L'éprouvette de géotextile est de 100 mm de longueur et de 200 mm de largeur.

Une autre méthode utilise des écarteurs placés le long de l'éprouvette avec un certain espacement, perpendiculaire au sens de la sollicitation (figure 1.26).



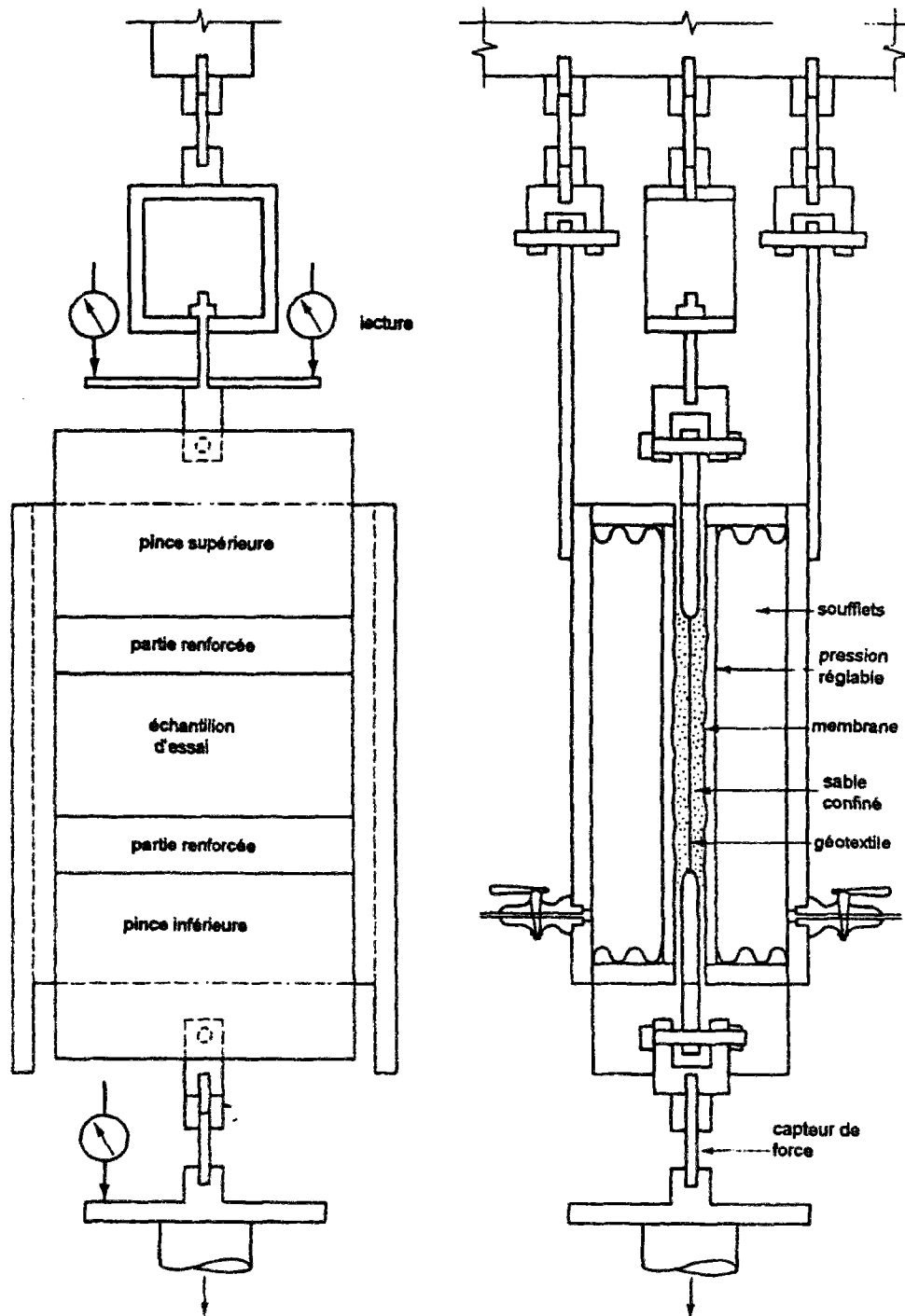


Figure 1.27 - Confinement du géotextile dans l'essai de traction (d'après McGown, et al 1982)

#### 1.4.5 Force de déchirure (amorcée)

Il existe trois types d'essais de déchirure usuels, l'essai trapézoïdal, l'essai de languette et l'essai d'Elmendorf.

### - Essai de déchirure trapézoïdal

On dessine sur une éprouvette un trapèze isocèle dont les côtés parallèles ont respectivement 670 et 225 mm de longueur selon la norme française (NF G 38-015) et 100 et 25 mm selon les normes suisses et les recommandations allemandes. L'éprouvette est incisée sur 70 ou 15 mm au milieu du côté parallèle le plus court. Elle est ensuite fixée le long de ces deux côtés obliques dans les pinces d'un dispositif de traction.

Le plus court des deux côtés de l'éprouvette est tendu lors de sa mise en place dans le dispositif d'essai, tandis que le plus long doit présenter quelques ondulations dans son plan. L'éprouvette est déchirée, par traction de l'incision, vers le côté détendu du trapèze. La vitesse d'étirement de l'incision est de 50 ou 100 mm par minute. Le nombre minimal pour un essai est de 6 dans le sens de production et de 6 dans le sens travers. Le dispositif d'enregistrement doit donner une courbe en "dents de scie", qui est caractéristique d'une propagation de déchirure. La résistance maximum est la force de déchirure  $R_w$  exprimée en kN. C'est la force nécessaire pour casser les fils (fibres) individuels du géotextile. Comme résultat on donne la moyenne des forces correspondant à cinq pics maximaux relevés sur la zone de déchirure de la courbe "force-élongation de déchirure" (figure 1.28).

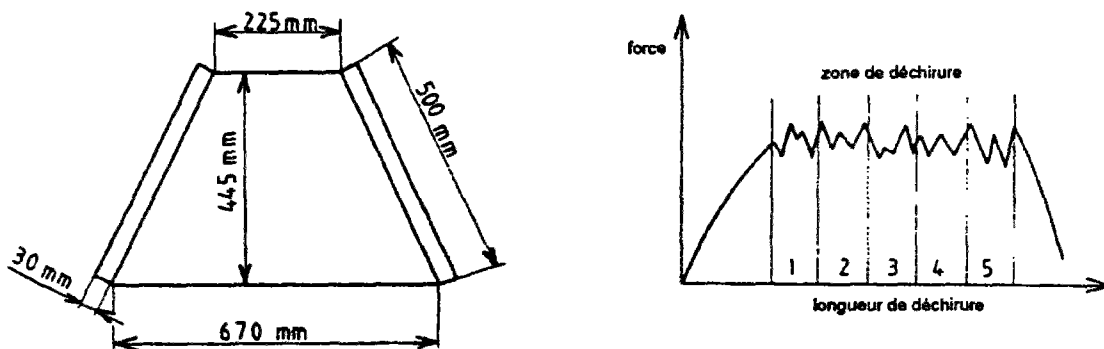


Figure 1.28 - Eprouvette et courbe de propagation de la déchirure amorcée (NF G 38-015)

### - Essai de déchirure par languette

Une éprouvette de 200 mm de longueur et de 75 mm de largeur, sur laquelle une incision de 75 mm est faite, est utilisée. L'éprouvette est placée dans un dispositif de traction avec la fin de l'incision dans les pinces du dispositif. Des forces de traction sont appliquées jusqu'à la déchirure de l'éprouvette le long de l'incision initiale. Ce mode d'essai permet aux fils (fibres) de se serrer entre eux et de résister ainsi à la propagation de la déchirure amorcée. Les valeurs de la force de déchirure obtenues par cet essai sont généralement plus élevées que celles de l'essai trapézoïdal.

## - Essai de déchirure d'Elmendorf

Ce mode d'essai inclut une procédure pour la détermination de la force moyenne nécessaire à la propagation d'une déchirure à partir d'une incision initiale dans le géotextile. Un dispositif de type pendule tombant est ensuite utilisé pour accentuer la déchirure amorcée. La force de déchirure est la force nécessaire pour continuer la déchirure initiale amorcée sur l'éprouvette. Ce essai est très controversé surtout pour les non-tissés.

### 1.4.6 Résistance au poinçonnement

Ce mode d'essai est réalisé avec une presse CBR modifiée. Une éprouvette circulaire de géotextile est fixée rigidement au moyen d'une bague sur le sommet d'un moule CBR. La pression de serrage de la bague doit éviter tout glissement de l'éprouvette pendant l'essai. Le diamètre de l'éprouvette est de 150 mm. Un cylindre de 50 mm de diamètre et d'une hauteur minimale de 100 mm est utilisé comme poinçon. L'arête du piston est arrondie par un rayon de 2,5 mm (poinçon CBR modifié).

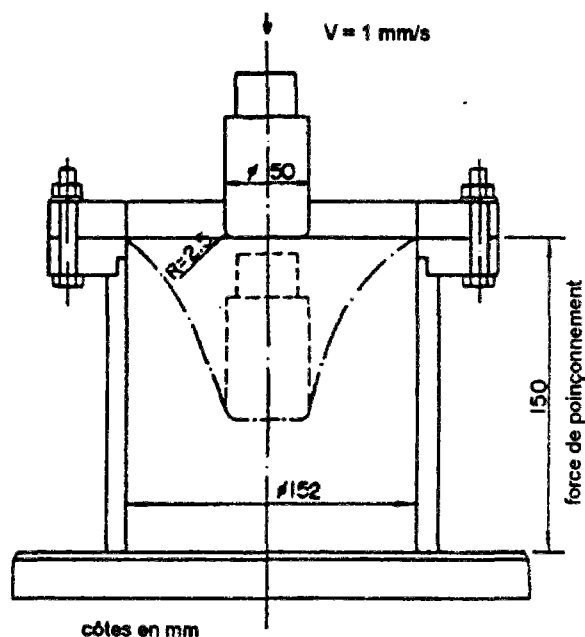


Figure 1.29 - Dispositif d'essai de poinçonnement

L'éprouvette est placée dans le dispositif de serrage sans tension, mais sans creux. Le poinçon est poussé à une vitesse de 1 mm/s à travers le géotextile.

La force de poinçonnement est enregistrée durant tout l'essai. Comme résultat, on donne la force moyenne de poinçonnement  $R_p$ , correspondant à la force maximale moyenne enregistrée, en newtons, avec le coefficient de variation.

#### 1.4.7 Résistance à la perforation

On utilise le même dispositif de fixation de l'éprouvette que pour l'essai de poinçonnement ; au-dessous de l'éprouvette, on doit cependant disposer d'une hauteur libre d'au moins 200 mm. On fait tomber au centre de l'éprouvette de géotextile une masse conique d'acier, décrite sur la figure 1.30, d'une hauteur de 500 mm.

On utilise pour la mesure du diamètre du trou provoqué par la chute de la masse conique, le cône décrit par la figure 1.30. Lors de la lecture du diamètre du trou  $O_d$  sur le cône de mesure, ce cône doit se maintenir par son propre poids de 600 g sur les bords du trou. Comme résultat, on donne le diamètre moyen de l'ouverture  $O_d$  en mm avec les coefficients de variation.

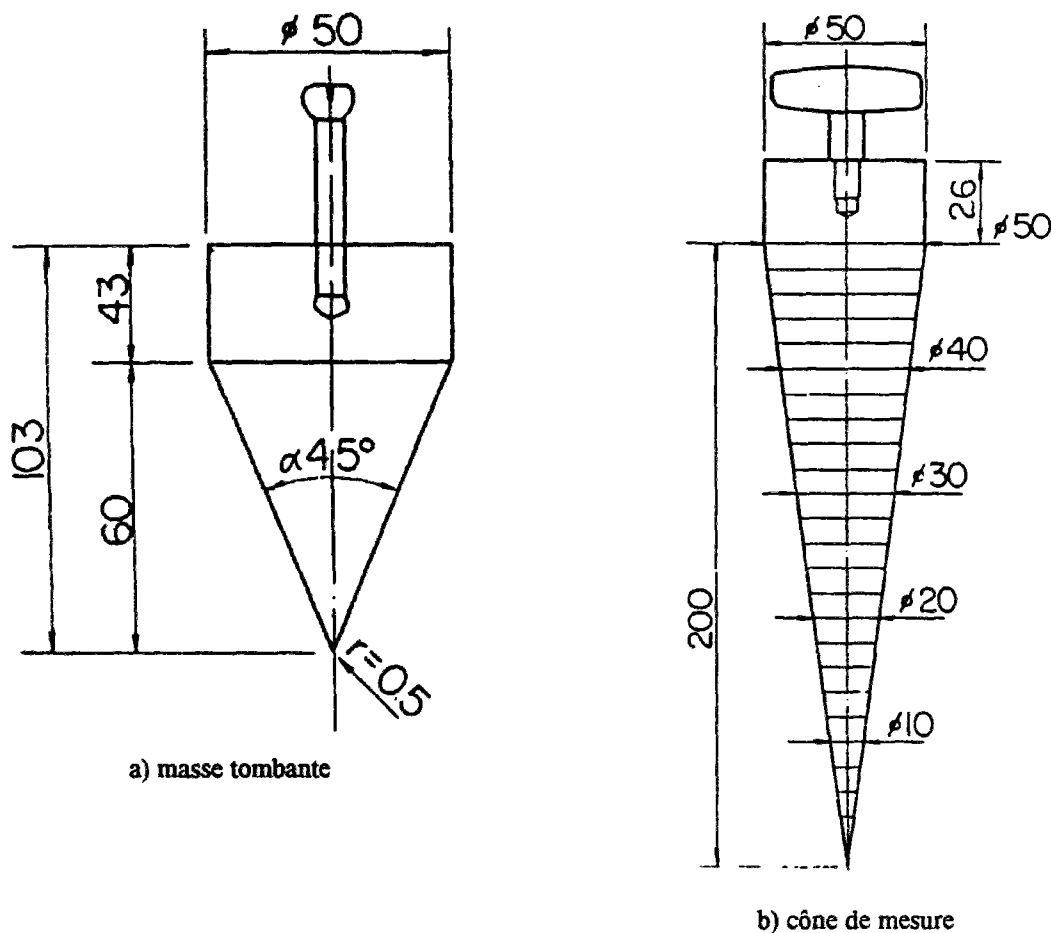


Figure 1.30 - Masse tombante et cône de mesure de l'ouverture de perforation

### 1.4.8 Comportement de fluage

Le dispositif d'essai se compose de deux pinces parallèles entre lesquelles l'éprouvette de géotextile est fixée. La pince supérieure est fixe tandis que la pince inférieure est soumise à une force constante quelconque, par exemple des masses suspendues. Les dimensions des éprouvettes pour l'essai de fluage peuvent être les mêmes que pour l'essai de traction, mais on prend généralement des éprouvettes plus longues.

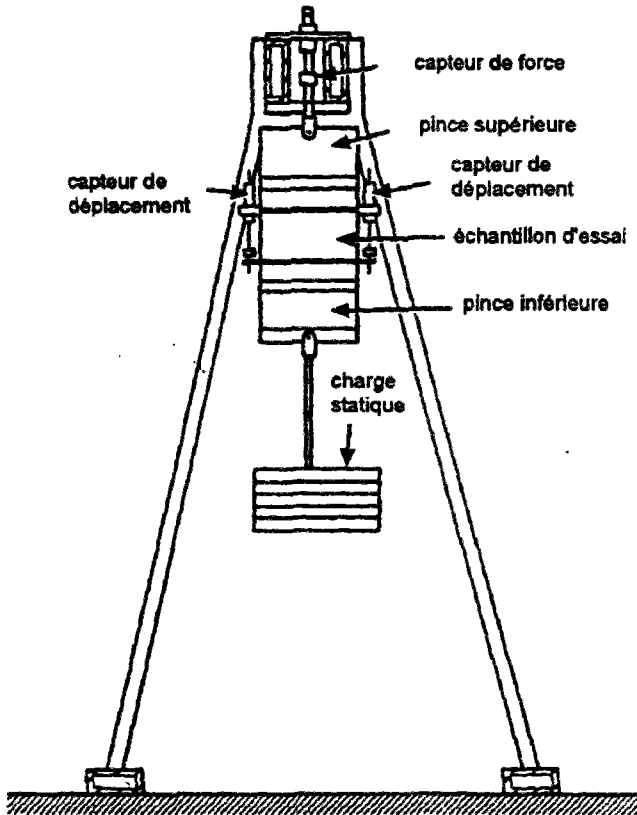


Figure 1.31 - Dispositif d'essai de fluage (d'après Murray et McGown, 1987)

L'essai se passe très souvent dans un milieu fermé avec régulation de la température et de l'humidité. Le choix de la contrainte à appliquer est très important et est usuellement un pourcentage de la force de rupture obtenue par l'essai de traction. Les contraintes pour l'essai de fluage peuvent être 20, 25, 50, 60 et 80% de la force de rupture du géotextile. On utilise couramment 25% de la résistance à la rupture. La mesure de la déformation se fait après 1,24 et 500 heures. Comme résultat, on donne l'allongement moyen  $\epsilon_{kt25}$ , qui est l'allongement de fluage dans le sens longitudinal et transversal sous 25% de la force de rupture après 1,24 et 500 heures de chargement.

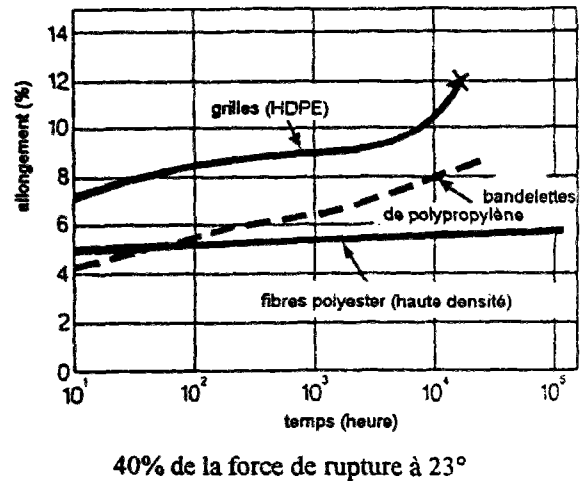
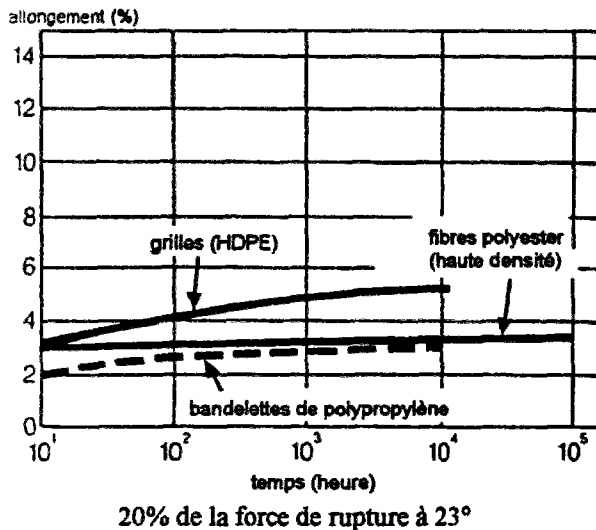


Figure 1.32 - Fluage des trois types de polymères utilisés pour le renforcement (d'après Jewel, 1989)

### 1.4.9 Comportement de frottement

Les paramètres caractérisant le comportement de frottement sol-géotextile et géotextile-géotextile sont déterminés avec une modification des dispositifs d'essais utilisés pour la détermination des propriétés de cisaillement des sols (appareil triaxial et/ou boîte de cisaillement). Les essais pour les géotextiles sont plus souvent réalisés avec les grandes boîtes de cisaillement.

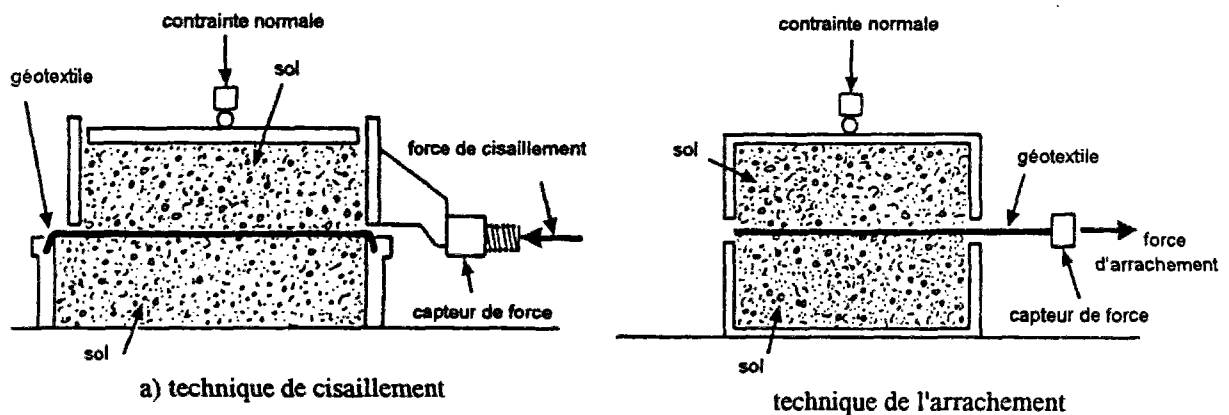


Figure 1.33 - Détermination des caractéristiques de frottement sol-géotextile

#### - Frottement sol-géotextile

Les grandes boîtes de cisaillement sont conçues sur le principe de Casagrande et composée de deux demi-boîtiers (longueur dans le sens du déplacement, généralement entre 300 et 500 mm), dont l'un peut se déplacer. Le géotextile est soit fixé sur un support plan rigide (figure 1.33), soit lié à l'extrémité amont d'un demi-boîtier. Le sol de remblai est alors

placé dans l'autre demi-boîtier. Les éprouvettes de géotextiles ont une longueur utile entre 300 et 500 mm avec une largeur entre 200 et 300 mm. Le cisaillement est obtenu par le déplacement du demi-boîtier mobile à une vitesse entre 0,1 et 1 mm/s jusqu'à ce qu'un glissement entre le sol et le géotextile se produise. Comme l'essai est répété avec différentes contraintes normales, une relation est obtenue à partir de laquelle les paramètres de cisaillement suivants sont déterminés (figure 1.34) :

- $u$ , déplacement relatif du sol par rapport au géotextile,
- $c_g$ , adhérence limite sol-géotextile,
- $\phi_g$ , angle de frottement limite sol-géotextile.

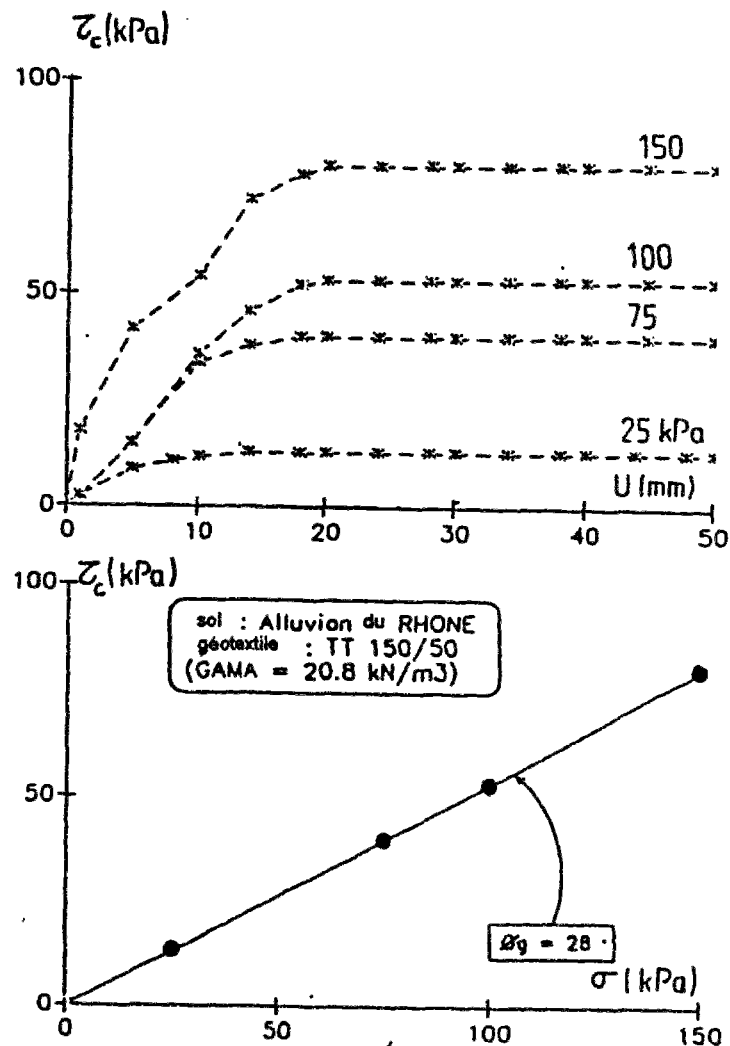


Figure 1.34 - Résultats d'essai de frottement (IRIGM, 1991)

La liaison entre le sol et le géotextile ainsi caractérisée à partir de l'essai de friction permet de définir une loi d'interaction. Cette loi est très souvent élastoplastique, fonction du déplacement relatif sol-géotextile. La figure 1.34 définit graphiquement une telle loi. La courbe en pointillés représente une loi approchée de type élasto-plastique retenue à l'appui d'essais de friction sol-géotextile. Des pics de friction sont rarement observés au cours des essais et la valeur  $\tau_p$  retenue est généralement la valeur maximale obtenue. La loi d'interface est caractérisée par les paramètres suivants :

- $u_p$ , déplacement relatif minimum du sol par rapport au géotextile nécessaire à la mobilisation de  $\tau_p$
- $\tau_p$ , contrainte tangentielle limite au plan du géotextile obtenue pour un déplacement relatif  $u_p$ ,
- $\mu = \tau_p/u_p$ , la pente de friction

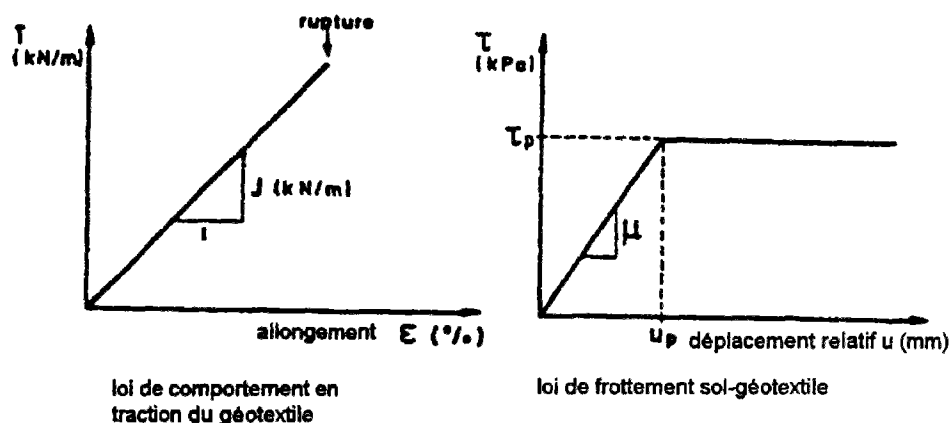


Figure 1.35 - Loi d'interaction sol-géotextile (d'après Delmas et al., 1987)

#### - Frottement géotextile-géotextile

Pour la caractérisation de l'interaction géotextile-géotextile, le dispositif d'essai présenté ci-dessus, est utilisé, à la différence que les éprouvettes de géotextiles sont fixés sur des plans rigides des boîtiers généralement recouverts de bronze fritté.

Comme résultat, on donne un angle de frottement  $\phi_{gg}$  et une adhérence  $c_{gg}$  déterminés à partir de la courbe de comportement de friction obtenue.

#### - Arrachement

Une autre caractérisation de l'interface sol-géotextile, surtout pour des fonctions d'ancrage, est réalisée par l'extraction d'une éprouvette de géotextile prise en sandwich entre deux couches de sol à une vitesse constante entre 0,1 et 1 mm/s. L'éprouvette a une longueur



utile entre 400 et 600 mm, sa surface de contact avec le sol restant constante. Le géotextile est pincé entre des mors sur lequel on mesure l'effort total d'arrachement  $T_T$  (kN) ou  $\alpha_T$  (kN/m) et le déplacement total correspondant  $u_T$  (mm) (figure 1.33). Il faut signaler qu'une longueur initiale d'environ 100 mm du géotextile, comprise entre les mors et le bord de la boîte, est soumise à l'effort de traction alors qu'elle n'est pas confinée dans le sol. Ceci perturbe sensiblement les valeurs des différents paramètres à déterminer.

L'essai est répété avec l'application de différentes contraintes verticales de confinements et comme résultat on donne un angle de frottement de contact  $\phi_g^*$ , qui est généralement inférieur à  $\phi_g$ . Pour éviter le phénomène de la longueur initiale, le géotextile est souvent pincé entre deux tôles minces rivetées dont on détermine au paravent les angles de frottement de contact (Gotteland et al., 1990). L'essai d'arrachement est à considérer comme un "test de maintien" des géotextiles, permettant de tester la possibilité de transmission des efforts le long de la nappe. Des études sur les essais d'arrachement (Collios et al., 1980 et Jewel, 1987) mettent en évidence une relation entre les résultats des essais de friction et ceux d'arrachement (voir figure 1.19).

## 1.5 Conclusion

Dans ce chapitre, les géosynthétiques les plus courants, leurs principales propriétés ainsi que les modes opératoires d'essais permettant de les caractériser ont été brièvement présentés. Les polymères et différents additifs utilisés pour la fabrication des géosynthétiques permettent de résoudre des problèmes particuliers de telle sorte qu'à chaque problème, finalement, on peut trouver un type de polymère approprié. On voit de plus en plus apparaître et utiliser des géosynthétiques dits "multifonctions", pour lesquels deux et même plusieurs fonctions (renforcement, séparation, drainage, filtration, etc.) sont assurées par un seul produit. Cette évolution rapide des produits géosynthétiques favorise le développement de nouvelles applications pour ces produits.

Cependant, deux difficultés majeures existent qui contribuent à ralentir la reconnaissance généralisée de l'utilisation des géosynthétiques dans la géotechnique. D'une part, la nature même du géosynthétique, qui fait que ce matériau ne peut pas être caractérisé par quelques valeurs indices fixes, comme l'acier par exemple ; d'autre part, le manque de spécifications harmonisées concernant les modes opératoires des essais du matériau, les méthodes de dimensionnement et les modes d'application. Mais des progrès sont en cours sur ce plan, avec la mise au point de normes européennes d'essai.



## Chapitre 2

### LES OUVRAGES RENFORCÉS PAR GÉOTEXTILES

#### 2.1 Généralités

L'utilisation des matériaux géosynthétiques (géotextiles) dans le Génie Civil a connu un développement considérable ces dernières années, grâce à un coût de fabrication bas et une méthode d'emploi facile. La réduction de l'espace de construction des ouvrages, l'implantation sur des sites de moindre qualité (voies de communication, remblais autoroutiers et hydrauliques), les contraintes imposées à leur géométrie, les contraintes liées à la sauvegarde de l'environnement, sont des facteurs qui imposent l'utilisation de matériaux de plus en plus performants tout en tenant compte du facteur économique. La diversité des produits géotextiles et des méthodes de construction correspondante permet à l'ingénieur de proposer des solutions qui peuvent augmenter l'efficacité des techniques classiques, dans certains cas même de donner de nouvelles solutions.

La première application d'un géotextile, un épais tissé en coton, dans la construction de routes a été réalisée en 1926 (Beckham et Mills, 1935) par le département de la recherche routière en Caroline du Sud. Jusqu'à la détérioration du tissé, la route était en bon état et l'utilisation du géotextile a considérablement réduit les fissures et les ruptures localisées de la chaussée. Un géotextile de fibres synthétiques avec des fonctions de filtration et de protection contre l'érosion des côtes a été utilisé en 1950 en Floride (Barret, 1966). Cette application contre l'érosion s'est ensuite largement développée dans les années 1960. En Europe, les premières applications de matériaux géotextiles ont été réalisés au début des années 1960 dans la construction et la rénovation des grands remblais et des digues pour la protection des terres basses le long de la côte de la mer du Nord aux Pays-Bas, après les grandes inondations de l'hiver 1953 (Gicot et Perfetti, 1982). En France, des géotextiles non-tissés ont été utilisés en juin 1969 (Vautrin et Puig, 1969) avec l'objectif d'améliorer les conditions d'épandage sur un sol mou d'une couche drainante en sable, dans le but d'éviter la pollution de cette dernière et de faciliter sa mise en place.

La diversité et la flexibilité des matériaux géotextiles font que leur utilisation augmente de plus en plus dans un grand nombre d'applications comprenant les systèmes de drainage et de filtration, de contrôle d'érosion et de renforcement.

## 2.2 Principaux rôles des géotextiles

Les matériaux géosynthétiques sont utilisés dans différentes applications pour accomplir cinq rôles principaux : **séparation, filtration, drainage, barrière et renforcement**. Deux ou plusieurs de ces rôles doivent être souvent remplis dans certaines conditions et les divers produits existants, de par leurs propriétés, s'y prêtent avec succès.

Les applications courantes des géotextiles dans le domaine géotechnique sont présentées dans le tableau 2.1, avec des indications sur leurs principaux rôles.

Tableau 2.1 - Importance relative des principaux rôles des géotextiles (OECD, 1991)

Application	Fonction			
	Séparation	Filtration	Drainage	Renforcement
<b>Routes non revêtues</b>	P	I	SO	S
<b>Murs de soutènement</b>				
- drains	S	I	P	SO
- renforcement	SO	SO	SO	P
<b>Remblais/Talus</b>				
- drains horizontaux	I	I	P	S
- drains verticaux	SO	I	P	S
- renforcement	SO	SO	SO	P
- bases de remblai	I	I	SO	P
- fondations sur pieux	I	SO	SO	P
<b>Drains de surface</b>	I	I	P	S

P - fonction première    I - fonction importante    S - fonction secondaire    SO - sans objet

### 2.2.1 Séparation

Séparer signifie empêcher le mélange de matériaux entre deux couches de sols de composition granulométrique différente. Le géotextile est placé à l'interface entre les deux couches de sols (figure 2.1).

La séparation des couches de sols par le géotextile permet de garder l'intégrité et les propriétés de chacun des sols, surtout lorsque leur mélange n'est pas souhaitable ou est à empêcher. Les exigences fondamentales concernant les géotextiles appliqués pour séparer sont, du point de vue mécanique, d'empêcher la pénétration de matériaux grossiers dans le matériau

fin et vice versa, même sous sollicitation dynamique. Du point de vue hydraulique, il s'agit de limiter les lessivages du matériau fin et, par là, le transport des fines dans le matériau grossier, et d'éviter une retenue unilatérale de l'eau sur le géotextile (effet de géomembrane).

Dans la plupart des cas, le géotextile doit aussi remplir le rôle de filtre et même de drains. Un rôle de renforcement limité est aussi possible pour parer aux zones localisées de faible portance et compressibles.

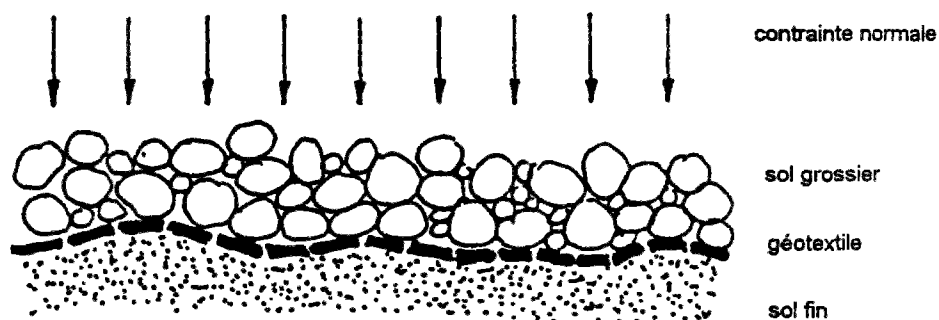


Figure 2.1 - Schéma de séparation par géotextile

Les propriétés déterminantes du géotextile pour assurer son rôle de séparation sont présentées dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 - Propriétés déterminantes pour un rôle de séparation (Manuel suisse, 1986)

Rôle partiel	Propriété	Paramètres caractéristiques
Résistance mécanique	- Force de rupture  - Allongement	$\alpha_f$ - Force de rupture $O_d$ - Résistance au poinçonnement dynamique $R_p$ - Résistance à la perforation par piston  Comportement "force-allongement"
Rôle mécanique de séparation	- Ouvertures des pores du filtre	$O_w$ - Diamètre efficace des pores
Conditions hydrauliques de filtre	- Ouvertures des pores du filtre - Perméabilité	$O_w$ - Diamètre efficace des pores $\psi$ - Permittivité $K_n$ - Perméabilité

Les applications de séparation par géotextiles sont réalisées pour la construction de routes non revêtues, de routes à faible trafic, de couches d'assise de voies ferrées, de remblais hydrauliques et de couches de forme.

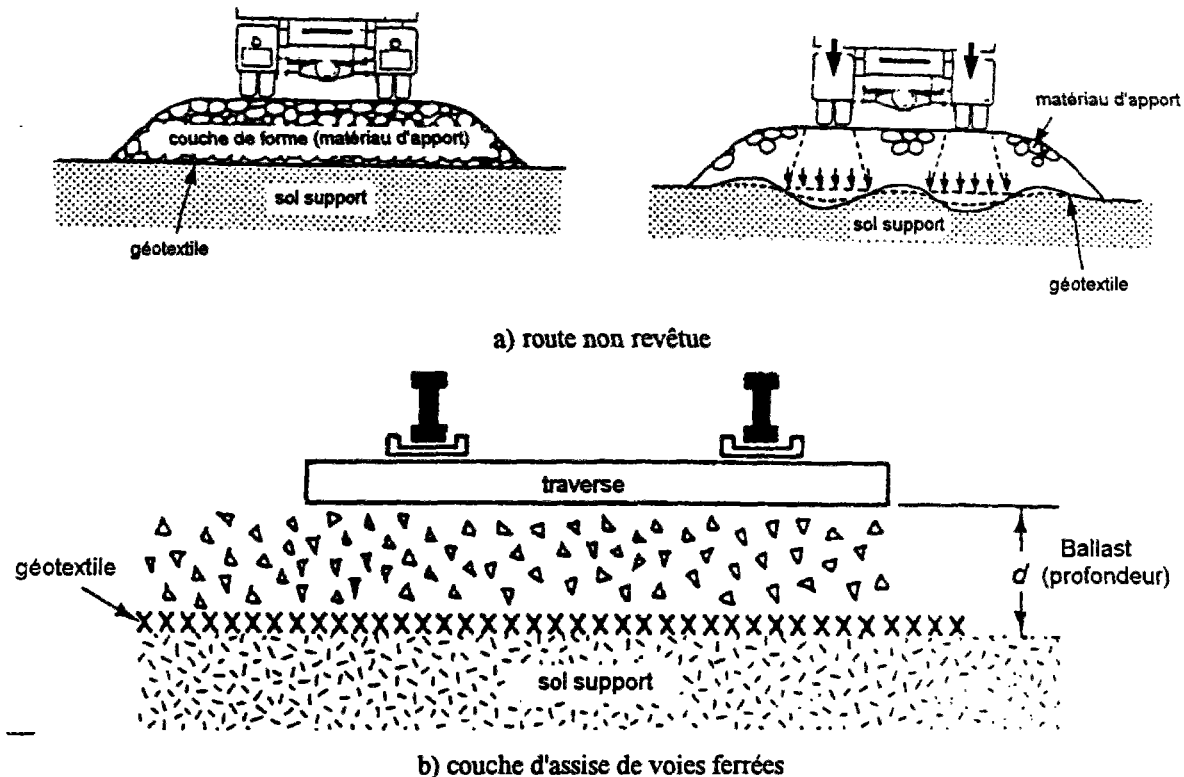


Figure 2.2 - Exemples d'application de séparation par géotextiles

### 2.2.2 Filtration

Filtrer signifie prendre une mesure pour qu'un débit d'eau si possible à pression nulle puisse s'établir entre deux couches de composition granulométrique différente (figure 2.3). Le lessivage des particules de la couche de sol fin à travers le géotextile doit être évité.

Les exigences fondamentales concernant les géotextiles appliqués pour filtrer sont, du point de vue mécanique, d'empêcher l'entraînement de particules fines (lessivage), c'est à dire le transport du matériau fin dans celui à gros grains. Du point de vue hydraulique, il s'agit d'assurer l'efficacité hydraulique, c'est à dire d'assurer un débit pratiquement sans pression à travers le géotextile. Par rapport au comportement à long terme, les performances énumérées ci-dessus doivent se maintenir pour toute la durée de service (empêcher le colmatage).

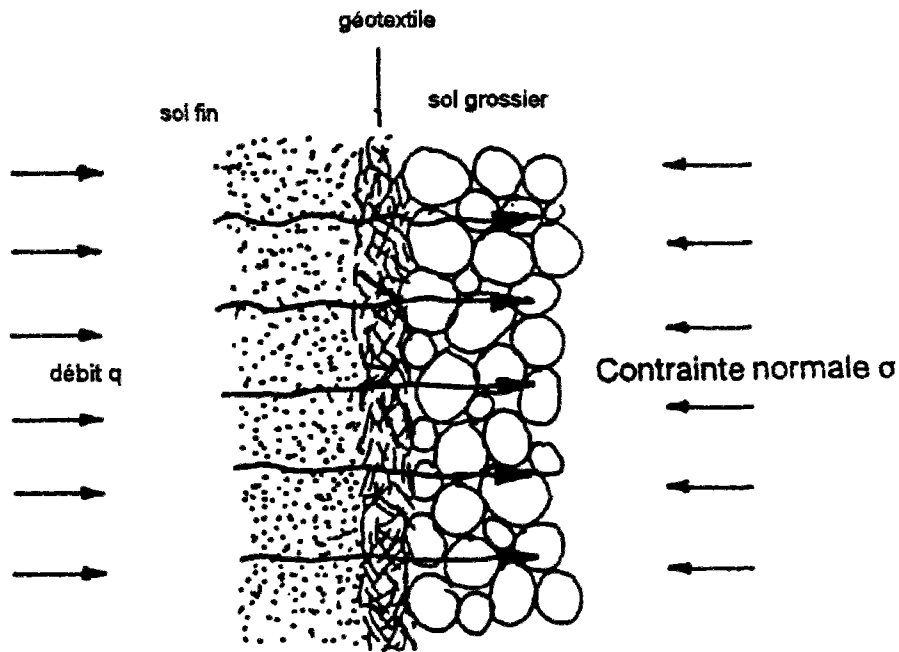


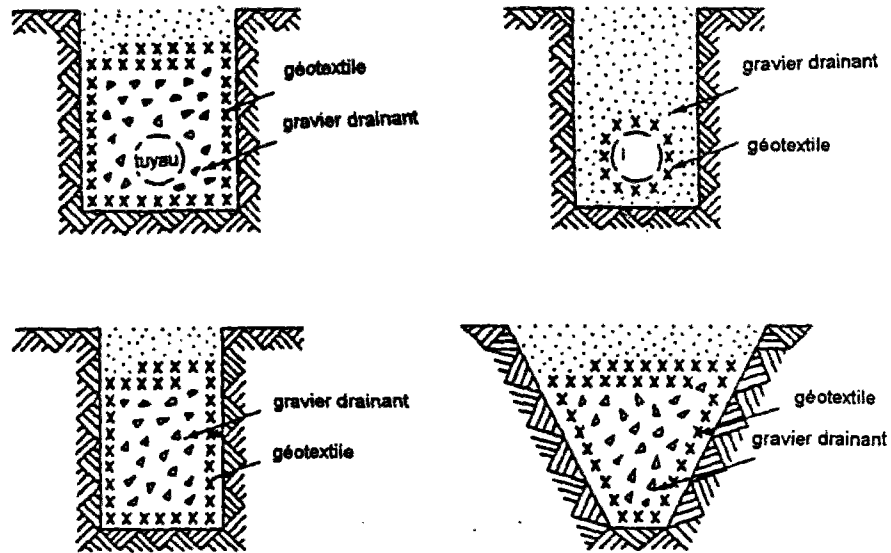
Figure 2.3 - Schéma de filtration par géotextile

Les propriétés déterminantes du géotextile pour assurer son rôle de filtration sont présentées dans le tableau 2.3.

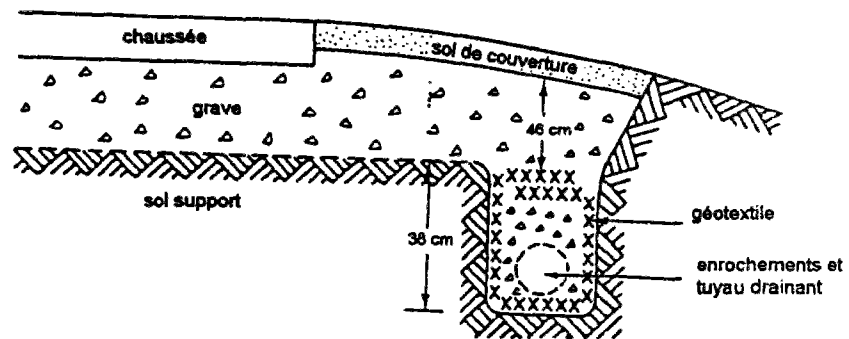
Tableau 2.3 - Propriétés déterminantes du géotextile pour un rôle de filtration

Fonction partielle	Propriété	Paramètres caractéristiques
Fonction hydraulique	Perméabilité normale au plan du géotextile	$\psi$ - Permittivité $k_n$ - Perméabilité
Fonction mécanique	Filtration Empêcher le lessivage	$O_w$ - Diamètre efficace des pores

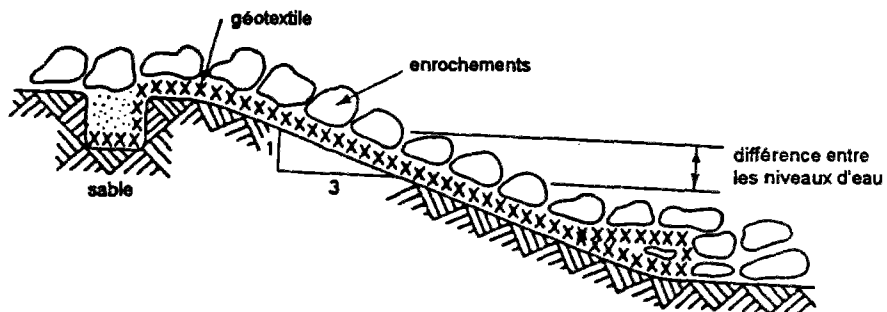
Les applications de filtration par géotextiles sont réalisées pour la filtration des eaux usagées, les tranchées drainantes, la protection des berges (de rivière, de fleuve ou de canal d'irrigation) et la défense des côtes.



a) sections types de tranchées drainantes



b) application d'une tranchée drainante



c) protection de berges

Figure 2.4 - Exemples d'applications de filtration par géotextiles

### 2.2.3 Drainage

Drainer signifie collecter et évacuer au moyen d'un géotextile une partie de l'eau d'un sol, en général un sol fin, soit en surface soit en profondeur (figure 2.5). Les exigences



fondamentales sont, du point de vue hydraulique, d'assurer l'évacuation de l'eau avec une perte de charge minimale dans le géotextile, c'est à dire dans son plan (transmissivité élevée). Du point de vue mécanique, il s'agit d'empêcher le lessivage des fines (extraction de sol) et leur transport à l'intérieur du géotextile, ce qui réduirait la perméabilité dans le plan du géotextile.

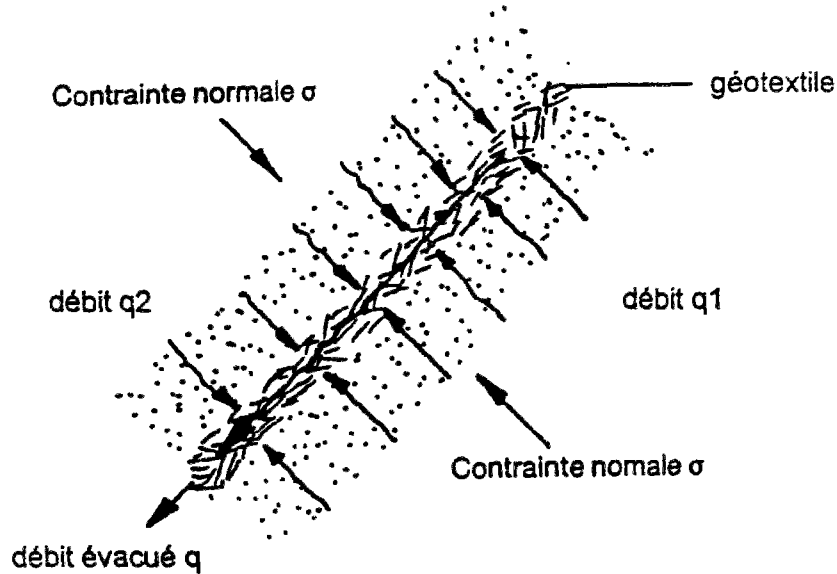


Figure 2.5 - Schéma de drainage par géotextile

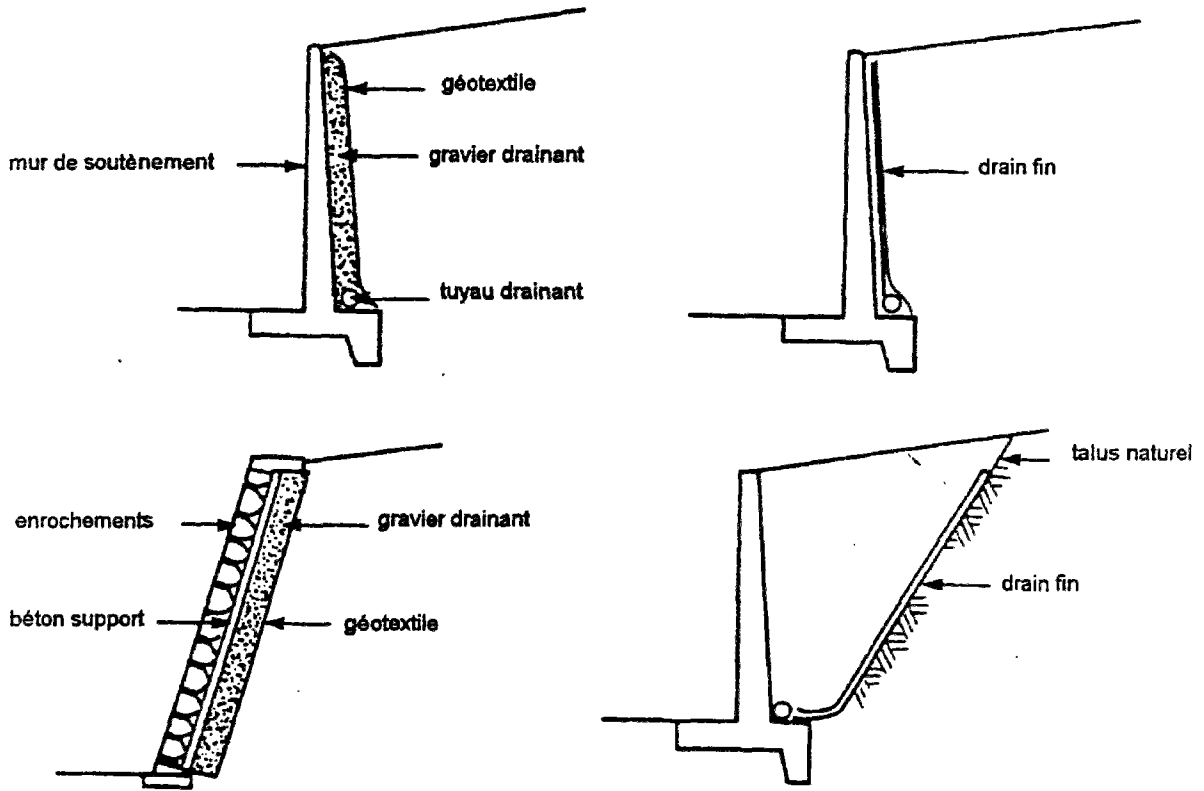
Ces performances doivent se maintenir pour toute la durée de service et le colmatage du géotextile doit être évité. Au vu de l'exigence hydraulique fondamentale, les tissés ne sont pratiquement pas utilisés. Des matériaux composites et de formes particulières ont été développés spécialement pour remplir ce rôle.

Les propriétés déterminantes du géotextile pour assurer son rôle de drainage sont présentées dans le tableau 2.4.

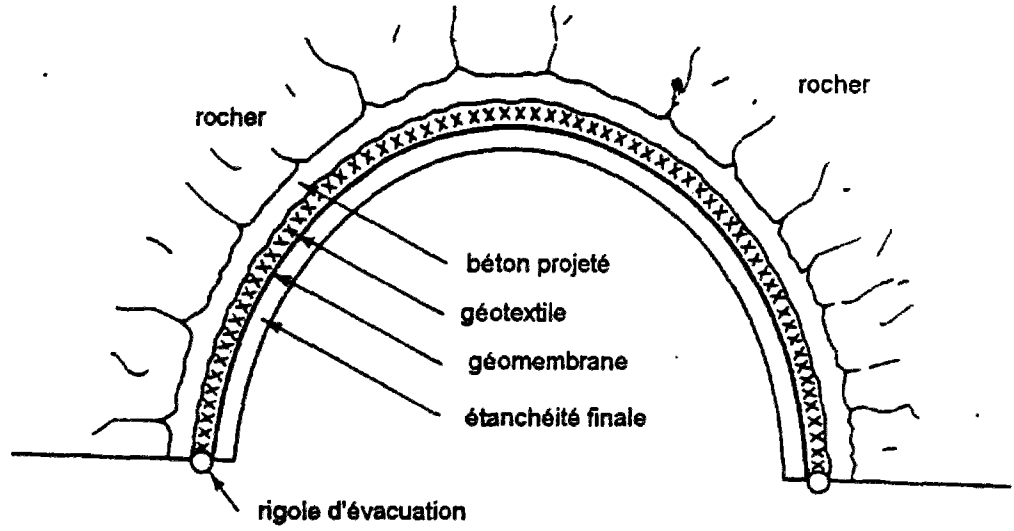
Tableau 2.4 - Propriétés déterminantes du géotextile pour un rôle de drainage

Fonctions partielles	Propriété	Paramètres caractéristiques
Fonction hydraulique	Perméabilité dans le plan du géotextile Apport d'eau latéral	$\Theta$ - Transmissivité $\psi$ - Permittivité $k_n$ - Perméabilité
Fonction mécanique	Filtration, empêcher le lessivage et le transport de particules à l'intérieur du géotextile	$O_w$ - Ouverture efficace des pores

Les applications des géotextiles comme drains concernent les drains d'accotement, les drains verticaux pour la consolidation des sols compressibles, les drains de parois (de murs de soutènement de bâtiments, etc.), et les drains des parois de tunnels.



a - drains de parois de mur de soutènement



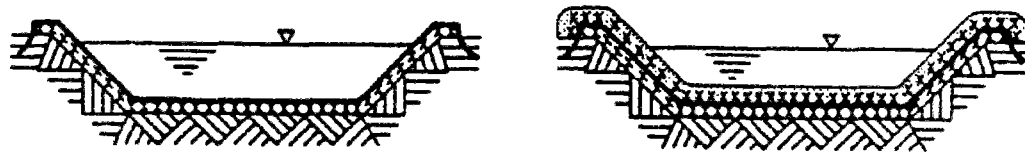
b - drainage d'une paroi de tunnel

Figure 2.6 - Exemples d'applications de géotextiles comme drains

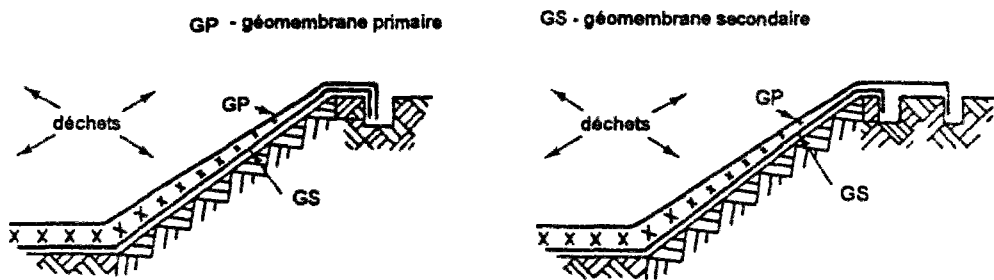
## 2.2.4 Barrière

Le rôle de barrière est en fait une séparation qui assure une transition plus ou moins hermétique entre deux milieux, par exemple entre deux couches de sol ou entre une couche de sol et un liquide. En règle générale, un géotextile imperméable est utilisé. Les géomembranes ont été spécialement développées pour remplir ce rôle.

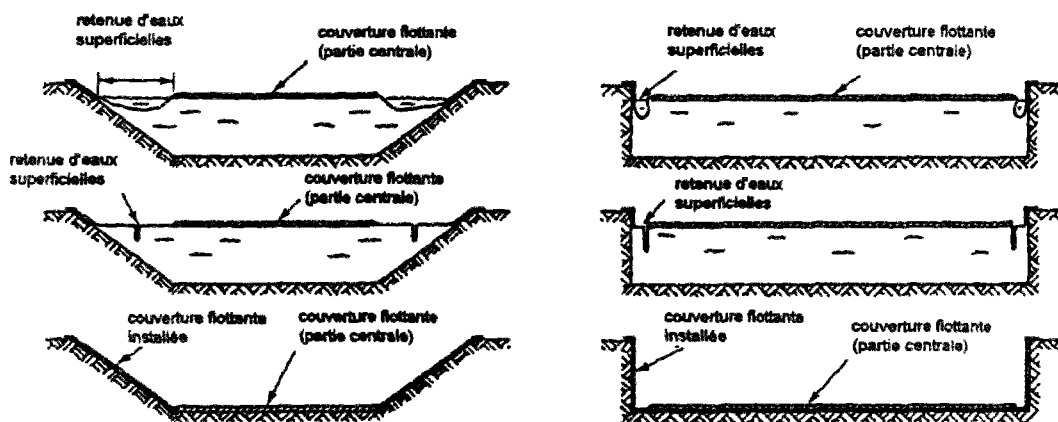
Les applications de géotextiles, surtout de géomembranes comme barrières sont réalisées dans les systèmes d'étanchéité de stockage de liquide, les couvertures des bassins, les centres d'enfouissement technique, les bassins de stockage de déchets.



a) schémas d'étanchéité de réservoirs d'eau



b) schémas de parois de centres d'enfouissement



c) schémas de couverture flottante de réservoirs d'eau

Figure 2.7 - Exemples d'applications de de géomembranes comme barrière

## 2.2.5 Renforcement

Renforcer signifie créer une structure de sol ayant des propriétés améliorées, composée d'un sol qui a généralement une résistance à la traction quasiment nulle, mais qui résiste à la compression, et d'un géotextile qui a une bonne résistance à la traction (figure 2.8).

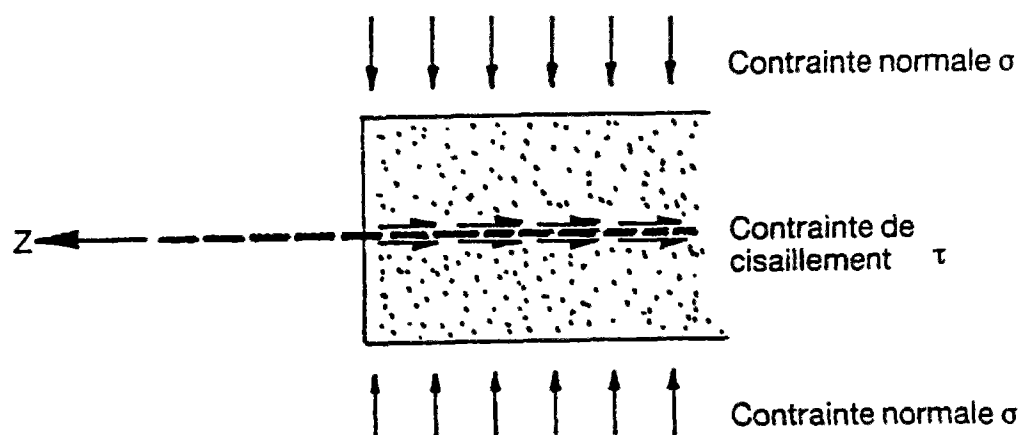


Figure 2.8 - Schéma d'un renforcement par géotextile

Les propriétés déterminantes du géotextile pour assurer son rôle de renforcement sont présentées dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 - Propriétés déterminantes du géotextile pour un rôle de renforcement

Fonctions partielles	Propriétés	Paramètres caractéristiques
Fonction mécanique	Déformation	Courbe "force-allongement"
	Fluage	Augmentation de la déformation sous force de traction constante
	Frottement sol-géotextile	$\varphi_{sg}$ - Angle de frottement sol-géotextile
Fonction hydraulique	Perméabilité normale au plan du géotextile	$\psi$ - Permittivité $k_n$ - Perméabilité

Les exigences fondamentales sont, du point de vue mécanique, d'assurer la reprise de forces de traction avec des déformations si possibles minimales et de reporter ces forces de traction dans le sol par l'intermédiaire de forces de cisaillement. Du point de vue hydraulique, il s'agit d'assurer une perméabilité suffisante pour éviter une retenue de l'eau au-dessus du

géotextile. Les performances ci-dessus doivent se maintenir pour toute la durée de service. Aucune déformation dépassant le seuil admissible ne doit affecter l'élément géotextile tendu par suite de fluage.

Les applications de renforcement par géotextiles sont réalisées pour les remblais multicouches, le renforcement de la base des remblais, les talus et les ouvrages de soutènement. Le paragraphe 2.3 ci-dessous traite plus en détail du renforcement des sols dans le cas des ouvrages de soutènement.

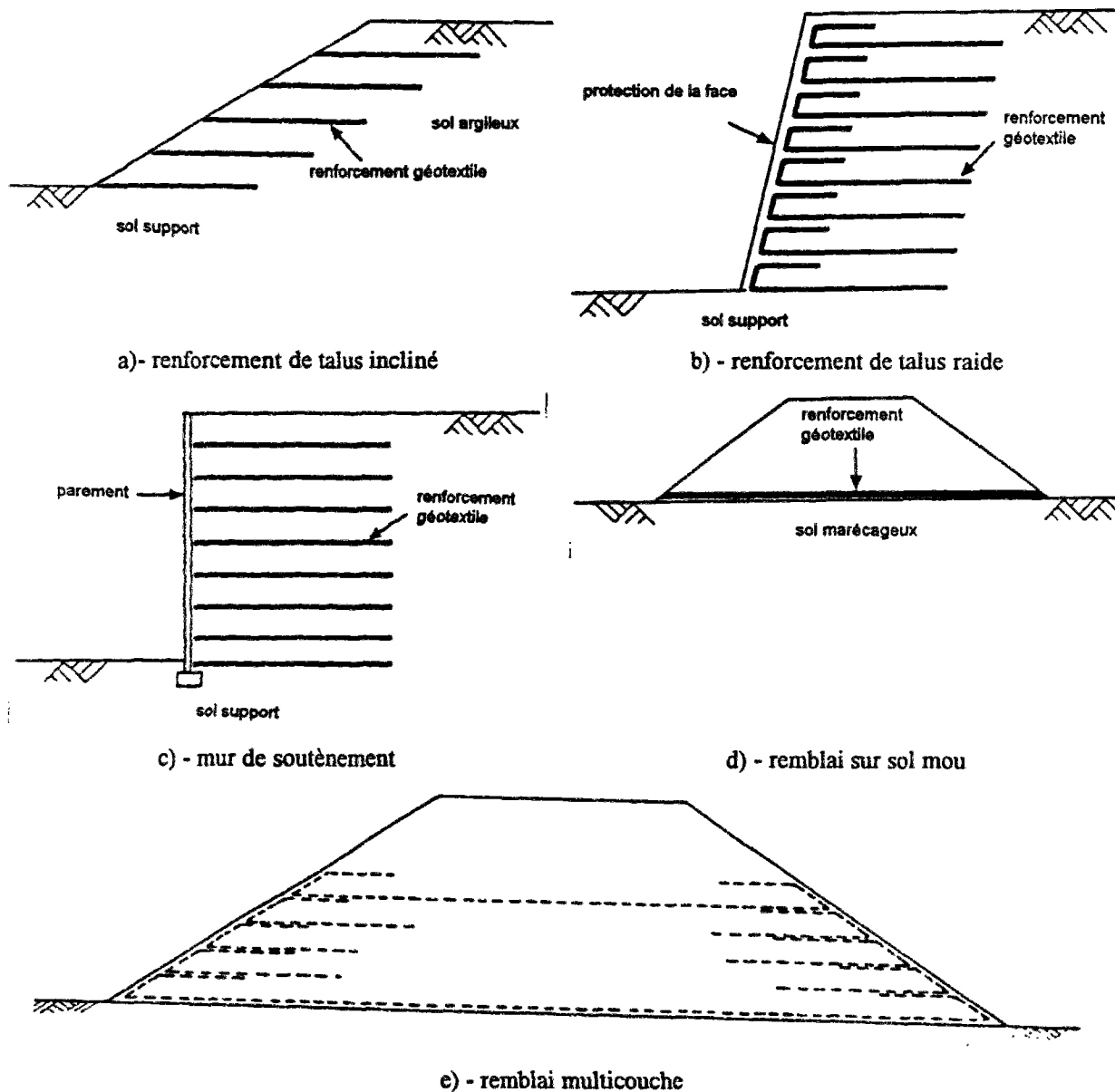


Figure 2.9 - Exemples d'application de géotextiles pour le renforcement

### 2.3 Remblais renforcés par géotextiles

Les ouvrages en remblais renforcés par géotextiles s'imposent de plus en plus dans le génie civil comme une alternative aux murs de soutènement classiques. La technologie actuelle du renforcement des sols a été introduite dans les années 1960 par H. Vidal avec le concept de la "Terre Armée". Des bandes métalliques (renforcements) accrochées à des plaques métalliques d'abord, ensuite à des éléments en béton préfabriqués (écailles) pour former un parement à géométrie variable étaient placées dans le sol de remblai. Les bandes métalliques jouent ainsi deux rôles. Elles maintiennent les éléments préfabriqués du parement par ancrage grâce aux forces de frottement développées entre elles et le sol ; le matériau de remblai qui crée la pression latérale sur le mur agit aussi sur les bandes métalliques qui résistent à cette poussée. Les murs construits selon ce principe sont relativement flexibles.

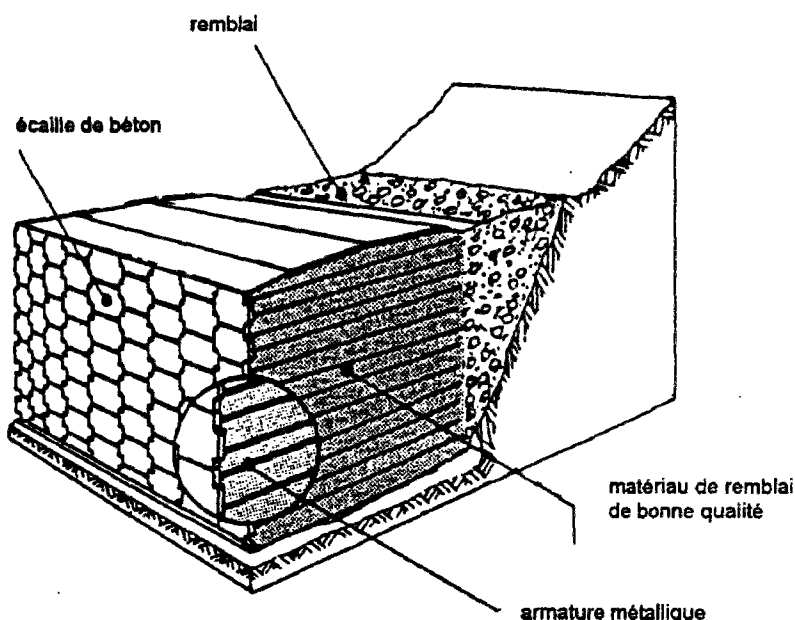


Figure 2.10 - Schéma d'un massif de sol renforcé de type "Terre Armée"

La technologie de renforcement des sols du type "Terre Armée" a connu un développement très rapide du fait qu'elle a été accompagnée dès le départ par un travail fondamental de recherche mené dans les organismes nationaux de recherche routière, comme le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Schlosser, France-1977), l'United States Department of Transport (Walkinshaw, USA-1975), l'United Kingdom Department of Transport (Murray, UK-1977). Ces travaux ont permis d'avoir une meilleure maîtrise de la technique de construction et une connaissance approfondie du concept même de renforcement des sols. Suite à la technologie de la "Terre Armée", un grand nombre de techniques utilisant des matériaux nouveaux se sont développées. Ainsi, le California Department of

Transportation a introduit, dès 1974, l'utilisation de géogrille comme élément de renforcement dans les murs de soutènement (Forsyth, 1978).

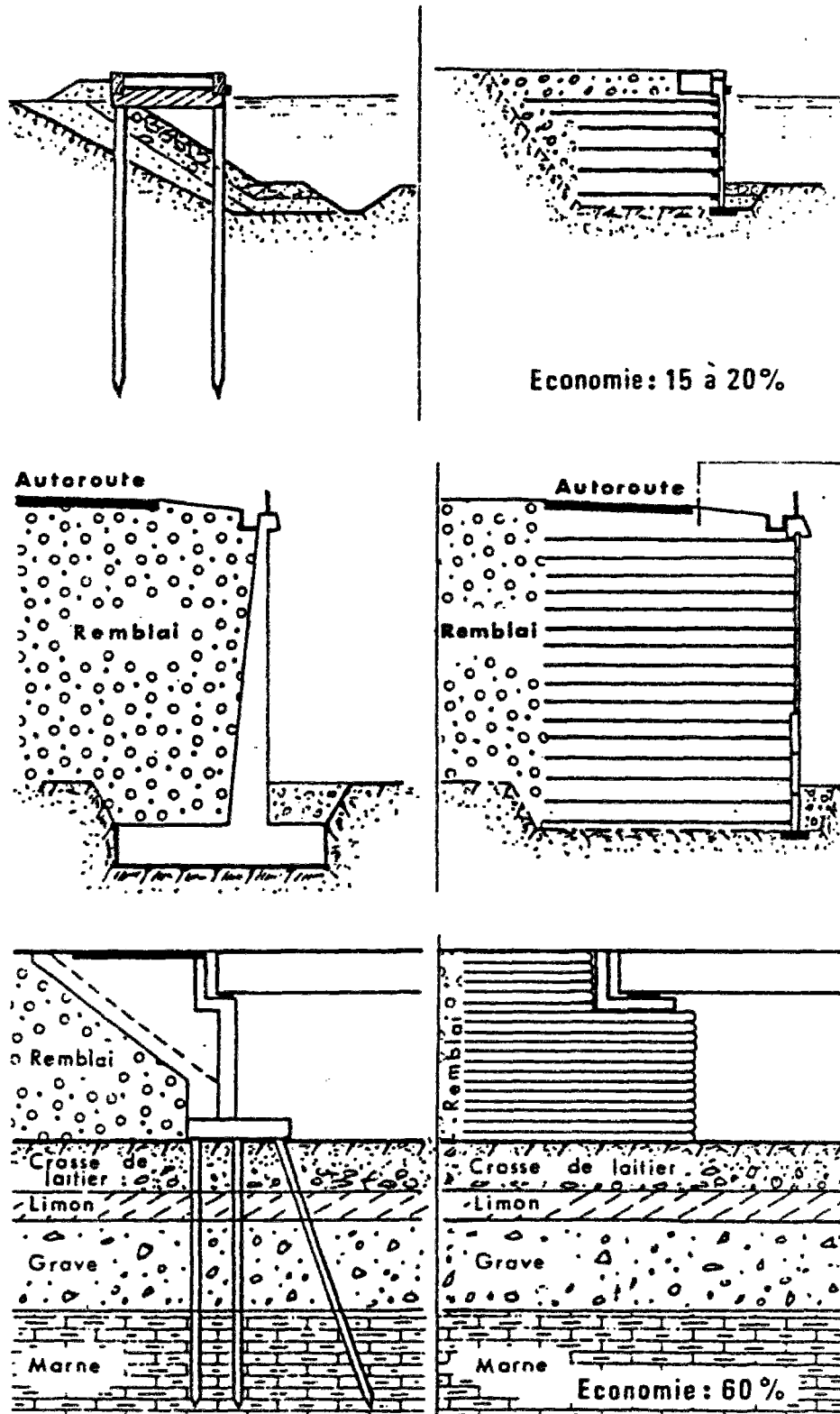


Figure 2.11 - Quelques solutions de construction en "Terre Armée"

Suite à la technologie de la "Terre Armée", un grand nombre de techniques utilisant des matériaux nouveaux se sont développées. Ainsi, le California Department of Transportation a introduit, dès 1974, l'utilisation de géogridde comme élément de renforcement dans les murs de soutènement (Forsyth, 1978). De nouvelles techniques de construction se sont développées, utilisant des matériaux de plus en plus performants, souvent avec des propriétés spécifiques, fabriqués par l'industrie chimique.

Les méthodes de renforcement des sols par des géosynthétiques peuvent être divisées en deux grandes catégories : le micro-renforcement et le macro-renforcement.

- Le **micro-renforcement** est obtenu par mélange de sol et d'éléments de renforcement orientés de façon aléatoire, Généralement, ces éléments sont constitués soit par des filaments continus (Leflaive, 1982), soit par des fibres courtes (5 à 10 cm), soit par des petits rubans de non-tissés ( $< 5 \text{ cm}^2$ ), soit encore par des petits éléments de grilles (Mercier et al., 1983). Chacun de ces éléments influence un volume de sol très petit par rapport au volume total de sol renforcé, donc un nombre assez important de ces éléments est nécessaire pour constituer le renforcement, comme c'est aussi le cas pour les techniques de stabilisation de sols par des mélanges de ciment, par exemple. Des essais de laboratoire (MacGown, 1983) ont permis d'atteindre jusqu'à 50 kPa de cohésion apparente sur un sol granulaire en utilisant un micro renforcement par des éléments de grille dans la proportion de poids de 0,18%. Avec le système Textsol, une cohésion apparente de l'ordre de 100 kPa est atteinte (Leflaive, 1987).

- Le **macro-renforcement**, qui est traité en détail dans ce mémoire, est réalisé avec des éléments de renforcement (bandelettes, géogriddes, géotextiles, etc.) dont les dimensions sont assez importantes par rapport à la dimension des particules du sol à renforcer.

### 2.3.1 Principe de renforcement des remblais

Le principe de macro-renforcement des sols par géotextile comprend trois mécanismes d'action différents selon le comportement du géotextile : le mécanisme de *type "membrane"*, le mécanisme de *type "cisaillement d'armature"* et le mécanisme de *type "ancrage de armature"* :

- le renforcement de *type "membrane"* est obtenu lorsqu'une contrainte verticale est appliquée sur le géotextile placé dans un sol mou ;

- le renforcement de *type cisaillement d'armature"* est obtenu lorsqu'une contrainte verticale est appliquée sur le géotextile placé entre deux couches de sol, de telle sorte qu'il peut reprendre les contraintes tangentielles induite par le sol, c'est à dire que les deux matériaux sont cisailés sur leur interface ;



- le renforcement de type "ancrage de l'armature" ressemble au type précédent, à la différence que le même sol agit sur les deux faces du géotextile, de tel sorte qu'il peut reprendre les contraintes tangentielles induite par une traction tendant à extraire le géotextile du sol.

### 2.3.2 Applications des géosynthétiques pour le renforcement

La fonction de renforcement d'un géosynthétique est caractérisée par son aptitude à limiter les déformations du sol de fondation sous une charge donnée ou à augmenter sa capacité de chargement, en particulier dans le cas où de grands déplacements sont prévus. Le géosynthétique permet également d'améliorer la résistance au cisaillement dans un remblai. Le renforcement des sols par géosynthétiques trouve ainsi son application dans les chaussées non revêtues, les remblais sur sols mous, les talus et remblais, les ouvrages de soutènements.

#### - Chaussées non revêtues

Le géotextile s'oppose mécaniquement à l'accumulation de déformation créée par les sollicitations répétées, qui se manifeste par l'occurrence de surfaces de rupture localisées dans le sol de fondation. Il peut également réduire les affaissements dans les sols de faible capacité portante. Dans ce cas, le géosynthétique :

- a) reprend et répartit les contraintes au niveau du sol support (renforcement) dès que la moindre déformation se produit dans l'ouvrage,
- b) agit par un effet de membrane, au dessous et le long des traces de roues dès que la déformation et le tassement atteignent une certaine importance, ce qui suppose un ancrage adéquat du géosynthétique sur les côtés.

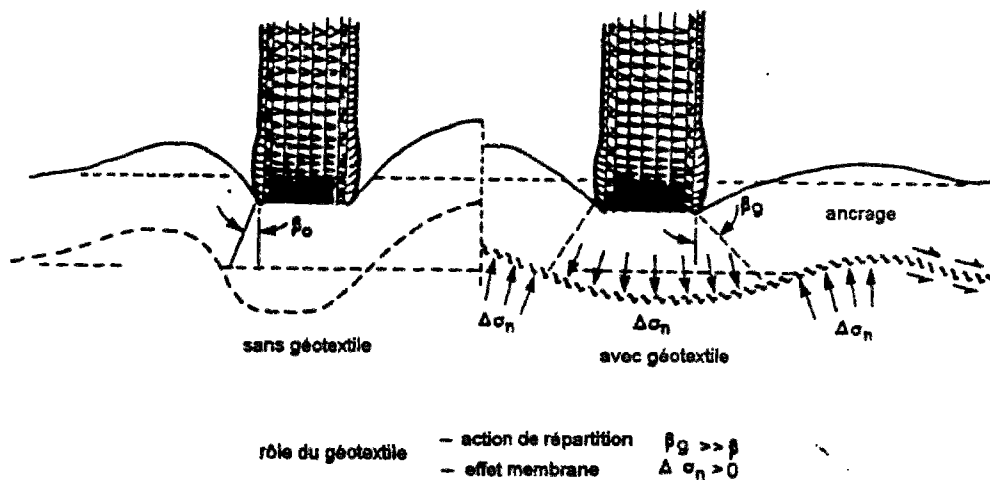


Figure 2.12 - Mécanisme du renforcement dans une chaussée non revêtue (OECD, 1991)

## - Remblais sur sols mous

Il existe trois situations où le géotextile peut être utilisé comme élément de renforcement dans les remblais : les remblais construits sur des sols de fondation mous (a), les remblais sur pieux (b) et les remblais sur des zones de subsidence (c). Dans tous les cas, le géotextile est utilisé tout le long de la base du remblai.

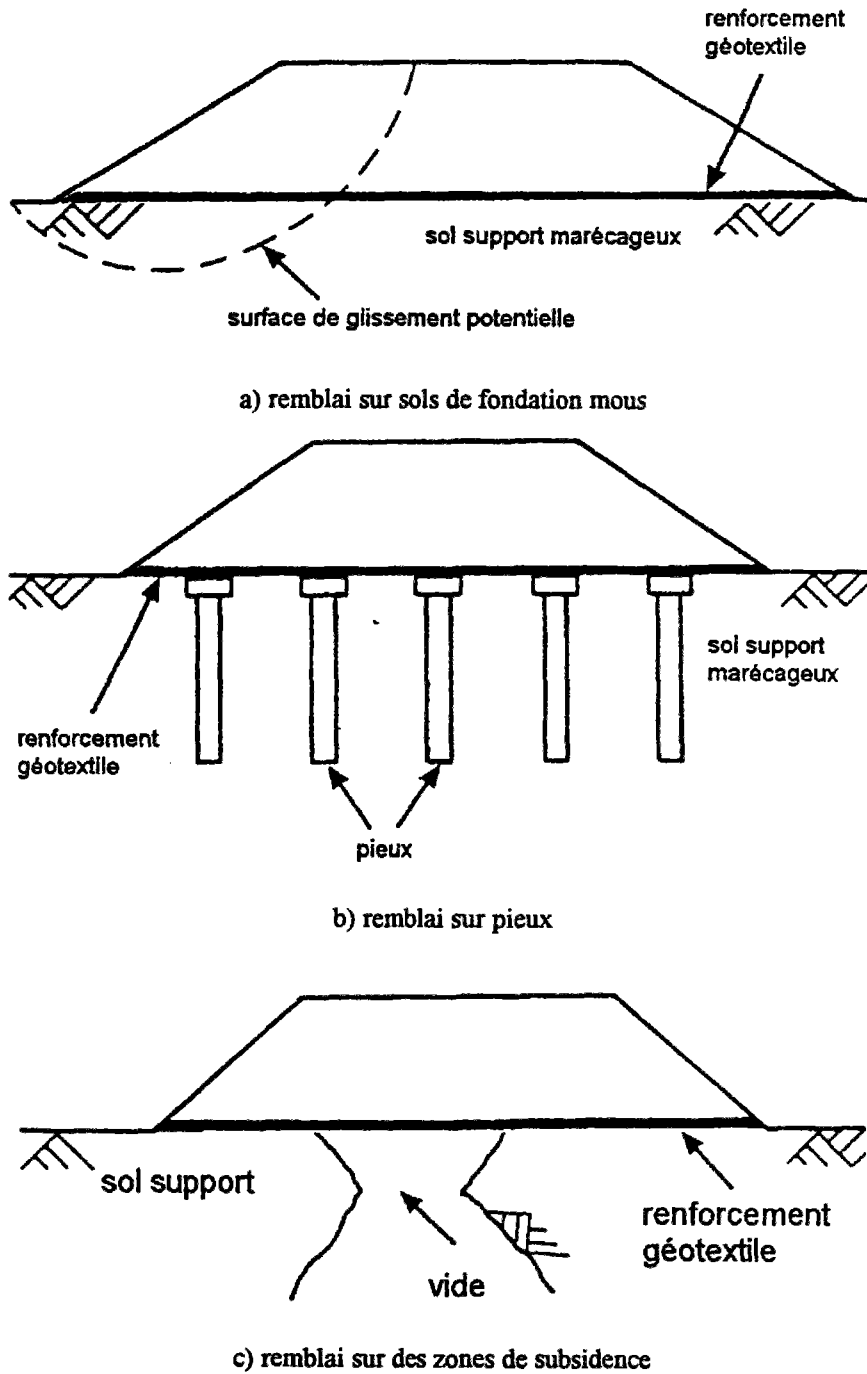


Figure 2.13 - Applications de géotextiles dans les remblais (Jewell, 1989)

Dans le cas du remblai sur un sol de fondation mou, le géotextile augmente la stabilité du remblai (en empêchant que d'éventuels glissements se produisent).

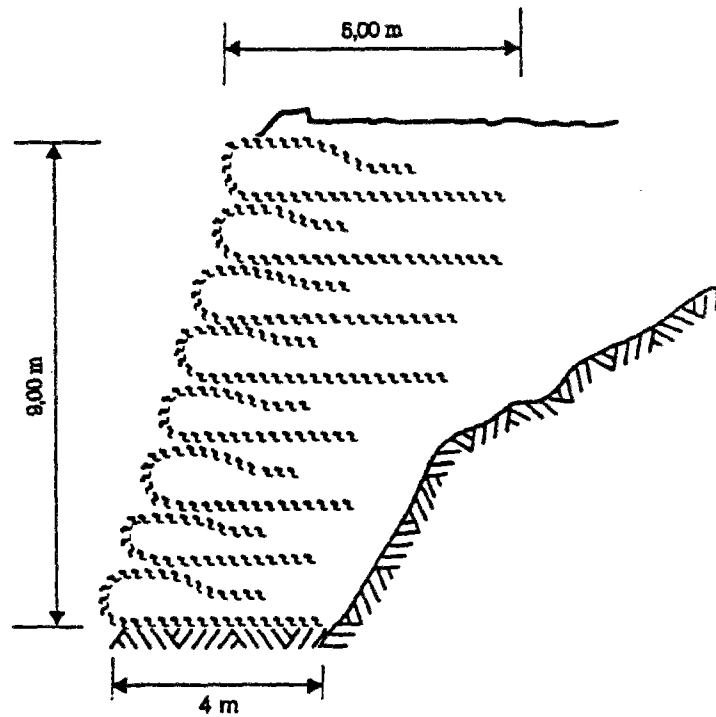
Dans le cas du remblai sur pieux, le géotextile permet un meilleur transfert des sollicitations à partir du remblai directement dans les pieux.

Dans le cas du remblai sur une zone de subsidence, le géotextile est plutôt utilisé comme précaution contre les subsidences ultérieures.

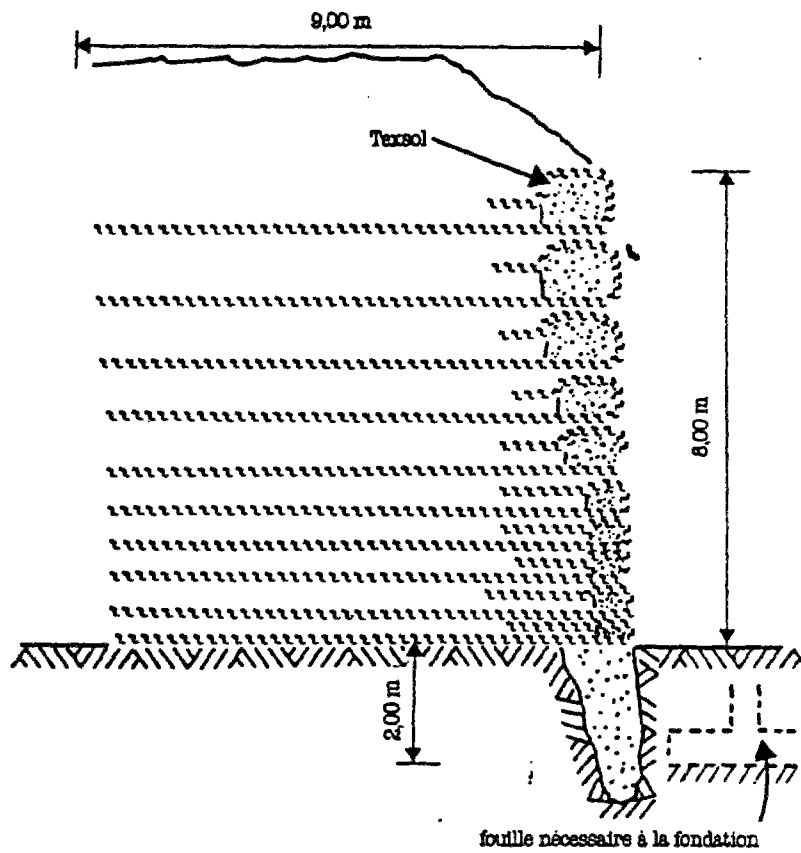
#### **- Talus et remblais multicouches**

Le géotextile est appliqué par nappes ou bandes dans le talus ou dans le remblai au cours de la mise en place et du compactage du matériau de remblai. Dans cette application, le géotextile produit des forces de traction et de frottement supplémentaires dans le sol et améliore la stabilité d'ensemble. En modifiant le nombre ou l'espacement des couches et les propriétés hydrauliques et mécaniques des géotextiles, on peut concevoir un très grand nombre d'ouvrages qui remplissent beaucoup d'exigences.

Les remblais peuvent également être érigés avec des matériaux divers mis en place par couches avec interposition de géotextiles entre les couches. On parle ainsi de remblais multicouches, dans lesquels le géotextile a une fonction principale de renforcement en limitant par reprise de traction les extensions dans l'ouvrage, ce qui permet d'en assurer la stabilité.

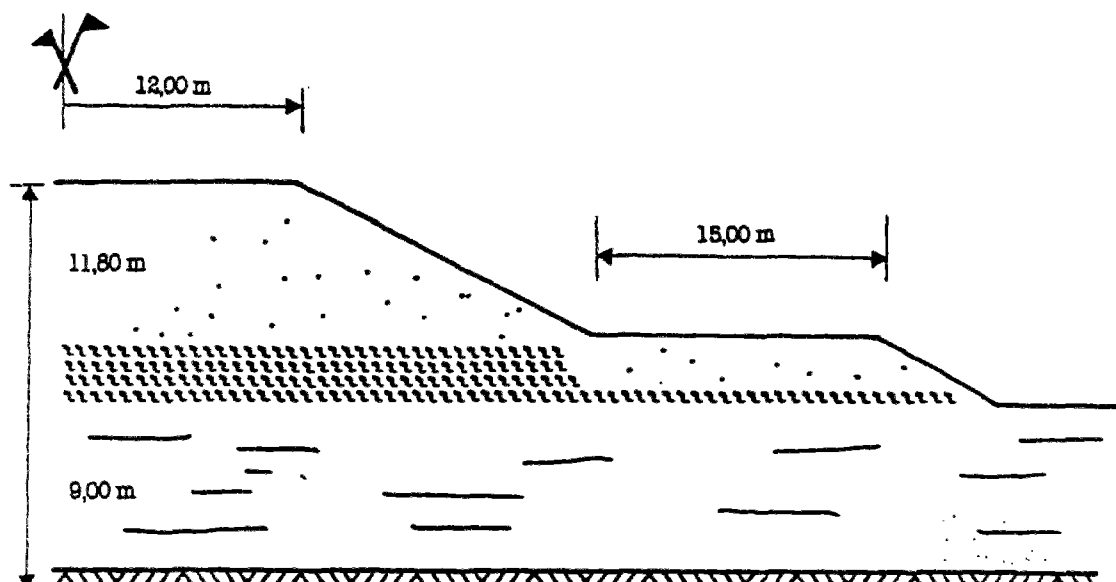


a) ouvrage définitif (Prapoutel, Isère 1977)

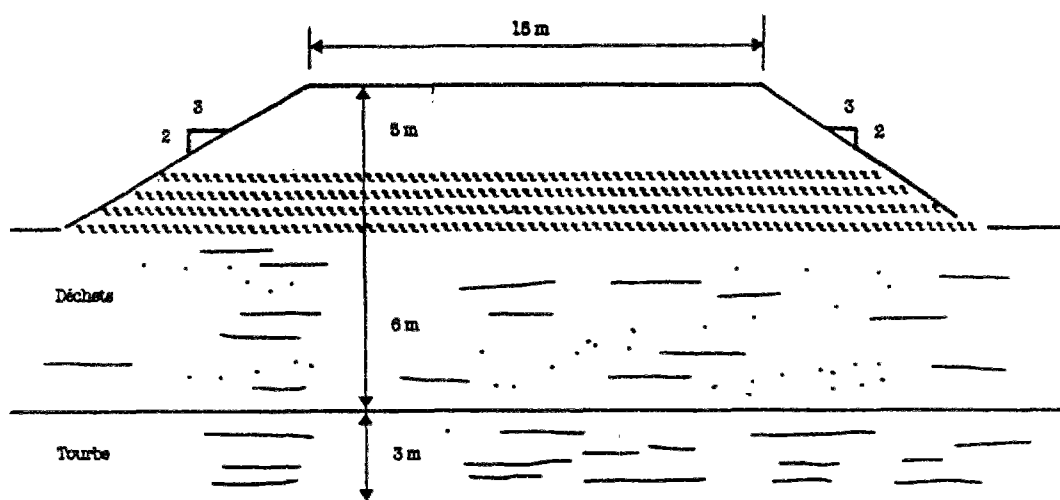


b) Ouvrage provisoire (Thiais, Autoroute A86, 1987)

Figure 2.14 - Applications de géotextiles dans les talus



c) Remblai sur sol mou (Fort Rouge, Autoroute A26, 1986)



d) Remblai sur sol mou (Aulnois, Autoroute A26, 1986)

Figure 2.15 - Applications de géotextiles dans les remblais

### - Les ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement renforcés par géotextiles se distinguent des talus mentionnés ci-dessus par l'inclinaison par rapport à l'horizontale, qui est dans ce cas de 70 degrés et plus. Les ouvrages de soutènement sont érigés avec des matériaux divers mis en place par couches élémentaires successives avec interpositions de géotextiles entre les couches. Dans les ouvrages de soutènement renforcés par géotextiles, le géotextile forme avec le sol un nouveau matériau possédant une résistance à la traction et une capacité de déformation sans

rupture supérieures, conférant ainsi à l'ouvrage une stabilité améliorée. Le confinement des couches de sol d'apport sur le parement par les nappes de géotextiles maintient le sol en place et le protège de l'érosion. Cette fonction peut être également produite par un parement indépendant, qui protégera le géotextile contre les rayons ultraviolets. Les ouvrages de soutènement renforcés par géotextiles les plus courants sont présentés ci-dessous.

### *Murs renforcés à face enveloppée*

C'est le plus courant des murs de soutènement renforcés par géotextiles (figure 2.16). Le remblai est renforcé par des nappes de géotextile ou de géogrilles, qui forment également la face du mur. Pour protéger le géotextile contre le rayonnement ultra violet, la face du mur est protégée par des couvertures spéciales, des sols végétalisables ou par des constructions de parement devant la face enveloppée.

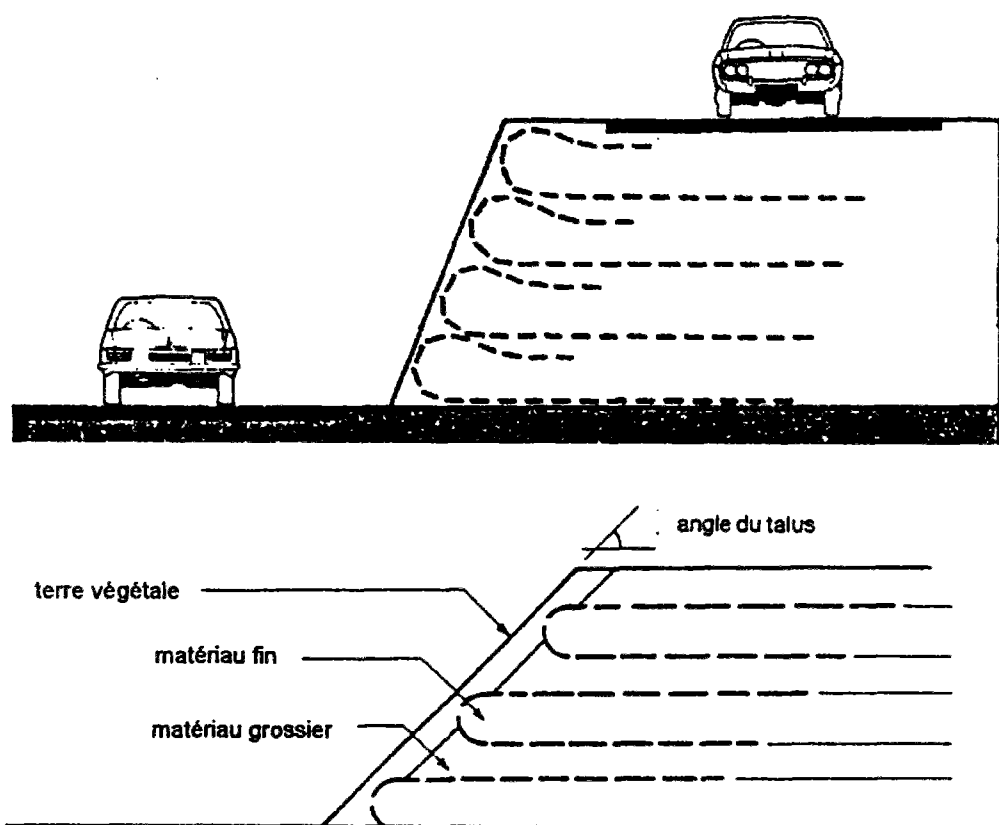


Figure 2.16 - Murs de soutènement à face enveloppée

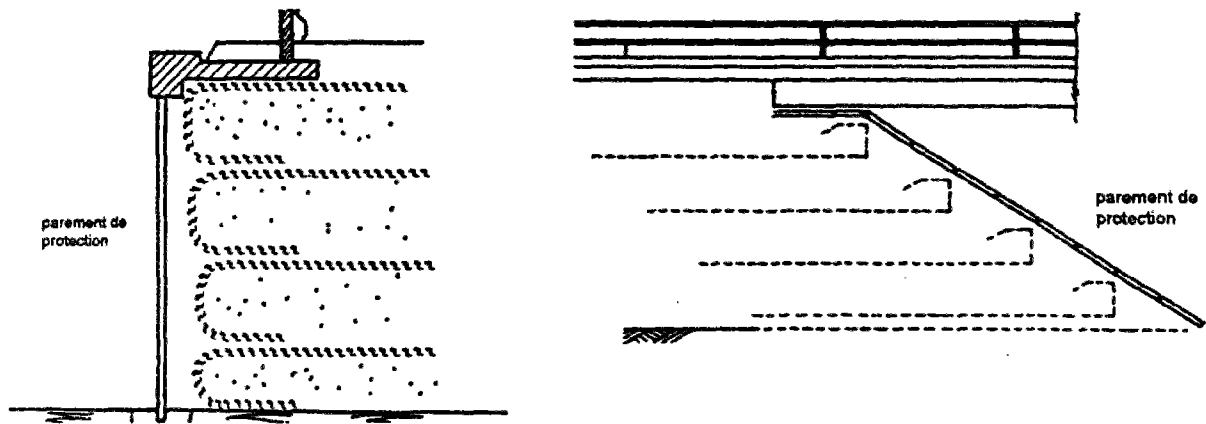


Figure 2.17 - Protection des géotextiles par un parement

### *Mur avec les géotextiles fixés à un parement*

Le revêtement vertical où quasi vertical de la face est fixé aux géotextiles, il ne joue cependant pas le rôle principal de soutènement, qui est assuré par les nappes de géotextile de manière analogue à la "Terre Armée".

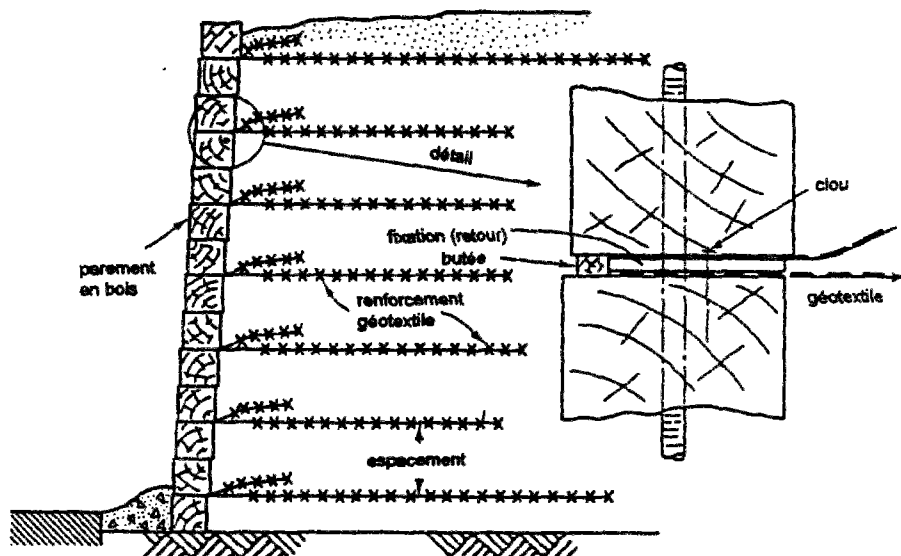
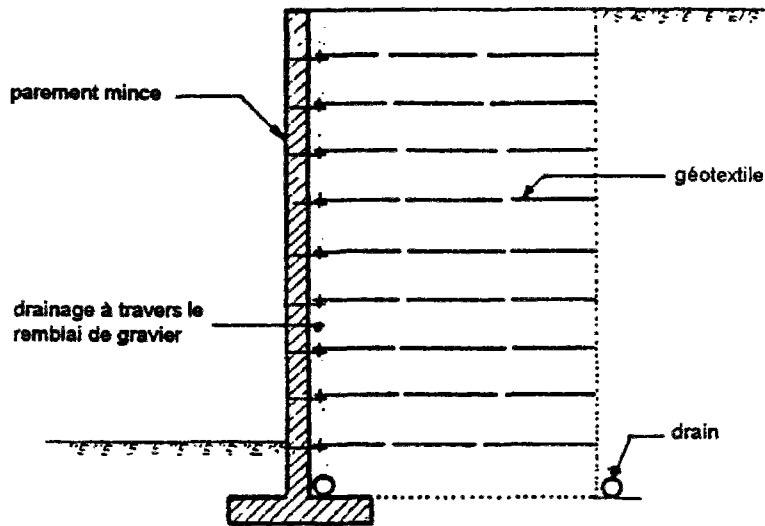


Figure 2.18 - Murs avec les géotextiles fixés à un parement en bois (Richardson et Behr, 1988)



b) - Parement en béton

Figure 2.19 - Murs avec les géotextiles fixés à un parement en béton

### *Mur renforcé avec un parement formé de gabions*

Les gabions sont constitués de gros paniers en treillis métalliques, géogrille ou géotextile, remplis de sols granulaires ou d'enrochements. Ils sont disposés les uns sur les autres pour former un parement qui, en combinaison avec des nappes ou des bandes de géotextile, permet d'obtenir un massif renforcé (figure 2.20 et 2.21).

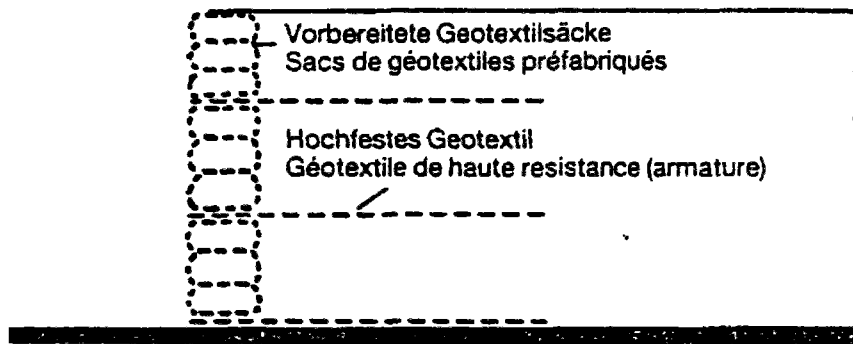


Figure 2.20 - Murs avec une parement formé de gabion en géotextile



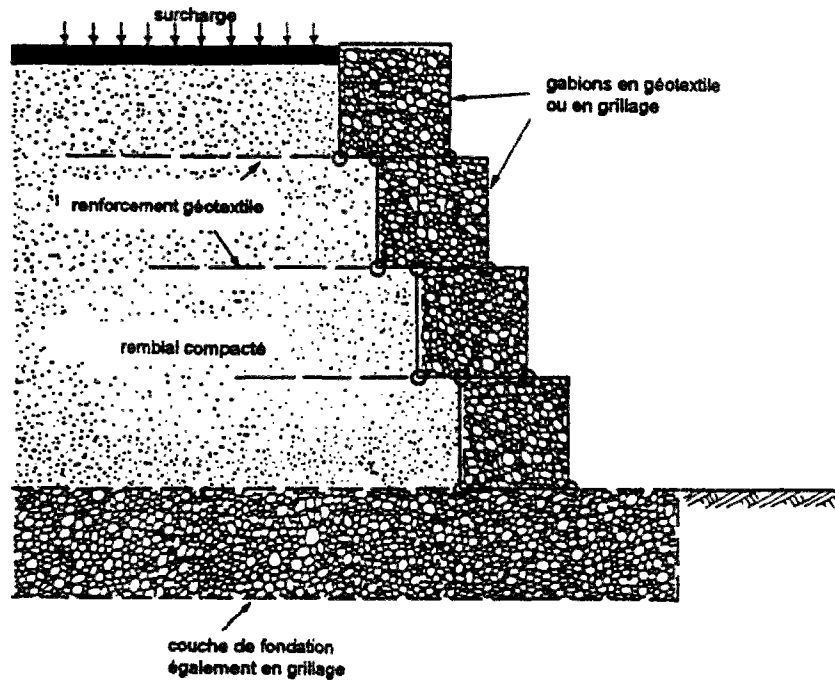


Figure 2.21 - Murs avec une parement formé de gabions en grillage

### *Mur à parement cellulaire*

Les éléments de renforcement sont des bandes ou des nappes attachées à différentes formes d'éléments cellulaires de parement avec des types de fixation diverses. Les éléments cellulaires du parement protègent les géosynthétiques contre les radiations U.V., retiennent le remblai adjacent à la face et servent de coffrage pour la construction.

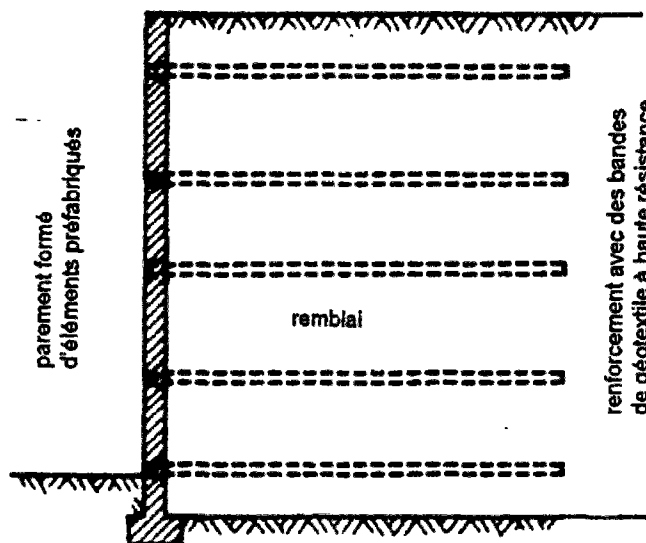


Figure 2.22 - Mur de soutènement avec des éléments de parement

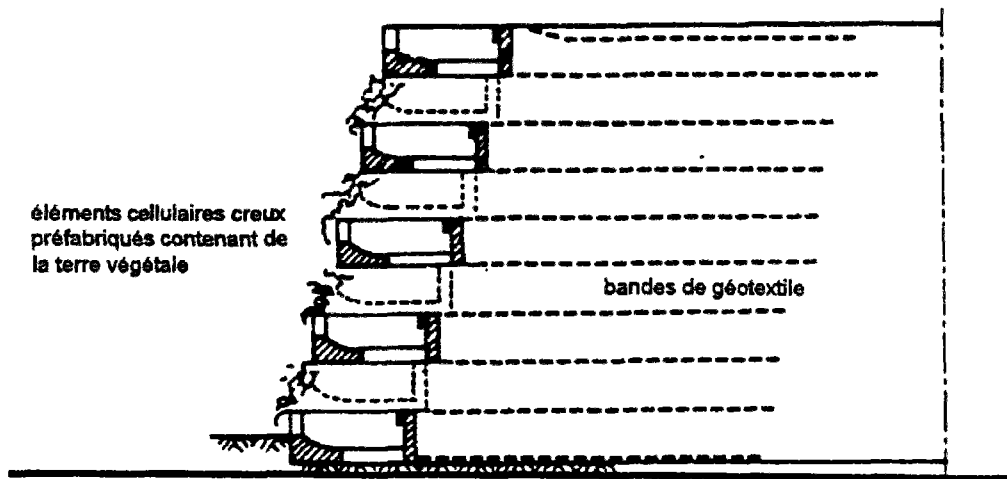


Figure 2.23 - Murs de soutènement avec des éléments cellulaires creux

### Mur encastrés

Dans ces murs de soutènement, le renforcement est assuré par un système de tirants ou d'ancrages reliés à une masse fixe placée à l'arrière dans le remblai (figure 2.24 et 2.25).

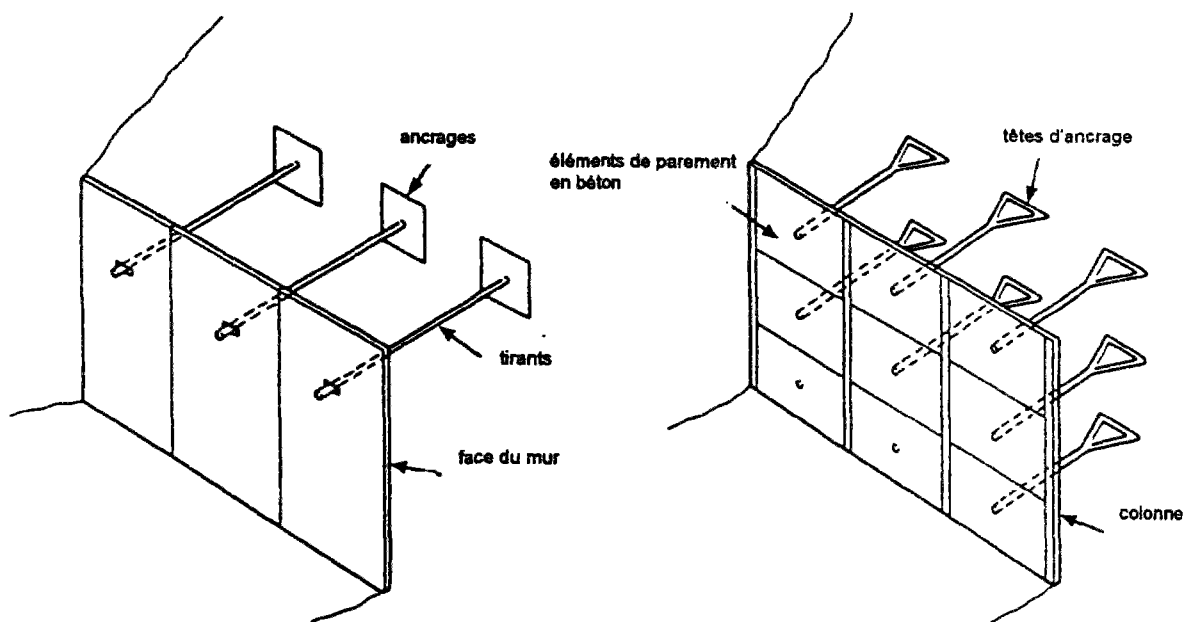


Figure 2.24 - Murs encastrés (système avec ancrages)

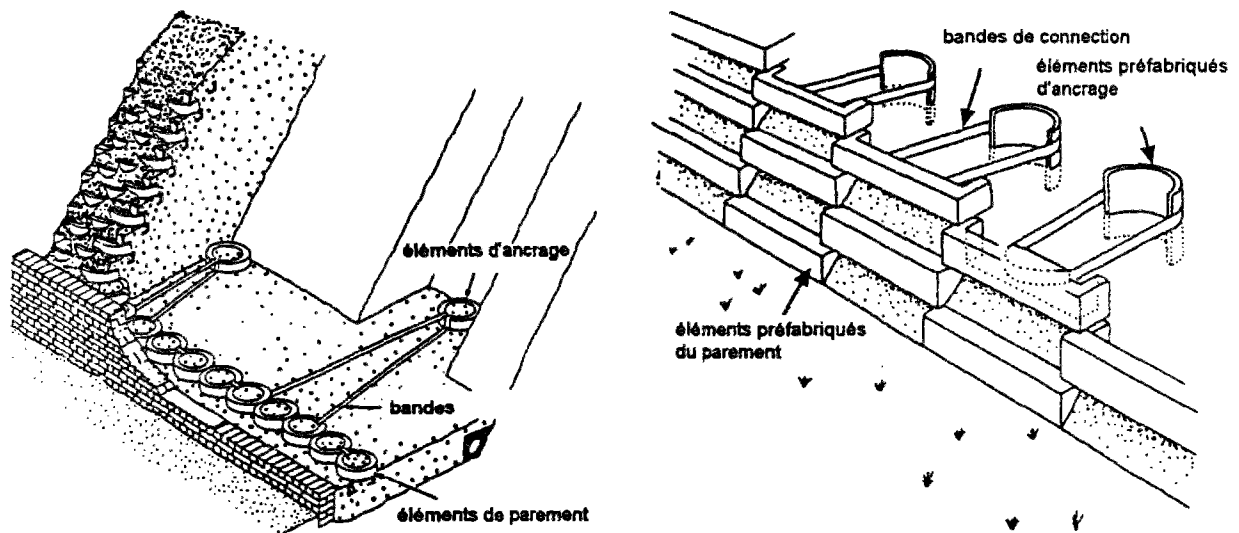


Figure 2.25 - Murs encastrés (système avec tirants)

## 2.4 Conclusion

Ces dernières années, l'utilisation des géosynthétiques en Génie Civil a connu un développement considérable, grâce surtout à un coût de fabrication bas et une méthode d'emploi relativement facile, permettant un domaine d'utilisation large et varié. A la multicitité des produits géotextiles qui sont proposés par les producteurs correspond une multicitité de techniques d'utilisation où le géotextile remplit plusieurs rôles à la fois.

Dans ce chapitre, les principaux rôles des géotextiles et les techniques d'utilisation les plus courantes ont été présentés. Le renforcement des sols par géotextiles dans le cas des murs de soutènement, des talus, des remblais multicouches et des remblais sur des sols de fondation mous présente beaucoup d'avantages. L'élargissement des applications de renforcement par géotextiles aux murs-culées dont la faisabilité du point de vue technique et pratique ne fait plus de doutes, n'a pas encore connu l'essor prévu. Ceci est dû pour partie au manque de validation des méthodes de dimensionnement existantes. C'est devant l'intérêt potentiel de la technique de renforcement par géotextiles pour le cas précisément des murs-culées, que se situent les travaux de recherche présentés dans ce mémoire.



## Chapitre 3

### LES METHODES DE CALCUL

#### 3.1 Généralités

Pour analyser la stabilité des ouvrages en sol renforcé, il existe plusieurs méthodes qu'on peut diviser en trois groupes :

- le premier groupe est constitué de méthodes qui ont été adaptées aux ouvrages renforcés en modifiant les calculs d'équilibre limite développés pour les ouvrages classiques correspondants. En plus du principe de l'équilibre limite, il a fallu fournir des hypothèses afin de tenir compte des efforts créés dans le renforcement. Les méthodes de ce groupe, qui diffèrent entre elles par les hypothèses prises en ce qui concerne l'équilibre externe, la ligne de glissement critique et l'équilibre local, sont les plus utilisées à ce jour et semblent être les plus appropriées pour l'étude du dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles (tableau 3.1) ;

Tableau 3.1 - Principales méthodes de dimensionnement à l'équilibre limite (OECD, 1991)

méthode	Inspirée de la méthode "Terre Armée" (L.C.P.C., 1976)	TRRL (Royaume-Uni) (Murray, 1981)	Standard	U.S. Fed. Highway administration (Habburton, 1978)	Royal Institute of Technology (Suède) (Broms, 1978)	Université de Delft (Pays-Bas) (Hamilton, 1984) Université d'Oxford (Grande-Bretagne) (Jewell, 1985)	BAST (RFA) (Thamm, 1985)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Lieu des tensions maximales ou plan de glissement							
Contraintes verticales sur le géotextile à la profondeur z (répartition et valeur)							
Contraintes horizontales à la profondeur z (poussée à reprendre)	$\sigma_h = K \sigma_v$ $K_a = K - K_0$	$\sigma_h = K_a \sigma_v$	$\sigma_h = K_a \sigma_v$	$\sigma_h = K_0 \sigma_v$	indépendant de $\sigma_v$ $\sigma_h = 0.65 K_a \gamma H$	$\sigma_h = K_0 \sigma_v$	$\sigma_h = K \sigma_v$ $K_a = K - K_0$
Equilibre local du fil	vérifié dans la zone passive						
Equilibre global	surabondant	surabondant	vérifié	surabondant	vérifié vis-à-vis du glissement horizontal	vérifié sur les surfaces envisagées	vérifié

- le second groupe est constitué de méthodes de simulation par modèles numériques de type "éléments finis" (Juran et al., 1985) qui sont basées sur des lois de plus en plus complexes de comportement des matériaux en utilisant du matériel informatique de plus en

plus performant. Les méthodes de ce groupe sont privilégiées dans les instituts de recherche et dans les universités, mais demeurent en général inaccessible à l'ingénieur de bureau d'étude ;

- le troisième groupe est constitué de méthodes basées sur la théorie du calcul à la rupture par des approches utilisant des modélisations séparées du sol et du renforcement (A. Anthoine, 1989) ainsi que l'homogénéisation du composite sol-renforcement (de Buhan et al., 1987). Les méthodes de ce groupe sont en développement.

Dans le cadre de ce travail, nous traiterons des méthodes de calcul d'équilibre limite en se référant à la méthode dite des "double blocs-IRIGM" et de l'évaluation des déformations engendrées par les efforts dans les géotextiles de renforcement en se référant à la méthode dite en "déplacements". Ces deux méthodes de calcul des ouvrages renforcés par géotextiles ont été largement décrites par Bordairon (1986) et plus récemment encore par Gotteland (1991) en ce qui concerne la méthode "double blocs" et par Delmas et al (1986) et Rattel (1986) en ce qui concerne la méthode "en déplacements". Le présent chapitre n'a par conséquent comme but que de donner une description sommaire de ces méthodes.

### 3.2 Stabilité externe

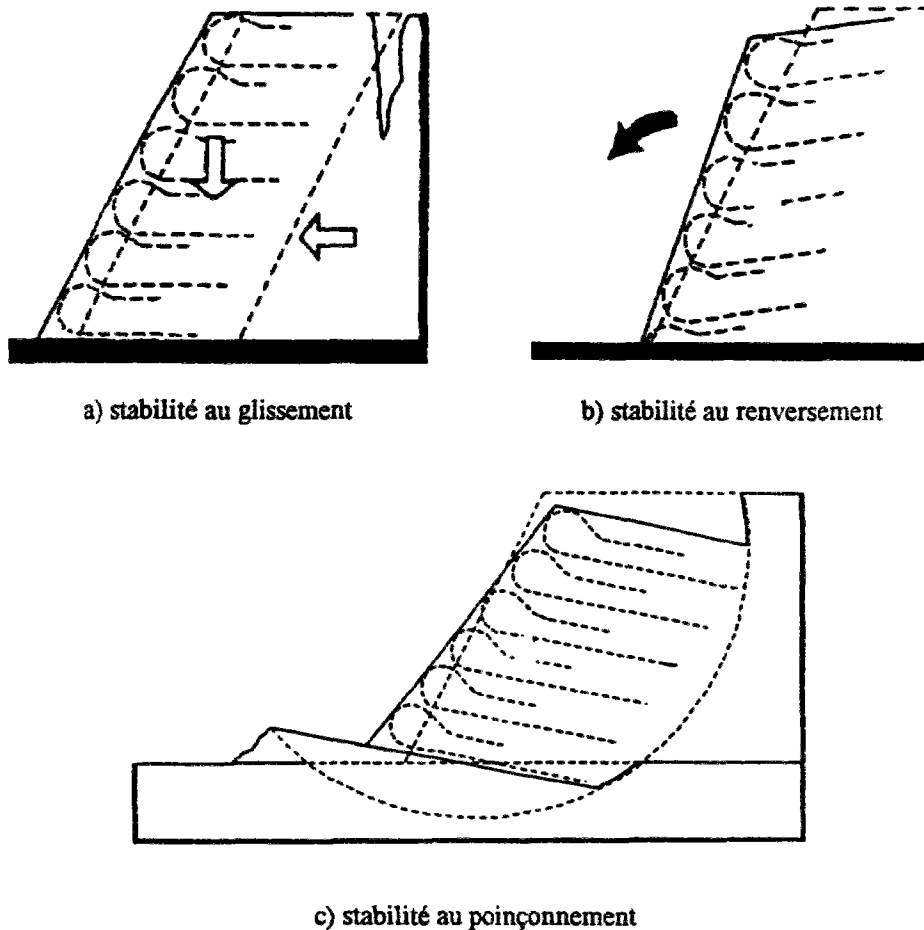
Pour la stabilité des ouvrages renforcés par géotextiles, on distingue l'étude de la **stabilité externe** et celle de la **stabilité interne**. Par mesure de simplification, on limite le nombre de paramètres variables des études pour chaque type considéré, en supposant que :

- le massif est en déformation plane et les calculs sont donc bidimensionnels,
- les éléments de renforcement sont de même longueur  $L$ , disposés horizontalement et régulièrement espacés d'une hauteur  $dH$ ,
- tous les éléments de renforcement sont constitués du même géotextile de résistance à la rupture en traction  $\alpha_f$  et de module de raideur  $J$  (kN/m), indépendant de la traction mobilisée,
- le sol est homogène dans tout le massif renforcé (caractéristiques mécaniques  $\varphi_{SR}$  et  $c_{SR}$ ),
- le matériau de remblai à l'amont de l'ouvrage peut être différent du matériau de l'ouvrage mais il est supposé homogène (caractéristiques mécaniques  $\varphi_{SR}$  et  $c_{SR}$ ),

#### 3.2.1 Méthode traditionnelle

Les observations concernant les mouvements d'ensemble faites sur des modèles réduits, des ouvrages expérimentaux en vraie grandeur amenés à la rupture, et des ouvrages réels qui ont été instrumentés et suivis justifient l'étude globale des ouvrages renforcés par géotextiles

comme on le fait pour les murs de soutènement classiques. On utilise la procédure classique de vérification de la stabilité en considérant le massif renforcé comme monolithique. Cette procédure consiste à calculer les différents coefficients affectés à chaque mécanisme de ruine (figure 3.1) : **glissement**, **basculement** et **portance du sous-sol**.



a) stabilité au glissement

b) stabilité au renversement

c) stabilité au poinçonnement

Figure 3.1 - Equilibre extérieur d'un ouvrage renforcé par géotextile

Tous les calculs de vérification ne sont pas toujours nécessaires car, dans la plupart des pays (par exemple en France, R.F.A., U.K., USA), des prescriptions sont données qui exigent certaines largeurs minimales du massif renforcé, conformément aux schémas présentés sur la figure 3.2.

Notons que ces prescriptions ont été fixées sur la base des recommandations de la "Terre Armée" (Ministère du transport, Paris 1979) et que leur utilisation permet généralement d'obtenir les coefficients de sécurité exigés (tableau 3.2) pour les ouvrages permanents.

Cette approche permet d'obtenir un prédimensionnement de l'ouvrage en déterminant une longueur minimale  $L$  des nappes de renforcement pour une inclinaison  $\beta$  du massif connue.

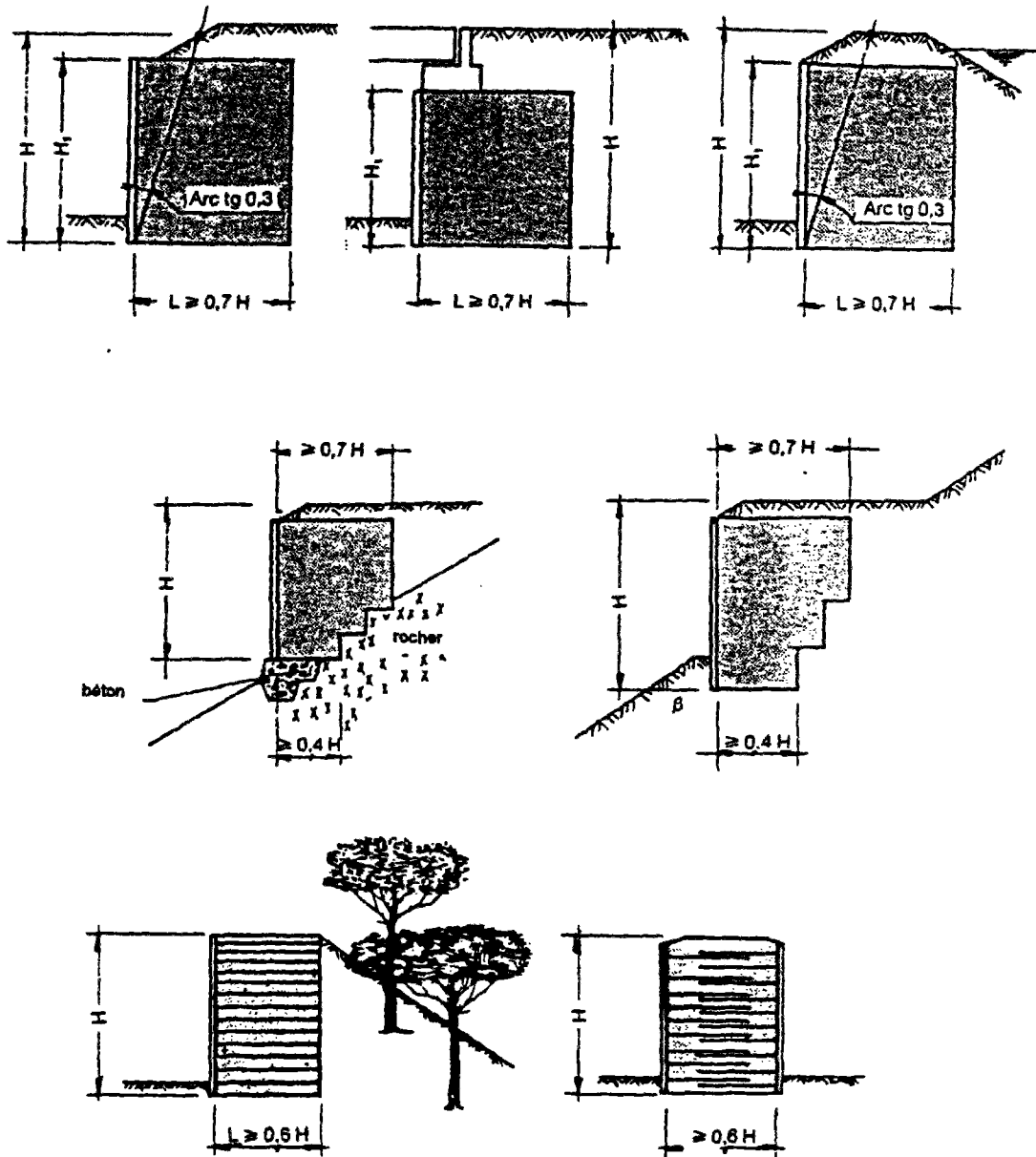


Figure 3.2 - Définition de la hauteur H et de la largeur minimale L pour divers cas

Tableau 3.2 - Sécurités exigées pour la stabilité externe

stabilité au glissement	$F_g \geq 1,5$
stabilité au renversement	$F_r \geq 1,5$
stabilité au poinçonnement	$F_p \geq 2,0$



### 3.2.2 Méthode de la stabilité des pentes

Cette méthode consiste à étudier la stabilité externe d'ensemble des massifs en considérant une ligne de glissement extérieure à la zone renforcée.

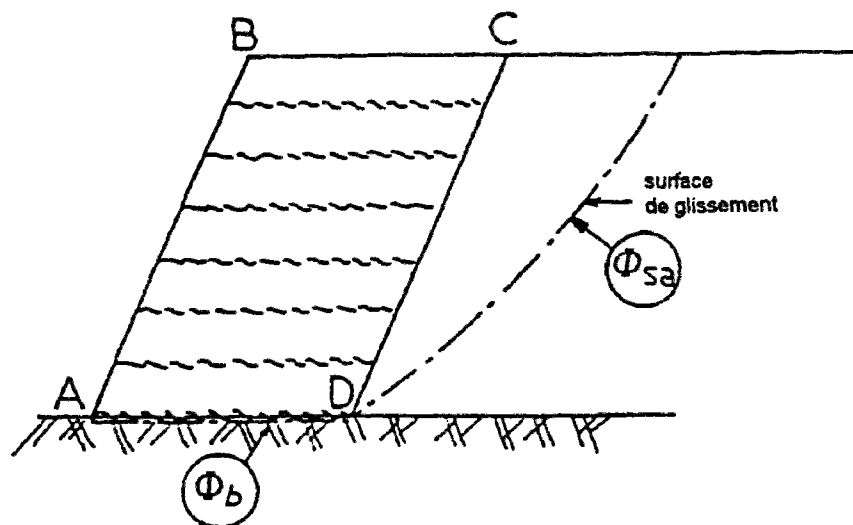


Figure 3.3 - Stabilité externe par la méthode de calcul de la "stabilité des pentes"

La sécurité  $F_s$  obtenue est bien sûr différente de la sécurité au renversement ou de la sécurité au glissement obtenues par la méthode traditionnelle. Elle porte en fait sur les caractéristiques mécaniques des sols, par une définition de caractéristiques critiques ( $\varphi_{sc}$  et  $c_{sc}$ ) telles que :

$$tg(\varphi_{sc}) = \frac{tg(\varphi_{sc})}{F_s}$$

$$c_{sc} = \frac{c_s}{F_s}$$

Cette méthode peut être considérée comme une approche réaliste de la stabilité au glissement, l'étude étant traitée à l'aide de lignes de glissement comme sur la figure 3.3. La cinématique de rupture ainsi étudiée n'est pas équivalente à celle du renversement, mais en fait la condition de stabilité au renversement est pratiquement toujours vérifiée ( $F_r \geq 1,5$ ) lorsque la condition relative au glissement l'est ( $F_g \geq 1,5$ ). Seuls les massifs à parement vertical ( $\beta = 90^\circ$ ) et étroits peuvent présenter un risque d'instabilité au renversement pour des angles du sol amont  $\varphi_{sa}$  faibles (Bordairon, 1986).

### 3.3 Calcul à l'équilibre limite

Les différentes méthodes du calcul à l'équilibre limite (tableau 3.1) sont basées en général sur le même principe d'équilibre limite et reprennent l'hypothèse maintenant classique qui consiste à supposer que les tensions dans les armatures de renforcement sont maximales à l'intersection avec la ligne de glissement (figure 3.4).

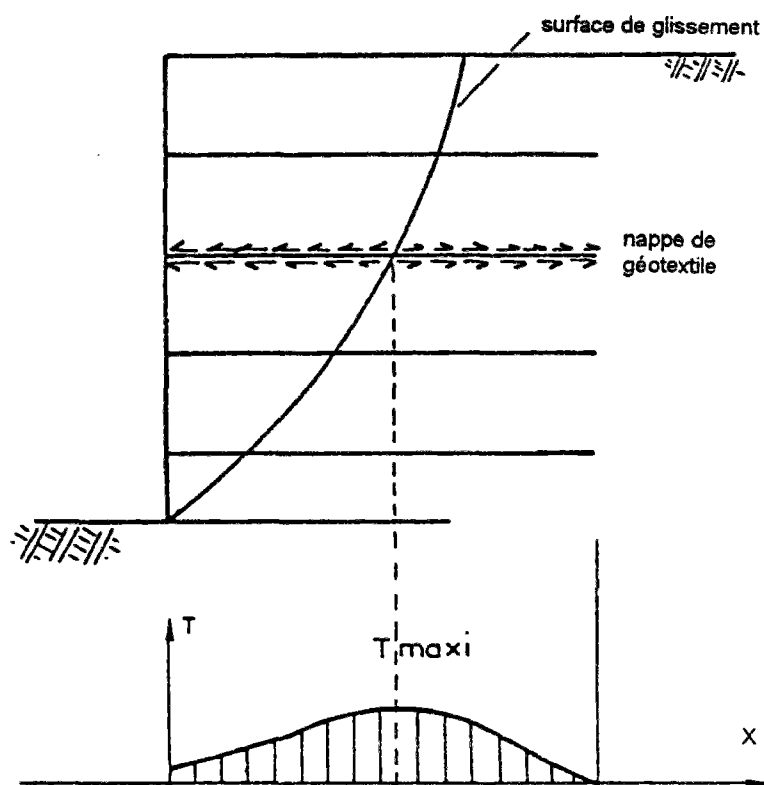


Figure 3.4 - Répartition des tensions dans un élément de renforcement

Toutes les méthodes développées pour le calcul à l'équilibre limite se distinguent en premier lieu par la forme de la ligne de glissement qui leur est associée et qui est le plus souvent du type ligne polygonale convexe.

Le calcul classique consiste à découper la zone active en  $m$  "éléments" appelés "tranches". Le découpage est généralement vertical. Les méthodes sont celles développées pour le calcul de la stabilité de talus non renforcés. Pour les lignes de glissement telles que la droite ou la ligne bilinéaire, des méthodes spécifiques ont été développées.

Le coefficient de sécurité  $F_s$  est défini comme le rapport des caractéristiques mécaniques limite du sol sur les caractéristiques mécaniques critiques (mobilisées ou mobilisables).

$$F_s = \frac{tg\varphi_s}{tg\varphi_{sc}} = \frac{c_s}{c_{sc}} \text{ avec}$$

- $\varphi_s$  angle de frottement du sol
- $c_s$  cohésion du sol
- $\varphi_{sc}$  angle de frottement critique du sol
- $c_{sc}$  cohésion critique du sol

### 3.3.1 Equations d'équilibre (méthode dite des "deux blocs" ou "DB-I.R.I.G.M.")

La méthode des blocs est au niveau international une méthode très répandue pour le calcul de la stabilité des parois à forte pente ; c'est donc la méthode la plus répandue pour le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé à talus vertical ou subvertical et de nombreuses variantes existent à travers le monde comme celle dite "double bloc-IRIGM" (Bordairon., 1986) qui sera évoquée ci-après et dont le code de calcul a été utilisé dans ce mémoire.

La stabilité de l'ouvrage est étudiée suivant le principe de l'équilibre limite et la ligne de glissement est constituée d'une ligne polygonale bilinéaire isolant une zone active que l'on peut scinder en deux blocs de géométrie simple, par exemple à l'aide d'une frontière verticale en ce qui concerne la méthode "DB-IRIGM" (figure 3.5). Plusieurs découpages de la zone active sont envisageables, comme par exemple la prise en compte d'une frontière inclinée (figure 3.6) entre les deux blocs, proposée par Hamilton (1984).

Le problème ainsi défini est cinématiquement admissible en petits déplacements, la condition de convexité de la ligne de glissement étant imposée.

Le coefficient de sécurité souhaité  $F_s$  est préalablement fixé ; le calcul se fait à partir des caractéristiques mécaniques critiques ( $\varphi_{sc}$  et  $c_{sc}$ ). La vérification de cette sécurité s'évalue à partir d'une résultante de poussée  $P$  horizontale qui s'oppose au glissement (figure 3.5) :

- si la résultante  $P$  obtenue est égale à zéro ( $P = 0$ ), la zone active définie par la ligne de glissement bilinéaire est en équilibre avec un coefficient de sécurité  $F_s$  ;
- si  $P$  est supérieur à zéro ( $P > 0$ ), la zone active n'est pas en équilibre, c'est à dire que le coefficient de sécurité est inférieur à  $F_s$  ;
- si  $P$  est inférieur à zéro ( $P < 0$ ), la zone active est en équilibre surabondant, c'est à dire que le coefficient de sécurité est supérieur à  $F_s$ .

L'utilisation classique de cette méthode consiste à vérifier pour chaque bloc de la zone active deux des trois équations de la statique :

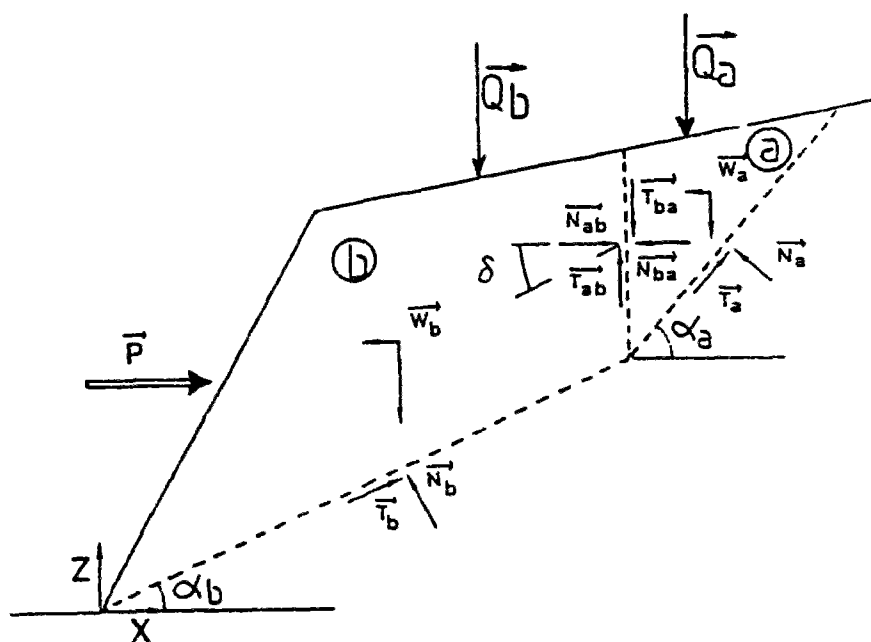
- l'équilibre vertical ( $/Z$ ) et
- l'équilibre horizontal ( $/X$ ).

L'équilibre des moments n'est pas vérifié et la position des efforts aux interfaces n'est pas précisée.

La résolution consiste en la détermination des quatre inconnues (figure 3.5 et 3.6)  $N_a$ ,  $N_b$ ,  $N_{ab}$  et  $P$ , les inclinaisons des efforts aux interfaces étant fixées :

- $\varphi_{sc}$  à la base des deux blocs,
- $\delta$  à l'interface entre les deux blocs.

Rappelons que  $F_s$  est lui aussi fixé. Dans l'optique de l'application au dimensionnement du renforcement, on fixe préalablement la mobilisation du cisaillement du sol ( $F_s$ ) et on recherche le niveau de renforcement ( $P$ ) susceptible de satisfaire cette condition. La résolution des quatre équations obtenues permet de déterminer la résultante horizontale nécessaire à l'équilibre de la zone active.



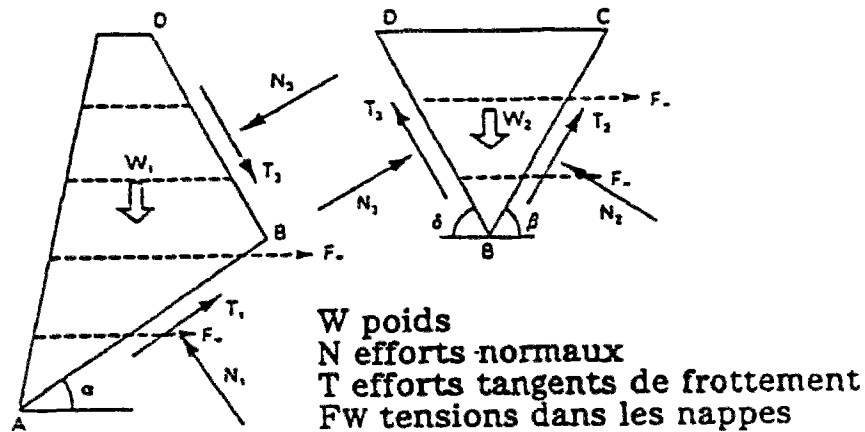
Interface verticale entre blocs, analyse de la stabilité par la méthode "DB-IRIGM"

Figure 3.5 - Définitions des blocs actifs pour l'analyse de la stabilité

On notera que, d'un point de vue mécanique, cette méthode n'est pas statiquement admissible, la position des efforts résultants à la base de chacun des deux blocs n'étant pas précisée.

Lorsque l'inclinaison  $\alpha_b$  du bloc (b) aval est nulle ( $\alpha_b = 0$ ), on définit l'angle de frottement sur cette interface par  $\varphi_b$  (angle de frottement à la base). Nous aurons :

- soit  $\varphi_b = \varphi_{sc}$  lorsque la rupture se produit au contact sol-sol,
- soit  $\varphi_b = \varphi_{gc}$  lorsque l'on considérera que la rupture a lieu au contact sol-géosynthétique. Dans le cas général, on a, en effet  $\varphi_{gc} \neq \varphi_{sc}$  avec  $\varphi_{gc} \leq \varphi_{sc}$ .



Interface inclinée entre blocs d'après (Hamilton, 1984)

Figure 3.6 - Définitions des blocs actifs pour l'analyse de la stabilité

### - Equations d'équilibre - Détermination de la résultante P

Ecrivons les deux équations de l'équilibre vertical et horizontal de chacun des deux blocs (figure 3.6) : bloc amont (a), bloc aval (b).

Exprimons les composantes des différents vecteurs dans le repère global (X,Y,Z).

Partie (A) :

- résultantes des forces volumiques

$W_a (-k \cdot W_a, 0, -W_a)$  avec  $k$  : coefficient sismique pseudo-statique

$W_b (-k \cdot W_b, 0, -W_b)$

- résultantes des charges appliquées sur chaque bloc

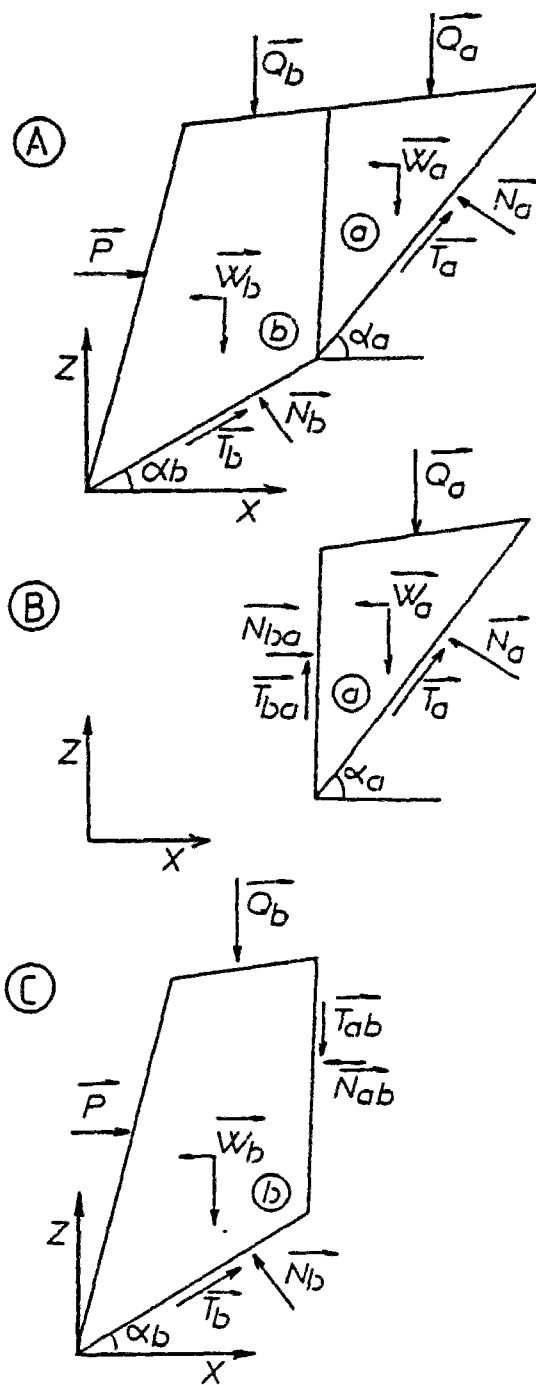
$Q_a (0, 0, -Q_a)$

$Q_b (0, 0, -Q_b)$  des charges horizontales ne sont considérées.

- réactions normales à la base des blocs

$N_a (-N_a \cdot \sin\alpha_a, 0, N_a \cdot \cos\alpha_a)$

$N_b (-N_b \cdot \sin\alpha_b, 0, N_b \cdot \cos\alpha_b)$



partie (A) : équilibre total

partie (B) : équilibre du bloc amont (a)

partie (C) : équilibre du bloc de base (b)

Figure 3.7 - Equilibres respectifs des deux blocs pris séparément

- réactions tangentes à la base des blocs

$$T_a (T_a \cdot \cos\alpha_a, 0, T_a \cdot \sin\alpha_a)$$

$$T_b (T_b \cdot \cos\alpha_b, 0, T_b \cdot \sin\alpha_b)$$

- efforts d'interaction à la frontière bloc (a) - bloc (b)

$$N_{ab} (-N_{ab}, 0, 0) \quad \text{avec} \quad N_{ab} + N_{ba} = 0$$

$$T_{ab} (0, -T_{ab}, 0) \quad (N_{ab} = N_{ba})$$

$$N_{ba} (N_{ba}, 0, 0) \quad T_{ab} + T_{ba} = 0$$

$$T_{ba} (0, T_{ba}, 0) \quad (T_{ab} = T_{ba})$$

- inconnue

$$P (P, 0, 0)$$

On a de plus :

$$T_a = N_a \cdot \operatorname{tg}\varphi_{sc} + c_{sc} \cdot L_{FK}$$

$$T_b = N_b \cdot \operatorname{tg}\varphi_{sc} + c_{sc} \cdot L_{AF}$$

$$T_{ab} = N_{ab} \cdot \operatorname{tg}\delta + c_{sc} \cdot (\operatorname{tg}\delta / \operatorname{tg}\varphi_{sc}) \cdot L_{FE}$$

Ecrivons en premier lieu l'équilibre du bloc (a) isolé (figure 3.7, partie (B)).

\* Equilibre vertical (/ Z)

$$-W_a - Q_a + N_a \cdot \cos\alpha_a + T_a \cdot \sin\alpha_a + T_{ba} = 0$$

$$\text{soit} \quad -W_a - Q_a + N_a \cdot (\cos\alpha_a + \sin\alpha_a \cdot \operatorname{tg}\varphi_{sc}) + c_{sc} \cdot L_{FK} \cdot \sin\alpha_a + N_{ba} \cdot \operatorname{tg}\delta + c_{sc} \cdot (\operatorname{tg}\delta / \operatorname{tg}\varphi_{sc}) \cdot L_{FE} = 0$$

\* Equilibre horizontal (/ X)

$$-N_a \cdot \sin\alpha_a + T_a \cdot \cos\alpha_a + N_{ba} - k \cdot W_a = 0$$

$$-N_a \cdot (\cos\alpha_a \cdot \operatorname{tg}\varphi_{sc} - \sin\alpha_a) + N_{ba} - k \cdot W_a + c_{sc} \cdot L_{FK} \cdot \cos\alpha_a = 0$$

On obtient un système de deux équations à deux inconnues ( $N_a$  et  $N_b$ ) d'où l'on tire les expressions de  $N_a$  et  $N_b$ .

Ecrivons en second lieu l'équilibre du bloc (b) isolé (figure 3.7, partie (C))

\* Equilibre vertical (/ Z)

$$-Q_b - W_b + N_b \cdot \cos\alpha_b + T_b \cdot \sin\alpha_b - T_{ab} = 0$$

soit

$$N_b \cdot (\cos\alpha_b + \operatorname{tg}\varphi_{sc} \cdot \sin\alpha_b) - (W_b + Q_b + N_{ab} \cdot \operatorname{tg}\delta + c_{sc} (\operatorname{tg}\delta / \operatorname{tg}\varphi_{sc}) \cdot L_{FE} - c_{sc} \cdot \sin\alpha_b \cdot L_{AF}) = 0$$

d'où l'on tire l'expression de  $N_b$ .

\* Equilibre horizontal ( /X)

$$N_b \cdot \sin\alpha_b + T_b \cdot \cos\alpha_b - N_{ab} + P \cdot -k \cdot W_b = 0$$

d'où l'on tire l'expression de P,  $N_b$  et  $N_{ba}$  étant obtenus précédemment :

$$P = N_b \cdot (\sin\alpha_b - \cos\alpha_b \cdot \operatorname{tg}\varphi_{sc}) + N_{ba} - c_{sc} \cdot \cos\alpha_b \cdot L_{AF} + k \cdot W_b$$

On se reportera au mémoire de Bordaïron (1986) pour un exposé plus détaillé de l'établissement des équations.

### 3.3.2 Conditions d'équilibre des massifs renforcés

#### - Définition de la sécurité : coefficient de sécurité $F_{SR}$

Le coefficient de sécurité est le rapport des caractéristiques mécaniques maximales du sol sur ses caractéristiques mécaniques critiques (ou mobilisable).

$$F_{SR} = \frac{\operatorname{tg}\varphi_s}{\operatorname{tg}\varphi_{sc}} = \frac{c_s}{c_{sc}}$$

A noter qu'une distinction est faite pour séparer le cas où le renforcement participe à la stabilité ( $F_{SR}$ ) du cas où il est absent ( $F_S$ ) dans les calculs.

#### - Définition de la tension intrinsèque

Généralement, le même géotextile est considéré pour chaque nappe  $j$  du massif renforcé, c'est à dire un géosynthétique de même résistance à la traction  $\alpha_f$  et de même force de traction admissible  $\alpha_f/F_T$ . Le calcul devra permettre de déterminer la valeur maximale de  $\alpha_f/F_T$  permettant de stabiliser l'ouvrage.

Soit les tensions mobilisables :  $\alpha_j = \min(\alpha_f / F_T, \alpha_{aj})$  avec  $j$  variant de 1 à  $n$ , une famille de valeurs des tensions mobilisables permettant d'équilibrer l'ouvrage en sol renforcé. Chaque famille de valeurs correspond à une ligne de glissement donnée.

La tension intrinsèque se définit comme la valeur minimale de  $\alpha_f / F_T$  permettant d'équilibrer l'ouvrage :

$$\alpha_I = \min(\alpha_f / F_T)$$

Il conviendra donc de rechercher la ligne de glissement dite critique, nécessitant la valeur maximale  $\alpha_I$ .



### 3.3.3 La méthode du "double bloc"

La ligne de glissement est bilinéaire et elle intercepte des nappes de renforcement (figure 3.8).

Soit  $F_{SR}$  le coefficient de sécurité sur le sol. Il définit les caractéristiques critiques ( $\varphi_{sc}$  et  $c_{sc}$ ) du sol introduites dans les calcul.

Soit  $Z_j$  la position des nappes  $j$  de renforcement.

Les tensions  $\alpha_j$  dans les nappes coupées par la surface de rupture sont supposées horizontales ( $\beta_j = 0$ ). La condition d'équilibre global de la méthode "double bloc" consiste à vérifier :

$$\sum_{j=1}^n \alpha_j = P$$

#### - Calcul à partir de l'équilibre global

L'hypothèse de vérification de l'équilibre global impose :

$$\sum_{j=1}^n \alpha_j \geq P$$

Pour l'utilisation en dimensionnement, cette approche de l'équilibre global considère la même tension intrinsèque  $\alpha_I$  pour toutes les nappes  $j$  ( $\alpha_{Ij} = \alpha_I$ ). Pour chaque nappe géosynthétique, on vérifiera l'égalité :

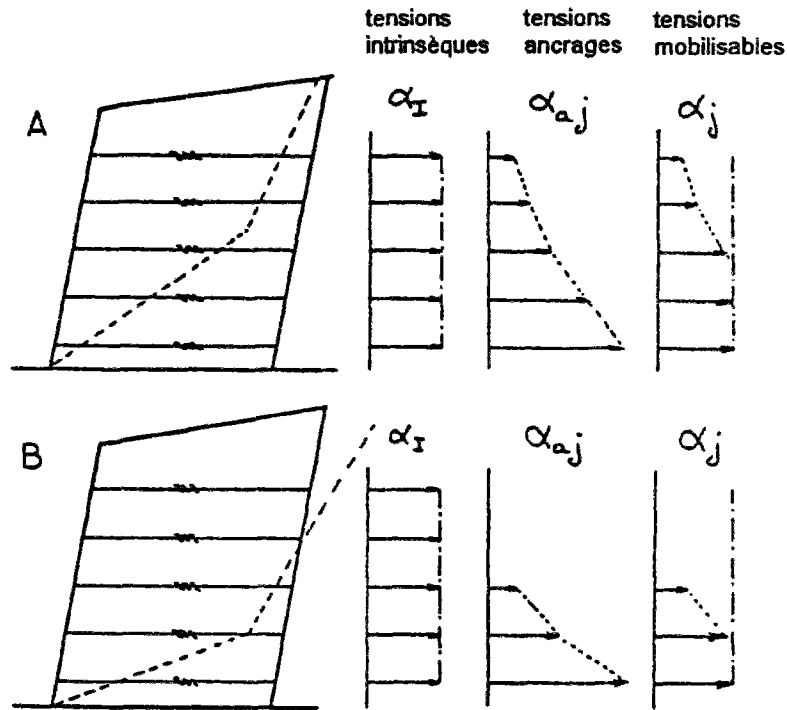
$$\alpha_j = \min (\alpha_{aj}, \alpha_f / F_T).$$

Pour le dimensionnement limite, il existera au moins une nappe  $j$  où la tension intrinsèque est atteinte (figure 3.8), c'est à dire où la résistance en ancrage est excédentaire. Cette nappe se situe généralement en partie inférieure du massif :

$$\alpha_j = \alpha_I \leq \alpha_{aj}$$

Par ailleurs, il peut exister des nappes où la tension mobilisable est bornée par la résistance d'ancrage (partie A figure 3.8). Ces nappes se situent généralement en partie supérieure du massif :

$$\alpha_j = \alpha_{aj} \leq \alpha_I$$



partie (A) : cas de la ligne interne  
partie (B) : cas de la ligne partiellement externe

Figure 3.8 - Equilibre global ; détermination des tensions mobilisables (DB-IRIGM)

Dans la situation où la ligne de glissement est extérieure au massif renforcé, les tensions  $\alpha_j$  au niveau correspondant sont nulles. Sur la partie (B) de la figure 3.9, les tensions maximales mobilisables le long de la ligne de glissement ont été représentées.

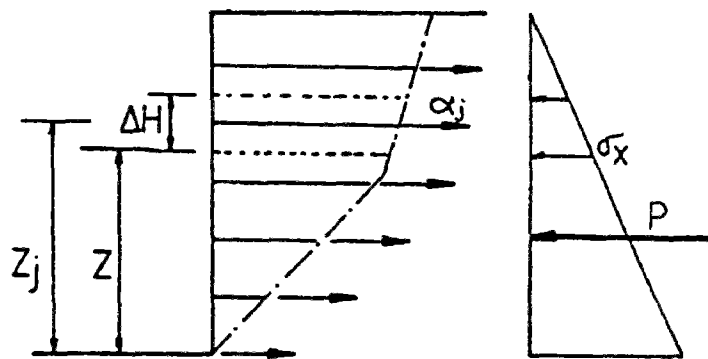


Figure 3.9 - Equilibre local ; détermination des tensions mobilisables (DB-IRIGM)

**- Calcul à partir de l'équilibre local**

La condition d'équilibre précédemment exposée est complétée en imposant une nouvelle condition sur les tractions  $\alpha_j$  dans les nappes et en considérant que chaque nappe équilibre la poussée locale existant sur les deux demi-couches de sol adjacentes.

L'équilibre global imposait que la poussée P devrait être équilibrée par la somme des tensions ( $\sum \alpha_j$ ). L'hypothèse plus contraignante de l'équilibre local consiste à dire que chaque nappe j doit équilibrer localement une partie  $\Delta P_j$  de cette poussée P. Cette condition est évidemment plus restrictive :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_j \leq \min(\alpha_{oj}, \alpha_l) \\ \alpha_j = \Delta P_j \end{array} \right\} \rightarrow \sum \alpha_j \geq \sum \Delta P_j = P$$

On considère que la zone active est constituée d'éléments composites horizontaux (figure 3.9). Il a été montré que, par raison de symétrie, les contraintes verticales et horizontales sur un plan de symétrie entre deux couches de renforcement sont principales et que, par conséquent, le cisaillement est nul sur ces plans (voir figure 3.9).

Chaque élément j est soumis horizontalement à une poussée  $\Delta P_j = \sigma_{Xj} \cdot \Delta H$  et à un effort de renforcement  $\alpha_j$  dans la nappe.

Diverses hypothèses ont été proposées pour la détermination de la contrainte locale  $\sigma_{XY}$  à prendre en compte, la plus classique étant :

$$\sigma_X = K \cdot \gamma \cdot (H - Z)$$

$$\text{et} \quad \int_{(Z_{i-1}+Z_i)/2}^{(Z_i+Z_{i+1})/2} \sigma_X \cdot dZ = \alpha_j(*)$$

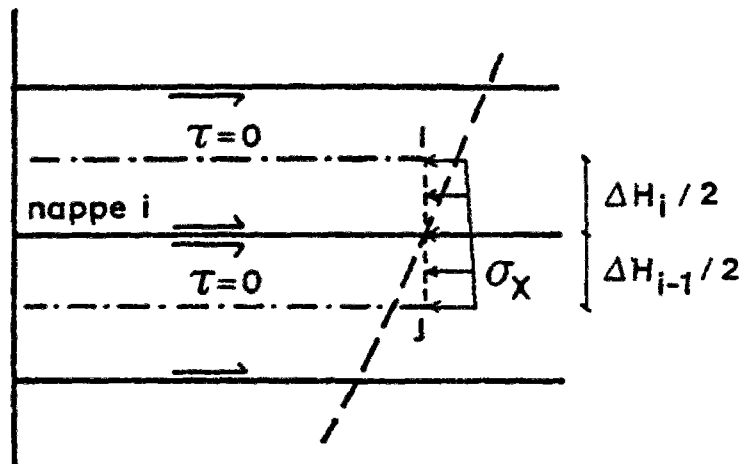


Figure 3.10 - Equilibre local d'après Juran et al (1979)

Pour la méthode "double bloc", la vérification de l'équilibre global impose :

$$K = P / (1/2 \cdot \gamma \cdot H^2)$$

Cependant, la condition (\*) ne peut pas être vérifiée :

- lorsque la ligne de glissement devient externe à l'ouvrage en sol renforcé en partie supérieure (ce qui est équivalent à une longueur d'ancrage passif nulle, donc à une tension mobilisable nulle),
- lorsque la surface libre en tête d'ancrage n'est pas horizontale.

Dans ces cas, la procédure est la suivante (figure 3.11) :

- la poussée non équilibrée est reportée en partie haute uniformément sur l'ensemble des éléments dont les nappes sont coupées par la surface de glissement,
- on vérifie si la nouvelle poussée locale peut être reprise par l'ancrage  $\alpha_j \leq \alpha_{aj}$ .

Dans de tels cas, l'équilibre local conduit à un dimensionnement très proche de celui de l'équilibre global.

A noter que la poussée à la base du mur en sol renforcé n'est considérée comme reprise par la nappe à la base que si l'on juge que cette nappe peut participer au renforcement.

Soit  $j = 1$  cette nappe, on a  $Z_1 = 0$

- si la nappe 1 participe au renforcement, on a :

$$\Delta P_1 = \int_0^{Z_2/2} \sigma_x \cdot dZ = \alpha_1$$

- si la nappe 1 ne participe pas au renforcement, on a :

$$\Delta P_1 = 0 \text{ et } \alpha_1 = 0$$

$$\Delta P_2 = \int_0^{Z_3+Z_2} \sigma_x \cdot dZ = \alpha_2$$

A partir de ce stade, la détermination de la distribution des contraintes le long de la ligne de glissement est réalisée par la méthode des perturbations (Raulin et al, 1974) de calcul de stabilité de pente.

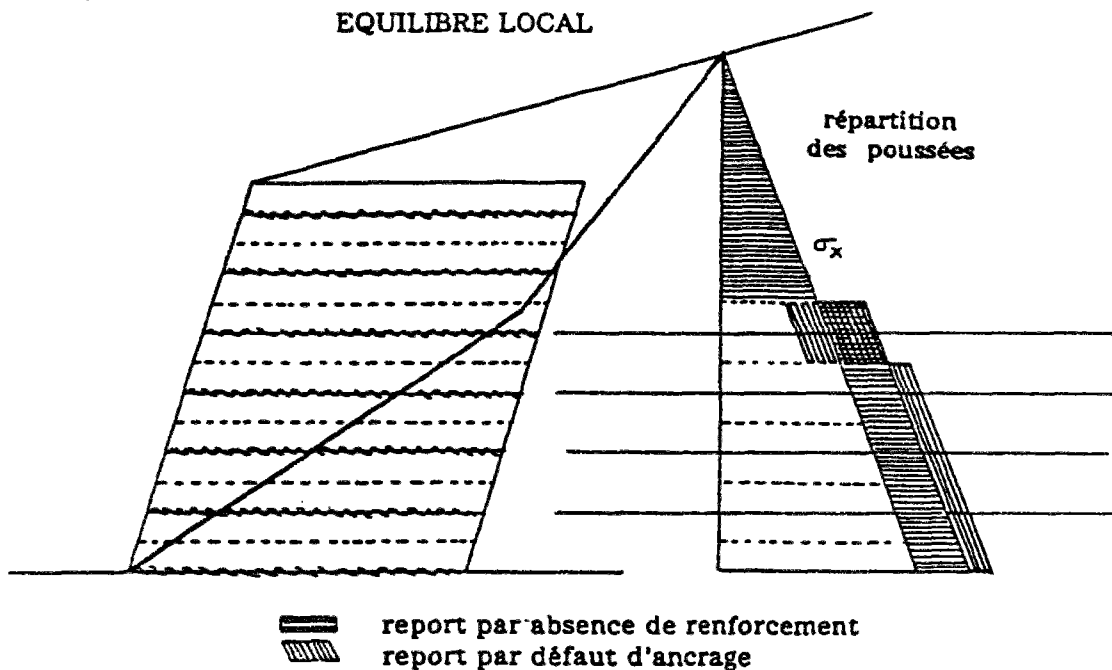


Figure 3.11 - Equilibre local : report des poussées localement non équilibrées

### 3.3.4 Méthode des perturbations

Cette méthode, développée au LCPC, est une méthode des tranches "isostatique". Le calcul correspond à un équilibre de tranches de la zone active (figure 3.11).

Le problème est rendu isostatique par prise en compte d'une hypothèse sur la répartition des efforts normaux à la base des tranches. Cette répartition est fonction de deux paramètres  $\lambda$  et  $\mu$ . Globalement on peut se ramener à un système de trois équations, les trois équations d'équilibre de la statique à trois inconnues ( $\lambda$ ,  $\mu$  et  $F_S$ ). La méthode consiste :

- à écrire l'équilibre de chaque tranche,
- à regrouper les  $m$  systèmes de trois équations scalaires correspondant à l'équilibre de chaque tranche,
- à résoudre le système résultant, après adjonction des hypothèses complémentaires nécessaires pour rendre le système isostatique.

L'exposé détaillé de cette méthode de calcul adaptée à l'approche "double bloc" est présenté par Bordairon (1986) et Gotteland (1991).



### 3.4 Calculs en déformations

L'une des propriétés fondamentales des ouvrages renforcés par géosynthétiques est leur aptitude à subir des déformations relativement élevées avant la rupture du renforcement. La détermination des efforts dans le renforcement doit donc prendre en compte la déformabilité de l'ouvrage. Les méthodes exposées précédemment ne tiennent pas compte de cela, et en particulier, elles ne considèrent pas l'extensibilité du renforcement. La méthode dite en "déplacements", développée conjointement par le LCPC et l'IRIGM (Gourc et al, 1986 ; Delmas et al, 1986 ; Rattel, 1987) suppose une cinématique de la rupture et une mobilisation de l'ancrage fonction des déplacements engendrés.

Comme dans les méthodes d'équilibre limite traditionnelles, le principe de calcul consiste à supposer l'existence de deux zones dans le massif renforcé, une zone passive et une zone active, séparées par une ligne de glissement (figure 3.14).

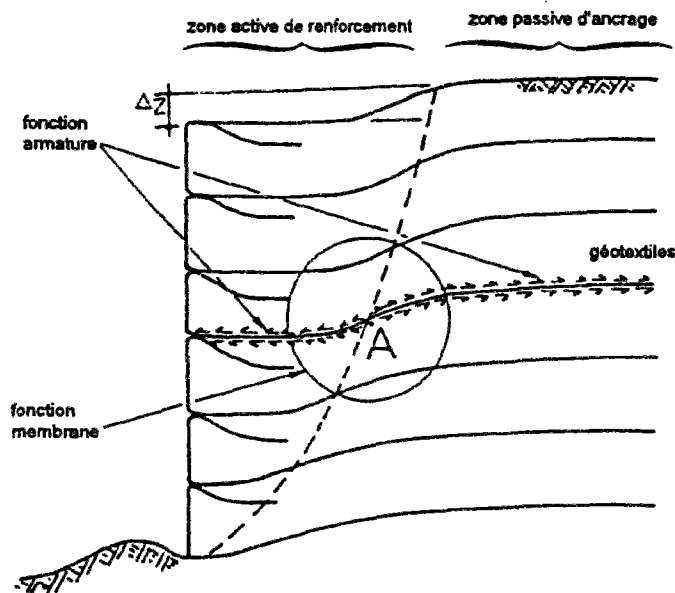


Figure 3.14 - Schématisation des déplacements lors de la rupture d'un massif renforcé

Le principe de l'équilibre limite consiste à supposer l'équilibre de la zone active (figure 3.15) :

$$\text{Torseur } (\overset{p}{W}, \overset{p}{R}, \sum \overset{p}{T}_j, \overset{p}{S}) = 0 \quad \text{avec}$$

$\overset{p}{W}$   
 $\overset{p}{R}$

poids de la zone active

résistance au cisaillement le long de la ligne de glissement

- $\sum_j \bar{T}_j$  somme des forces maximales mobilisées dans les éléments de renforcement
- $\bar{S}$  surcharge appliquée sur la zone active

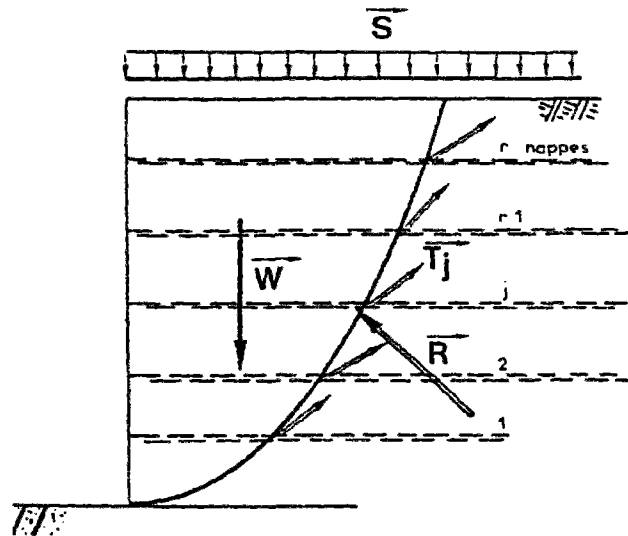


Figure 3.15 - Situation de calcul pour le calcul d'un massif renforcé par géotextiles

Les méthodes divergent quant à l'obtention des tensions  $T_j$  dans les armatures géosynthétiques. Le principe de l'équilibre local de l'élément composite constitué par une nappe de renforcement et le sol adjacent permet d'obtenir une valeur pour chaque tension  $T_j$ . La méthode en déplacements propose ici une nouvelle démarche basée sur les déplacements conjoints de la zone active et des nappes de renforcement. L'évolution d'un déplacement  $\Delta Z$  de la zone active de renforcement (figure 3.13), imposée en tête de remblai le long de la ligne de glissement, induira les tensions  $T_j$  dans les armatures géosynthétiques par l'équilibre interne des parties amont et aval de chaque nappe.

Dans les méthodes d'équilibre classiques, comme la méthode "DB-IRIGM" présentée au paragraphe 3.2 ou d'autres citées en introduction (tableau 3.1), les tensions dans les nappes de géosynthétiques sont obtenues par l'équilibre interne de la poussée de la zone amont sur la zone active renforcée, supposée agir au niveau de la ligne de rupture (figure 3.10). La contrainte  $\sigma_x$  est la contrainte moyenne horizontale de poussée agissant à l'intersection avec la ligne de glissement. Rappelons que les différences entre les différentes méthodes portent principalement sur les hypothèses relatives à l'obtention de ces tensions  $T_j$ .

La méthode dite "en déplacements" diffère des méthodes d'équilibre classique par le fait que les tensions sont obtenues par l'équilibre au niveau des armatures géosynthétiques, sans tenir compte de la poussée décrite précédemment. L'équilibre global de la zone active en glissement



glissement permettra d'obtenir le déplacement  $\Delta Z$  en tête nécessaire à la mobilisation de la tension  $T_j$  nécessaire à l'équilibre. On tient compte du coefficient de sécurité  $F_S$  sur les sols (paragraphe 3.3). La résolution numérique de cette méthode se fait par itération sur de nombreux paramètres intervenant soit dans l'équilibre interne de chaque élément de renforcement géosynthétique, soit dans l'équilibre global de la zone active.

### 3.4.1 Principe de calcul de l'équilibre local

La procédure de calcul qui permet de déterminer les tensions dans chaque nappe de renforcement, relative à l'équilibre local de la méthode en "déplacements", se décompose de la manière suivante (figure 3.16) :

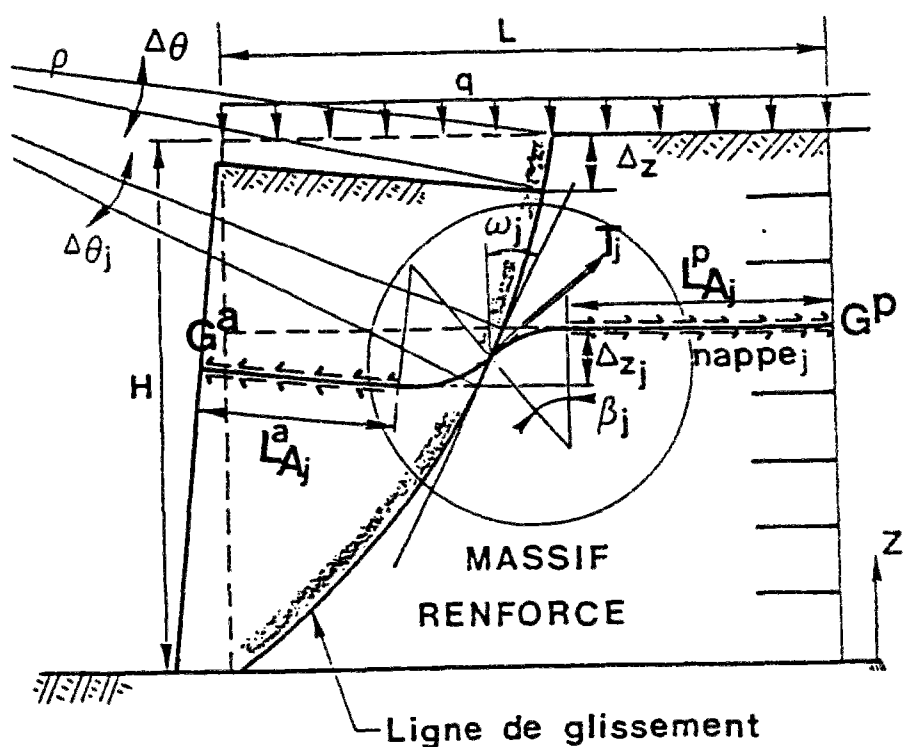


Figure 3.16 - Visualisation du champ des déplacements

1. détermination d'un champ de déplacement le long de la ligne de glissement assurant la compatibilité des déformations des nappes géosynthétiques et du sol ;
2. étude du comportement et de l'équilibre de chaque nappe de géosynthétique sous l'effet des déplacements imposés au massif ;
3. étude du comportement du massif renforcé et vérification de l'équilibre global.

Une itération s'opère sur les étapes 2 et 3, afin d'atteindre l'état d'équilibre souhaité. Les principes régissant les calculs pour chacune des étapes sont définis ci-après.

### 3.4.2 Première étape

L'évaluation des déformations dans les géosynthétiques résulte de la définition d'un champ de déplacements du sol, qui doit être compatible avec la forme de la surface le long de laquelle sera réalisé le calcul de stabilité global. En général, on supposera que le déplacement est guidé par cette surface, les déplacements locaux au droit de chacun des géotextiles étant donnés par une loi rhéologique du sol ou par l'observation sur des sites analogues.

En pratique, tous les déplacements locaux seront reliés entre eux, et en particulier aux déplacements en certains points sensibles du massif (en tête par exemple). On peut ainsi fixer un seuil ( $\Delta_{lim}$ ) correspondant à des déplacements jugés critiques, ce qui introduit une borne à la mobilisation des efforts dans les inclusions (figure 3.17).

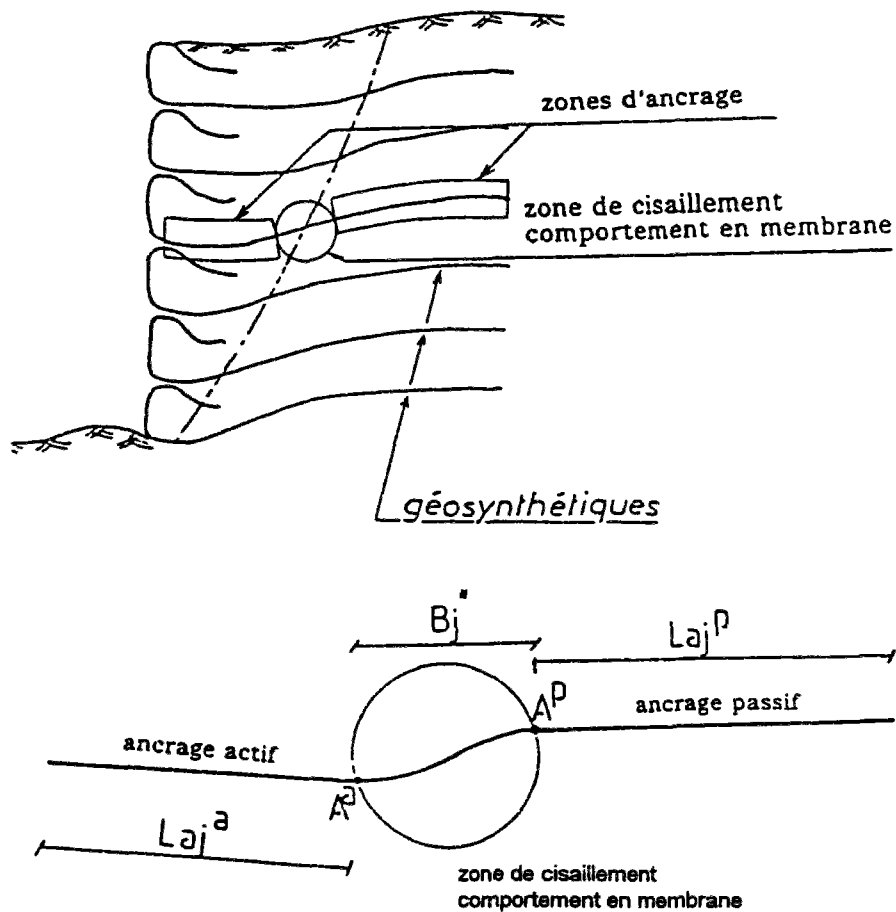


Figure 3.17 - Compatibilité de la cinématique globale et des déplacements locaux

Dans cette étape du calcul, un champ de déplacement initial dans le sol permet de déterminer les paramètres cinématiques locaux  $\delta_j$  le long de la ligne de glissement à l'intersection avec les nappes j. Ce critère en déplacement sera défini en premier lieu pour assurer un niveau de déformation tolérable dans le sol, afin d'éviter la chute de résistance au cisaillement consécutive aux grands déplacements.

D'autres part, il sera adapté à l'influence des déformations du sol sur les structures voisines ou sus-jacentes.

### 3.4.3 Deuxième étape

Afin de prévenir tout risque de rupture en traction du géosynthétique, la tension de travail admissible ( $T_g$ ) sera définie à partir de la tension de rupture du produit ( $T_{Rg}$ ) d'après la norme française NF G38-014 (1984) :

$$T_g = \frac{T_{Rg}}{F_g}$$

avec  $F_g$  - Coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture par traction du géotextile.

En l'absence de méthode de calcul opérationnelle de la déformabilité dans le temps des produits en fonction de leur taux de travail au sein d'un massif de sol, on propose d'utiliser les coefficients présentés dans le tableau 3.3. Ces valeurs ont été déterminées de façon à éviter tout risque de fluage des géotextiles.

Tableau 3.2 - Coefficients de sécurité et taux de travail admissible vis-à-vis de la rupture en traction, d'après Kabir (1984) et Mir Arabchahi (1985)

Polymère	Sollicitations de courte durée	Sollicitations permanentes
Polyester	2	5
	50%	20%
Polypropylène	5	10
Polyéthylène	20%	10%

Il conviendra de vérifier l'impossibilité de rupture par défaut de frottement ou d'adhérence, aussi bien dans la zone passive que dans la zone active, en particulier en l'absence de liaison du renforcement avec le parement. En pratique, on évaluera la tension admissible d'ancrage ( $T_a$ ) à partir de la tension de rupture d'arrachement ( $T_{Ra}$ ) par :

$$T_a = \frac{T_{Ra}}{F_a} T_a = \frac{T_{Ra}}{F_a}$$

$T_{Ra}$  - déterminé par la somme des efforts de frottement limite sol-géotextile sur la longueur d'ancrage considérée,

$F_a$  - coefficient de sécurité vis-à-vis d'une rupture d'ancrage.

L'étude de la cinématique locale du cisaillement permet de plus de définir l'inclinaison de l'effort de traction dans le géosynthétique. Le mécanisme réel de comportement du géosynthétique peut être schématisé par un effet de membrane associé à un comportement en ancrage de part et d'autre de la surface de rupture (Delmas et al., 1985).

#### - Zone intermédiaire cisailée (simplification du comportement en membrane)

L'effet de membrane est caractérisé par une tension tangente à la déformée et peut être modélisé simplement sous forme d'une surpression normale au géotextile, ce qui, dans le cas des bicouches sur sol mou, fournit des résultats en bonne concordance avec l'expérience (Gourc, 1982). Devant la difficulté de détermination du coefficient de raideur  $K$  du sol et du géosynthétique, une schématisation simplifiée du comportement du géosynthétique au voisinage de la ligne de glissement a été proposée. Cette schématisation considère un équilibre en "petits déplacements" ou en "grands déplacements" ou un équilibre "mixte" (figure 3.18) : Soit  $\Delta U_A$  l'allongement local du géosynthétique équivalent à la somme des déplacements  $U_A^a$  et  $U_A^p$  des points  $A^a$  et  $A^p$ , respectivement tête d'ancrage en zone active et tête d'ancrage en zone passive ( $\Delta U_A = U_A^a + U_A^p$ ).

- **Equilibre en "petits déplacements" (idefo=2 dans le code de calcul "Cartage")** : le rayon de courbure de la membrane est considéré comme infini et l'inclinaison  $\beta_j$  du géosynthétique par rapport à la direction horizontale d'origine des nappes de renforcement est nulle. L'allongement local du géosynthétique  $\Delta U_A$  est horizontal. Le déplacement vertical  $\delta_j$  est tel que :

$$\delta_j = \Delta U_A / \text{tg}(\omega_j)$$

La tension  $\alpha_j$  dans le géosynthétique est supposée horizontale ( $\beta_j = 0$ ).

Cette approche considère le sol comme relativement déformable. Elle modélise la phase initiales des mouvements dans un massif non stabilisé. C'est une approche sécuritaire, c'est à dire fournissant pour un dimensionnement les tensions maximales, comparativement aux autres schématisations.

- **Equilibre en "grands déplacements" (idefo=1)** : le rayon de courbure de la membrane est nul. L'inclinaison du géosynthétique ainsi que l'inclinaison  $\beta_j$  de la tension  $\alpha_j$

qui s'y développe sont égales à l'inclinaison locale de la ligne de glissement par rapport à la direction horizontale ( $\beta_j = \pi/2 - \omega_j$ ). L'allongement local du géosynthétique  $\Delta U_A$  est incliné, parallèle à la ligne de glissement. Le déplacement vertical  $\delta_j$  est tel que :

$$\delta_j = \Delta U_A \cdot \cos(\omega_j).$$

La tension  $\alpha_j$  dans le géosynthétique est inclinée de  $\beta_j = \pi/2 - \omega_j$ .

Cette approche considère le sol comme relativement raide. Elle modélise un comportement différé pour une étude dans un massif stabilisé. C'est une approche optimiste.

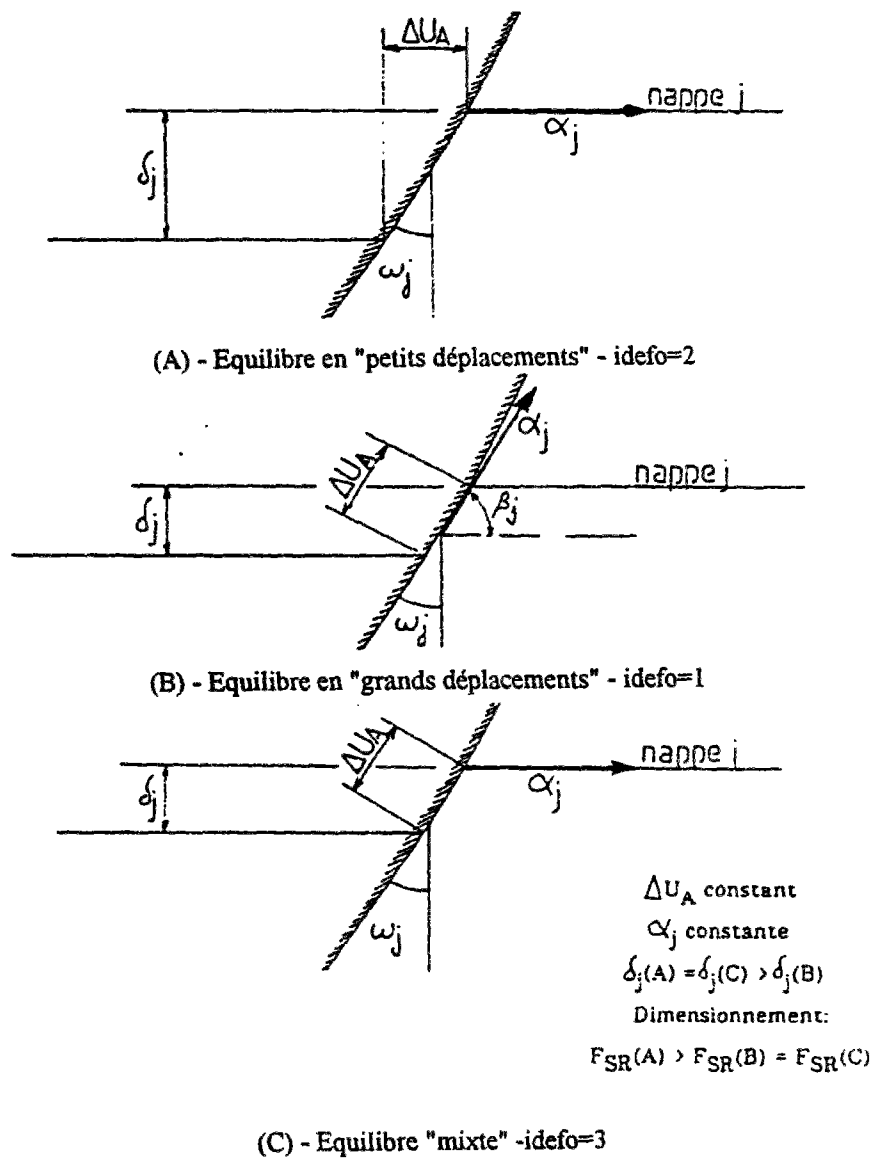


Figure 3.18 - Simplification du comportement en membrane circulaire

- Equilibre "mixte" (idefo=3) : le rayon de courbure de la membrane est nulle et l'inclinaison du géosynthétique est égale à l'inclinaison locale de la ligne de glissement. L'allongement local du géosynthétique est incliné, parallèlement à la ligne de glissement. Le déplacement vertical est, comme pour l'équilibre en "grands déplacements", tel que :

$$\delta_j = \Delta U_A \cdot \cos(\omega_j)$$

La tension  $\alpha_j$  est par contre prise suivant la direction horizontale d'origine des nappes de renforcement ( $\beta_j = 0$ ).

C'est une approche intermédiaire qui permet par exemple de prendre en compte une mise en prétension des armatures à la construction.

### - Lois de comportement des matériaux

Le calcul des efforts de traction induits par l'élongation des géosynthétiques, sous l'effet d'un déplacement local du sol, est réalisé à partir du couplage de la loi de comportement du géotextile et de la loi de mobilisation de l'effort de frottement.

#### a) Loi de comportement du géosynthétique

La loi de comportement du géosynthétique peut être supposée élastique linéaire. Gourc (1982) propose une loi élastique bilinéaire à deux modules. Cependant, dans la plage des déformations admissibles pour les ouvrages renforcés, il semble raisonnable de ne pas dépasser une déformation du géotextile de 10 à 15%. En dessous de cette valeur, une loi élastique linéaire correspond à une bonne modélisation de la plupart des géosynthétiques (figure 3.19 (A)).

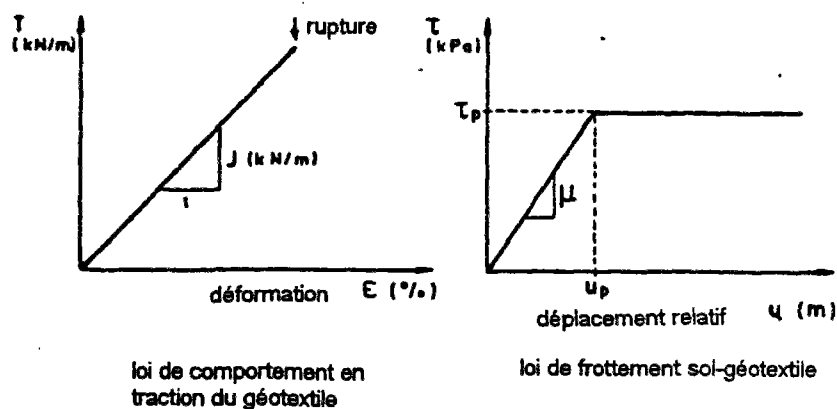


Figure 3.19 - Comportements retenus dans le calcul

## b) Loi de comportement du frottement sol-géotextile

Le comportement du frottement sol-géotextile sera modélisé par une loi élasto-plastique, fonction du déplacement relatif sol-géotextile (figure 3.19 (B)).

Quand le géotextile traverse des zones de caractéristiques de frottement différentes, la résolution numérique du système d'équations traduisant les conditions a) et b) s'obtiendra par généralisation du calcul élémentaire d'un tronçon de longueur  $L$ , pour lequel on connaît les lois de mobilisation de la traction et du frottement, ainsi que deux conditions aux limites (déplacement et effort normal aux deux extrémités). Dans le cas des hypothèses proposées, pour un segment (figure 3.20) :

$$N_A = C_1 + C_2$$

$$N_P = C_1 e^{\tau\beta} - C_2 e^{-\tau\beta}$$

$$N_B = N_P + \frac{J}{\beta^2} u_P (L - x_P)$$

$$u_A = \frac{\beta}{J} (C_1 - C_2)$$

$$u_P = \frac{\beta}{J} [C_1 e^{\tau\beta} - C_2 e^{-\tau\beta}]$$

$$u_B = \frac{1}{2} \frac{u_P}{\beta^2} (L - x_P)^2 + \frac{N_P}{ES} (L - x_P) + u_P$$

avec :

$N_A, N_P, N_B$ , efforts de traction aux points A, P et B ;

$u_A, u_P, u_B$ , déplacements relatifs sol-géotextile aux points A, P et B ;

$x_P$ , abscisse du point de déplacement relatif  $u_P$  ;

$J$ , raideur du géosynthétique ;

$$\beta = \sqrt{\frac{J}{2\mu}} \text{ longueur efficace de référence (Schlosser et al., 1981)}$$

$\mu = \frac{\tau_P}{u_P}$  - pente de la loi de mobilisation du frottement sol-géotextile avant le cisaillement

limite  $\tau_P$  ;

$C_1$  et  $C_2$  sont des constantes.

La résolution complète d'un lit avec l'extrapolation à plusieurs segments (i), pourra être réalisée par un double processus d'itération sur les valeurs de  $(x_P)$  et sur les conditions aux limites au niveau de l'intersection avec la surface de rupture.

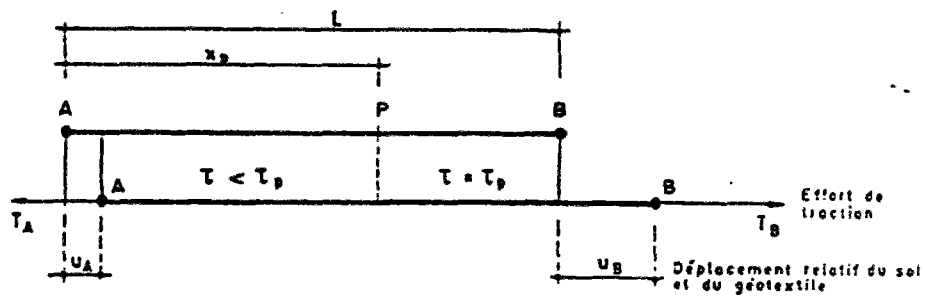


Figure 3.20 - Schéma de calcul généralisant les lois de comportements retenues

### 3.4.4 Troisième étape

A ce stade, le calcul local de l'équilibre des nappes a conduit aux valeurs d'effort de traction et d'inclinaison du géosynthétique au point d'intersection avec la surface de rupture. Ces efforts sont alors introduits dans les trois équations de l'équilibre du massif, avec les hypothèses de la méthode des perturbations (paragraphe 3.3.4) rappelées dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 - Hypothèses de vérification pour les ouvrages renforcés

Efforts dans le sol sur la ligne de rupture	Poids W et surcharge q	Efforts dans les géosynthétiques
$\Sigma$ efforts horizontaux =	$W + q$	$\Sigma N_h$ composantes horizontales
$\Sigma$ efforts verticaux =		$\Sigma N_h$ composantes verticales
$\Sigma$ moments =		$\Sigma$ moments (N)

On remarquera que le coefficient de sécurité calculé ne s'applique que sur les caractéristiques de cisaillement du sol. Par ailleurs, il convient de remarquer que l'évaluation du niveau de stabilité d'un ouvrage de renforcement nécessite la prise en compte de plusieurs coefficients de sécurité, correspondant chacun à un type de rupture possible dans le sol ou les inclusions. Dans l'absolu, il serait même souhaitable d'analyser la stabilité de l'ouvrage sous les différentes hypothèses de chargement (de service ou ultime) en vérifiant les coefficients de sécurité correspondants. Cependant, en l'absence de règlements officiels sur les ouvrages renforcés par géosynthétique, on pourra retenir les valeurs présentées dans le tableau 3.5.



Tableau 3.5 - Coefficients de sécurité d'un massif renforcé par géosynthétique

Sol	
Caractéristiques mécaniques	1,5
Déplacements	suivant sensibilité de l'ouvrage
Géotextile	voir tableau 3.2
Interaction de frottement	2
Parement	suivant type

### 3.5 Conclusion

Dans ce chapitre, les éléments fondamentaux de deux méthodes de calcul des ouvrages renforcés par géotextiles ont été sommairement présentés. Il s'agit de la méthode dite des "doubles blocs-IRIGM" et la méthode dite "en déplacements". Les deux codes de calcul, VERBLOC (IRIGM) et CARTAGE (LCPC), qui ont été mis aux point à partir des méthodes ci-dessus, ont servi à analyser le comportement de l'ouvrage expérimental en vraie grandeur et celui des modèles réduits en centrifugeuse dans la troisième partie de ce mémoire.

De nombreux ouvrages de soutènement, parfois de hauteur appréciable (11 m), ont été construits avec des géotextiles. Leurs dimensionnements ont été généralement effectués avec des méthodes différentes. Les divers procédés de dimensionnement s'appuient en partie sur des travaux de recherche et des expérimentations. La méthode dite "en déplacements" avec son code de calcul constitue un outil opérationnel pour le dimensionnement des ouvrages renforcés par des nappes de géotextile en France. La méthode dite des "double blocs" est la plus utilisée, sous ses diverses formes, dans les autres pays.

Ces deux méthodes de calcul, qui sont en fait les plus accessibles à l'ingénieur de bureau d'étude, serviront à analyser le comportement de l'ouvrage expérimental en vraie grandeur et des modèles réduits en centrifugeuse présentés dans ce mémoire.

### CONCLUSION

Dans les paragraphes précédents, le cadre dans lequel se situe le présent mémoire a été présenté, par une étude bibliographique sur les principaux produits géosynthétiques actuels, leurs propriétés et les modes opératoires des essais qui servent à déterminer leurs caractéristiques spécifiques pour les utilisations de renforcement. Les différentes applications et

techniques de renforcement ainsi que deux méthodes de calcul utilisées couramment pour la justification des ouvrages renforcés par géotextiles ont également été présentées.

La nature et les caractéristiques des géosynthétiques, surtout la déformabilité, leur permet de s'adapter sans se rompre à des déformations de grande ampleur. La grande surface de contact avec le sol qui fournit une bonne liaison, assure un bon rôle de renforcement. La technique de renforcement des sols au moyen de nappes de géotextiles utilisée pour la réalisation d'ouvrages de soutènement, pourrait connaître une extension satisfaisante concernant les murs-culées supportant une fondation. Les méthodes de dimensionnement existantes devront être adaptées à de telles situations tenant compte du chargement en tête.



**Deuxième partie**  
**ETUDES EXPERIMENTALES**

## **INTRODUCTION**

La technique de renforcement des sols par géotextiles pour la réalisation de murs de soutènement, de talus végétalisables et éventuellement de culées de ponts, présente un intérêt potentiel dans le génie civil actuel. Il est bien connu que le comportement des massifs renforcés par géotextiles dépend non seulement des propriétés du sol, du géotextile et de l'interaction des deux, mais aussi du mode de construction ainsi que de la manière dont ces ouvrages sont soumis à des charges. Bien que plusieurs ouvrages réels ou expérimentaux aient été instrumentés et suivis, les mécanismes internes, en service et à la rupture, surtout dans le cas des ouvrages chargés en tête, restent assez mal connus. Une expérimentation en vraie grandeur sur de tels ouvrages, élargie à des modèles réduits en centrifugeuse et réalisée dans des conditions de laboratoire contrôlées avec un programme de mesures détaillé, a été imaginé pour suivre leur comportement lors de la mise en oeuvre et pendant l'application de chargements verticaux concentrés en tête et contribuer ainsi à faire progresser la recherche dans ce domaine.

Lors de la préparation du rapport de l'OECD sur "l'application des géotextiles dans les constructions routières", le représentant français dans ce groupe de travail, M. Philippe Delmas, a visité le hall d'essais statiques de l'Institut Fédéral Allemand de la Recherche Routière (BASt), dirigé par M. Bernd Rüdiger Thamm, représentant allemand dans le même groupe. Au cours de la présentation des capacités logistiques et des travaux de recherches sur les géotextiles dans les deux pays, l'opportunité d'un programme de recherche qui permettrait à moindre frais d'atteindre des buts communs a été discutée. Ainsi, en concordance avec la priorité donnée aux coopérations entre les laboratoires européens depuis une dizaine d'années dans les programmes de l'OECD et dans les nouveaux programmes de la Communauté Européenne, un projet commun franco-allemand de recherches expérimentales a été établi entre le réseau des LPC et la BASt, après consultation des autorités administratives compétentes. Les résultats des travaux expérimentaux ont été présentés lors d'un séminaire franco-allemand les 5, 6 et 7 Octobre 1992 à Bergisch Gladbach (BASt-LCPC, 1992).

Cette seconde partie du mémoire, qui s'inscrit dans le cadre de ce programme de recherches, est composée de deux chapitres et décrit les études expérimentales sur un ouvrage en vraie grandeur (Chapitre 4) et sur cinq modèles réduits en centrifugeuse (Chapitre 5). Les chapitres 4 et 5 présentent les résultats des études expérimentales de façon sélective, dans le but de faire ressortir le comportement global des ouvrages renforcés par géotextiles lors de la

construction, dans les conditions en service et pendant le chargement jusqu'à la rupture. Le détail des résultats de l'ensemble des études expérimentales peut être consulté en annexe.

## Chapitre 4

### OUVRAGE EXPERIMENTAL EN VRAIE GRANDEUR "LCPC-BASt"

#### 4.1 Généralités

La première partie du programme de recherches franco-allemand a commencé en avril 1989 par le choix des matériaux de construction, le dimensionnement du mur expérimental en vraie grandeur et les essais de laboratoire sur les matériaux utilisés. L'ouvrage a été construit dans le hall d'essais statiques de la BASt (Thamm et Frenken, 1987). Le hall est composé principalement d'une grande fosse technique de dimensions 24 m (longueur) x 7,5 m (largeur) x 3,6 m (profondeur), dans laquelle des ouvrages en vraie grandeur sont construits, et d'un vérin hydraulique mobile, permettant d'appliquer à n'importe quel point de la fosse des pressions ou des tractions allant jusqu'à 2000 kN (figure 4.1 et 4.2).



Figure 4.1 - Vue du hall d'essais avec le portique de chargement à la BASt (Bergisch Gladbach, RFA)

Tout autour de la fosse d'essais, un système de canalisation comprenant de nombreuses ramifications permet de conduire les câbles d'alimentation, de guidage et de mesure jusqu'à un local technique, où les points d'arrivée de tous les systèmes de mesure sont regroupés. C'est dans ce hall d'essai qu'a eu lieu l'expérimentation de Bergisch Gladbach et un mur à parement vertical a été dimensionné par la méthode dite "des doubles blocs" utilisée couramment en Allemagne et la méthode dite "en déplacement" utilisée en France. Le détail du dimensionnement est présenté au chapitre 6.

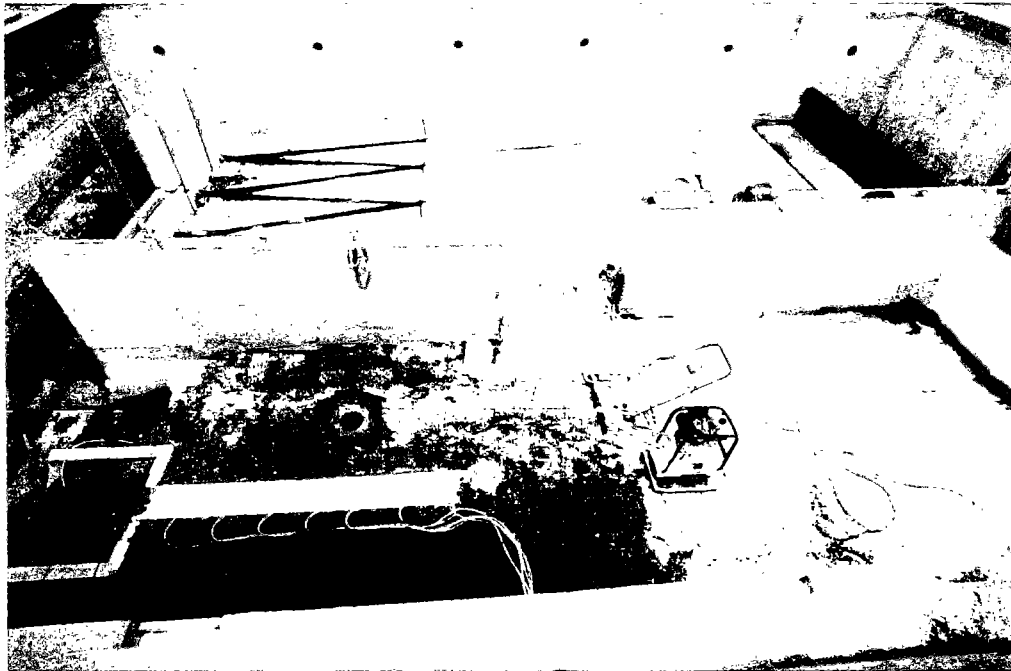


Figure 4.2 - Vue de la fosse d'essais à la BAST

Le mur expérimental a été construit avec l'assistance technique de la société Mur Ebal, qui a fourni le système de coffrage Ebal-LCPC, résultant de recherches antérieures au LCPC, et les éléments préfabriqués du parement. Une cinquantaine de capteurs a été placée lors de la construction, permettant ainsi de suivre le comportement du mur lors la mise en oeuvre et pendant le chargement. Le massif renforcé a été chargé jusqu'à la rupture sous l'action de forces verticales provenant du vérin hydraulique, appliquées sur une semelle de fondation placé en tête du mur.

#### **4.2 Objectifs de l'expérimentation**

L'objectif général de l'expérimentation était d'étudier le comportement global de l'ouvrage renforcé par géotextiles, lors de la mise en oeuvre et à la rupture, sous l'action d'un chargement vertical concentré en tête (cas de murs-culées). Cet objectif peut être détaillé comme suit :

- faisabilité de l'utilisation de non-tissés avec des propriétés mécaniques relativement faibles pour des fonctions de renforcement ;
- influence du procédé de construction Ebal-LCPC sur le comportement d'un ouvrage renforcé par géotextiles ;
- comportement en service d'un ouvrage renforcé par géotextiles soumis à un chargement vertical concentré en tête (cas de murs-culée) ;
- comportement à la rupture d'un ouvrage renforcé par géotextiles soumis à un chargement vertical concentré en tête ;

- analyse des comportements observés par les méthodes courantes de calcul (dimensionnement).

### **4.3 Matériau de remblai**

Il apparaissait intéressant pour une expérimentation à l'échelle 1 de reproduire les conditions réelles de construction de tels ouvrages. Le sol naturel utilisé est identique aux matériaux de remblayage généralement utilisés en Allemagne dans la région de la vallée du Rhin et a été l'objet de plusieurs expérimentations antérieures à la BAST. Ce matériau présente la particularité d'une cohésion en place non négligeable. Cette dernière a pu être constatée visuellement lors du démontage des ouvrages expérimentaux, où des excavations avec des pentes de 90 degrés ont pu être réalisées.

#### **4.3.1 Essais de laboratoire**

##### **- Granulométrie**

Le sol de renforcement était un sable graveleux (60% de sable et 40% de graves), constitué d'alluvions du Rhin d'origine fluvioglacière avec les caractéristiques suivantes :

$$C_U \leq 6 ; 0,74 \leq C_C \leq 0,99$$

Il s'agissait d'un sol à grande proportion d'éléments grossiers et de granulométrie dispersée, classé SE selon la norme DIN 18196 en Allemagne et C2 selon les Recommandations pour les Terrassements Routiers en France. Le poids volumique moyen de mise en place était de l'ordre de  $19,5 \text{ kN/m}^3$ , ce qui correspondait à un état dense du matériau.

##### **- Essai Proctor**

Des essais Proctor Normal ont été réalisés sur des échantillons prélevés dans la masse du sol de remblai livré. A l'Optimum Proctor Normal, un poids volumique sec de  $19,3 \text{ kN/m}^3$  et une teneur en eau de 9,8 % ont été déterminées. Rappelons que les recommandations allemandes et françaises proposent respectivement 97% et 95% de la densité à l'Optimum Proctor Normal comme exigence de compacité pour les ouvrages renforcés par géotextiles.



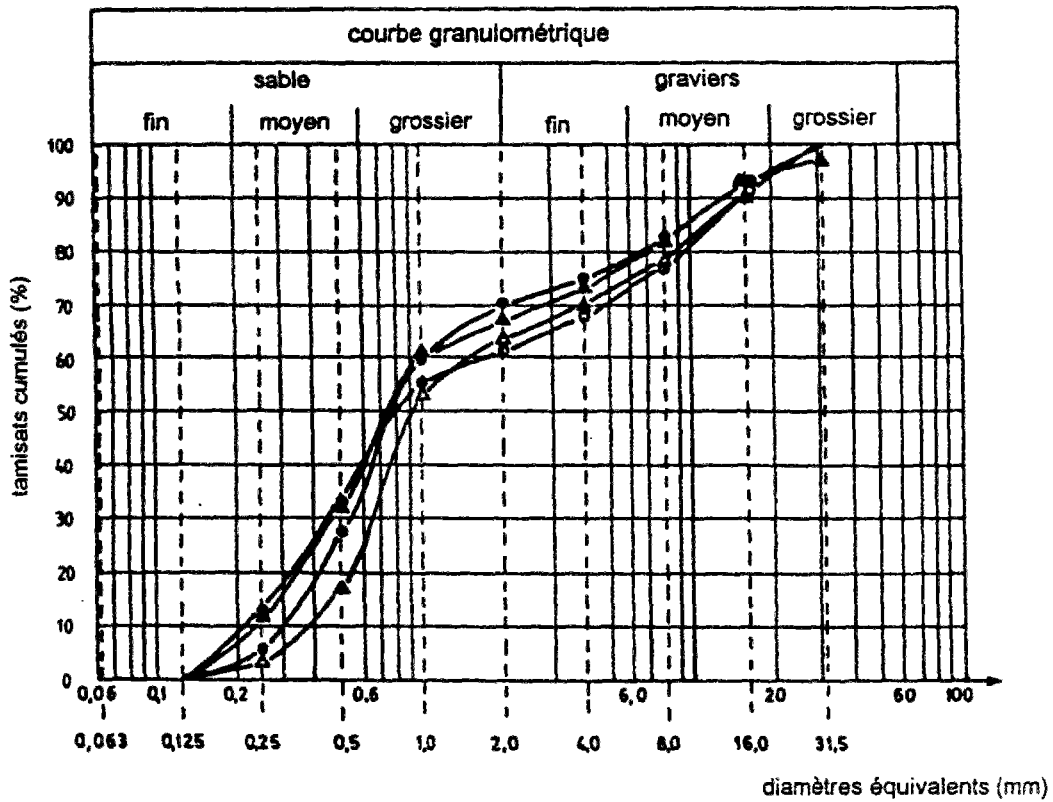


Figure 4.3 - Courbe granulométrique du sol de remblai

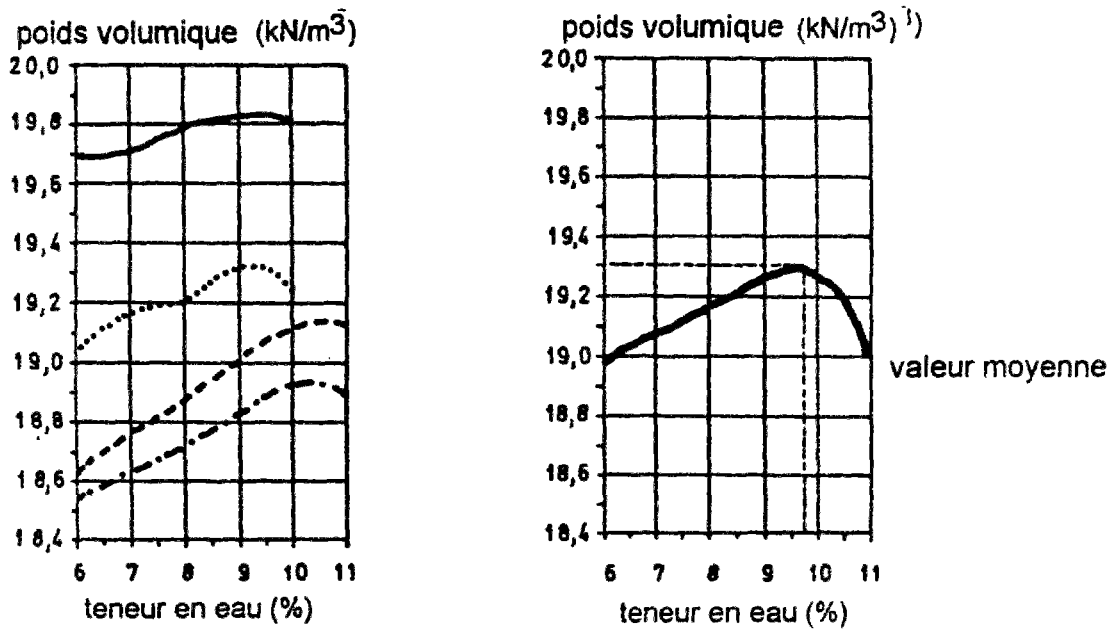


Figure 4.4 - Essais Proctor sur le sol utilisé

## - Résistance au cisaillement

Ces essais ont été réalisés dans la grande boîte de cisaillement de la BAST. Cette boîte est constituée de deux demi-boîtes de section carrée de 500 mm de côté et de 250 mm de hauteur. Un dispositif hydraulique fixé sur le boîtier supérieur permet d'appliquer une force horizontale qui provoque le cisaillement du sol placé dans la boîte. Des capteurs de force et de déplacement enregistrent respectivement l'effort d'arrachement ( $T_a$  [kN/m] ensuite  $\tau$  [kPa]) et le déplacement total correspondant en tête ( $\delta_L$  [mm]). Les côtés latéraux des demi-boîtes, ainsi que les surfaces de contact entre eux, ont été recouverts de Téflon pour diminuer les effets de bord et de frottement.

Le sol a été placé dans la boîte et compacté à environ 97% de la densité à l'Optimum Proctor Normal. Des contraintes verticales de 40, 80 et 120 kPa ont été appliquées sur une plaque d'acier de 25 mm d'épaisseur, préalablement posée sur le matériau pour assurer une répartition quasi uniforme des contraintes verticales dans la boîte.

Un angle de frottement interne  $\varphi'$  de 37 degrés et une cohésion  $c'$  de 8 kPa ont été ainsi obtenus (figure 4.5).

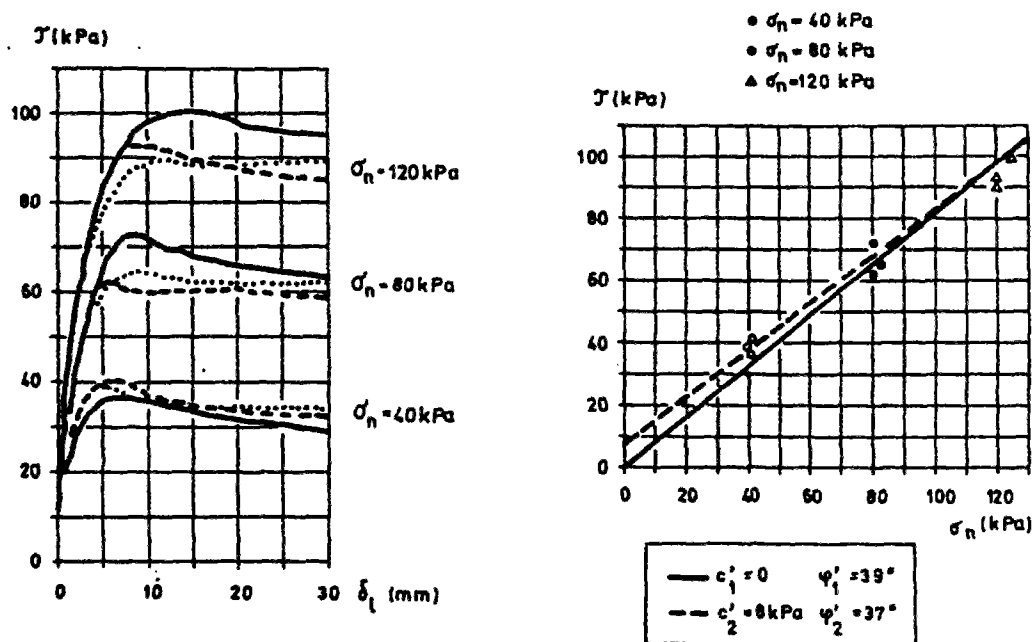


Figure 4.5 - Résultats des essais de cisaillement sur le sol

### 4.3.2 Contrôle de mise en place du remblai

Au cours de la mise en oeuvre du massif renforcé, la densité et la teneur en eau in situ de chaque couche de remblai ont été mesurées au gamma-densimètre sur un maillage de 50x50 cm de la surface. Ces mesures avaient pour but de contrôler le compactage correct du massif renforcé pour satisfaire aux recommandations existantes. Des valeurs de 0,95% et plus de la densité à l'Optimum Proctor Normal ont été généralement atteintes.

Tableau 4.1 : Densités et teneurs en eau mesurées au gamma-densimètre lors de la mise en oeuvre

Couche	Poids volumique sec (kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique humide (kN/m <sup>3</sup> )	Teneur en eau (%)	Dpr* (%)
1	19,25	20,33	5,6	100
2	18,20	19,00	4,3	94
3	18,35	19,63	7,0	95
4	18,49	19,43	4,9	96
5	18,52	19,08	3,0	96

\* Dpr - pourcentage de la densité à l'Optimum Proctor Normal

### 4.4 Le matériau géotextile

Le géotextile de renforcement a été choisi dans la gamme des produits non-tissés de la marque "Trevira Spunbond" (Hoechst). C'est un non-tissé aiguilleté en fibres continues de polyester (type 11/270) qui avait une masse surfacique  $\mu_g$  de 270 g/m<sup>2</sup> et une épaisseur  $T_g$  de 2,8 mm. Selon la fiche d'accompagnement du producteur, ce non-tissé possède une force de traction à la rupture de 18,1kN (chaîne) et 17,4 kN (trame) avec un allongement correspondant de 60% (tableau 4.2).

Il faut préciser que le choix du géotextile a été guidé par deux raisons principales. D'une part un non-tissé ayant un grand allongement à la rupture pouvait donner une meilleure visualisation du mode de rupture et, d'autre part, ceci permettait d'apporter une contribution dans les discussions engagées depuis 1988, surtout en Allemagne, sur l'utilisation ou non de non-tissés pour des fonctions de renforcement.

Tableau 4.2 - Caractéristiques techniques du géotextile (fiche d'accompagnement du producteur)

Masse surfacique	270 g/m <sup>2</sup>
Epaisseur	2,8 mm
Résistance à la traction (chaîne/trame)	18,1/17,4 kN/m
Allongement à la rupture	60 %
Résistance à la déchirure	3150 N
Ouverture des pores	0,12 mm
Frottement sol-géotextile	0,638
Frottement géotextile-géotextile	0,285
Fluage (chaîne/trame)	1 heure - 18/21 % 1 jour - 19/22 % 4 jours - 20/23 % 21 jours - 21/24 %

#### 4.4.1 Essai de traction

Deux séries d'essais de traction différents sur le non-tissé ont été réalisées :

- selon les recommandations allemandes (FGSt, 1987), cinq échantillons de dimensions 200 mm (largeur) x 100 mm (longueur dans le sens de traction), ont été mis en traction à une vitesse de 50 mm/min. La force moyenne de traction à la rupture  $\alpha_f$  et l'allongement moyen correspondant  $\varepsilon_{1f}$  sont déterminés.

Tableau 4.3 : Liste des essais de traction effectués selon les recommandations allemandes

Echantillon	1	2	3	4	5	Valeur moyenne
Traction à la rupture						
$\alpha_f$ (kN/m)	19,4	18,1	20,6	19,7	19,8	19,5
Allongement à la rupture						
$\varepsilon$ (%)	52,5	52,5	57,0	56,4	58,1	55,2

Une force moyenne de traction à la rupture de 19,5 kN/m et un allongement moyen correspondant de 55,2 % ont été obtenus selon les recommandations allemandes ;

- selon la **norme française**, les cinq échantillons de dimensions 500 mm (largeur) x 100 mm (longueur), sont mis en traction à une vitesse de 20 mm/min. La force moyenne de traction à la rupture  $\alpha_f$ , l'allongement correspondant  $\varepsilon_{1f}$ , ainsi que la contraction  $\varepsilon_{2f}$  de la largeur de l'échantillon sont déterminés.

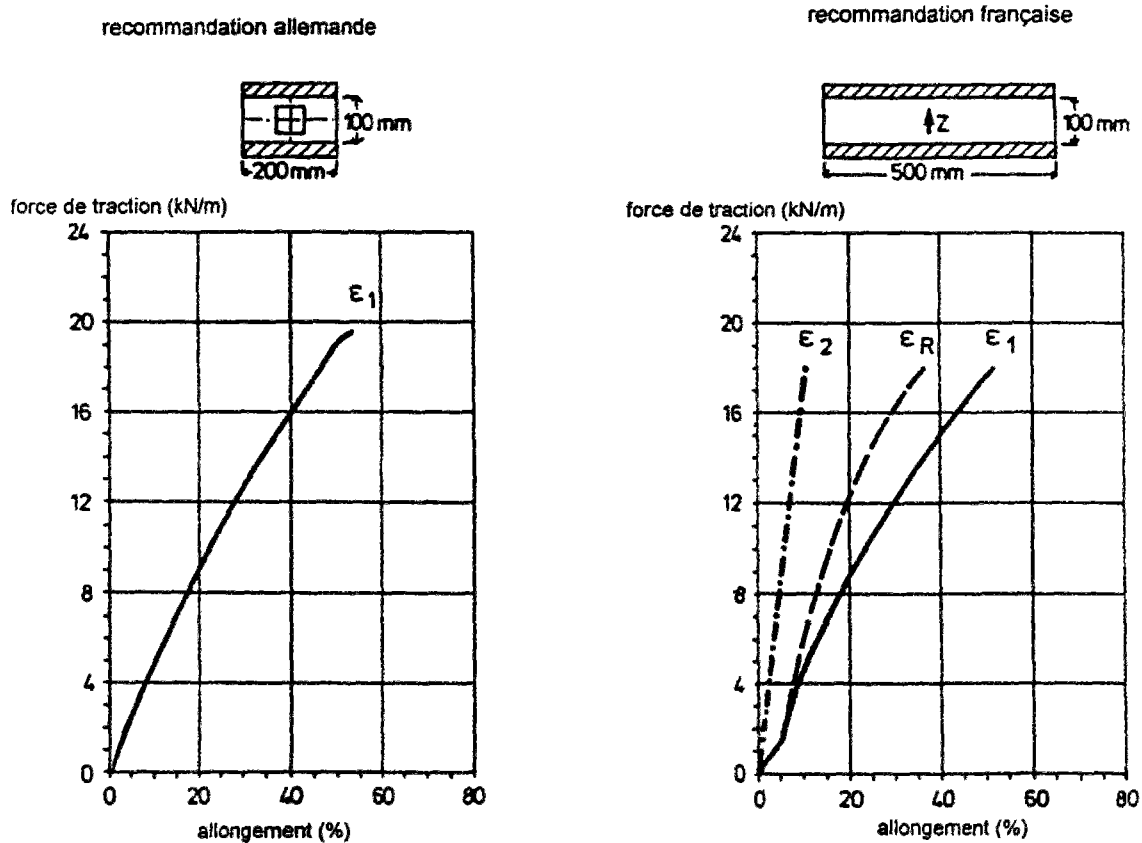


Figure 4.6 : Résultats des essais de traction

La mesure de la contraction  $\varepsilon_{2f}$  sur l'échantillon permet de prendre en compte l'effet du confinement du géotextile au contact du sol dans les conditions réelles d'application. En supposant que, dans les conditions réelles d'application, le géotextile en contact avec le sol dans le massif renforcé ne peut (ou alors très peu) se contracter, on en déduit un allongement résultant à la rupture selon la relation :

$$\frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{(\varepsilon_1 \cdot \varepsilon_2)}$$

Tableau 4.4 : Liste des essais de traction selon les normes françaises (NFG 38-013)

Echantillon	1	2	3	4	5	Valeur moyenne
Traction à la rupture $\alpha_f$ (kN/m)	18,2	17,8	16,4	18,0	18,2	17,7
Allongement à la rupture $\varepsilon_1$ (%)	51,0	51,0	51,0	51,0	54,0	51,6
Contraction à la rupture $\varepsilon_2$ (%)	-10,2	-10,9	-10,4	-9,8	-10,8	-10,4
Allongement résultant $\varepsilon_R$ (%)	35,6	34,5	35,3	36,2	37,4	35,8

Une force moyenne de traction à la rupture de 17,7 kN/m et une déformation maximale moyenne de 51,6% ont été obtenues. En tenant compte de la contraction, un allongement moyen à la rupture de 35% a été déterminé.

#### 4.4.2 Essais de performance

##### - Essai de cisaillement sol-géotextile

Les essais de cisaillement sol-géotextile ont été réalisés avec le dispositif précédemment décrit pour le matériau de remblai. La nappe géotextile a été fixée sur la boîte supérieure. Les contraintes verticales appliquées étaient de 46, 88, 126 et 224 kPa. L'angle de frottement sol-géotextile  $\varphi_{sg}$  déterminé valait  $31,5^\circ$  (figure 4.7), ce qui caractérise l'interaction sol-géotextile par la relation ( $\text{tg}\varphi_{sg} / \text{tg}\varphi$ ).

##### - Frottement géotextile-géotextile

L'interaction géotextile-géotextile a été déterminée par des essais de frottement dans une boîte 10x10 cm modifiée, dont les demi-boîtes ont été remplacées par un plan rigide recouvert de bronze fritté pour éviter le glissement et la déformation du géotextile. Des contraintes verticales de 40, 60, 100 et 120 kPa ont été appliquées et l'angle de frottement ainsi déterminé valait 16 degrés.

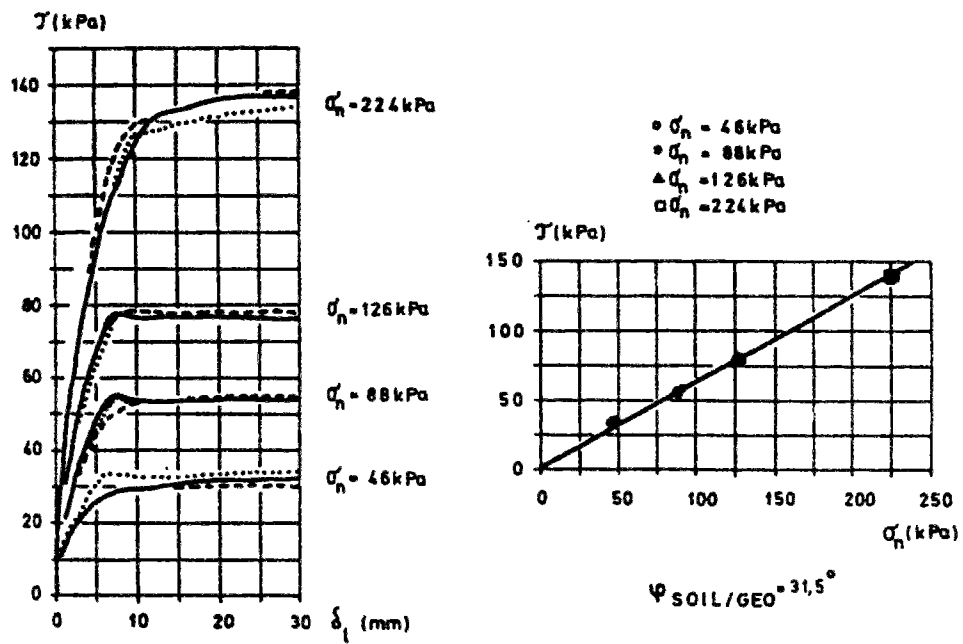


Figure 4.7 - Essais de cisaillement sol-géotextile

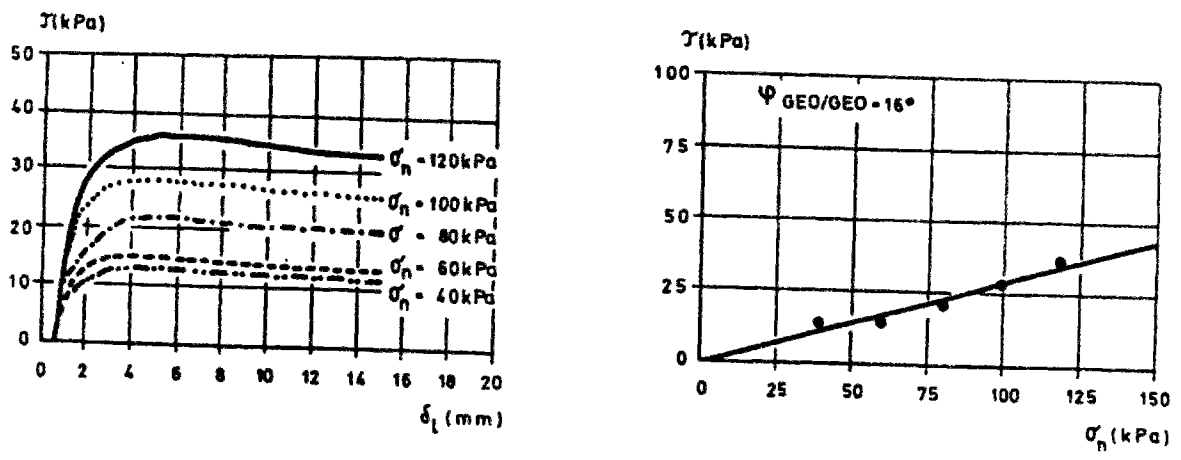


Figure 4.8 - Essais de frottement géotextile-géotextile

#### **4.5 L'ouvrage expérimental "LCPC-BASt"**

Le mur expérimental a été conçu pour tenir dans l'espace disponible de dimensions 4 m (longueur) x 3,70 m (largeur), dans la grande fosse d'essais. Dans cette fosse, la BASt avait déjà entrepris, pour le compte d'un programme de recherche du ministère allemand des transports, la réalisation de quatre ouvrages expérimentaux renforcés par géosynthétiques, suivant différents procédés et avec différents produits. La connaissance détaillée des matériaux de construction et des conditions de mise en oeuvre des ouvrages renforcés par géotextiles a conduit à concevoir un massif multicouches à parement vertical, réalisé selon le procédé Ebal-LCPC. Le dimensionnement de l'ouvrage a été mené de façon à garantir sa stabilité externe (renversement, glissement ; le poinçonnement n'a pas été vérifié vu que le sol de fondation était la dalle de la fosse d'essais) et interne.

##### **4.5.1 Géométrie**

Le profil type du massif renforcé retenu était composé de cinq lits de renforcement d'une longueur de 2 m avec un retour situé en partie inférieure d'un mètre de longueur. L'espacement des lits était de 0,50 m. Une couche de remblai de 0,25 cm d'épaisseur a été répartie à la surface du massif renforcé. L'ouvrage expérimental avait ainsi une hauteur totale de 2,88 m. Une dalle de transition, servant dans les ouvrages réels de la technologie Mur Ebal à recevoir des charges diverses en tête (surcharges, poussée des terres et circulation), a été placée sur les éléments préfabriqués du parement et jusqu'à 0,40 m à la surface du massif renforcé, recouvrant ainsi le vide technique laissé par le coffrage. Le massif renforcé et les deux éléments préfabriqués servant d'appui pour le coffrage ont été posés sur une couche de remblai égalisatrice de 0,40 cm d'épaisseur, placée sur la dalle de béton de la fosse. Pour le chargement de l'ouvrage après la construction, une semelle de fondation de dimensions 2,40 m (longueur) x 0,90 m (largeur) x 0,70 m (hauteur) a été placée en tête du massif renforcé à 0,60 m de la position initiale du coffrage.

##### **4.5.2 Instrumentation**

L'instrumentation de l'ouvrage expérimental avait pour but de suivre l'évolution des efforts et des déformations dans l'ouvrage aussi bien pendant la phase de construction que lors du chargement à la rupture. Les différents capteurs ont été placés dans le massif renforcé en concordance avec les différents schémas étudiés lors du dimensionnement et lors de la prévision de la rupture. La plupart des appareils de mesure ont été installés dans le profil central (figure 4.10).



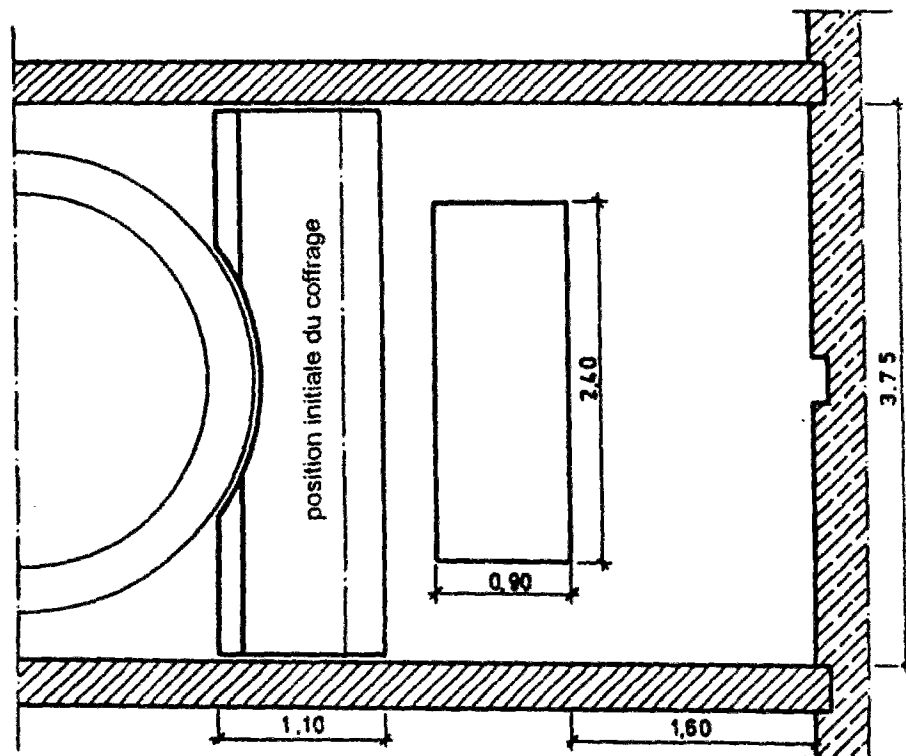
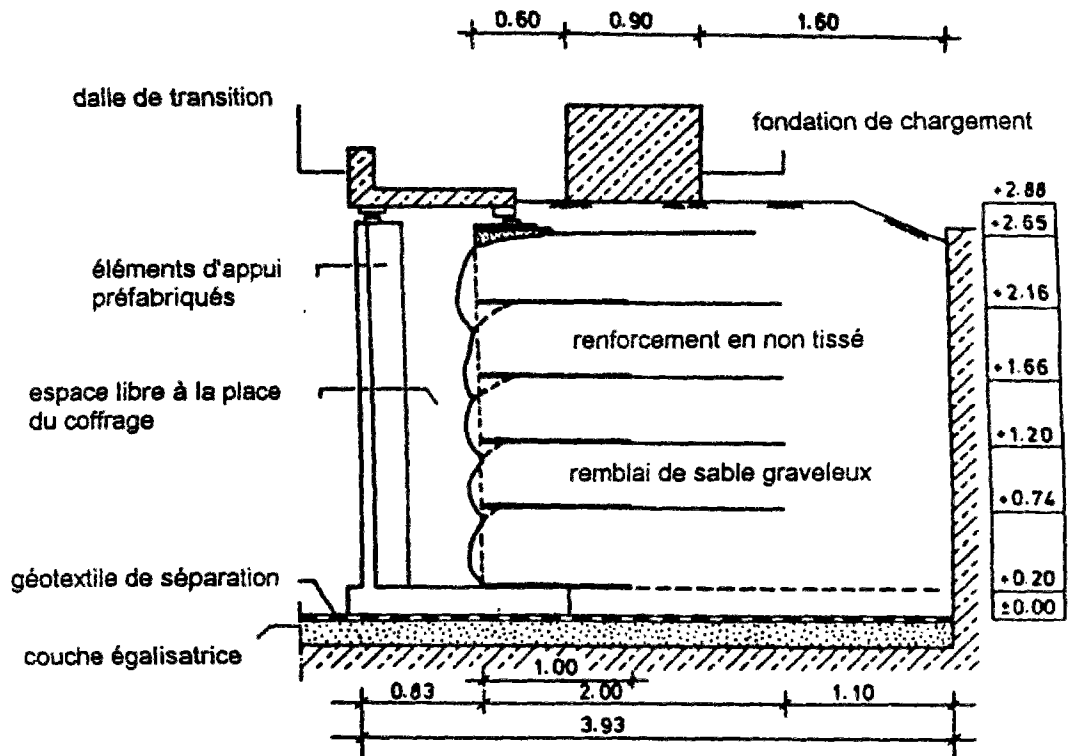
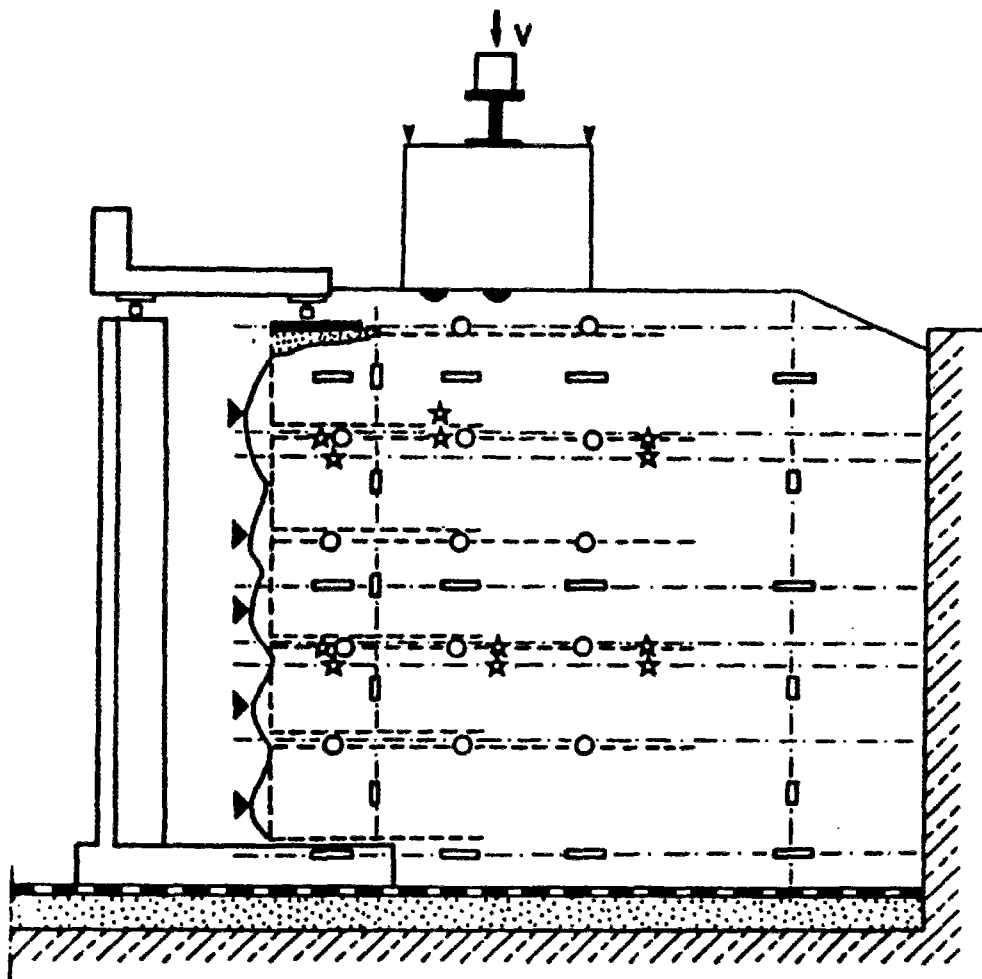


Figure 4.9 - Coupe centrale et vue du mur expérimental "LCPC-BAS1"



—	S	mesure de la contrainte verticale
□	E	mesure de la pression des terres
○	WGE	mesure de l'allongement du non tissé
★	EXT	mesure de déplacement
▼	BMD	mesure de la pression sous la fondation
◻	DMD	mesure de force sous la dalle de transition
▶	WGG	mesure de déplacement de la face
▼	WGL	mesure de tassement de la fondation
V		mesure de la force verticale

Figure 4.10 - Schéma général de l'instrumentation

Le schéma de l'instrumentation présenté sur la figure 4.10 comprenait :

- cinq capteurs de mesure des déplacements horizontaux de la face du mur (WGG),
- douze extensomètres pour la mesure des déplacements du sol et du géotextile (EXT),
- huit capteurs de contrainte totale pour la mesure des poussées des terres (E),
- douze capteurs de contrainte totale pour la mesure des pressions verticales (S),
- quatorze capteurs de mesure des élongations des nappes du non-tissé (WGE),
- six capteurs de mesure des forces sous la dalle de transition (DMD),
- quatre capteurs de contrainte totale de mesure des pressions sous la fondation (BMD),
- quatre capteurs de mesure des tassements de la semelle de fondation (WGL),
- un capteur de mesure de la force appliquée par le vérin hydraulique (V).

La description détaillée des différents capteurs est présentée dans le tableau 4.5.

Tableau 4.5 - Description des capteurs utilisés sur le mur expérimental

Capteurs	Description	Mesure de	Nombre	Capacité	Précision
S	Cellule de contrainte totale de type Glötzl (E10/20 ; 5 VA)	contraintes verticales	12	600 kPa	±0,5
E	Cellule de contrainte totale de type Glötzl (E10/20 ; 5 VA)	poussées des terres	8	600 kPa	±0,5
WGE	Capteur inductif de déplacement de type Hottinger (W10N)	élongations des nappes	14	20 mm	±7,2×10 <sup>-4</sup>
EXT	Capteur inductif de déplacement de type Hottinger (W50N)	Déplacements du sol et du géotextile	12	100 mm	±4,55×10 <sup>-3</sup>
BMD	Capteur de pression totale de type BAST	Pressions sous la semelle de fondation	4	-	?
DMD	Capteur de force de type Hottinger (DMS ; 5 V)	Forces sous la dalle de transition	6	100 kN 200 kN	±0,025 ±0,050
WGG	Capteur inductif de déplacement de type Hottinger (W50N ; W10N)	Déplacements de la face du mur	5	100 mm 20 mm	±4,55×10 <sup>-3</sup> ±7,14×10 <sup>-4</sup>
WGL	Capteur inductif de déplacement de type Hottinger (W50N)	Tassements de la semelle de fondation	4	100 mm	±6,25×10 <sup>-3</sup>

## - Terminal d'acquisition des mesures

Les points d'arrivée de tous les systèmes de mesure sont regroupés dans un local technique, situé à côté de la fosse et suffisamment protégé des perturbations lors du déroulement des essais. Les capteurs de mesures basés sur un principe de fonctionnement hydraulique, comme les capteurs de contrainte totale, ont été reliés à un système d'acquisition de données de type Gloetzl-MFA, et ceux basés sur un principe de fonctionnement électromagnétique, comme les capteurs inductifs, à un système de type UPM ou UPH. Les signaux émis par les capteurs ont été enregistrés sur une mémoire électronique selon un pas de temps variable fixé préalablement par l'opérateur (figure 4.11). La vidange des mesures se fait dans le local technique, par l'intermédiaire d'un micro-ordinateur de type PC. Une chaîne de programmes permet ensuite le stockage et le traitement différé des données.



Figure 4.11 - Vue générale du terminal d'acquisition de la BAST

## - Capteurs de mesure des déplacements de la face

Les cinq capteurs inductifs ont été placés sur les points les plus avancés de chaque boudin élémentaire du massif renforcé, juste avant l'installation de la dalle de transition, c'est à dire juste avant le remblayage en surface.

Les corps des capteurs ont été fixés rigidement sur un cadre monté sur les éléments préfabriqués du parement. Les capteurs (WGG x) ont été repérés par un numéro correspondant aux cinq couches du massif renforcé (croissant à partir de la base du massif) et étaient localisés

aux niveaux +0,32 m, +0,81 m, +1,25 m, +1,64 m et +2,13 m par rapport à la base de la semelle. Les courses des capteurs sur les deux nappes inférieures et ceux sur les trois nappes supérieures étaient respectivement de 20 mm et 100 mm.



Figure 4.12 - Vue des capteurs inductifs posés sur la face du mur

#### - Extensomètres de mesure des déplacements du sol et du géotextile

Les douze extensomètres ont été placés dans le sol (5 capteurs) et sur les nappes du non-tissé (7 capteurs) dans la deuxième et quatrième couches élémentaires du massif renforcé, pour mesurer les déplacements du sol et du géotextile et donc déterminer les déplacements relatifs sol-géotextile. Ces extensomètres ont été fabriqués à la BASt. Pour les déplacements du sol, un assemblage de deux plaques métalliques en forme de T a été posé dans le sol de remblai et relié à une fibre flexible de verre gainée (figure 4.13).



Figure 4.13 - Extensomètres placés dans le sol

La fibre de verre gainée pouvait se déplacer dans un tube graissé au préalable. Les déplacements de la fibre de verre étaient enregistrés par rapport à un repère fixe à l'aide de capteurs inductifs de déplacement installés dans une fosse technique située à l'arrière du massif renforcé (figure 4.14).

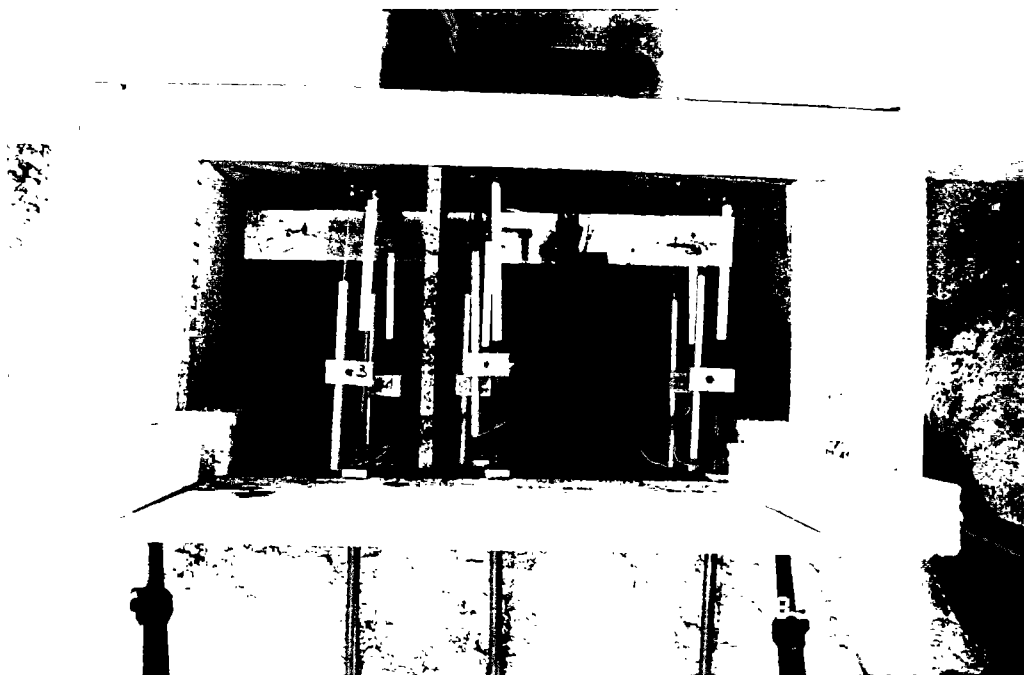


Figure 4.14 - Capteurs inductifs des extensomètres situés derrière le massif renforcé

Pour les déplacements du géotextile, la fibre de verre a été appliquée sur la nappe par l'intermédiaire de deux plaques métalliques fines, boulonnées entre elles et pinçant ainsi le géotextile.

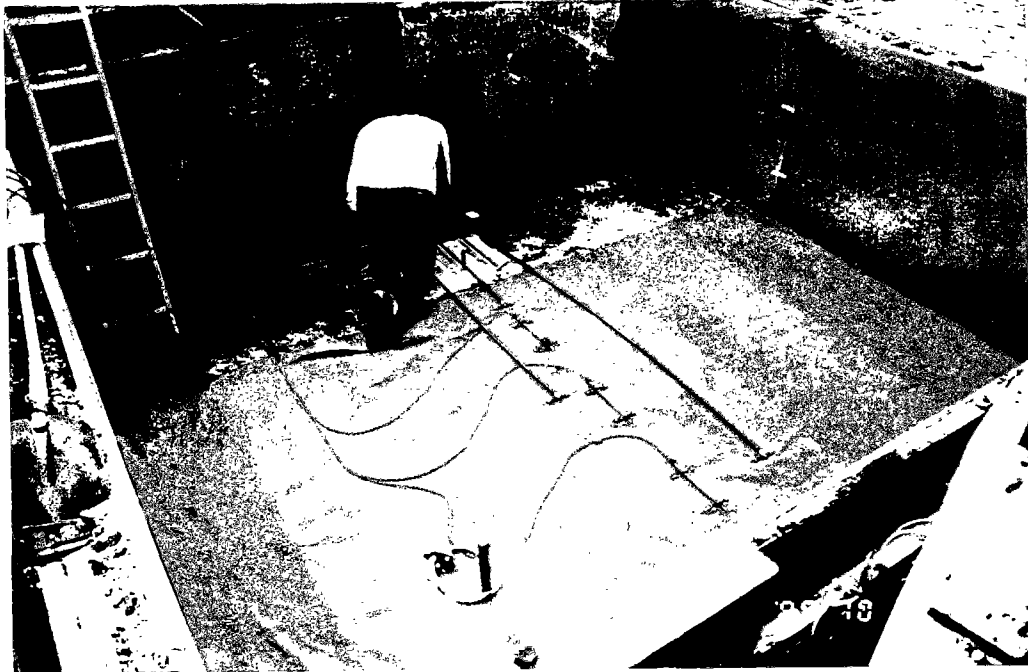


Figure 4.15 - Extensomètres placés sur le géotextile

Trois extensomètres (EXT 2.1, EXT 2.2 et EXT 2.3) situés à 0,30 m, 1,05 m et 1,80 m de la face du mur ont été installés dans le sol de remblai de la deuxième couche élémentaire, au niveau +1,08 m. Trois extensomètres correspondants (EXT 2.3, EXT 2.4 et EXT 2.6) ont été placés sur la deuxième nappe de géotextile au niveau + 1,21 m, c'est à dire 10 cm directement au dessus de ceux placés dans le sol de remblai. Dans la quatrième couche élémentaire (niveau +2,03 m), deux extensomètres dans le sol (EXT 4.1 et EXT 4.2) et deux en correspondance sur la nappe de géotextile (EXT 4.3 et EXT 4.4) ont été installés à 0,30 m et 1,80 m de la face du mur. Au milieu de cette couche, à 1,08 m de la face, un extensomètre (EXT 4.5) sur la quatrième nappe de géotextile et un correspondant (EXT 4.6) sur le retour de la cinquième nappe ont été mis en place.

#### - Cellules de contrainte totale

Les cellules de contraintes totales (figure 4.16) étaient du type Glözl. Ce sont des petits vérins plats constitués de deux plaques métalliques fines, de section rectangulaire (0,10x0,25 cm), soudées selon leur périmètre et contenant de l'huile. Ces vérins sont en communication avec une soupape à membrane constituée d'un cylindre métallique divisé en deux

compartiments par une membrane souple : un compartiment est relié au capteur par un tube souple, l'autre est relié à une pompe par deux tubes, l'un pour l'admission, l'autre pour le retour. La cellule étant en place dans le terrain, le liquide qui remplit la cellule se met en charge; il est refoulé et applique la membrane souple contre l'orifice de retour de la soupape. La mesure de la pression s'effectue en injectant à l'aide d'une pompe l'huile dans la soupape par la canalisation d'admission. Lorsque la pression des deux chambres est égale, la membrane est en équilibre indifférent et l'huile s'écoule par le circuit retour. La lecture au manomètre se stabilise et indique la pression totale exercée sur le capteur.

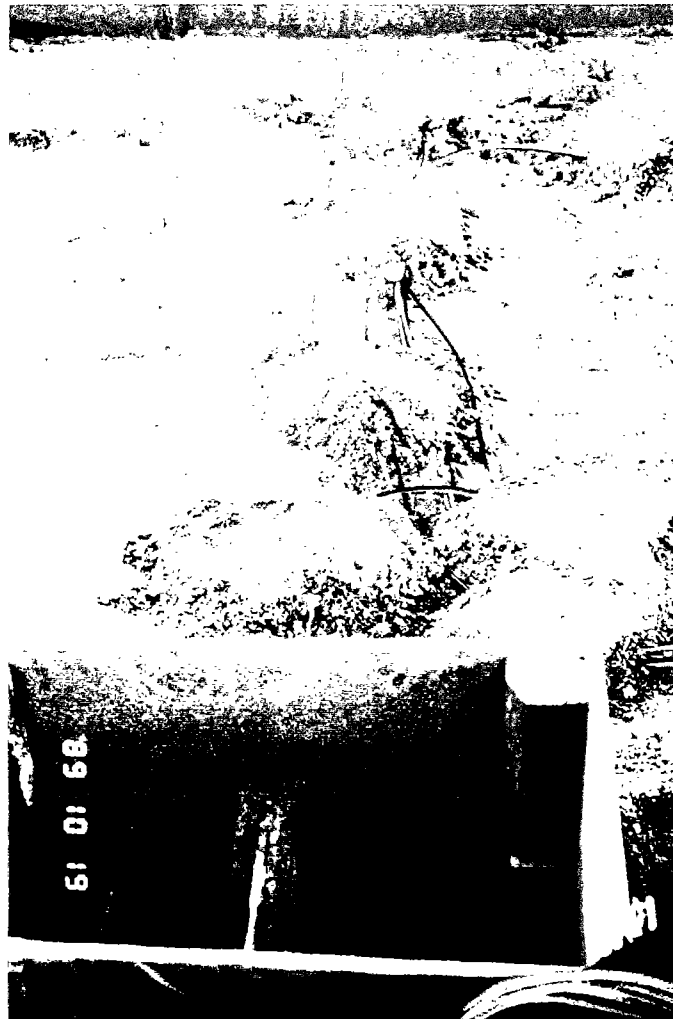


Figure 4.16 - Cellules de contrainte totale installées dans le massif

Une fine couche de sable enveloppait toutes les cellules de mesure de contrainte totale pour éviter les effets de voûte et de poinçonnement local sur les surfaces des éléments, dus aux éléments grossiers du sol de remblai. Cette mesure garantit des résultats fiables. Ces cellules ont été utilisées pour la mesure des contraintes verticales et de la poussée des terres :



- **huit capteurs de contrainte totale** destinés à la mesure de la poussée des terres ont été installés verticalement sur deux profils, l'un situé à 0,50 m de la face du mur, l'autre à l'arrière du massif renforcé, à 2,50 m de la face du mur. Sur le profil 1, cinq cellules ont été placées au milieu de chaque couche élémentaire du massif aux niveaux +0,40 m, +0,95 m, +1,38 m, +1,83 m et + 2,34 m et, sur le profil 2, au milieu de la première, deuxième et quatrième couches aux niveaux +0,40 m, 0,95 m et 1,83 m. Les cellules (E x.y) ont été repérées par un numéro à deux chiffres, le premier indiquant la couche élémentaire (numérotation croissante à partir de la base du massif), le deuxième le profil ;

- **douze capteurs de contrainte totale** destinés à la mesure des pressions verticales dans le massif renforcé ont été installés à trois niveaux, à la base du mur (+0,20 m) ainsi qu'au milieu de la troisième (+1,45 m) et cinquième (+2,39 m) couches élémentaires. Les cellules étaient disposées sur chaque niveau à 0,30 m, 0,90 m, 1,50 m et 2,50 m de la face du mur. Les cellules (S x.y) ont été repérées par un numéro à deux chiffres, le premier indiquant la couche (0 pour la base du massif), le deuxième la position (croissant à partir de la face du mur) ;

- **quatre capteurs de contrainte totale de type BAST** ont été utilisés pour la mesure des pressions sous la semelle de fondation. C'est une boîte de 17 mm de hauteur et de 150 mm de diamètre, dans laquelle un couvercle cylindrique fixé sur quatre supports de section rectangulaire est placé. Le principe de fonctionnement est le suivant : des jauges d'extensométrie sont fixées sur les côtés larges des supports et branchées en série dans un système électrique à contacts tournants (pont complet), de telle sorte que la mise en charge du couvercle cylindrique entraîne des déformations des jauges d'extensométrie, qui sont additionnées. La somme de ces déformations donne alors une valeur correspondant à la pression normale moyenne appliquée sur le plan du couvercle cylindrique.

Les capteurs (BMD 1 à BMD 4) ont été placés sur une couche de sable fin, directement sous le lieu de pose de la dalle de fondation. Trois capteurs ont été placés dans l'axe central de la fondation, l'un au point diagonal, les deux autres à 0,80 m de chaque côté. Le quatrième capteur a été placé à 0,30 m derrière le premier à l'intérieur du massif.



Figure 4.17 - Capteur de contrainte totale de type BAST

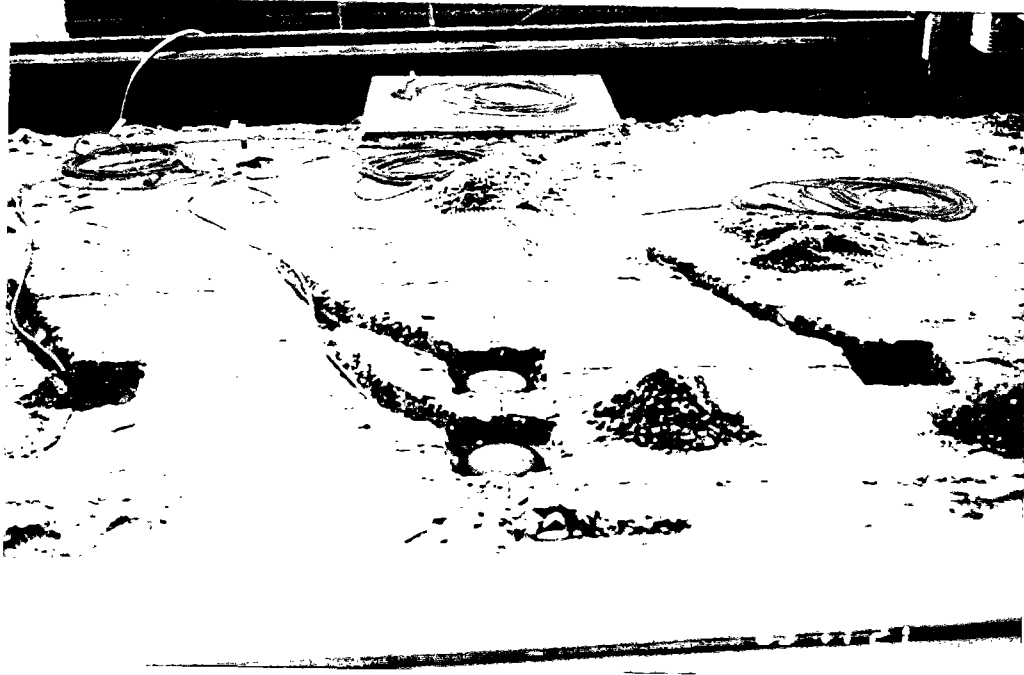


Figure 4.18 - Capteurs de contrainte totale sur lesquels la fondation sera placée

#### - Capteurs de mesure des allongements du géotextile

La nature fibreuse du non-tissé et les allongements importants prévus (environ 40 %) n'autorisaient pas l'utilisation des jauges extensométriques classiques mise en place par collage. Aussi, pour la mesure des allongements du non-tissé, un capteur inductif spécial

(figure 4.19) a-t-il été fabriqué à la BAST. Il s'agit d'un capteur inductif d'allongement du type "LCPC", bien connu et couramment utilisé en France.

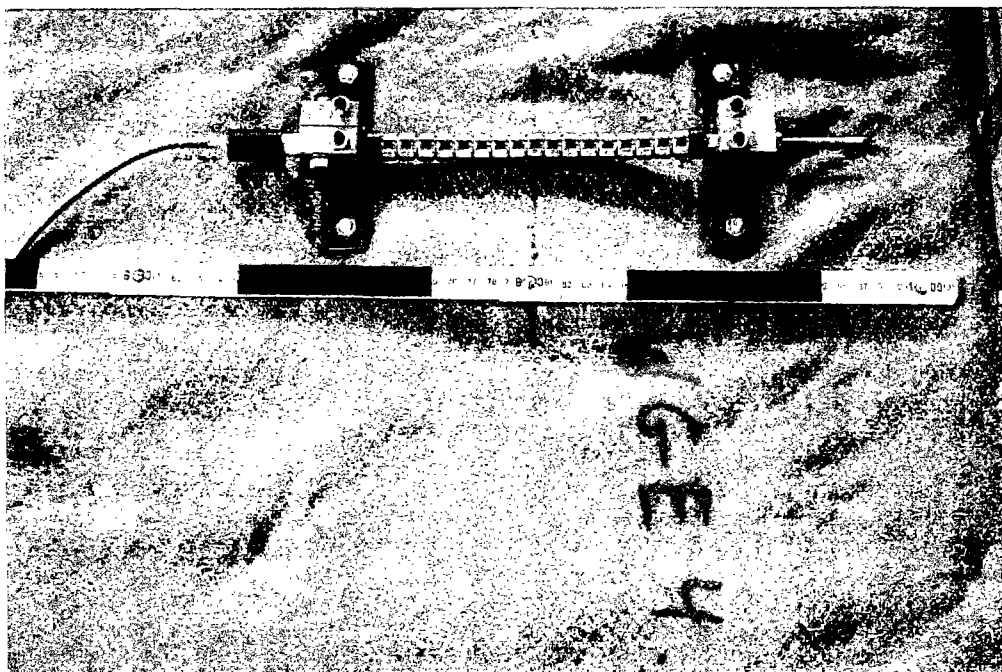


Figure 4.19 - Capteur inductif d'allongement de type BAST

Le principe de fonctionnement est le suivant : l'allongement produit une variation du flux magnétique, laquelle engendre une force électromagnétique qui traduit la valeur de la grandeur à mesurer. Les signaux enregistrés sont transmis à l'unité de lecture et de traitement UPM dans le local technique d'acquisition. Le capteur inductif est placé dans un tube de robinetterie annelé et graissé. Les deux bouts du tube sont fixés sur le géotextile à une distance de 200 mm l'un de l'autre. La mesure de l'allongement du géotextile est donc locale et est rapportée à la longueur initiale des 200 mm.

Les quatorze capteurs inductifs d'allongement ont été installés sur les cinq nappes du non-tissé, à raison de trois capteurs par nappe, sauf sur la cinquième, sur laquelle seulement deux capteurs ont été placés et ceci à cause de la dalle de transition, qui reposait juste sur le lieu de fixation du capteur. Sur chaque nappe, les capteurs étaient situés à 0,30 m, 0,90 m et 1,50 m de la position initiale de la face du mur. Les capteurs (WGE x.y) ont été repérés par un numéro à deux chiffres, le premier indiquant la nappe concernée, le second la position (croissante à partir de la face).

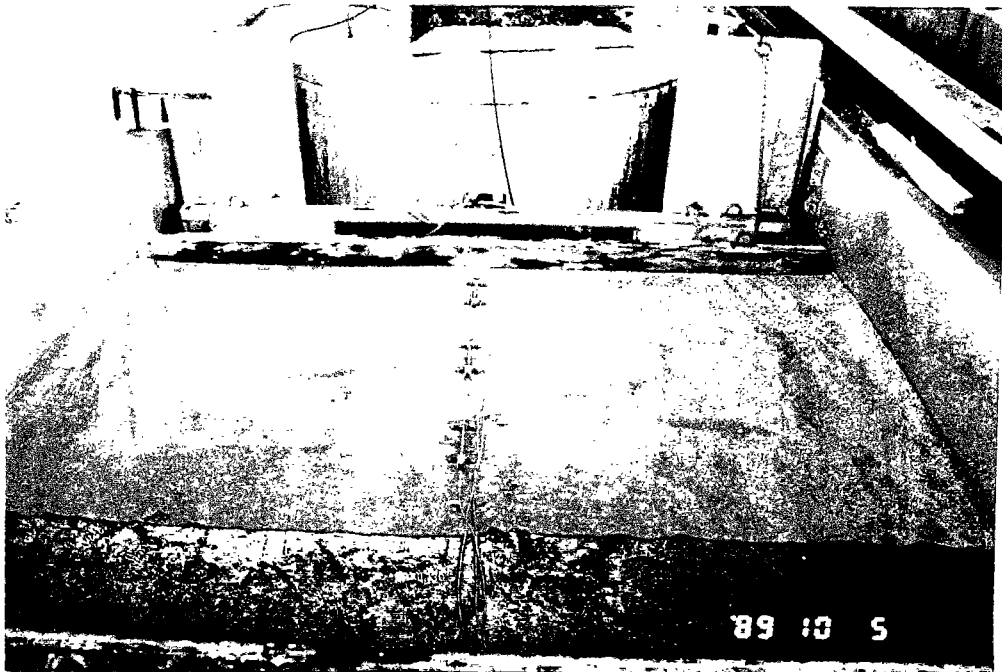


Figure 4.20 - Capteurs inductifs d'allongement placés sur la nappe de géotextile

#### - Capteurs de mesure des tassements de la fondation

Quatre capteurs inductifs de déplacement (WGL 1 à WGL 4) ont été installés sur chaque coin à la surface de la semelle de fondation pour mesurer les tassements lors du chargement.

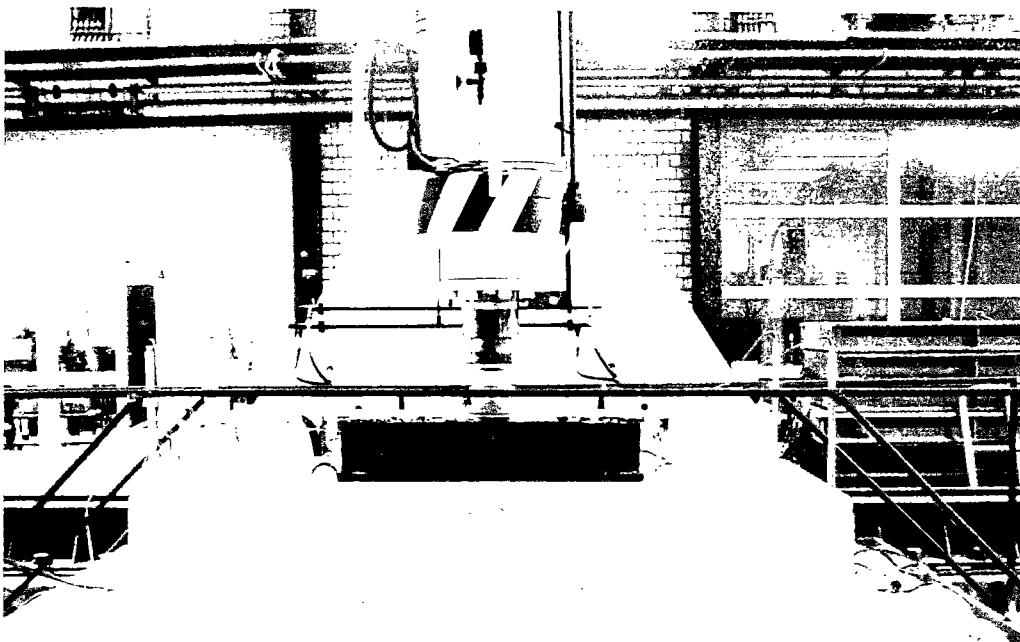


Figure 4.21 - Capteurs inductifs de mesure des tassements sur les coins de la fondation

Les capteurs ont été fixés sur un bâti métallique construit sur les parois extérieures de la fosse d'essais et étaient donc indépendants de l'ouvrage expérimental. Il faut noter que ces capteurs ont été placés seulement lors du chargement à la rupture de l'ouvrage par l'intermédiaire du vérin hydraulique.

#### - Capteurs de mesure de forces

- Six capteurs de force, basés sur l'utilisation de jauges d'extensométrie, ont été installés sous la dalle de transition pour contrôler les éventuelles charges (autre que son poids propre) retenues ou transmises par cette dernière lors du chargement en tête. Ainsi, deux capteurs d'une capacité de 200 kN chacun ont été placés sur les deux éléments préfabriqués du parement et quatre autres, d'une capacité de 100 kN chacun, sur une dalle métallique posée sur la cinquième nappe du non-tissé. La dalle métallique, de dimensions 330 cm (longueur) x 40 cm (largeur) x 2 cm (épaisseur), devait assurer une répartition uniforme des charges provenant de la dalle de transition. Le contact entre la dalle métallique et la nappe de géotextile était constitué d'un mortier léger. Les capteurs (DMD 1 à DMD 4) sur la dalle métallique étaient situés au même niveau à 0,40 m, 1,30 m, 2,48m et 2,91 m à partir du bord du mur expérimental.



Figure 4.22 - Capteurs de force sur lesquels la dalle de transition sera placée

- Un capteur de force (V) a été installé entre la semelle de fondation placée sur le mur et le piston appliquant le chargement vertical en tête créé par le vérin hydraulique. Il faut noter

qu'il s'agit d'un servo-vérin qui est piloté par ordinateur depuis le local technique d'acquisition. Le capteur de force permet de contrôler les forces réelles appliquées ainsi que leurs éventuelles fluctuations afin de les maintenir constantes.

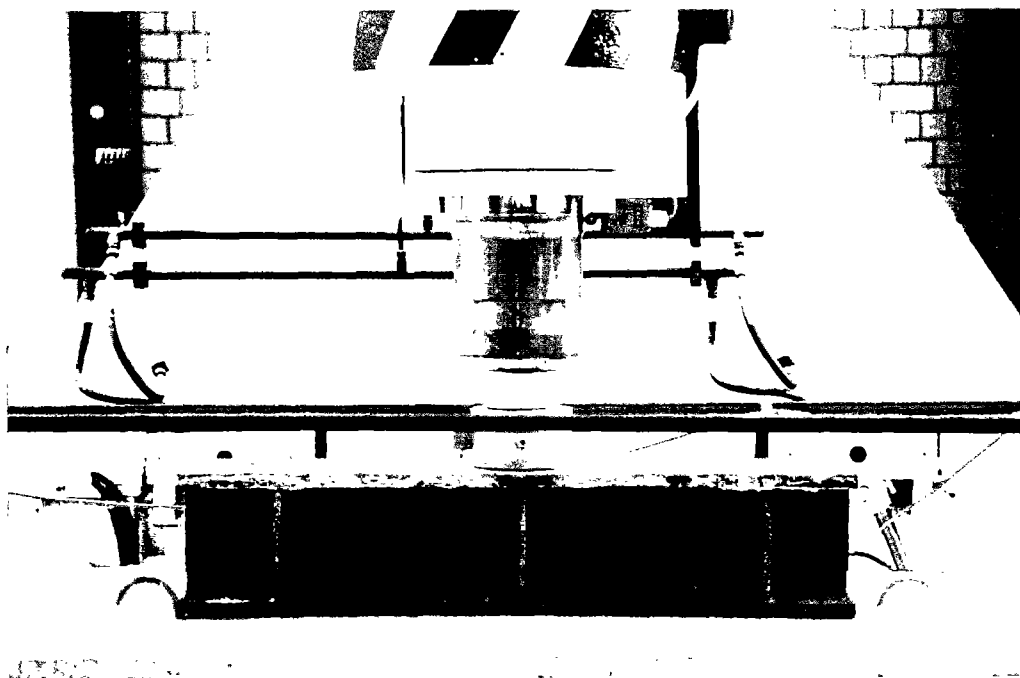


Figure 4.23 - Capteur de force placé sous le piston de chargement

## 4.6 Construction du mur expérimental

Le dimensionnement qui a conduit à adopter la géométrie, les matériaux de construction (sol, géotextile) et l'instrumentation de l'ouvrage expérimental, a été achevé mi-avril 1989. Il faut noter que, lors de la construction, la géométrie de l'ouvrage (particulièrement les hauteurs du remblai) a subi de très légères modifications. Toutes les composantes nécessaires à la réalisation du mur ont été réunies auparavant et la construction a commencé au début de septembre 1989. Elle a été réalisée avec le procédé de construction "Ebal-LCPC".

### 4.6.1 Procédé de construction

Le procédé Ebal-LCPC, développé au LCPC et actuellement commercialisé par la société Mur Ebal, basée à Toulouse, est une technique de mise en oeuvre des ouvrages renforcés par géotextiles avec un parement vertical, par couche élémentaire, en utilisant un système de coffrage glissant. Le procédé est constitué du "coffrage unitaire" et d'un parement décoratif :

- le "coffrage unitaire" est constitué de deux panneaux de bois rigidifiés par une structure métallique, qui peuvent s'écarter l'un de l'autre par le gonflement de coussins pneumatiques. Les plaques de bois ont une longueur de 3,60 m et une largeur de 0,90 m (Figure 4.24). L'écartement du coffrage gonflé est de 0,50 m, ce qui crée le vide laissé entre la face du mur et le parement décoratif ;

- le parement est constitué d'éléments modulaires préfabriqués, autostables à la mise en oeuvre et posés sur un béton de propreté. La semelle de fondation est ensuite coulée en place. Ces éléments sont ensuite revêtus pour assurer un aspect esthétique très diversifié au parement. Le coffrage est placé, gonflé et remonté contre ces éléments modulaires lors de la construction des ouvrages. Après la construction, le parement ne supporte aucune charge et sert seulement de décoration et de protection des géotextiles contre les ultraviolets, les chocs et le vandalisme.

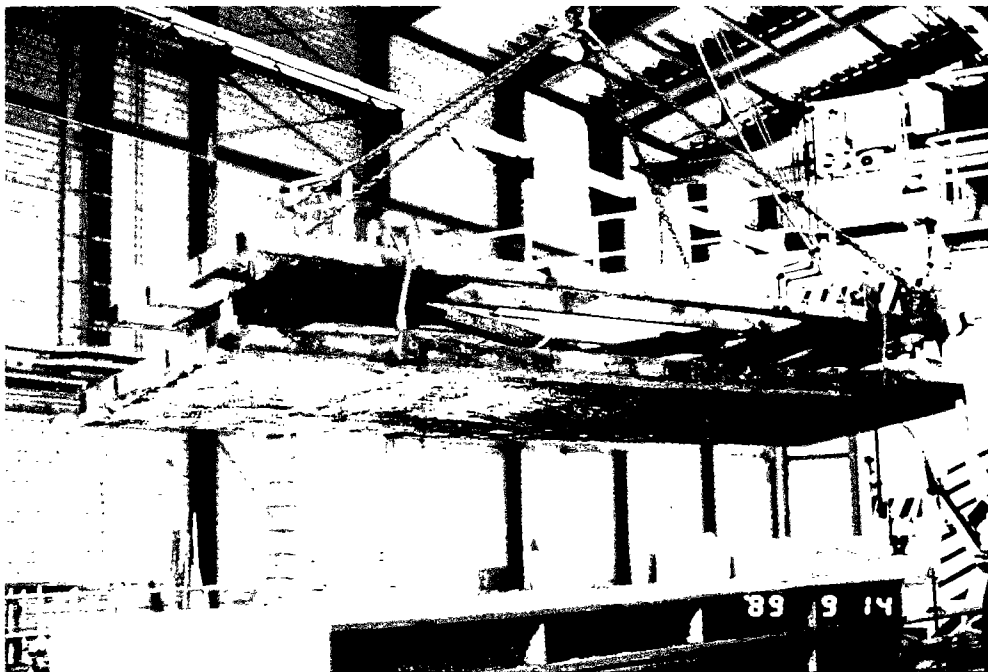


Figure 4.24 - Vue du coffrage unitaire du procédé "Ebal-LCPC"

Quelques étapes de la construction d'un ouvrage de soutènement réel à Modane (France) selon le procédé sont présentées ci-dessous.

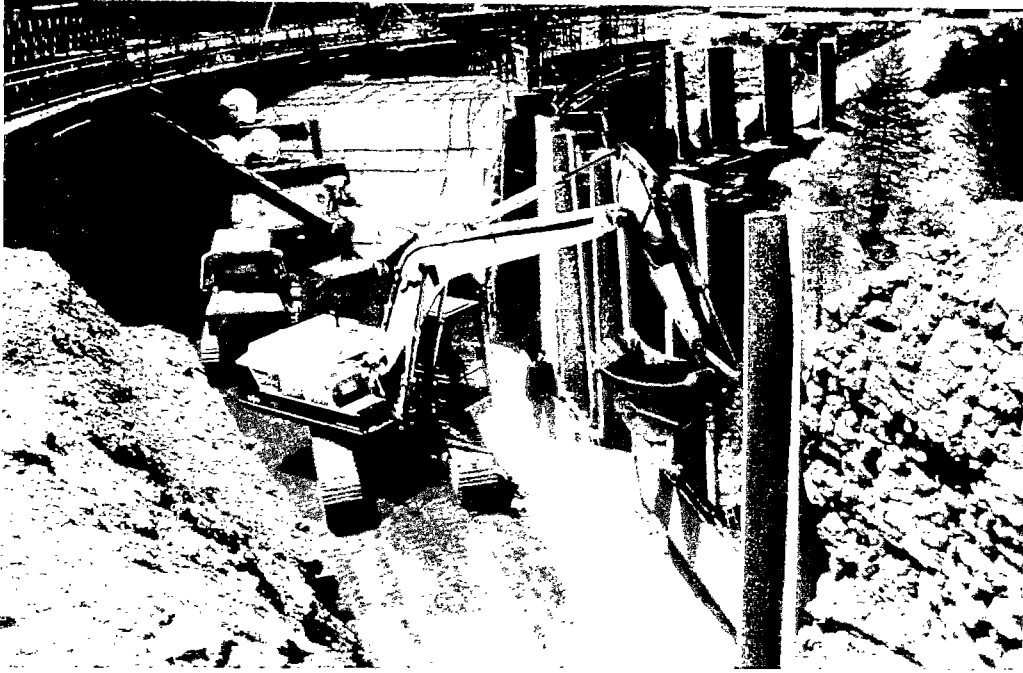


Figure 4.25 - Construction d'un ouvrage réel avec le procédé "Ebal-LCPC", (Mur Ebal, 1987)

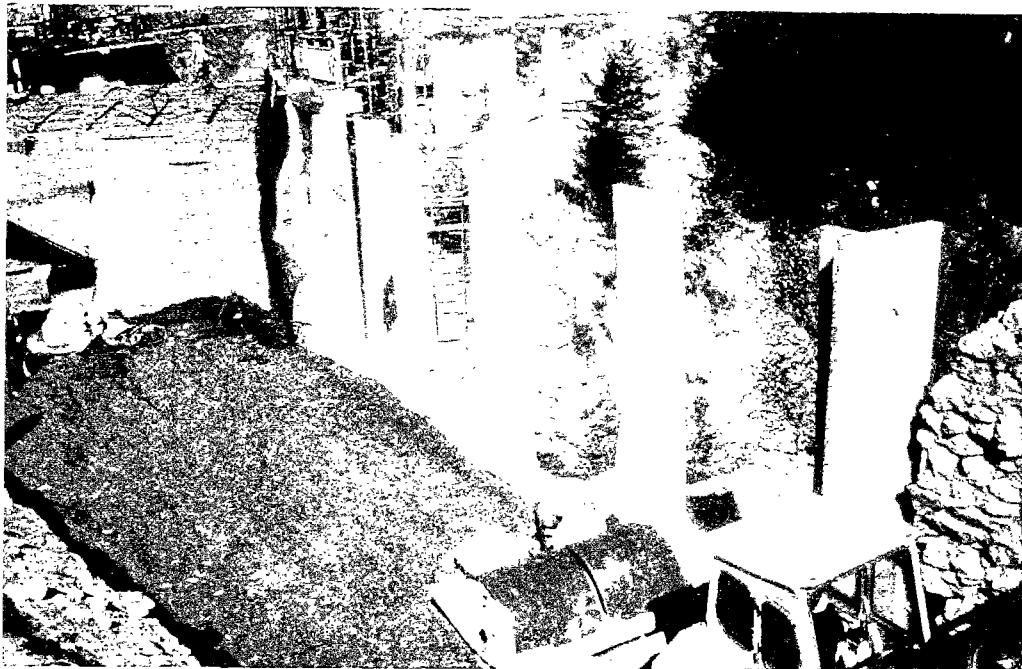


Figure 4.26 - Construction d'un ouvrage réel avec le procédé "Ebal-LCPC", (Mur Ebal, 1987)



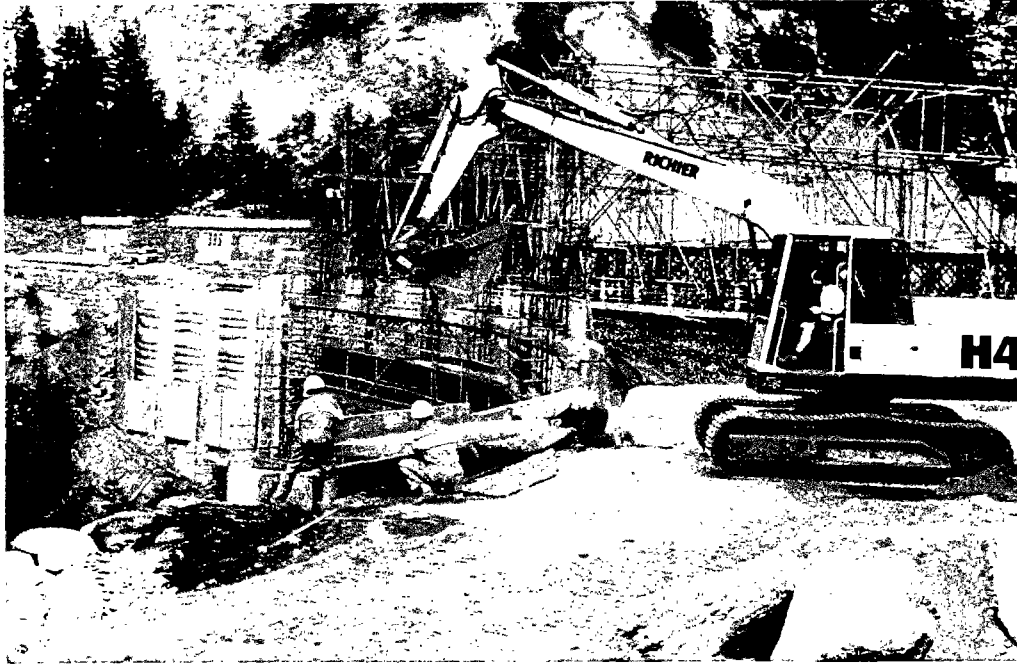


Figure 4.27 - Construction d'un ouvrage réel avec le procédé "Ebal-LCPC", (Mur Ebal, 1987)

#### 4.6.2 Préparation

Le matériau de remblai a été abondamment livré et stocké à l'intérieur du hall d'essais. Les cinq nappes de géotextile ont été préalablement coupées et les fixations et supports des différents capteurs y ont été installés. Tous les capteurs ont été préalablement recensés, numérotés, contrôlés ou étalonnés.

#### 4.6.3 Exécution du massif renforcé

La première étape de la mise en oeuvre a consisté à homogénéiser et niveler le sol de fondation au moyen d'une couche de remblai de 0,20 m d'épaisseur, séparée d'une couche ancienne du même sol qui recouvrait déjà la dalle de béton de la fosse d'essais. Les côtés latéraux de la fosse d'essais ont été recouverts d'une feuille de polyane graissée. Les semelles de fondation des deux éléments modulaires préfabriqués ont été placées sur le géotextile de séparation. Toutes les hauteurs (cotes) données ont été relevées à partir de la nappe de séparation, qui correspond ainsi au niveau  $\pm 0,00$  m. Des repères correspondant aux positions successives du coffrage ont été marqués sur les éléments modulaires préfabriqués.

Une fois la couche de fondation terminée, le coffrage a été calé contre les éléments du parement et gonflé ; ensuite, le retour de la première nappe de géotextile d'un mètre de longueur été mis en place par tension manuelle. La longueur du géotextile correspondant à l'épaisseur d'une couche élémentaire (0,50 m dans notre cas) a été soigneusement appliquée

sur le panneau de bois du coffrage, le reste de la nappe, destinée au renforcement (2 m de longueur), restant en attente à l'extérieur du coffrage. Chaque couche de 0,50 m d'épaisseur a été réalisée en deux couches successives de 0,25 m d'épaisseur. L'approvisionnement en matériau était assuré par une pelle mécanique à guidage automatique (de capacité 0,75 m<sup>3</sup>) fixée sur le portique du hall et se déplaçant au-dessus de la fosse d'essais. Un réglage manuel était ensuite opéré puis un compactage avec un compacteur vibrant, WEBER RC40 (piston = 670 mm x 380 mm, profondeur maximale = 0,45 m). Selon des essais antérieurs sur le matériau de remblai, cinq passes du compacteur sur une couche entre 0,25 et 0,30 m d'épaisseur assurent environ 97% de la densité à l'Optimum Proctor Normal comme exigé par les recommandations. Une fois la couche terminée, la longueur de renforcement du géotextile en attente était rabattue, tendue manuellement puis recouverte, d'abord d'une demi-couche sur la partie arrière de la nappe (permettant ainsi le placement du retour de la nappe suivante) pour garantir un minimum d'ancrage avant le décoffrage. Le coffrage a été alors dégonflé puis remonté à la position de construction de la deuxième couche élémentaire.

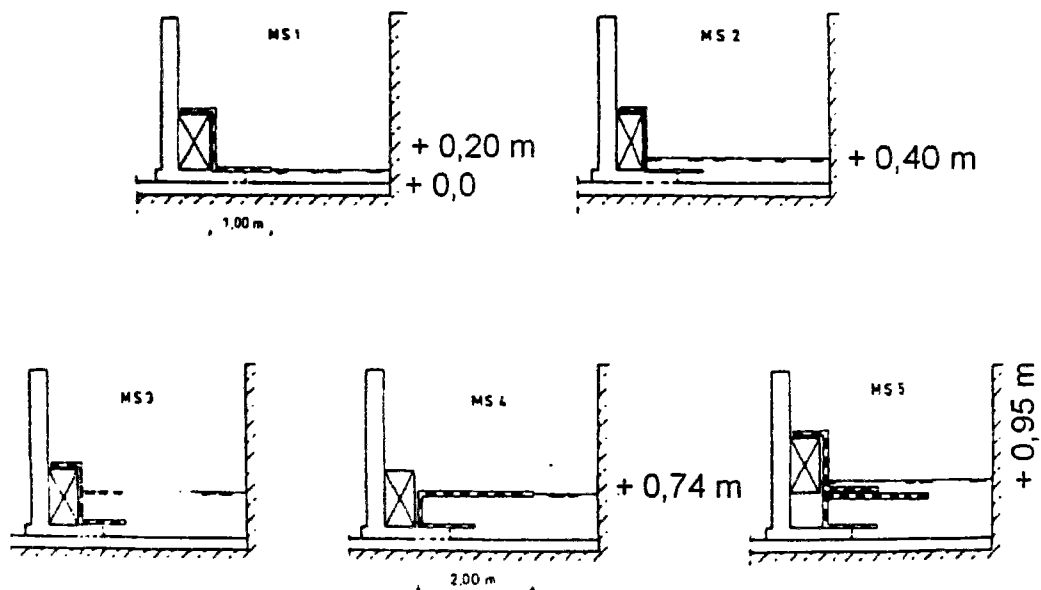


Figure 4.28 - Schéma de réalisation d'une couche élémentaire

Toutes les couches du mur expérimental ont été ensuite mises en oeuvre selon un processus tout à fait analogue. Les légères différences dans le processus de mise en oeuvre étaient dues seulement à la mise en place des capteurs de mesure (extensomètres dans le sol) ou

à des opérations spécifiques à une couche (pose de la dalle de transition, remblayage sur la cinquième nappe, etc.).



Figure 4.29 - Construction du mur expérimental : mise en place du coffrage

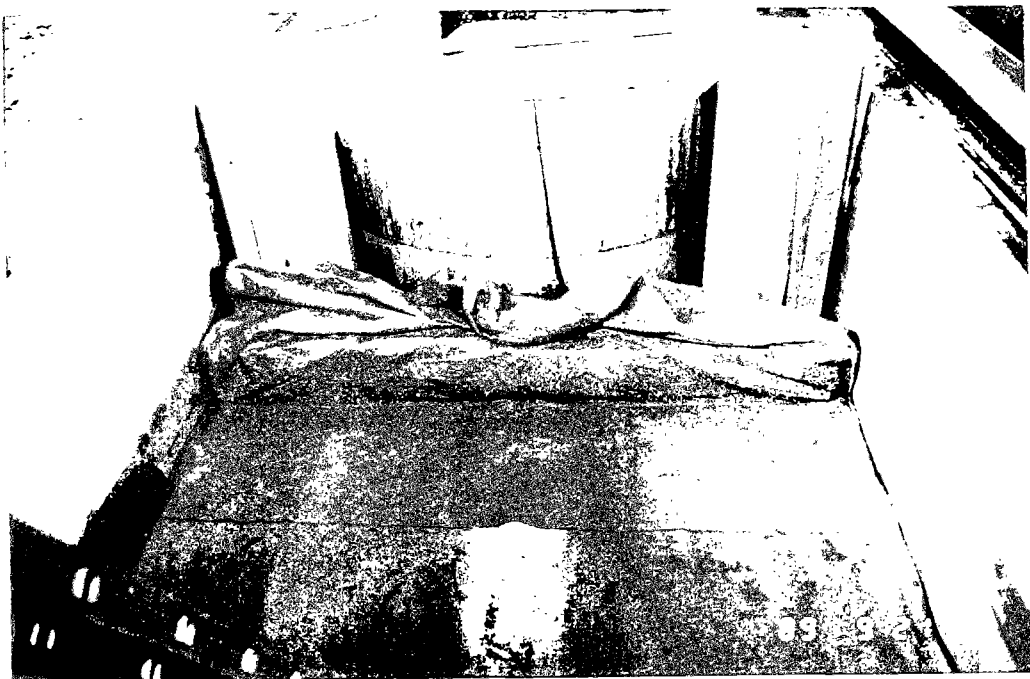


Figure 4.30 - Construction du mur expérimental : mise en place du retour de la nappe de renforcement

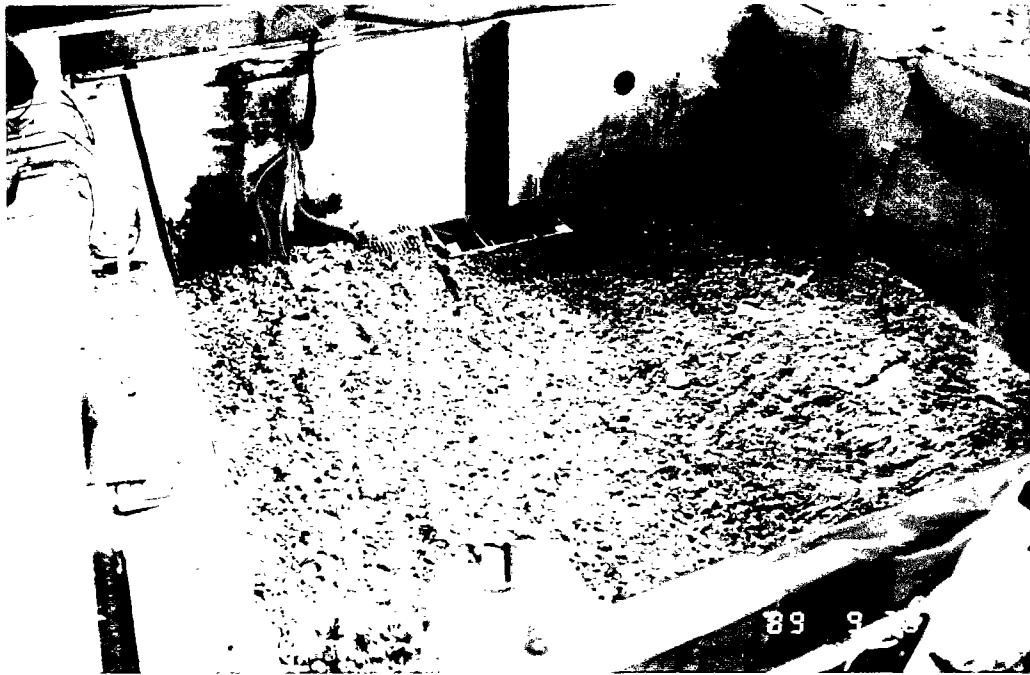


Figure 4.31 - Fin de la construction d'une couche élémentaire (avant le compactage)



Figure 4.32 - Rabattement de la nappe de renforcement et pose des capteurs

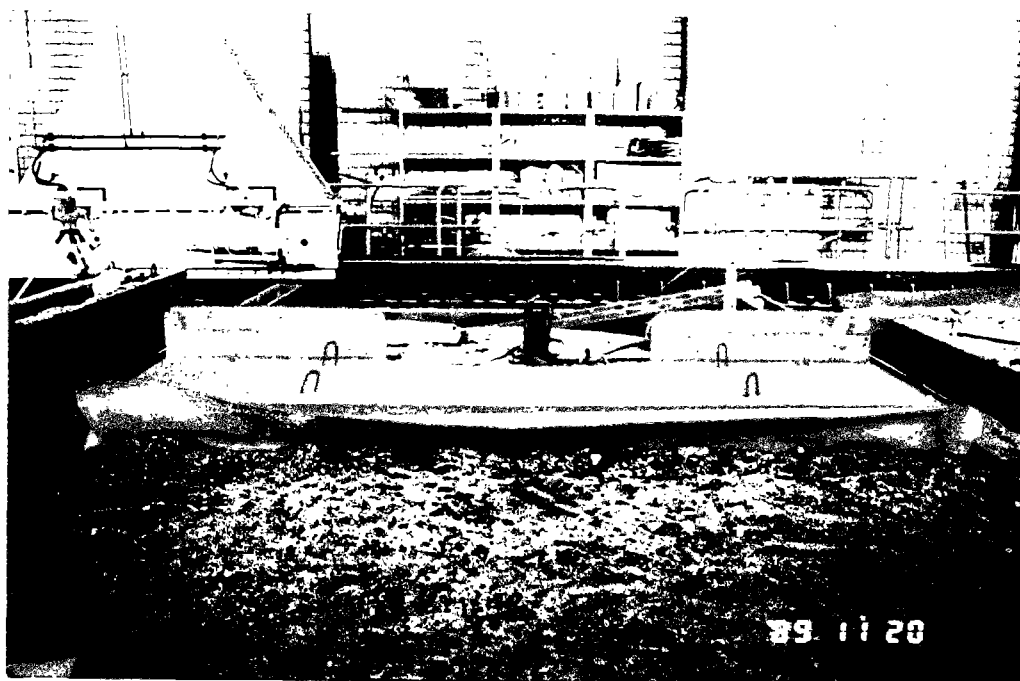


Figure 4.33 - Fin de la construction du mur expérimental avec la mise en place de la dalle de transition

#### 4.6.4 Phasage

Le procédé de mise en oeuvre s'est avéré très efficace pour l'application, le contrôle et le raccordement des capteurs, ainsi que pour le compactage des couches élémentaires. Les travaux ont été menés à l'avancement. Les capteurs ayant été installés et raccordés à la centrale d'acquisition au fur et à mesure de la montée du massif, toutes les opérations effectuées sur le mur expérimental ont été mémorisées sous forme de séquences de mesure (MS), caractérisées par les valeurs enregistrées à ce moment précisément. La mise en oeuvre complète de l'ouvrage expérimental a comporté 36 séquences de mesure.

La première séquence de mesure (MS 1) correspondait ainsi à la lecture de la valeur zéro des quatre capteurs de contrainte totale (S 0.1 à S 0.4) placés sur la couche de fondation au niveau +0,20 m qui venait juste d'être terminée. La dernière séquence de mesure de la mise en oeuvre (MS 36) correspondait à l'état du mur expérimental terminé juste avant de placer la semelle de fondation en tête pour le chargement. Le détail des séquences de mesure est présenté dans le tableau 4.6. La mise en oeuvre complète de l'ouvrage expérimental a été achevée le 21 novembre 1989.

Tableau 4.6 - Séquences de mesure caractérisant la mise en oeuvre du mur expérimental

Séquence	Dates	Opérations effectuées
01	18.09	Le sol de fondation (niveau +0,20) est terminé ; le coffrage est en position 1 ; le retour de la nappe 1 est placé ; les mesures initiales des capteurs de contrainte totale S 0.1 à S 0.4 sont relevées.
02	19.09	La moitié de la couche élémentaire 1 est placée et compactée ; les mesures initiales des capteurs de contrainte totale E 1.1 et E 1.2 sont relevées.
03	20.09	La couche élémentaire 1 est placée et compactée.
04	21.09	La nappe de renforcement 1 est rabattue ; les mesures initiales des capteurs WGE 1.1 à WGE 1.3 sont relevées.
05	26.09	Le coffrage est remonté à la position 2 ; le retour de la nappe 2 est placé ; la moitié de la couche élémentaire 2 est placée et compactée ; les mesures initiales des cellules de contrainte totale E 2.1 et E 2.2 sont relevées.
06	28.09	La couche élémentaire 2 est montée jusqu'au niveau +1,08 m (pour le placement des extensomètres dans le sol) sans être compactée ; les mesures initiales des extensomètres EXT 2.1 à EXT 2.3 sont relevées.
07	28.09	La couche élémentaire 2 est placée et compactée.
08	03.10	La nappe de renforcement 2 est rabattue ; les mesures initiales des capteurs WGE 2.1 à WGE 2.3 ainsi que EXT 2.4 à EXT 2.6 sont relevées.
09	03.10	Le coffrage est remonté à la position 3 ; le retour de la nappe 3 est placé ; la moitié de la couche élémentaire 3 est placée mais n'est pas compactée.
10	04.10	La moitié de la couche élémentaire 3 est compactée ; les mesures initiales des capteurs de contrainte totale S 3.1 à S 3.4 ainsi que E 3.1 sont relevées.
11	05.10	La couche élémentaire 3 est placée et compactée.
12	05.10	La nappe de renforcement 3 est rabattue ; les mesures initiales des capteurs WGE 3.1 à WGE 3.3 sont relevées.
13	09.10	Le coffrage est remonté à la position 4 ; le retour de la nappe 4 est placé ; la moitié de la couche élémentaire 4 est placée et compactée ; les mesures initiales des cellules de contrainte totale E 4.1 et E 4.2 sont relevées
14	11.10	La couche élémentaire 4 est montée jusqu'au niveau +2,03 m (pour le placement des extensomètres dans le sol) sans être compactée ; les mesures initiales des extensomètres EXT 4.1 et EXT 4.2 sont relevées.
15	12.10	La couche élémentaire 4 est placée et compactée.

Tableau 4.6 - Séquences de mesure caractérisant la mise en oeuvre du mur expérimental (suite)

Séquence	Dates	Opérations effectuées
16	16.10	La nappe de renforcement 4 est rabattue ; les mesures initiales des capteurs WGE 4.1 à WGE 4.3 ainsi que EXT 4.3 à EXT 4.5 sont relevées.
17	18.10	Le coffrage est remonté à la position 5 ; le retour de la nappe 5 est placé ; la mesure initiale de l'extensomètre EXT 4.6 est relevée.
18	18.10	La moitié de la couche élémentaire 5 est placée mais n'est pas compactée.
19	19.10	La moitié de la couche élémentaire 5 est compactée ; les mesures initiales des capteurs de contrainte totale S 5.1 à S 5.4 ainsi que E 5.1 sont relevées.
20	23.10	La couche élémentaire 5 est placée et compactée ; la nappe de renforcement 5 est rabattue ; les mesures initiales des capteurs WGE 5.2 et WGE 5.3 sont relevées.
21	30.10	Une couche de remblai de 0,20 m d'épaisseur non compactée est placée sur la cinquième nappe de géotextile jusqu'à la position de la dalle de transition ; la dalle métallique est posée sur 5 cm de remblai placé sur la cinquième nappe de géotextile ;
22	08.10	Six jours après la pose de la dalle métallique.
23	08.10	Le remblai en surface du massif (niveau +2,88m) est placé mais n'est pas compacté ; les mesures initiales des capteurs DMD 1 à DMD 6 placés sur la dalle métallique sont relevées ; cette séquence de mesure est la dernière juste avant le décoffrage final.
24	09.10	Le coffrage est enlevé de la fosse ; lors de la formation du boudin de la cinquième nappe, la dalle métallique est devenue instable et a été aussitôt retirée.
25	14.10	Mesure de contrôle (même état que MS 24)
26	15.10	La dalle métallique a été remplacée sur une fine couche de mortier léger ; de nouvelles mesures initiales des capteurs DMD 1 à DMD 6 ont été relevées.
27	16.11	Mesure de contrôle (même état que MS 26).
28	17.11	Nouvelles mesures initiales des capteurs WGE 5.2 et WGE 5.3 (même état que MS 26 et MS 27).
29	20.11	Dernière mesure avant le placement de la dalle de transition (même état que MS 26 à MS 28).
30	20.11	La dalle de transition a été juste placée.
31	20.11	Le remblai en surface est étalé jusqu'à la dalle de transition ; il y a une heure que la dalle de transition est placée.

Tableau 4.6 - Séquences de mesure caractérisant la mise en oeuvre du mur expérimental (fin)

Séquence	Dates	Opérations effectuées
32	20.11	Le remblai de surface est compacté ; l'ouvrage expérimental est réalisé.
33	20.11	Une heure après MS 32.
34	21.11	Quatorze heures après MS 32
35	21.11	Les mesures initiales des capteurs BMD 1 à BMD 4 sont relevées.
36	21.11	Fin de la mise en oeuvre de l'ouvrage expérimental ; cette séquence correspond aux mesures initiales pour le chargement.

## 4.7 Chargement

Le chargement à la rupture du mur expérimental a été réalisé du 21 au 29 novembre 1989.

### 4.7.1 Principe de chargement

Le principe de chargement retenu était l'application de charges statiques verticales en tête du mur expérimental par l'intermédiaire d'une semelle de fondation. Les comportements en service (charges verticales relativement faibles par rapport à la charge de rupture) et à la rupture devaient être étudiés. Le chargement vertical concentré en tête du massif renforcé a été réparti sur une grande partie de la largeur de l'ouvrage, ceci pour causer un mode de sollicitation ou de rupture généralisé sur toute la largeur de mur (type bidimensionnel).

La semelle de fondation en béton armé de dimensions 2,40 m (longueur) x 0,90 m (largeur) x 0,70 m (hauteur) a été placée à 0,60 m de la position initiale du coffrage sur le mur. Les charges verticales provenant du vérin hydraulique ont été appliquées sur l'ouvrage par un piston cylindrique de 200 mm de diamètre ayant un déplacement vertical de 900 mm. Le piston cylindrique transmettait les forces verticales sur la semelle de fondation par l'intermédiaire d'une poutre d'acier en forme de H de dimensions 1,10 m (longueur) x 0,22 m (largeur) x 0,24 m (hauteur). Les forces appliquées par le piston ont été enregistrées au moyen d'un capteur de force placé sur la poutre d'acier.



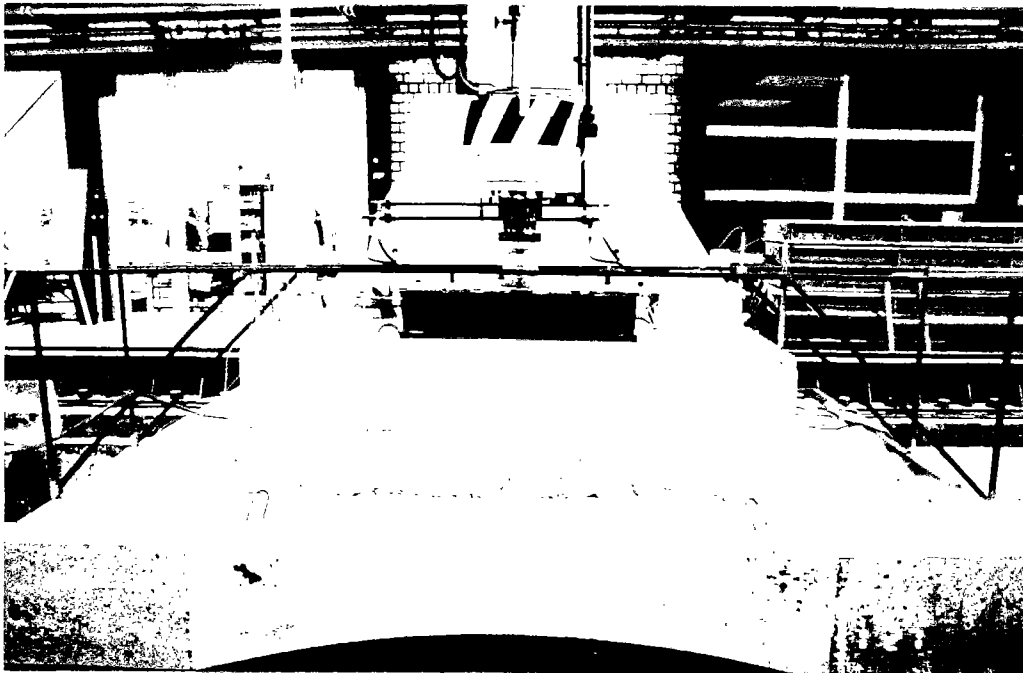


Figure 4.34 - Dispositif de chargement en tête du mur expérimental

#### 4.7.2 Phasage

Le chargement de l'ouvrage expérimental comportait deux phases : une phase de chargement et de déchargement représentant les conditions de service, suivie d'une phase de chargement par paliers successifs jusqu'à la rupture. Comme pour la mise en oeuvre, toutes les opérations effectuées lors du chargement ont été mémorisées sous forme de séquences de mesure. La première séquence de mesure du chargement (MS 100) correspond exactement à la dernière de la mise en oeuvre (MS 36) et représente les valeurs zéro de toutes les mesures effectuées lors du chargement. De cette manière, les mesures enregistrées représentaient le seul effet du chargement en tête. Des valeurs négatives relevées, par exemple des contraintes verticales négatives, montraient que les valeurs dues au chargement en tête étaient inférieures à celles mesurées à la fin de la mise en oeuvre. La dernière séquence de mesure du chargement (MS 168) a été réalisée après la ruine totale de l'ouvrage expérimental et après le retrait du piston, juste avant les travaux de démontage.

Le détail des séquences de mesure est présenté dans le tableau 4.7.

Tableau 4.7 - Séquences de mesure caractérisant le chargement de l'ouvrage expérimental

Séquence	Dates	Opérations effectuées	Force V (kN)	surcharge (kPa)
100	21.11	Fin de la mise en oeuvre ; mesures zéro.	0	0
101	21.11	La semelle de fondation est placée en tête du massif.	34,35	17
102	21.11	1 heure après MS 101	34,35	17
103	21.11	3 heures après MS 101.	34,35	17
104	22.11	19 heures après MS 101.	34,35	17
105	23.11	33 heures après MS 101.	34,35	17
106	23.11	La semelle de fondation est retirée.	0	0
107	23.11	1 heure après MS 106.	0	0
108	23.11	3,5 heures après MS 106.	0	0
109	23.11	La semelle de fondation est remplacée en tête du massif.	34,35	17
110	23.11	1 heure après MS 109.	34,35	17
111	23.11	3 heures après MS 109.	34,35	17
112	24.11	20 heures après MS 109.	34,35	17
113	24.11	Des dalles supplémentaires d'un poids de 73,6 kN sont appliquées sur la semelle de fondation.	107,95	50
114	24.11	1 heure après MS 113.	107,95	50
115	24.11	3 heures après MS 113.	107,95	50
116	27.11	69 heures après MS 113.	107,95	50
117	27.11	Les dalles supplémentaires sont retirées.	34,35	17
118	27.11	La poutre métallique est placée sur la semelle de fondation ; les mesures zéro des capteurs WGL 1 à WGL 4 sont relevées.	35,67	17
119	28.11	Le capteur de force V est placée sur la poutre métallique ; dernière mesure avant le chargement à rupture par l'intermédiaire du vérin hydraulique.	35,94	17

Tableau 4.7 - Séquences de mesure caractérisant le chargement de l'ouvrage expérimental (suite)

Séquence	Dates	Opérations effectuées	Force V (kN)	surcharge (kPa)
120	28.11	Le vérin applique 160 kN.	195,94	91
121	28.11	1 heure après MS 120.	195,94	91
122	28.11	2 heures après MS 120.	195,94	91
123	28.11	2,5 heures après MS 120.	195,94	91
124	28.11	Le vérin applique 260 kN.	295,94	137
125	28.11	1 heure après MS 124.	295,94	137
126	28.11	2 heures après MS 124.	295,94	137
127	28.11	2,5 heures après MS 124.	295,94	137
128	28.11	3 heures après MS 124.	295,94	137
129	28.11	Le vérin applique 290 kN.	325,94	150
130	28.11	1 heure après MS 129.	325,94	150
131	28.11	2 heures après MS 129.	325,94	150
132	28.11	Le vérin applique 320 kN.	355,94	165
133	28.11	1 heure après MS 132.	355,94	165
134	28.11	2,75 heures après MS 132.	355,94	165
135	28.11	Le vérin applique 350 kN.	385,94	179
136	28.11	1 heure après MS 135.	385,94	179
137	28.11	2 heures après MS 135.	385,94	179
138	28.11	Le vérin applique 380 kN.	415,94	193
139	28.11	1 heure après MS 138.	415,94	193
140	29.11	2 heures après MS 138.	415,94	193
141	29.11	Le vérin applique 410 kN.	445,94	206
142	29.11	1 heure après MS 141.	445,94	206

Tableau 4.7 - Séquences de mesure caractérisant le chargement de l'ouvrage expérimental (suite)

Séquence	Dates	Opérations effectuées	Force V (kN)	surcharge (kPa)
143	29.11	2 heures après MS 141.	445,94	206
144	29.11	Le vérin applique 460 kN.	495,94	229
145	29.11	1 heure après MS 144.	495,94	229
146	29.11	2 heures après MS 144.	495,94	229
147	29.11	Le vérin applique 500 kN.	535,94	249
148	29.11	1 heure après MS 147.	535,94	249
149	29.11	Le vérin applique 540 kN.	575,94	267
150	29.11	1 heure après MS 149.	575,94	267
151	29.11	2 heures après MS 149.	575,94	267
152	29.11	Le vérin applique 580 kN.	615,94	285
153	29.11	0,5 heure après MS 152.	615,94	285
154	29.11	1 heure après MS 152.	615,94	285
155	29.11	1,5 heures après MS 152.	615,94	285
156	29.11	2 heures après MS 152	615,94	285
157	29.11	2,5 heures après MS 152	615,94	285
158	29.11	3 heures après MS 152	615,94	285
159	29.11	Le vérin applique 600 kN	635,94	294
160	29.11	0,5 heure après MS 159	635,94	294
161	29.11	0,75 heure après MS 159	635,94	294
162	29.11	1 heure 20 minutes après MS 159 ; La rupture soudaine du massif est intervenue et les mesures ont été accélérées autant qu'on le pouvait jusqu'à la ruine totale de l'ouvrage.	635,94	294
163	29.11	Rupture	635,94	294
164	29.11	Rupture	635,94	294

Tableau 4.7 - Séquences de mesure caractérisant le chargement de l'ouvrage expérimental (fin)

Séquence	Dates	Opérations effectuées	Force V (kN)	surcharge (kPa)
165	29.11	Rupture	635,94	294
166	29.11	Rupture	635,94	294
167	29.11	Dernière mesure avant de retirer le vérin.	635,94	294
168	29.11	Dernière mesure avant le démontage de l'ouvrage expérimental.	0	0

### - Conditions de service

Les conditions de service (figure 4.35) ont été simulées par la phase de chargement et de déchargement en tête du massif renforcé.

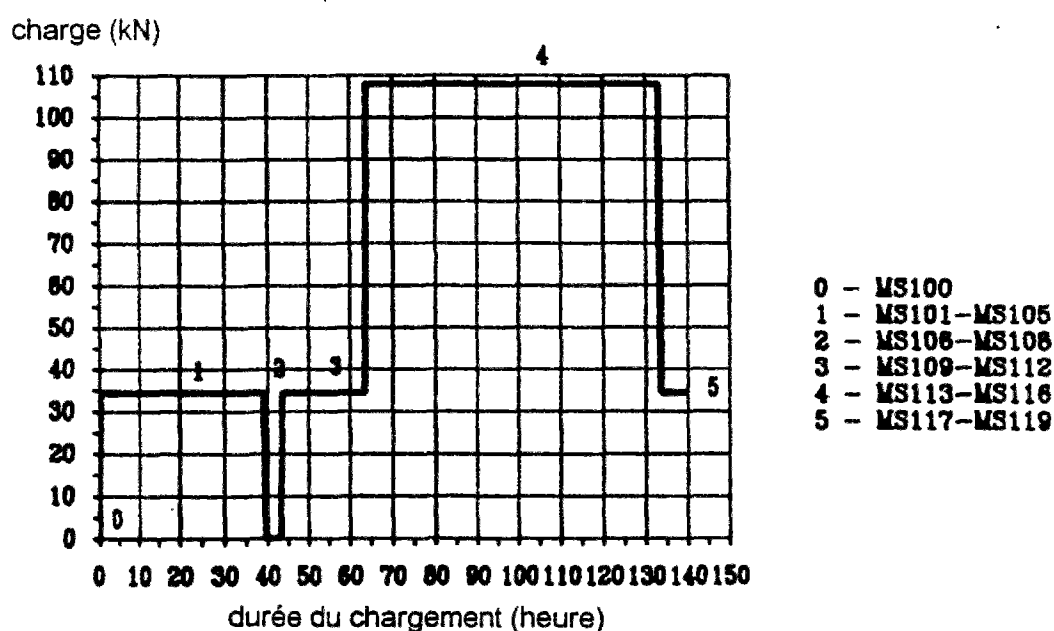


Figure 4.35 - Phase de chargement et déchargement de l'ouvrage expérimental

La première étape de ce chargement a été le placement de la semelle de fondation, représentant une force verticale de 36 kN à la surface du mur (MS 100-MS 105), suivie de son retrait (MS 106-MS108). La deuxième étape a été le remplacement de la semelle de fondation (MS 109-MS 112), suivie d'une charge supplémentaire de 73,6 kN (MS113-MS116) produite

par des dalles posées sur la semelle. Cette charge supplémentaire a été retirée par la suite (MS 117-MS 119).

### - Chargement à la rupture

La phase de chargement à la rupture a commencé par l'application des charges verticales provenant du vérin hydraulique sur la semelle de fondation en place (MS 119), selon le dispositif présenté précédemment.

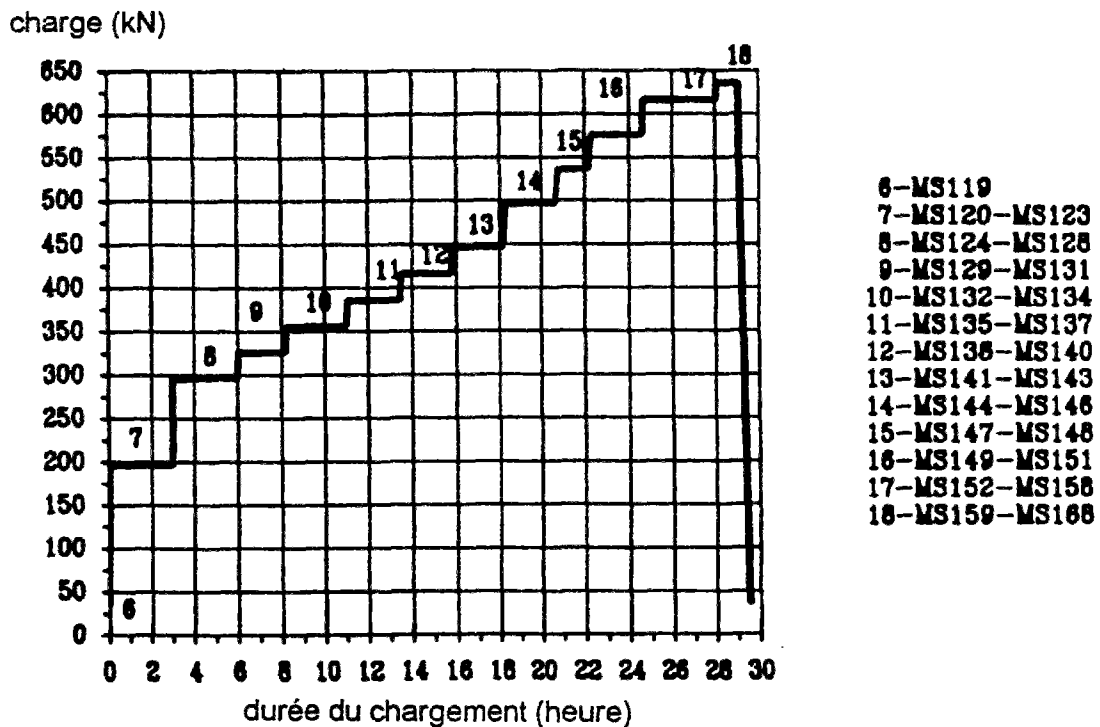


Figure 4.36 : Phase de chargement à la rupture

La charge minimale applicable par le vérin hydraulique (160 kN) a été transmise à la semelle de fondation (MS 120-MS 123), suivie d'un palier de 100 kN (MS 124-MS 128). Il faut noter, que pour un fonctionnement efficace du vérin hydraulique (constance des charges appliquées), une force minimale de 250 kN est nécessaire. A partir de ce moment, les charges ont été augmentées par paliers de 30 à 40 kN et maintenues sur la semelle durant deux ou trois heures, jusqu'à ce que l'on n'observe plus de variations des valeurs mesurées. A l'approche de la charge de rupture calculée avant les essais, les paliers de chargement ont été ramenés à 20 kN.

## 4.8 Mesures et observations

Les mesures séquentielles brutes MS qui sont présentées en détail dans le rapport BAST-LCPC de 1991 et qui caractérisent chaque opération par l'enregistrement des signaux de tous les capteurs placés sur le mur expérimental pour toutes les étapes de construction et du chargement jusqu'à la rupture ont été exploitées systématiquement par groupe de capteurs. Cette méthode d'exploitation a permis de suivre tous les paramètres afin d'observer le comportement du mur pendant la construction et lors du chargement jusqu'à la rupture. Les résultats de ces mesures et les observations seront présentés ci-après.

### 4.8.1 Construction

#### - Déplacement du sol et du géotextile dans le massif renforcé

Les déplacements à l'intérieur du massif renforcé ont été mesurés sur les nappes de géotextiles et dans le sol de remblai pour les couches élémentaires 2 et 4.

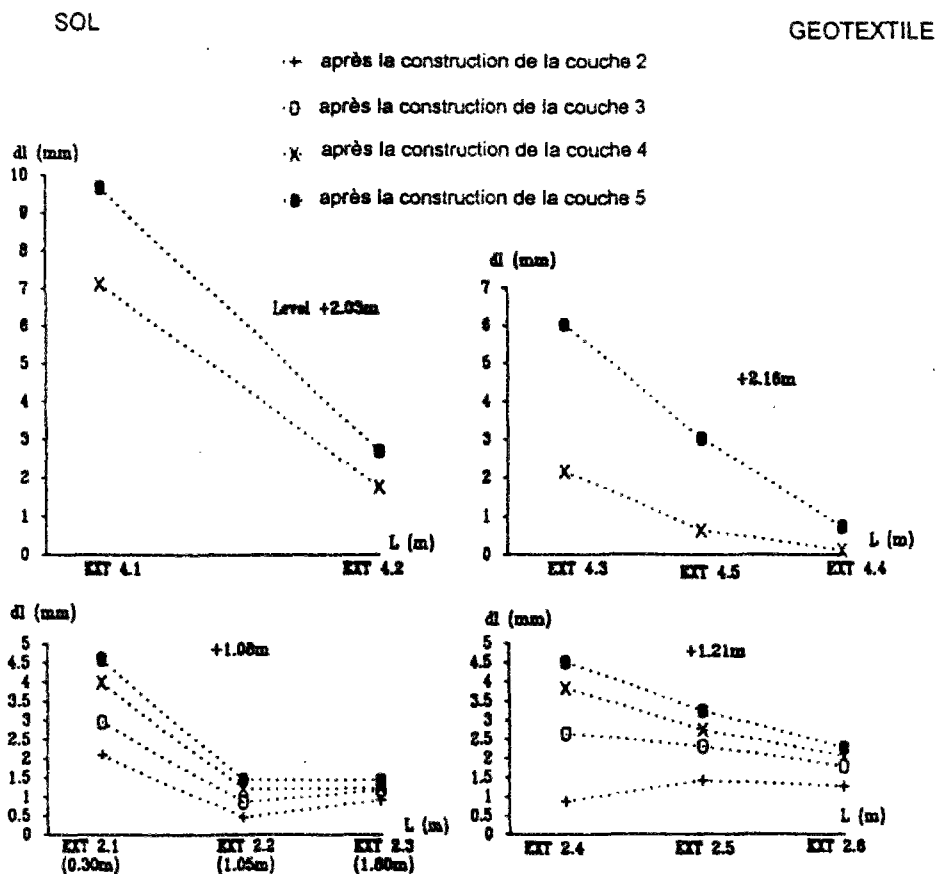


Figure 4.37 - Déplacements du sol et du géotextile dus à la construction des couches élémentaires

Après la construction de la couche élémentaire 4, par exemple, un déplacement du sol de 4 mm environ a été mesuré à proximité de la face libre du mur (EXT 2.1) sur la couche 2. Le déplacement correspondant du géotextile (EXT 2.4) était de 3,5 mm. Sur la couche 4, des déplacements du sol de 7 mm et du géotextile de 2 mm ont été mesurés. Au cours de la construction, les déplacements du sol sont importants surtout à proximité de la face (EXT 2.1, EXT 4.1) et négligeables dans le remblai (EXT 2.3 et EXT 4.2). La même tendance est observée pour les déplacements du géotextile, la différence entre les valeurs enregistrées à proximité de la face et à la fin de nappe étant moins marquée que sur le sol. Les valeurs des déplacements mesurés dans le sol sont généralement supérieures à celles mesurées sur le géotextile. Le développement des déplacements du sol et du géotextile en fonction de la hauteur du remblai placé au-dessus peut être consulté en annexe 1 (A 1.01).

#### - Poussées des terres

Les poussées des terres mesurées à 0,5 (coupe 1) et 2 m (coupe 2) à partir de la face libre du mur vers l'intérieur du massif, pour les différentes phases de la construction des couches élémentaires, sont présentées sur la figure 4.38.

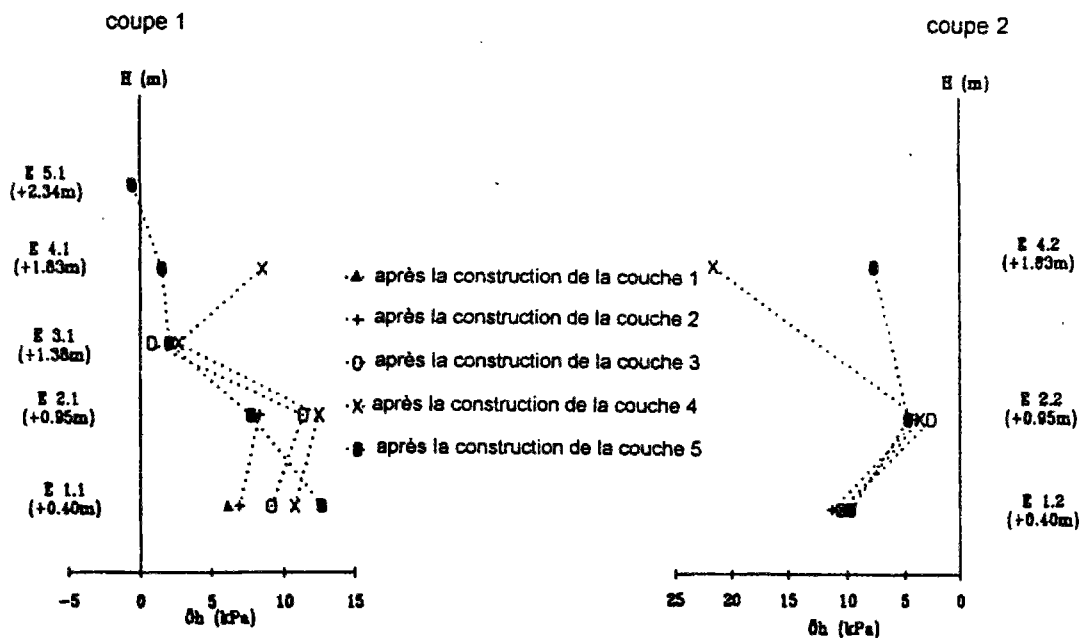


Figure 4.38 - Poussées des terres sur la face du mur et dans le remblai au cours de la construction

La tendance générale est une répartition de la poussée des terres qui croît avec la profondeur sauf aux niveaux E 2 et E 4 où les valeurs mesurées sont sûrement influencées par le processus de construction et les pressions temporaires créées par le compactage. Ces



pressions peuvent temporairement atteindre 10 kPa. Dans la section de mesure 2, à proximité du mur rigide de la fosse d'essai, 20 kPa ont été mesurés après le compactage de la couche élémentaire 4 et 8 kPa seulement après la construction de la couche 5, ce qui confirme cet effet temporaire. Dans la section de mesure 1, au même moment et aux mêmes niveaux, ces pressions diminuent d'environ 10 à 2 kPa. Une redistribution des pressions des terres a eu lieu aux niveaux E 2 et E 1 après la construction de la couche élémentaire 5, ce qui fait que l'on obtient finalement une répartition presque linéaire de la poussée des terres, croissante avec la profondeur. Ce développement de la poussée des terres est confirmé par les mesures des déplacements dans la mesure où aux grands déplacements observés dans la couche élémentaire 4 correspondent des valeurs relativement faibles de la poussée des terres, tandis qu'aux petits déplacements de la couche élémentaire 2 correspondent de hautes valeurs de la poussée des terres.

L'évolution des mesures de la poussée des terres dans chaque couche élémentaire en fonction de la hauteur de remblai placé au dessus est présentée sur la figure 4.39 avec les valeurs classiques de calcul de poussée ( $\sigma_h - K_a$ ) et de butée ( $\sigma_h - K_o$ ) des terres correspondantes. L'évolution est typique d'un processus de construction par couches élémentaires dans la mesure où les couches subissent un chargement non constant : tout d'abord la pression horizontale est supérieure à la butée (avec le coffrage toujours en place, le remblaiement et le compactage), ensuite elle décroît progressivement (après la remontée du coffrage et la construction des couches suivantes) pour atteindre des valeurs voisines de la poussée et même inférieures suivant les déplacements qui se produisent. Les plus fortes valeurs, supérieures à la condition de butée, ont été mesurées dans les couches élémentaires 2, 4 et 5.

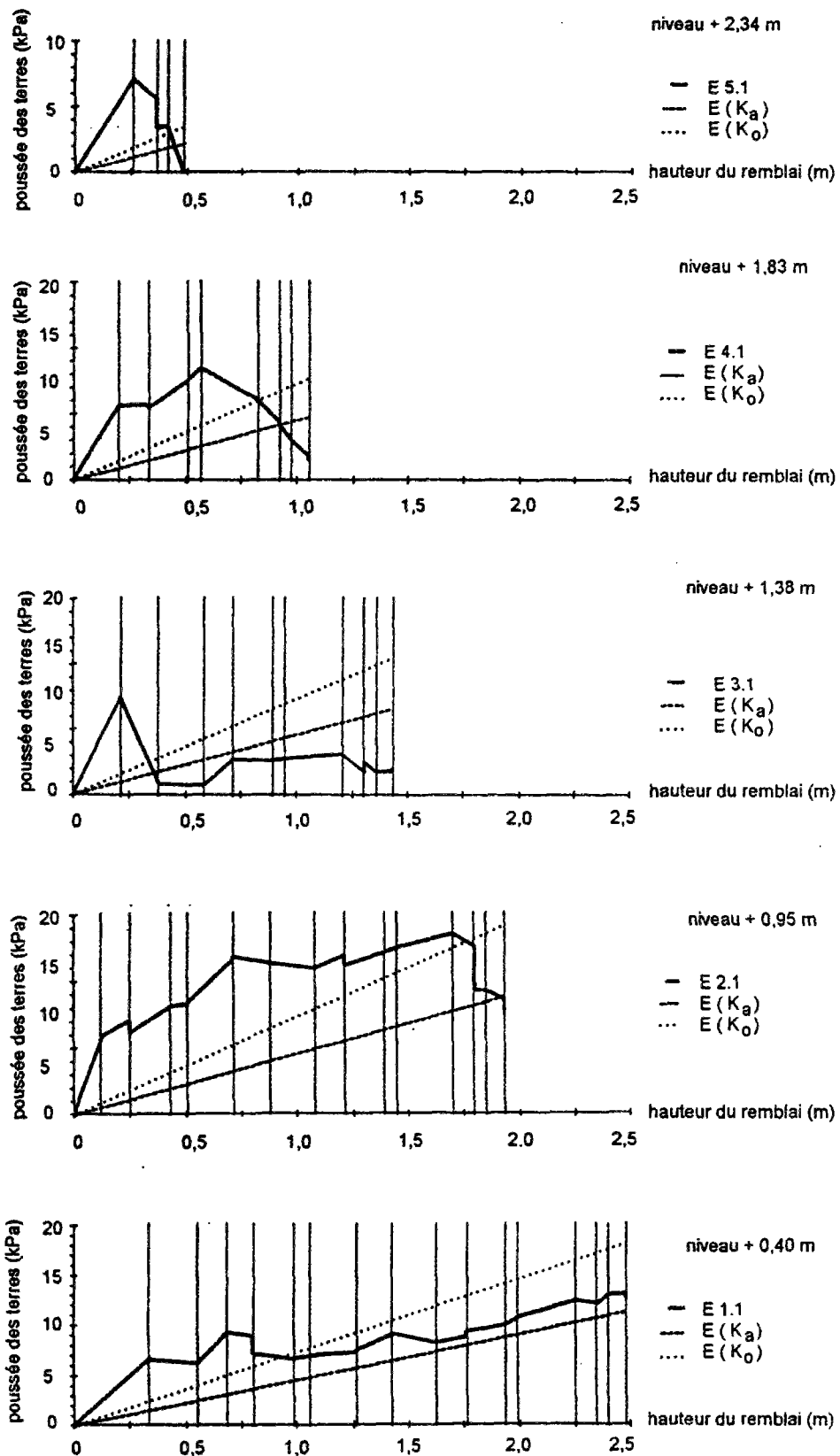


Figure 4.39 - Evolution de la poussée horizontale sur la face du mur au cours de la construction

## - Contraintes verticales

Les contraintes verticales mesurées à la base du mur expérimental (niveau +0,20 m), dans les couches élémentaires 3 (niveau +1,45m) et 5 (+2,39m), lors des étapes successives de la construction sont présentées sur la figure 4.40.

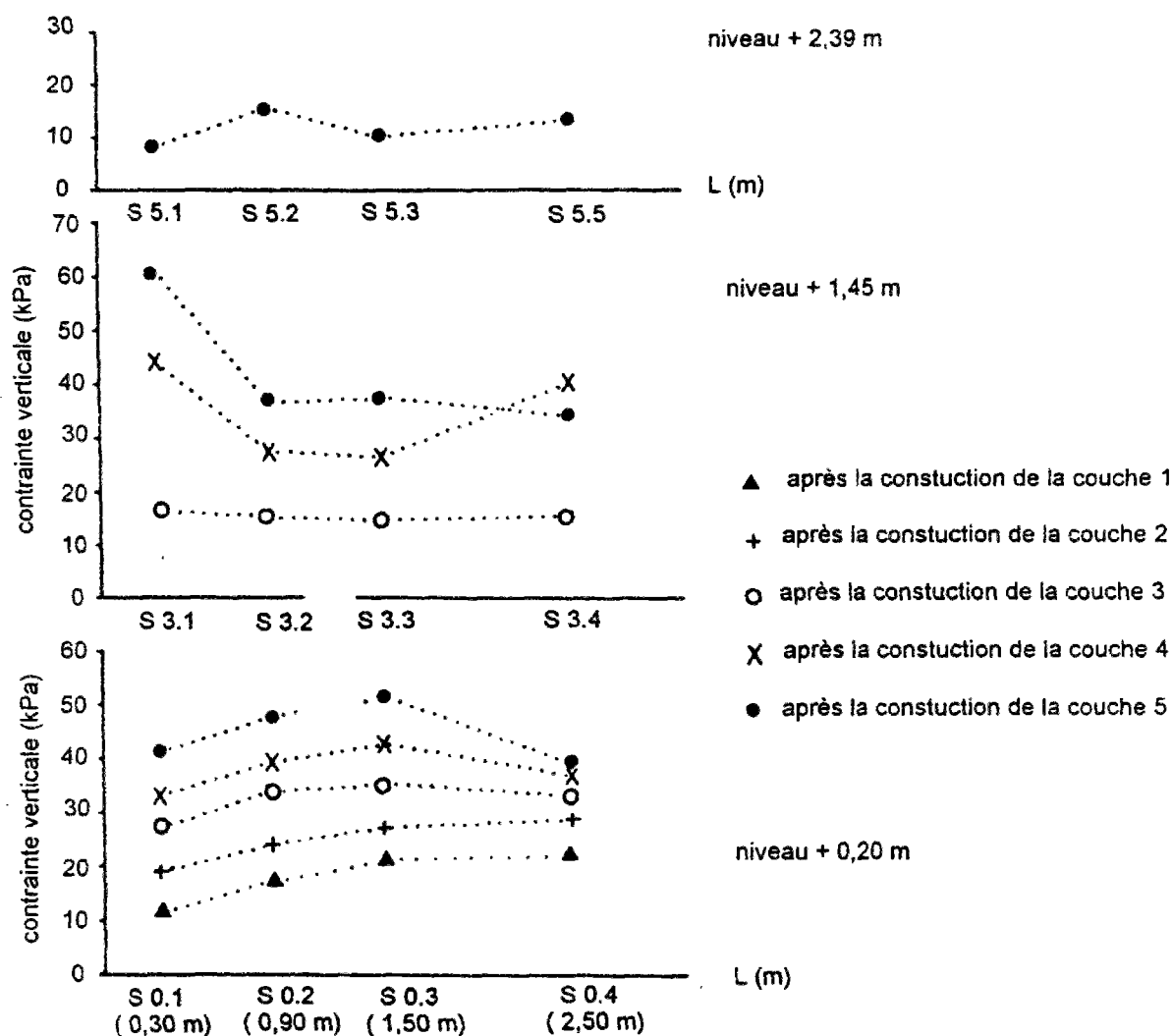


Figure 4.40 - Contraintes verticales mesurées dans le mur expérimental au cours de la construction

A la base du mur expérimental, la répartition des contraintes verticales sur la section de mesure est similaire et quasiment uniforme pour les différentes étapes de la construction, ce qui montre une réponse flexible de la fondation et des valeurs voisines du poids des terres au-dessus. Dans la couche élémentaire 3, la répartition des contraintes verticales est uniforme après la construction de la couche, ensuite de fortes valeurs sont enregistrées au voisinage de la

face du mur (S 3.1). Dans la couche élémentaire 5, la répartition est également quasi uniforme avec des valeurs correspondantes au poids des terres placées au-dessus.

L'évolution des mesures de la contrainte verticale à la base du mur expérimental (niveau +0,20 m), dans les couches élémentaires 3 (niveau +1,45m) et 5 (+2,39m) en fonction de la hauteur de remblai placé au-dessus est présentée sur la figure 4.41, avec les valeurs correspondantes du poids des terres sus-jacentes.

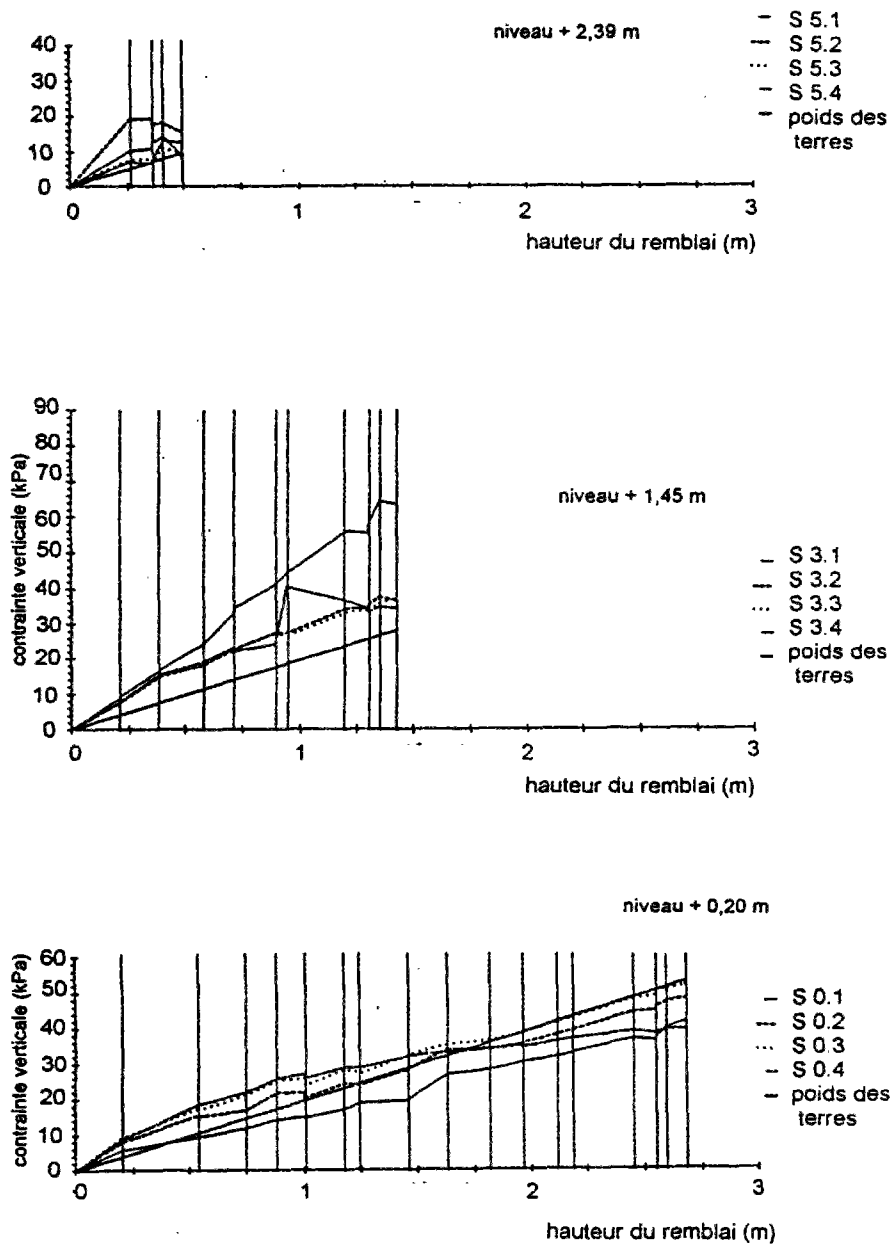


Figure 4.41 - Evolution de la contrainte verticale dans le mur expérimental au cours de la construction

### - Elongations du géotextile

Dans toutes les nappes de géotextile (figure 4.42), les allongements ont tendance à décroître à partir de la face du mur vers l'intérieur du remblai.

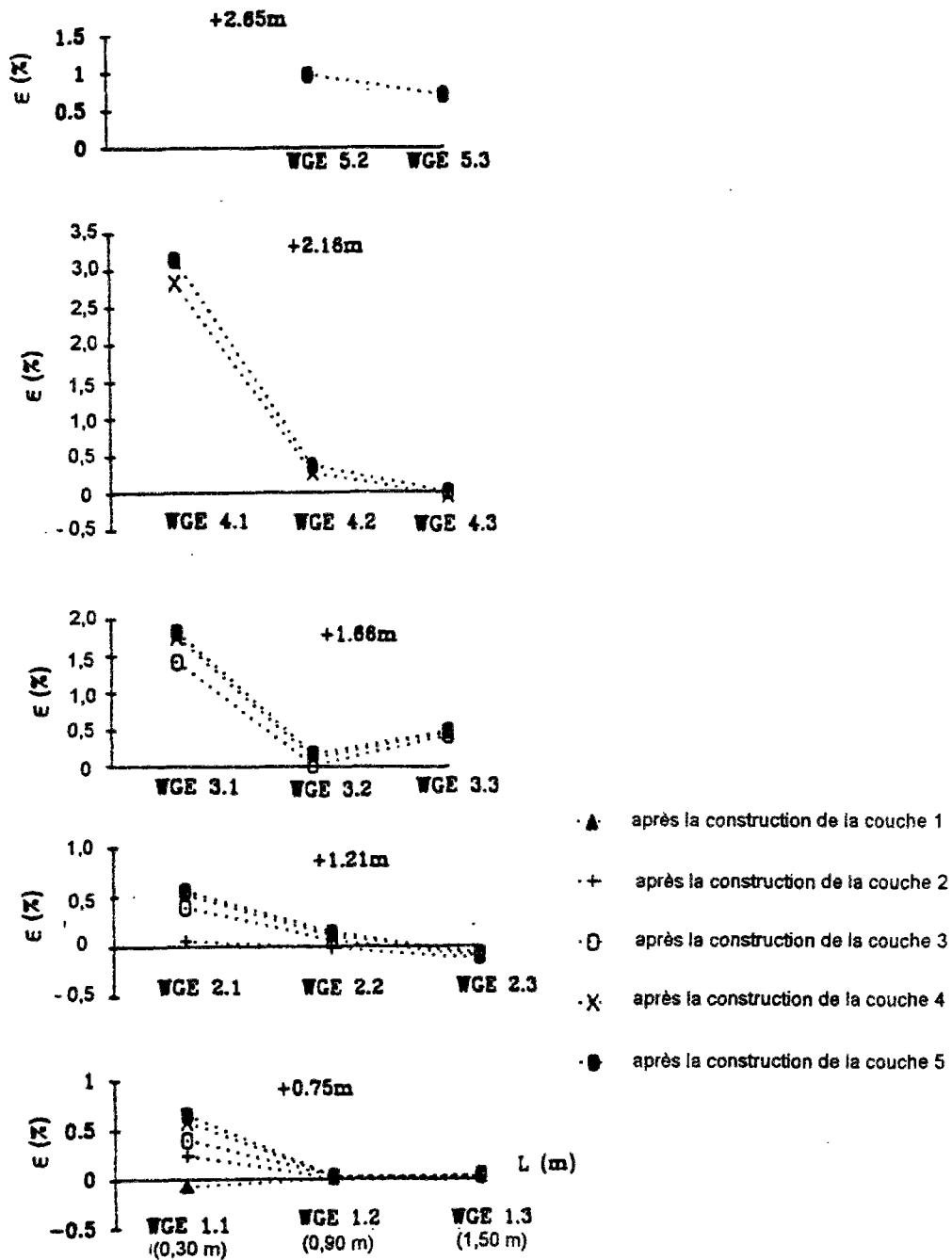


Figure 4.42 - Allongement du géotextile dans le mur expérimental au cours de la construction

A noter qu'au milieu des nappes 1 à 4 (WGE 2.x), les allongements sont négligeables. A proximité de la face du mur (WGE 1.x), les allongements maximaux ont été mesurés sur chaque nappe, de 0,5 % sur la nappe 1 à 3 % sur la nappe 4. Rappelons que le capteur correspondant à cette position sur la nappe 5 (WGE 5.1) a été supprimé pour placer la dalle de transition. A noter également une légère activation de la condition d'ancrage à la fin des nappes 3 et 5. L'évolution des allongements du géotextile en fonction de la hauteur du remblai placé au-dessus peut être consultée en annexe (A 1.02).

En résumé, on peut dire que, juste après la mise en place du remblai et le compactage, la plus grande partie de l'allongement final de la nappe est générée à proximité de la face du mur. Les forces de traction développées dans cette partie des nappes de renforcement sont ensuite transmises dans le sol.

#### **- Influence du procédé de construction**

Les résultats des mesures ont permis de découvrir des particularités (irrégularités) au cours de la construction de la couche élémentaire 3 par rapport aux deux premières. En effet, c'est peut être à ce moment que la rotation des trois couches supérieures du mur a commencé. Le comportement des trois couches supérieures semble être décisif pour le comportement global du mur, ce qui nous a conduit à examiner plus en détail les résultats des mesures correspondantes. Les séquences de mesure (MS 9 à MS 25) qui correspondent à la construction du mur à partir de la couche 3 sont présentées dans le tableau 4.8. Les évolutions de la pression horizontale mesurée à 0,5 m de la position initiale du coffrage sur la face du mur expérimental (E 3.1), de la contrainte verticale mesurée dans la troisième couche élémentaire et des allongements de la troisième nappe de géotextile sont représentées sur la figure 4.43.

Après la mise en place et le compactage de la troisième couche élémentaire (MS 11 à MS 12), la pression horizontale croît jusqu'à 7,5 kPa et, lorsque le coffrage est remonté, la valeur tombe à 0,8 kPa. Au cours de la construction de la couche élémentaire 4, la pression horizontale atteint 2,7 kPa. La poursuite du processus de construction n'affecte plus tellement la pression horizontale, qui se stabilise autour de 2 kPa, ce qui est faible par rapport aux valeurs obtenues sur d'autres capteurs.

L'évolution de la contrainte verticale est quasiment linéaire jusqu'à la fin de la construction, avec de très fortes valeurs à proximité de la face du mur (S 3.1), où des pressions d'environ 60 kPa ont été mesurées à la fin de construction. La mise en place des couches élémentaires successives est bien visible (pour la couche 3 entre MS 10 et MS 11, pour la couche 4 entre MS 12 et MS 15, pour la couche 5 entre MS 17 et MS 20). A l'intérieur du massif renforcé (S 3.2 et S 3.3), si une évolution similaire de la contrainte

verticale a été observée, les valeurs mesurées sont environ de moitié inférieures à celles obtenues à proximité de la face du mur, autour de 38 kPa à la fin de la construction.

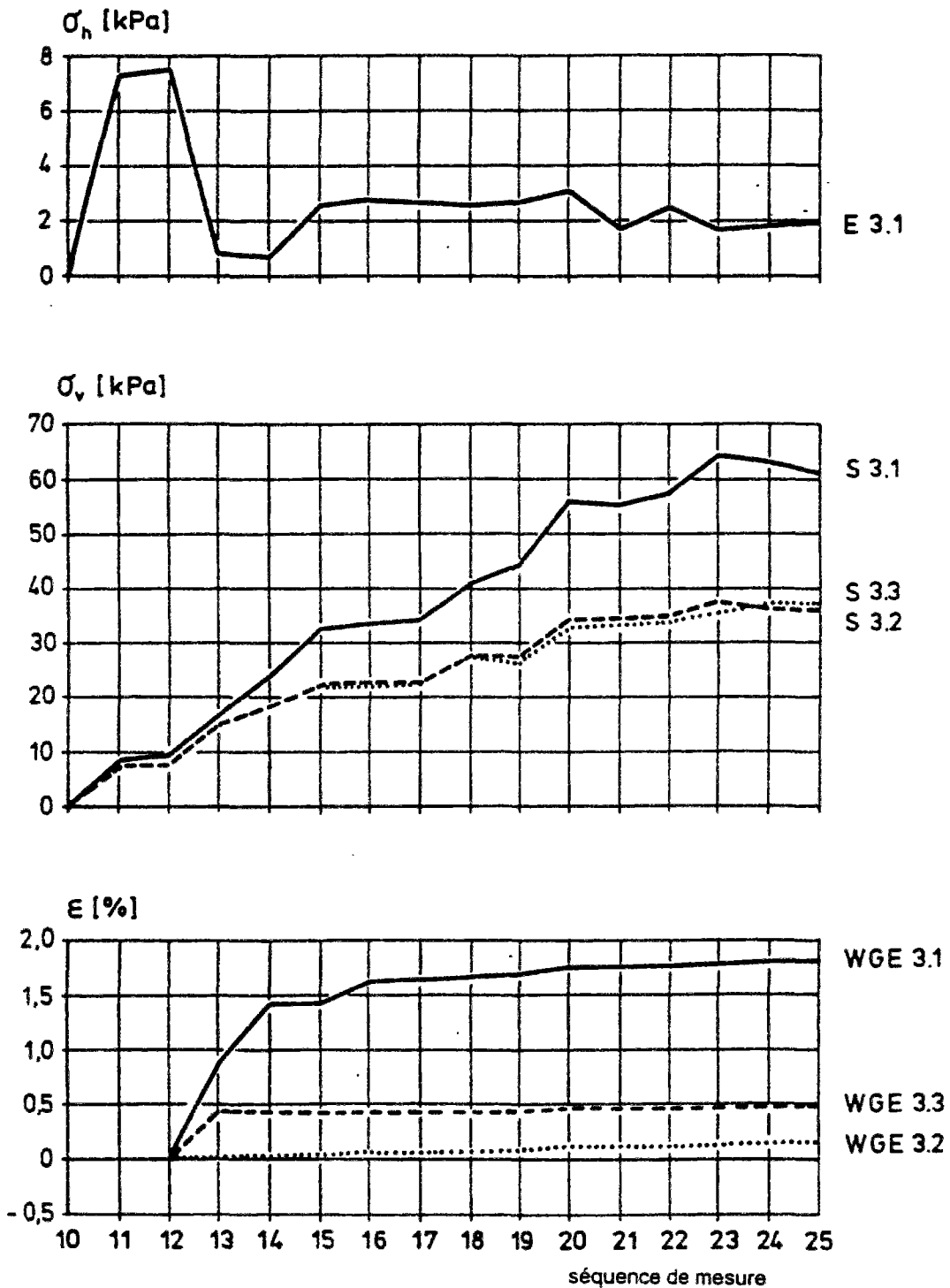


Figure 4.43 - Evolution de quelques mesures sur la nappe 3 au cours de la construction

Tableau 4.8 - Séquences de construction des trois couches élémentaires supérieures

Séquence	Opérations effectuées
09	Le coffrage est remonté à la position 3 ; le retour de la nappe 3 est placé ; la moitié de la couche élémentaire 3 est placée mais n'est pas compactée.
10	La moitié de la couche élémentaire 3 est compactée ; les mesures initiales des capteurs de contrainte totale S 3.1 à S 3.4 ainsi que E 3.1 sont relevées.
11	La couche élémentaire 3 est placée et compactée.
12	La nappe de renforcement 3 est rabattue ; les mesures initiales des capteurs WGE 3.1 à WGE 3.3 sont relevées.
13	Le coffrage est remonté à la position 4 ; le retour de la nappe 4 est placé ; la moitié de la couche élémentaire 4 est placée et compactée ; les mesures initiales des cellules de contrainte totale E 4.1 et E 4.2 sont relevées
14	La couche élémentaire 4 est montée jusqu'au niveau +2,03 m (pour la mise en place des extensomètres dans le sol) sans être compactée ; les mesures initiales des extensomètres EXT 4.1 et EXT 4.2 sont relevées.
15	La couche élémentaire 4 est placée et compactée.
16	La nappe de renforcement 4 est rabattue ; les mesures initiales des capteurs WGE 4.1 à WGE 4.3 ainsi que EXT 4.3 à EXT 4.5 sont relevées.
17	Le coffrage est remonté à la position 5 ; le retour de la nappe 5 est placé ; la mesure initiale de l'extensomètre EXT 4.6 est relevée.
18	La moitié de la couche élémentaire 5 est placée mais n'est pas compactée.
19	La moitié de la couche élémentaire 5 est compactée ; les mesures initiales des capteurs de contrainte totale S 5.1 à S 5.4 ainsi que E 5.1 sont relevées.
20	La couche élémentaire 5 est placée et compactée ; la nappe de renforcement 5 est rabattue ; les mesures initiales des capteurs WGE 5.2 et WGE 5.3 sont relevées.
21	Une couche de remblai de 0,20 m d'épaisseur non compactée est placée sur la cinquième nappe de géotextile jusqu'à la position de la dalle de transition ; la dalle métallique est posée sur 5 cm de remblai placé sur la cinquième nappe de géotextile ;
22	Six jours après la pose de la dalle métallique.
23	Le remblai en surface du massif (niveau +2,88m) est placé mais n'est pas compacté ; les mesures initiales des capteurs DMD 1 à DMD 6 placés sur la dalle métallique sont relevées ; cette séquence de mesure est la dernière juste avant le décoffrage final.
24	Le coffrage est enlevé de la fosse ; lors de la formation du boudin de la cinquième nappe, la dalle métallique est devenue instable et a été aussitôt retirée.
25	Mesure de contrôle (même état que MS 24)



Les allongements du géotextile mesurés à 0,30 m de la position initiale du coffrage (WGE 3.1), augmentent rapidement jusqu'à environ 1,5 % dès que le remblai a été mis en place et compacté. Après cela, seul une légère augmentation des allongements, autour de 0,3%, a été enregistrée jusqu'à la fin de la construction. Ceci explique en fait le succès du procédé de construction, dans la mesure où les allongements sont générés seulement au cours de la mise en place et du compactage du remblai, lorsque le coffrage est toujours en place. Après la remontée du coffrage, seul des allongements négligeables ont été observés. Les allongements mesurés au milieu du massif renforcé (WGE 3.2) sont qualitativement semblables à ceux obtenus à proximité de la face du mur, mais beaucoup faibles, avec des valeurs voisines de 0,5 % à la fin de la construction. Les allongements mesurés à la fin de la nappe de géotextile sont négligeables.

#### **- Résumé des mesures à la fin de la construction**

Le résumé de tous les résultats des mesures obtenus à la fin de la construction (MS 36) du mur expérimental et juste avant le début du chargement est présenté dans le tableau 4.9, qui comporte deux parties : a - déplacements ; b - contraintes et allongements du géotextile.

Le procédé de construction du mur expérimental par couches élémentaires successives en utilisant le système de coffrage glissant est décisif pour les contraintes et les déformations générées dans le massif renforcé. En effet, le remblai est d'abord mis en place et compacté avant de remonter le coffrage. Un très bon compactage est ainsi assuré à proximité de la face du mur et le système des coussins pneumatiques du coffrage permet une bonne pré-tension des nappes de géotextiles. Le développement des contraintes dans le massif renforcé au cours de la construction est typique de la construction par couche élémentaire.

Les déplacements de la face du mur n'ont malheureusement pas pu être mesurés au cours de la construction des couches élémentaires (le coffrage ne permettait pas la mise en place de capteurs). Les capteurs n'ont pu être posés sur les points les plus avancés de chaque boudin élémentaire de la face du mur que juste avant la mise en place de la dalle de transition (MS 28). Le profil des boudins élémentaires qui forment la face enveloppée du mur expérimental à cette étape a été relevé (mesures tous les 2,5 cm par rapport à l'élément d'appui du coffrage, repère fixe) de telle sorte que le profil général de la face du mur a pu être reconstruite de façon fiable (figure 4.44).

Tableau 4.9 (a) - Résumé des résultats à la fin de la construction (Déplacements)

	Déplacements de la face (mm)	Déplacements du sol et du géotextile (mm)					
		position des capteurs par rapport à la face du mur					
		0,30 m		1,05 m		1,80 m	
		sol	géotextile	sol	géotextile	sol	géotextile
Couche 5	11,16	-	-	-	-	-	-
Couche 4	2,96 (*)	12,22 (2,36)	9,40 (3,10)	-	5,01 (1,91)	2,98 (0,25)	1,07 (0,30)
Couche 3	1,43	-	-	-	-	-	-
Couche 2	0,73	5,00 (0,34)	4,98 (0,43)	1,57 (0,09)	3,35 (0,11)	1,49 (0,03)	2,31 (0,02)
Couche 1	0,46	-	-	-	-	-	-

(\*) entre parenthèses les valeurs des déplacements du sol et du géotextile obtenues à partir de MS 28 pour pouvoir être comparées aux déplacements de la face du mur.

Tableau 4.9 (b) - Résumé des résultats à la fin de la construction (contraintes, allongements)

	Poussée des terres (kPa)		Contraintes verticales dans le massif (kPa)				Allongement du géotextile (%)		
	Position des capteurs par rapport à la face du mur								
	0,5 m	2,0 m	0,3 m	0,9 m	1,5 m	2,0 m	0,3 m	0,9 m	1,5 m
Couche 5	0,7	-	50,9	12,3	10,3	11,8	-	3,45	1,32
Couche 4	1,6	6,6	-	-	-	-	3,37	0,59	0,09
Couche 3	1,4	-	81,4	36,4	36,2	29,9	1,94	0,28	0,53
Couche 2	6,9	5,6	-	-	-	-	0,64	0,18	0,00
Couche 1	13,9	9,4	-	-	-	-	0,75	0,03	0,05
Couche 0	-	-	46,2	49,1	50,0	37,8	-	-	-

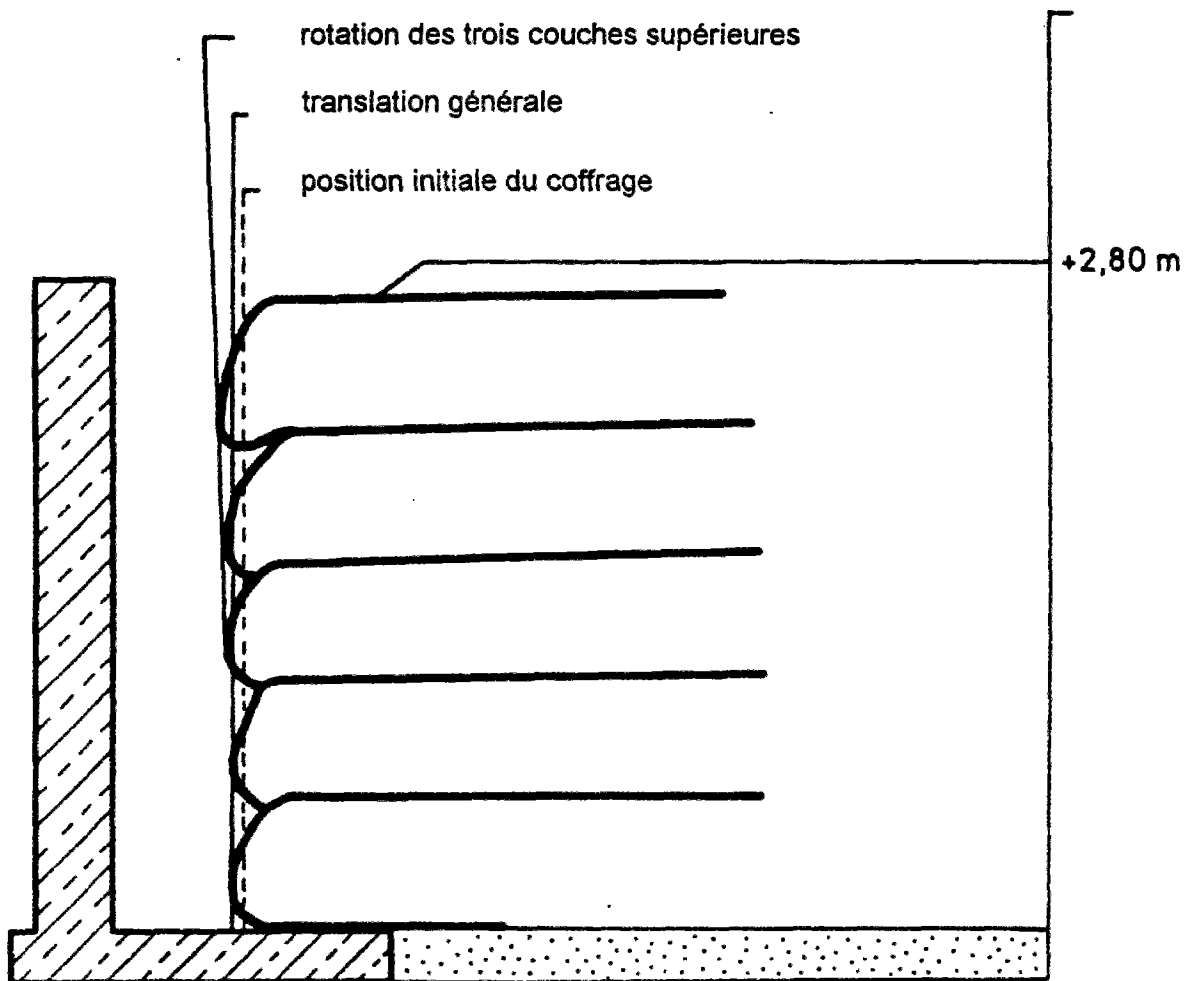


Figure 4.44 - Comportement global de la face du mur pendant la construction

Un comportement global typique de la face du mur expérimental par rapport à la position initiale fixe du coffrage a été observé pour toutes les couches élémentaires d'épaisseur 0,5 m. Une fois que le coffrage est en place, l'équilibre de la couche élémentaire est assuré par le coffrage qui résiste à la contrainte horizontale. Après le compactage et la remontée du coffrage, le boudin élémentaire se forme sous l'effet de la masse de sol en déséquilibre et contenue dans la nappe de géotextile par un gonflement en partie inférieure et un relâchement en partie supérieure. C'est ce qui crée l'aspect typique des murs de soutènement à face enveloppée. Ce mouvement de la couche élémentaire réduit les contraintes horizontales à proximité de la face et provoque une pré-tension de la nappe de géotextile. La construction

successive des couches élémentaires sus-jacentes accentue ce phénomène. A partir de la troisième couche élémentaire, un léger mouvement de déversement a été observé. Ceci est confirmé par les 12 mm de déplacement du sol mesurés dans la couche 4 et seulement 5 mm dans la couche 2.

Dans le même temps, de très fortes contraintes verticales ont été observées à proximité de la face du mur. Ces contraintes sont sûrement dues au renversement local de la troisième couche élémentaire et aux pressions supplémentaires générées au cours du compactage, qui ne se sont pas encore réarrangées. Différents états de contrainte se succèdent dans le massif renforcé au cours de la mise en place, du compactage et de la construction des couches ultérieures : un état de très fortes contraintes est atteint pendant le premier compactage, suivi d'un état de réarrangement (relâchement) après la remontée du coffrage.

En conclusion, on peut dire que le procédé de construction "Ebal-LCPC" utilisant le coffrage glissant permet un bon compactage, surtout à proximité de la face de l'ouvrage. Le coffrage fixe pour la construction d'une couche élémentaire génère d'abord une concentration des contraintes, surtout à proximité de la face, suivi d'un réarrangement de ces contraintes dans le massif renforcé après la remontée du coffrage. Ce procédé assure une bonne prétention des nappes de renforcement si bien qu'à la fin de la construction, les grands déplacements ou les déformations critiques de la face ont déjà eu lieu.

#### **4.8.2 Conditions de service**

Après la construction, le mur expérimental a été soumis à une phase de chargement et de déchargement, décrite dans le paragraphe 4.7.2. La phase de chargement et de déchargement du mur expérimental jusqu'à 50 kPa de surcharge uniformément répartie en tête du massif renforcé n'a généré que de très légères variations des paramètres mesurés.

Des déplacements de la face du mur de 2 mm en tête et de 0,8 mm au pied ont été mesurés. A l'intérieur du massif renforcé, 2 mm de déplacement du sol et du géotextile ont été enregistrés à proximité de la face; aucun déplacement à la fin du géotextile n'a été observé. Les allongements du géotextile mesurés étaient également très faibles (0,27 et 0,12% pour les maxima sur les nappes supérieure et inférieure), par contre leur distribution le long de la nappe de renforcement a montré une tendance au déplacement des valeurs maximales de la face du mur vers le milieu du renforcement.

Les résultats des mesures effectuées lors de cette phase du chargement confirment les observations faites au cours de la construction ;

dans la mesure où les grandes déformations de la face du mur ont déjà eu lieu au cours de la construction et étaient surtout concentrées sur une petite partie du renforcement à proximité de la face, le chargement ultérieur du mur active une plus grande longueur du renforcement vers l'intérieur du massif renforcé. Ceci explique les faibles valeurs du déplacement du parement, l'augmentation du déplacement et les allongement du géotextile qui ont été mesurés surtout au milieu de la nappe de renforcement.

En résumé, on peut dire que si, qualitativement, la phase de chargement et de déchargement avec une surcharge de 50 kPa en tête du mur a montré un léger changement de comportement du mur expérimental par rapport à la phase de construction (solicitation de la partie centrale du massif renforcé), quantitativement elle n'affecte pas vraiment le comportement du mur.

#### **4.8.3 Chargement jusqu'à la rupture**

Le mur expérimental a été chargé par paliers successifs en tête selon le mode de chargement décrit dans le paragraphe 4.7.2 jusqu'à la ruine totale. La force verticale maximale atteinte était de 640 kN, ce qui correspond à une surcharge concentrée en tête de 290 kPa. Dans les diagrammes ci-après, cette charge (base de référence représentant 100%) et cinq autres caractériseront les différentes étapes du chargement à la rupture : 36 kN (début du chargement à la rupture), 196 kN (30%), 326 (50%), 446 (70%) et 576 (90%).

##### **- Courbe charge-tassement de la fondation**

La courbe charge-tassement (figure 4.45) obtenue à partir des tassements mesurés de la fondation placée en tête du mur expérimental semble bien indiquer trois parties :

- 1- une relation quasiment linéaire entre les charges appliquées et les tassement mesurés jusqu'à une charge de 446 kN (70% de la charge de rupture) ;
- 2- à partir de 446 kN jusqu'à 576 kN (de 70 à 90%), les tassements mesurés semblent augmenter un peu plus rapidement que les charges appliqués ;
- 3- la dernière partie de courbe montre une augmentation encore plus rapide des tassements mesurés.

Lorsque la charge de 300 kN (50%) a été appliquée, la partie arrière de la fondation a commencer à accuser des tassements légèrement supérieurs à la partie avant, et sous 400 kN, un tassement différentiel de 10 mm a été obtenu. Avec 600 kN en tête du mur expérimental, la différence s'élevait à 5 cm.

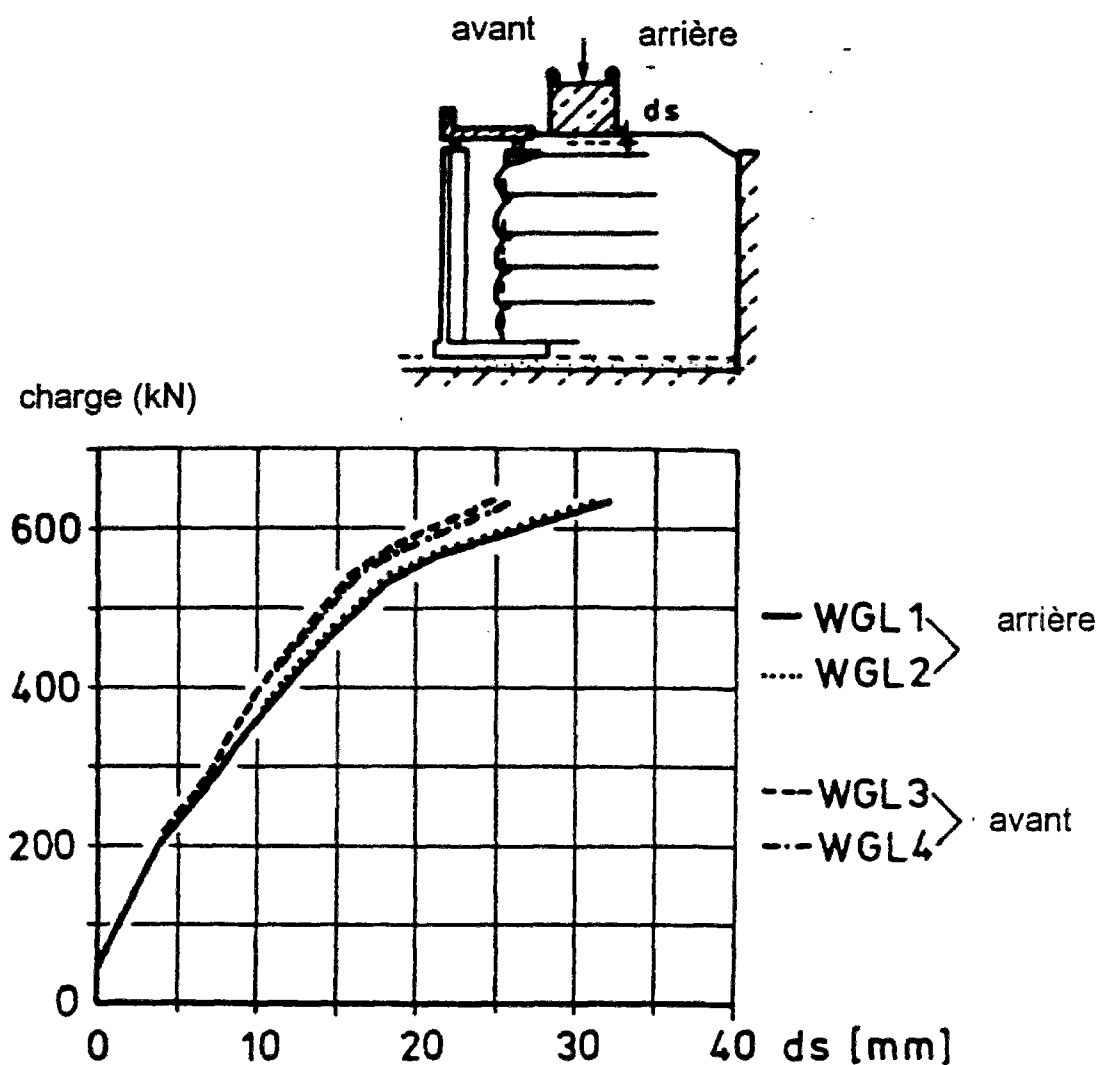


Figure 4.45 - Courbe charge-tassement de la fondation

#### - Déplacements de la face du mur

Sur la figure 4.46, représentant l'évolution des déplacements des couches élémentaires formant la face enveloppée du mur, on peut observer un comportement global similaire au développement de la courbe charge-tassement.

Quantitativement, deux groupes distincts sont formés par les deux couches élémentaires inférieures et les trois supérieures.

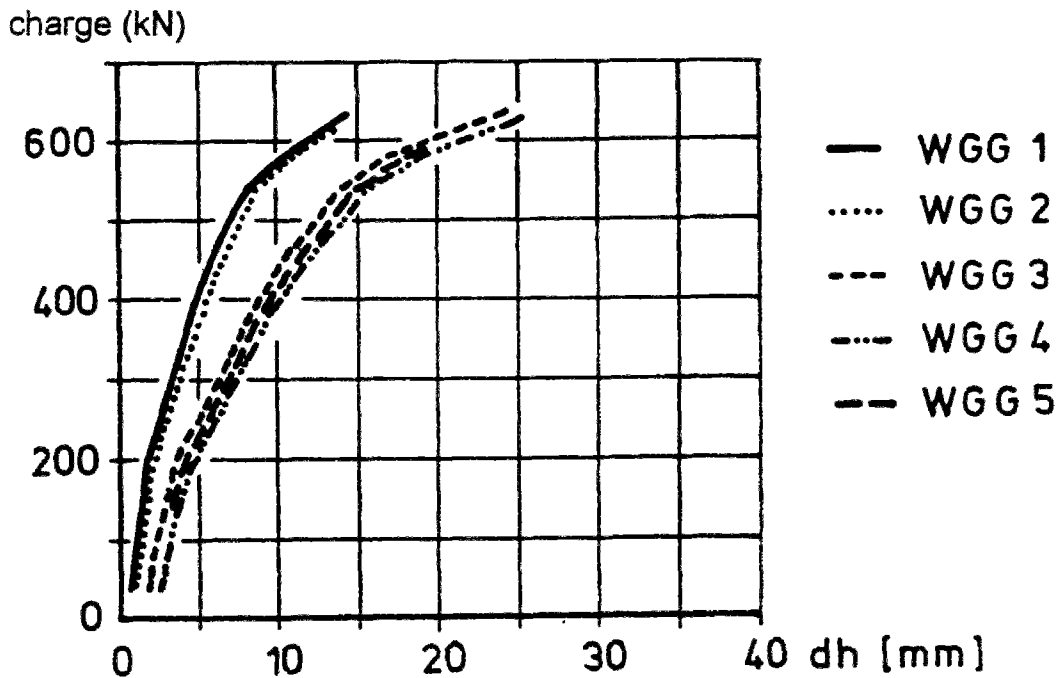
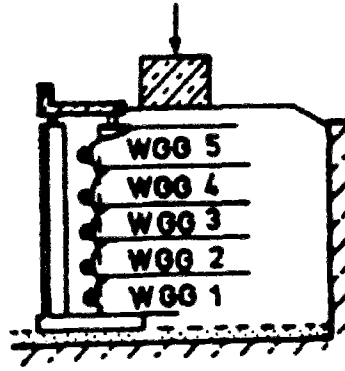


Figure 4.46 - Evolution des déplacements de la face du mur au cours du chargement

Les trois couches supérieures se sont déplacées ensemble jusqu'à la rupture, où environ 25 mm de déplacement a été mesuré. Après la rupture un bloc composé de ces trois couches a glissé brusquement sur les deux couches inférieures. Les deux couches inférieures se sont également déplacées ensemble jusqu'à la rupture où 14 mm de déplacement a été mesuré, mais aucun glissement n'a été observé après la rupture.

L'évolution des déplacements sur la hauteur du mur par rapport aux charges caractéristiques du chargement est présentée sur la figure 4.47.

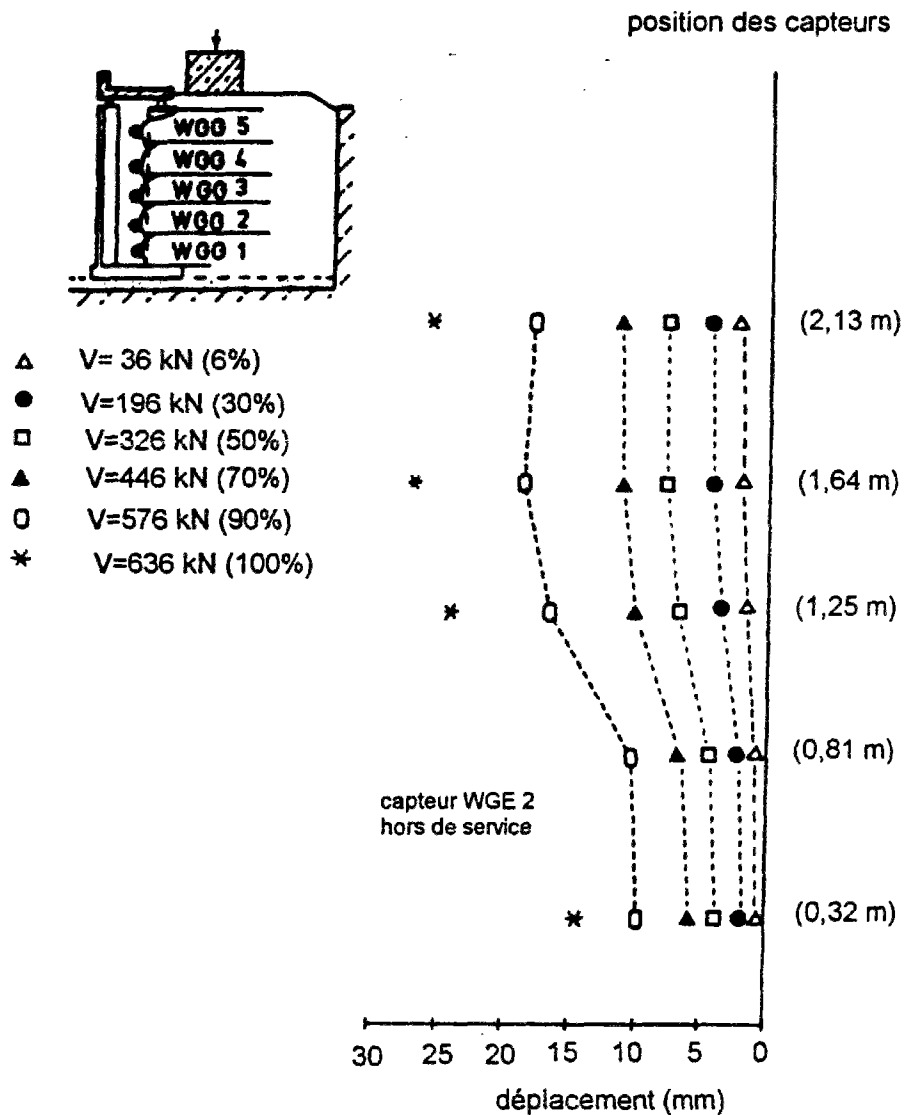


Figure 4.47 - Déplacements de la face du mur en fonction des charges de référence

Les déplacements mesurés étaient relativement modestes jusqu'à 446 kN (70%) où 10 mm seulement en tête du mur et 6 mm au pied ont été enregistrés.

Vers la fin du chargement, les déformations ont été multipliées par un facteur 2,5 pour atteindre 25 mm en tête. A partir de la charge de 446 kN (70%), le déplacement de la couche élémentaire 4 a commencé à être plus prononcé dans le groupe formé des trois couches supérieures. Lorsque la charge de rupture a été atteinte, le capteur placé sur la couche élémentaire 2 (WGG 2) a cessé de fonctionner parce que les valeurs obtenues se trouvaient déjà hors du domaine de mesure.



## Déplacements du sol et du géotextile

L'évolution du déplacement différentiel  $dl$  entre le géotextile et le sol dans les couches élémentaires 2 et 4 ainsi que celui entre la quatrième nappe de renforcement et le retour de la cinquième nappe est représentée sur la figure 4.48.

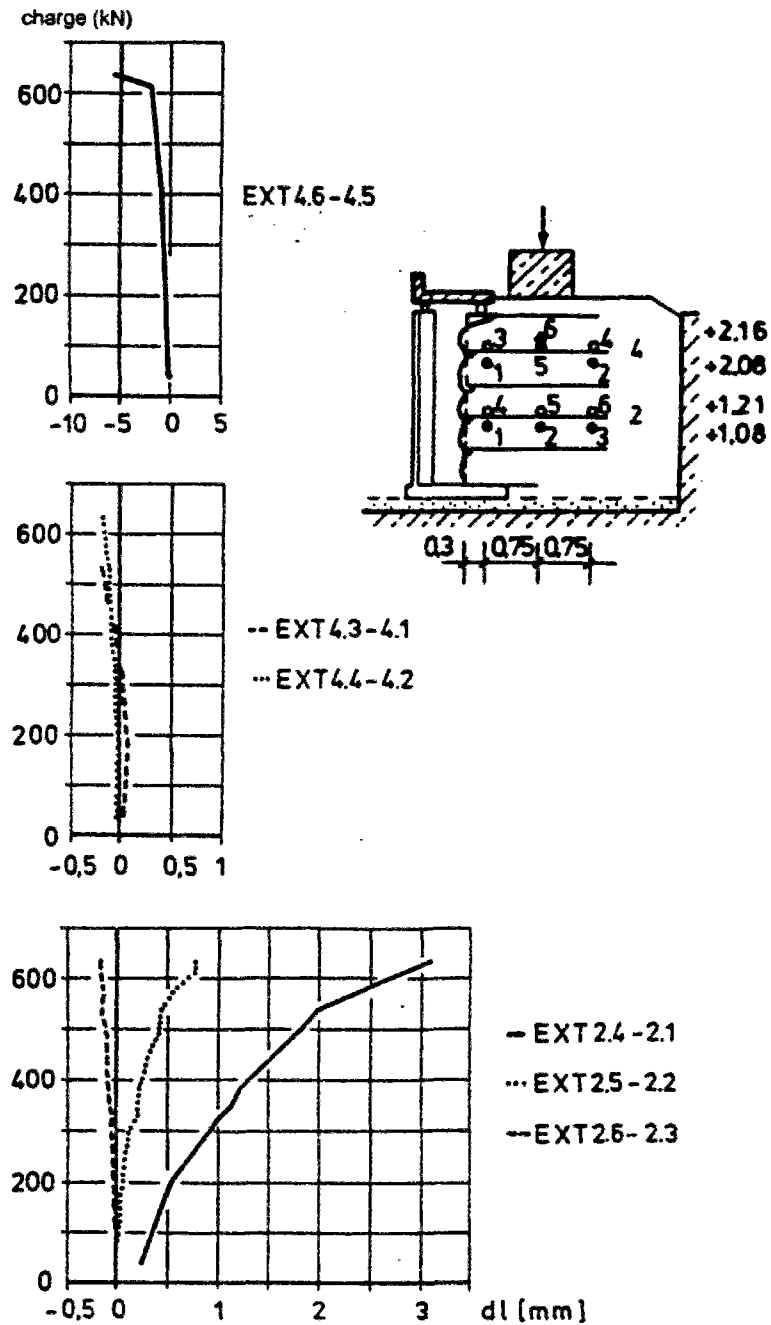


Figure 4.48 - Déplacements différentiels entre le géotextile et le sol dans les couches 2 et 4

Un mouvement différentiel de 2 mm de la quatrième nappe par rapport au retour de la cinquième a été mesuré juste avant la rupture. Le mouvement différentiel a atteint 6 mm après la rupture, ce qui confirme que la quatrième couche élémentaire se déplace le plus au cours du chargement. Les mouvements différentiels entre le sol et le géotextile dans la quatrième couche élémentaire sont négligeables avec des valeurs inférieures à 0,5 mm. Dans la deuxième couche élémentaire, les différences de déplacement entre le sol et le géotextile ont été assez notables. A la fin de la nappe de géotextile (EXT 2.6-2.3), le déplacement différentiel est presque nul. Les plus grands déplacements du géotextile par rapport au sol ont été observés à proximité de la face du mur (EXT 2.4-2.1), avec une valeur de 3,2 mm à la rupture.

L'évolution des déplacements du sol et du géotextile mesurés dans les couches élémentaires 2 et 4 le long du renforcement pour les charges de référence est présentée sur la figure 4.49.

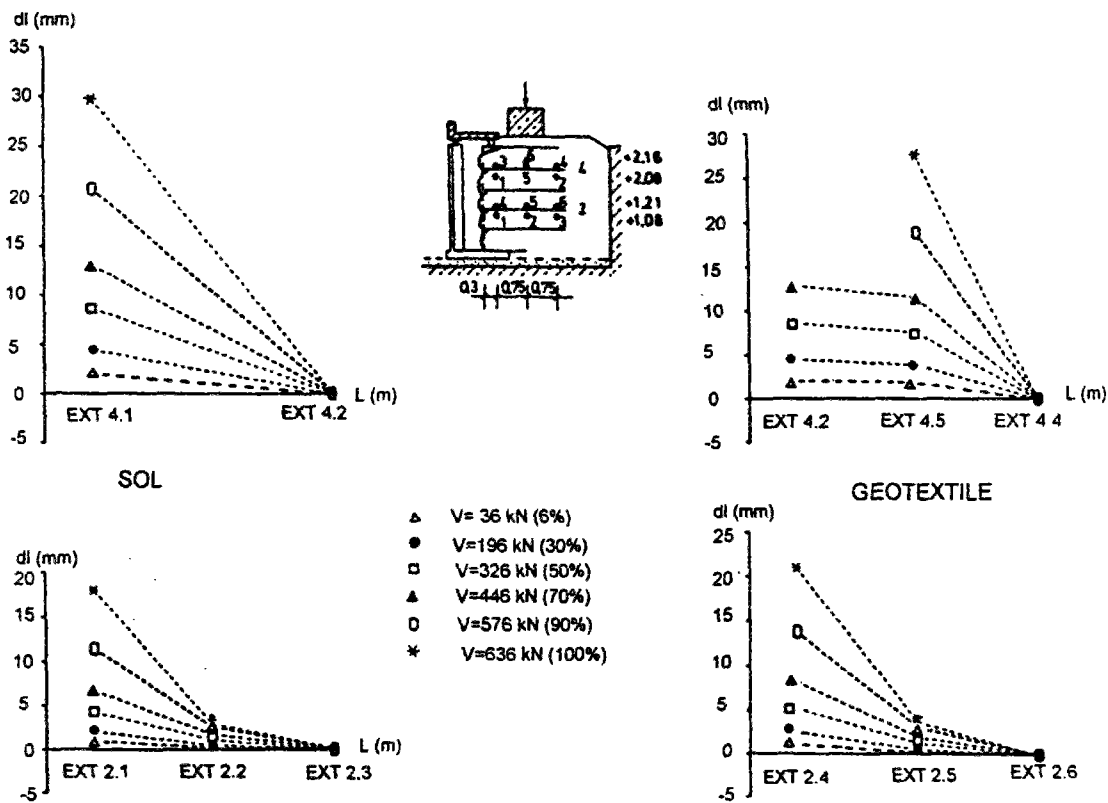


Figure 4.49 - Déplacements dans le massif renforcé en fonction des charges de référence

Notons que l'extensomètre EXT 4.3 a cessé de fonctionner à partir de 576 kN (90%) suite à une rupture de connexion entre le capteur et le géotextile. La différence principale de comportement entre les couches élémentaires 2 et 4 concerne la répartition des déplacements sur la longueur du géotextile.

La répartition des déplacements du géotextile et du sol dans la deuxième couche élémentaire était similaire à celle observée au cours de la construction avec de grandes valeurs à proximité de la face du mur, des valeurs modestes au milieu et presque pas de déplacement à la fin de la nappe. Dans la quatrième couche, la même répartition a été observée pour le sol ; par contre, sur la nappe de géotextile, les valeurs des déplacements mesurés au milieu du renforcement et à proximité de la face étaient presque les mêmes.

En conclusion, on peut dire que, dans la couche 4, plus de forces de traction sont transmises au sol le long du renforcement que dans la couche 2. La quatrième nappe de renforcement fonctionne dans les conditions d'extraction avec les forces d'arrachement appliquées sur la face.

#### - Poussées des terres

L'évolution de la poussée des terres mesurée à 0,50 m de la position initiale du coffrage en fonction de la charge appliqué est présentée sur la figure 4.50.

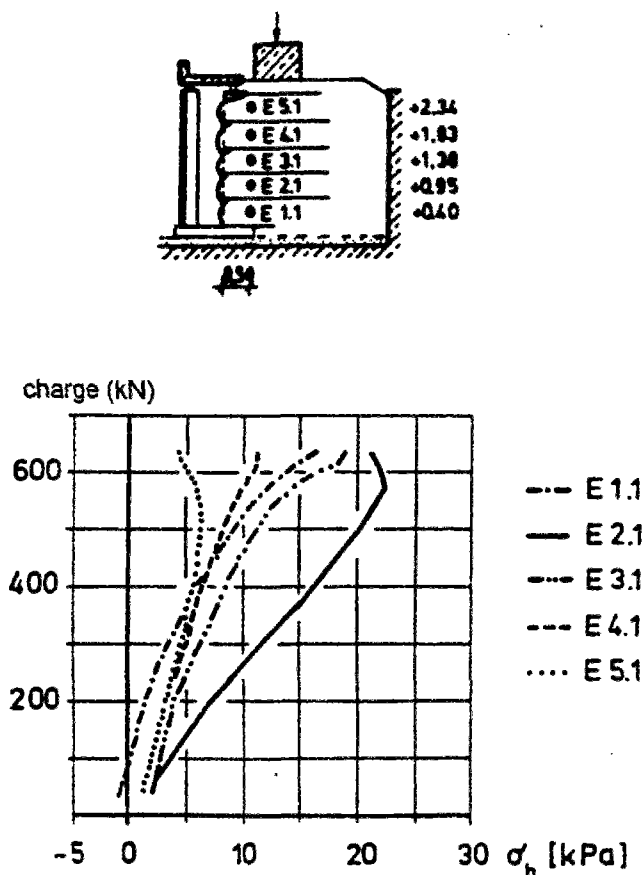


Figure 4.50 - Evolution de la poussée des terres sur la face au cours du chargement

Trois types d'évolutions peuvent être différenciés : tandis que dans les deux couches supérieures (E 5.1 et E 4.1) de faibles valeurs de poussée des terres sont mesurées (seulement jusqu'à 10 kPa), dans la troisième et la première couche (E 3.1 et E 1.1) la poussée des terres se développe de façon similaire pour atteindre des valeurs entre 15 et 20 kPa à la rupture. Dans la couche 2 (E 2.1), la poussée des terres croît rapidement jusqu'à 22 kPa et décroît après la rupture. Sous une charge de 446 kN (70%) en tête, une poussée des terres de 17 kPa est mesurée sur E 2.1, ce qui représente à peu près le double des valeurs mesurées au même moment dans les autres couches.

L'évolution de la poussée des terres derrière la face du mur pour les charges de référence est présenté sur la figure 4.51.

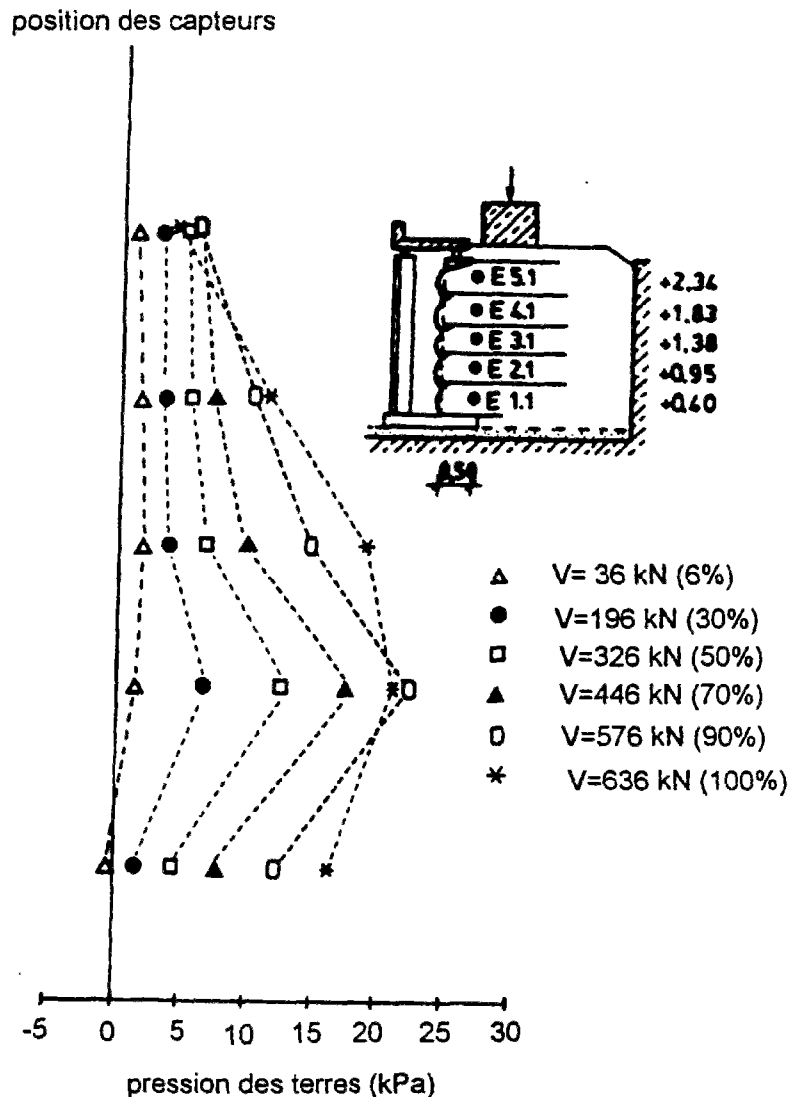


Figure 4.51 - Poussée des terres sur la face du mur en fonction des charges de référence

Les valeurs maximales n'ont pas été obtenues comme prévu dans la partie supérieure du mur, mais dans la partie inférieure. Ceci est caractéristique des massifs renforcés, dans la mesure où des charges supplémentaires sont également transmises dans la zone passive par les forces de traction à travers le renforcement et les déformations observées de la face du mur réduisent la poussée des terres comme au cours de la construction. Le mouvement horizontal du bloc formé par les trois couches supérieures crée une poussée horizontale sur la deuxième couche élémentaire.

**- Pressions de contact sous la fondation**

L'évolution de la pression de contact à la base de la fondation en fonction des charges appliquées est représentée sur la figure 4.52

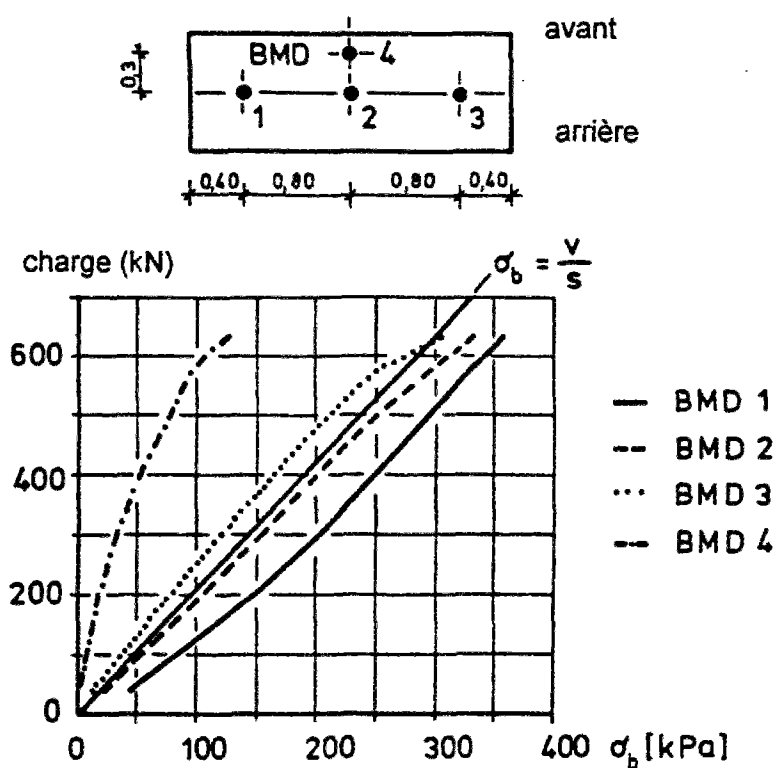


Figure 4.52 - Evolution de la pression sous la fondation au cours du chargement

Les pressions de contact mesurées à la base de la fondation, au milieu (BMD 2) et au bord (surtout BMD 3), ont une évolution quasiment linéaire et des valeurs très proches de celles calculées en divisant la charge appliquée par la surface de la fondation. Les pressions de contact mesurées par le capteur BMD 1 sont de 50 kPa supérieures aux valeurs calculées. Les pressions données par le capteur placé à l'avant de la fondation (BMD 4) n'ont pas une évolution linéaire et les valeurs mesurées sont très faibles comparées à la valeur calculée. La rotation de la fondation et le tassement différentiel observés peuvent expliquer ces faibles valeurs.

En résumé, on peut dire que la distribution de la pression de contact sous la fondation n'est pas uniforme et que les valeurs obtenues au milieu donnent une assez bonne estimation de la pression moyenne de contact.

#### **- Contraintes verticales**

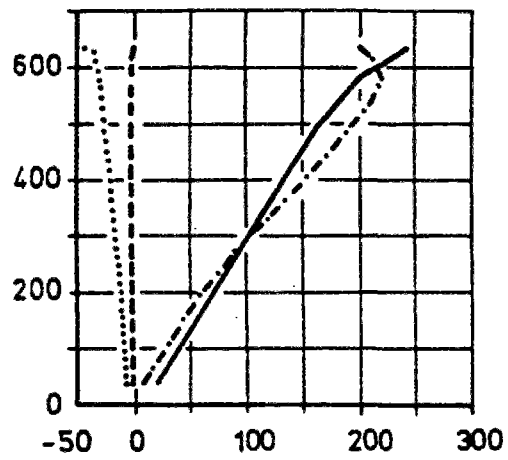
L'évolution de la contrainte verticale dans le massif renforcé aux trois niveaux de mesure (S 0, S 3 et S5) en fonction de la charge appliquée est représentée sur la figure 4.53.

Les contraintes verticales mesurées à la base du massif renforcé ont un développement qualitatif et quantitatif similaire sur toute la largeur de mesure, avec des valeurs relativement faibles, entre 30 et 75 kPa à la rupture (5 et 12% de la surcharge de rupture), par rapport aux surcharges appliquées en tête. Les valeurs maximales ont été mesurées à proximité de la face du mur.

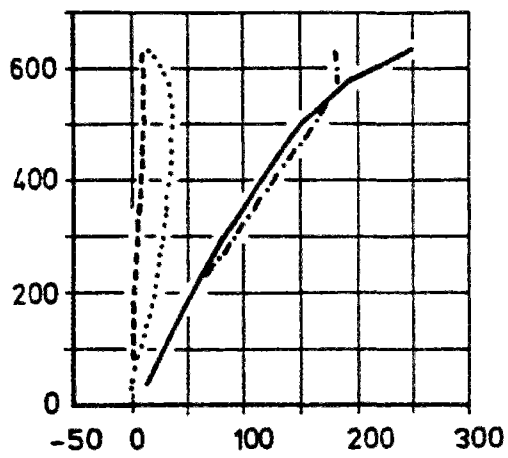
Dans la troisième couche élémentaire, une croissance continue des contraintes verticales avec des valeurs entre 180 et 250 kPa (28 et 39%) a été observée juste au-dessous de la fondation (S 3.2 et S 3.3). A proximité de la face du mur et plus à l'intérieur dans le massif (S 3.1 et S 3.4), des valeurs quasiment constantes, voisines de 50 kPa ont été mesurées.

Une situation similaire a été observée sur la cinquième couche élémentaire, dans la mesure où de très fortes contraintes verticales entre 220 et 250 kPa (34 à 39 %) ont été mesurées directement sous la fondation. A proximité de la face du mur et plus à l'intérieur dans le massif (S 5.1 et S 5.4), des contraintes négligeables ont été enregistrées.

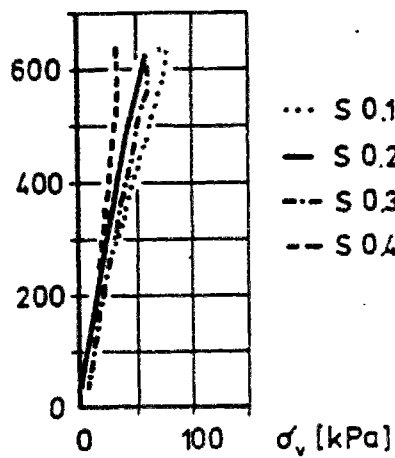
charge (kN)



... S 5.1  
 — S 5.2  
 - - S 5.3  
 - - S 5.4



... S 3.1  
 — S 3.2  
 - - S 3.3  
 - - S 3.4



... S 0.1  
 — S 0.2  
 - - S 0.3  
 - - S 0.4

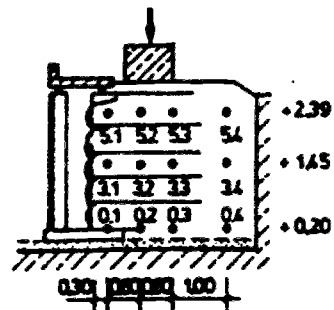


Figure 4.53 - Evolution des contraintes verticales dans le mur au cours du chargement

L'évolution des contraintes verticales sur la largeur du massif renforcé pour les charges de référence est représentée sur la figure 4.54.

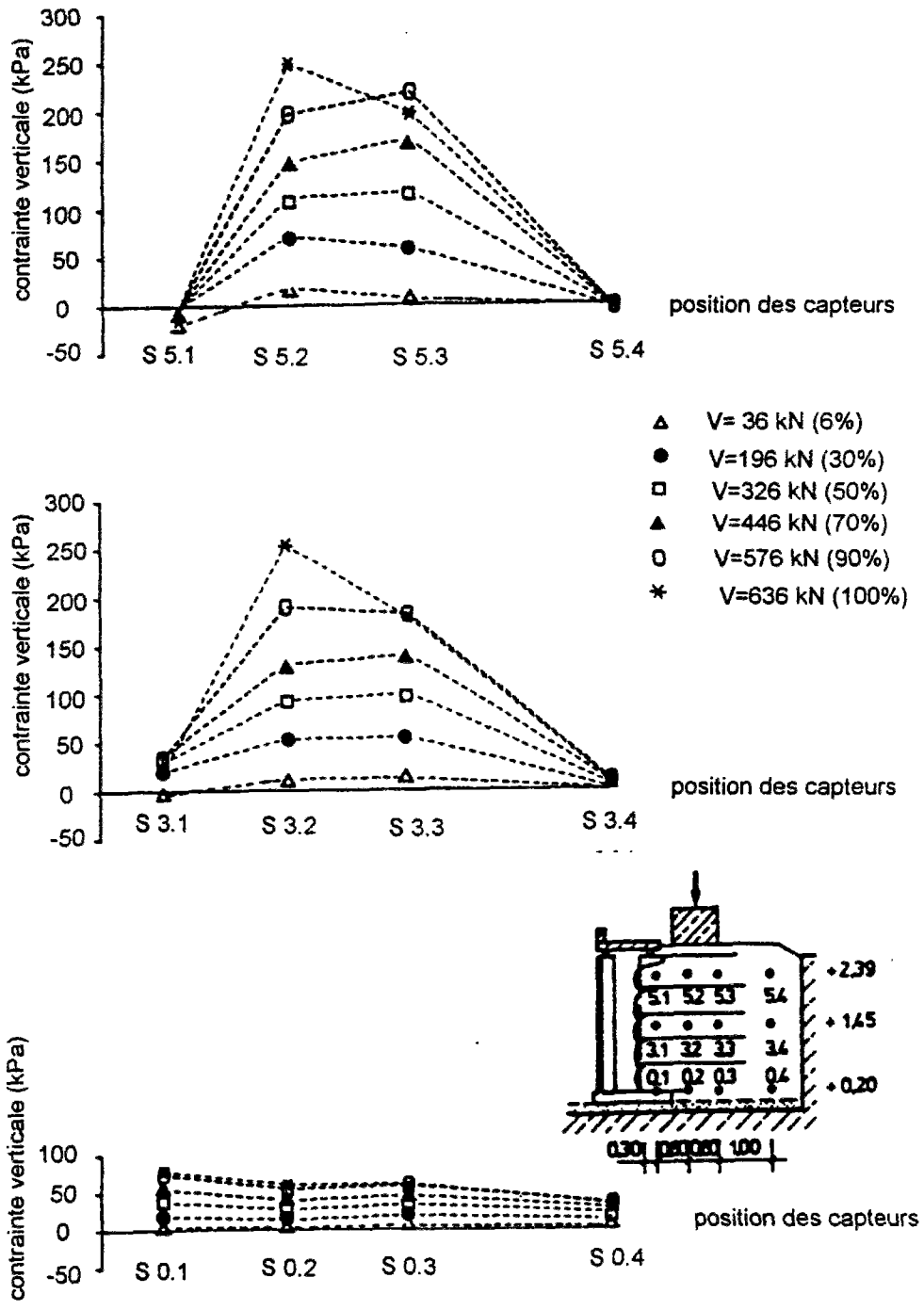


Figure 4.54 - Evolution des contraintes verticales en fonction des charges de référence



La répartition des contraintes sur la largeur du massif renforcé est quantitativement et qualitativement similaire pour les couches élémentaires 3 et 5. La diffusion de la surcharge placée en tête du mur dans le massif se fait de façon très raide et est surtout concentrée sous la fondation, comme si la plus grande partie des forces de diffusion était reprise par le renforcement. A la base du massif, l'influence de la surcharge en tête est très faible.

#### **- Allongements du géotextile**

L'évolution des allongements le long des différentes nappes de renforcement pour les charges de référence est présentée dans la figure 4.55.

Sur la nappe de renforcement inférieure, les allongements ont continué à croître comme au cours de la construction avec des valeurs maximales mesurées à proximité de la face du mur. Jusqu'à la rupture seulement 1,5 % d'allongement ont été atteint.

Sur la deuxième nappe de renforcement, la position des allongements maximaux s'est déplacée au milieu de la nappe (WGE 2.2) avec des valeurs de 2,5% environ à la rupture. D'autre part, de faibles valeurs ont été mesurées à la fin de la nappe de renforcement, ce qui montre une activation de la condition d'ancrage.

Sur les nappes 3 et 4 les allongements n'ont presque pas évolué par rapport aux valeurs mesurées à la fin de la construction.

Malheureusement, le capteur correspondant sur la nappe 5 n'a pas pu être posé à cause de la dalle de transition. Aux points de mesures situés à l'intérieur du massif renforcé, l'évolution des forces d'ancrage est encore plus prononcée que sur la deuxième nappe. Pour la troisième nappe de renforcement, l'allongement maximum a été au milieu avec une valeur de 3% à la rupture. Sur les deux nappes supérieures, les valeurs maximales de 4 et 2,2% ont été mesurées à la fin du renforcement.

En résumé, on peut dire qu'au cours du chargement en tête la condition d'ancrage est activée dans les quatre nappes supérieures et la position des allongements maximaux se déplace plus vers l'arrière de la nappe, sauf dans la première nappe.

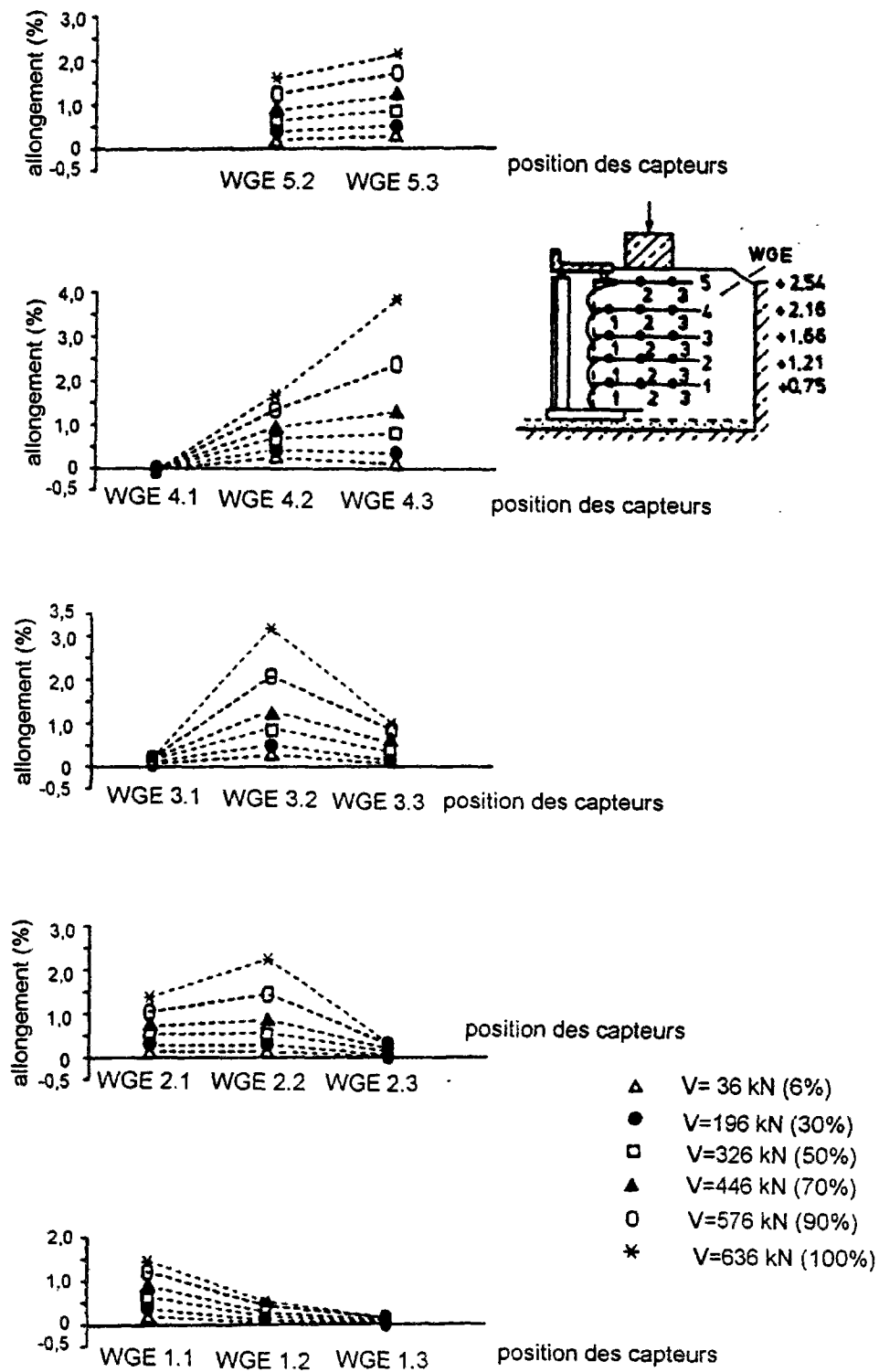


Figure 4.55 - Allongement des nappes de renforcement en fonction des charges de référence

#### - Forces sous la dalle de transition

Les forces mesurées sous la dalle de transition correspondaient au poids propre de la dalle. La phase de chargement n'a pas provoqué de variation de ces forces et on peut supposer que des charges supplémentaires n'ont pas été transmises aux éléments du parement qui ont servi d'appui au coffrage.

#### 4.8.4 Rupture du mur expérimental

##### - Comportement global

La rupture du mur expérimental est intervenue après 30 heures de chargement par paliers successifs en tête. Lorsque la charge de 446 kN (70%) a été appliquée en tête, deux petites fissures d'une longueur de 3-4 cm ont été observées sur les arêtes arrière de la fondation. Cette étape peut être considérée comme la fin de la relation linéaire entre les tassement et les charges appliquées. C'est à partir de ce moment que les forces d'ancrage ont commencé à se développer sur les nappes de renforcement et le déplacement des trois couches supérieures a été accentué. Différentes vues du mur expérimental après la rupture sont présentées sur les figures 4.56 à 4.59.



Figure 4.56 - Vue de la surface du mur expérimental après la rupture

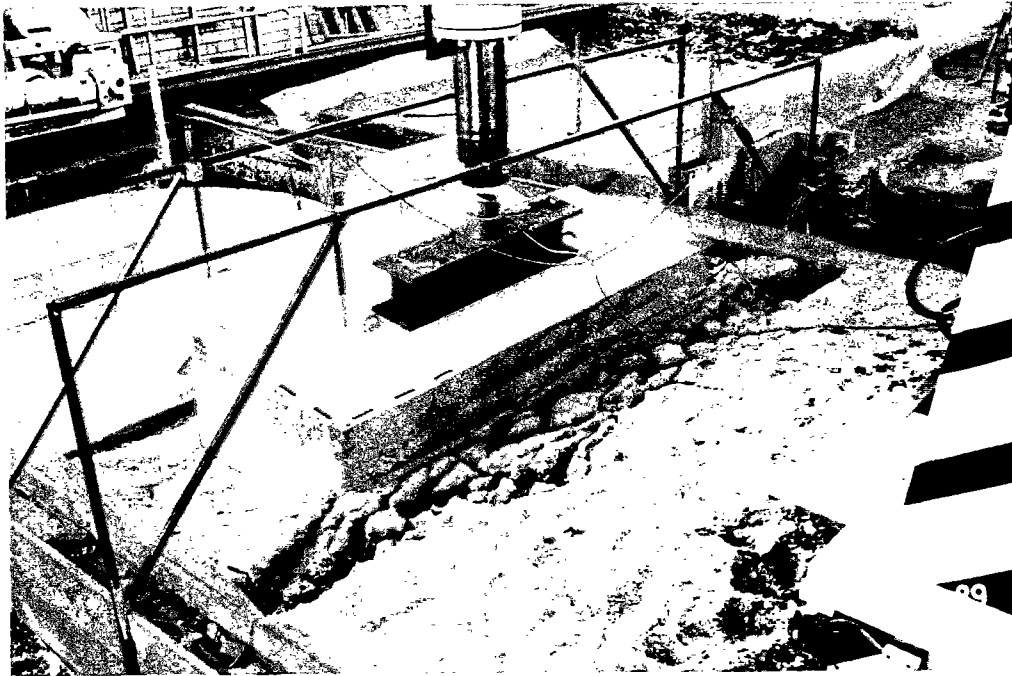


Figure 4.57 - Vue de la fondation après la rupture

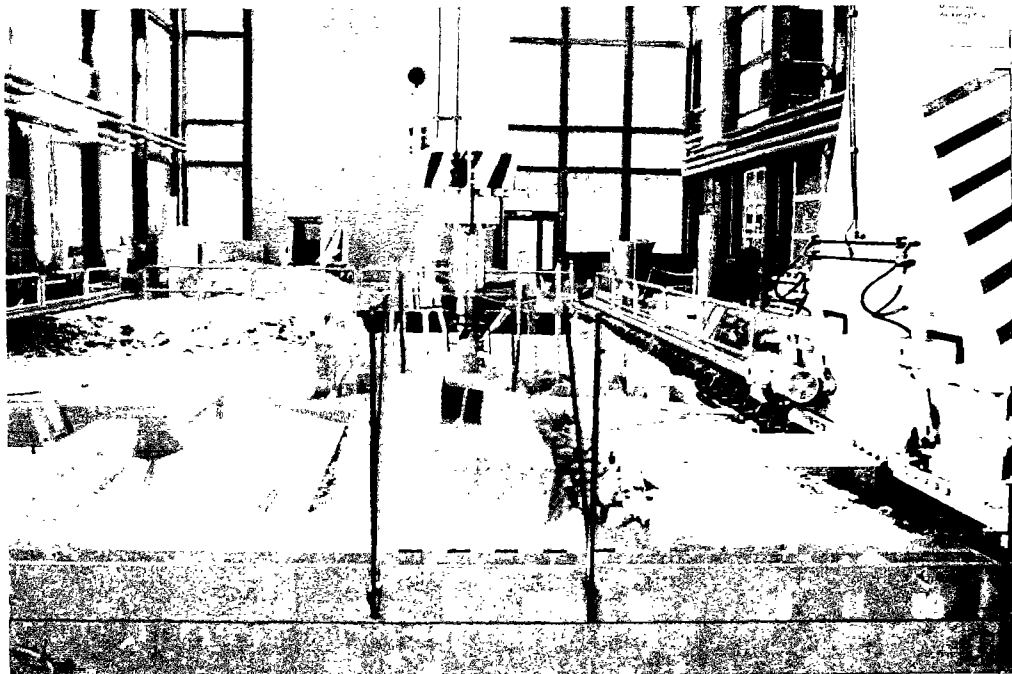


Figure 4.58 - Vue de la fondation et la dalle de transition après la rupture



Figure 4.59 - Vue de la face du mur après la rupture

Une première fissure s'est développée sur toute la largeur du mur expérimental après 26 heures de chargement lorsqu'une surcharge de 616 kN (MS 152 à MS 153) a été appliquée en tête. La fissure était située entre 30 et 50 cm derrière la fondation, ce qui correspond à la fin de la nappe de renforcement supérieure. La ruine finale du mur est intervenue 1h20 min après l'application de la charge de 636 kN (MS 159). A ce moment, un ensemble de fissures s'est développé derrière la fondation, de part et d'autre de la première fissure observée, et le bloc composé des trois couches élémentaires supérieures a commencé à glisser sur la deuxième couche.

En résumé, les faits suivants ont été observés après la ruine totale du mur expérimental :

- un ensemble de fissures derrière la fondation ;
- de très grands déplacements vers l'avant des trois couches élémentaires supérieures ;
- un grand enfoncement de la fondation accompagné d'un basculement vers l'arrière.

Afin d'obtenir le plus d'informations possible sur l'état et le mode de rupture à l'intérieur du massif renforcé, le mur expérimental a été démonté par couche élémentaire. Les surfaces des différentes couches élémentaires, les positions des autres éléments de l'ouvrage et des capteurs ont été relevées selon un maillage de 25 x 25 cm afin de les comparer avec la situation initiale obtenue au cours de la construction.. Les observations faites au cours du démontage du mur expérimental sont présentées ci-après.

### - Comportement local

#### Surface du mur expérimental

L'état de la surface du mur expérimental pendant la construction et après la rupture est présenté sur la figure 4.60.

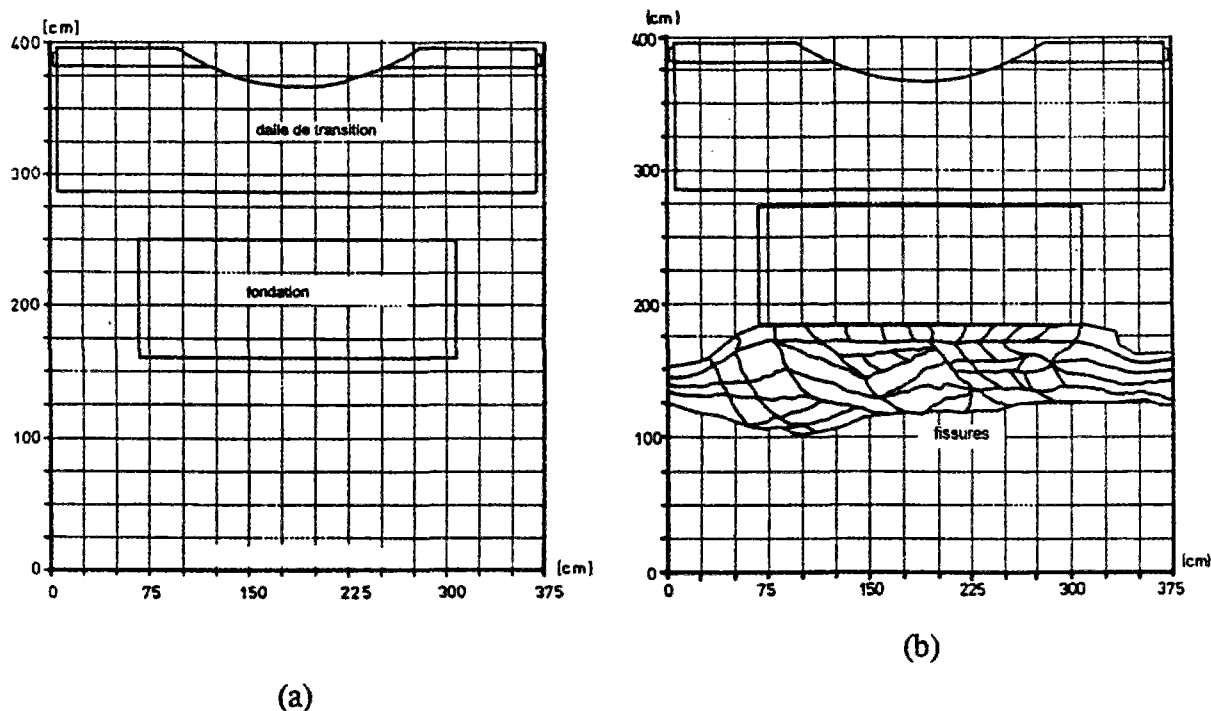


Figure 4.60 - Etat de la surface du mur expérimental avant le chargement (a) et après la rupture (b)

La partie avant déformée et affaissée du mur expérimental est séparée d'une zone quasiment intacte à l'arrière par la zone constituée de l'ensemble des fissures.

Le tassement final de la fondation était de 47 cm et 34 cm pour les parties avant et arrière respectivement. La dalle de transition, qui reposait sur la cinquième couche élémentaire, s'est affaissée de 21 cm.

### Surface de la cinquième couche élémentaire

L'état de la surface de la cinquième couche élémentaire pendant la construction et après la rupture est présenté sur la figure 4.61.

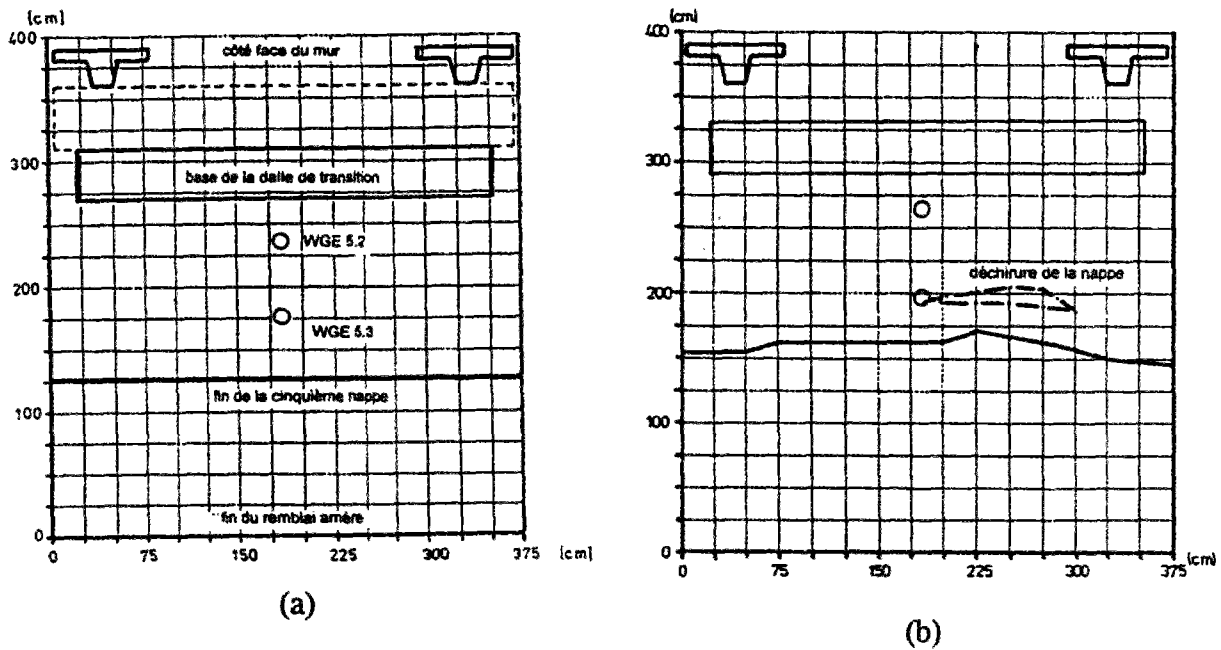


Figure 4.61 - Etat de la surface de la cinquième couche avant le chargement (a) et après la rupture (b)

Un déplacement de la nappe de renforcement a été observé sur toute la largeur du mur expérimental avec des valeurs entre 25 et 40 cm (dans l'axe central de mesure), ce qui révèle un défaut d'ancrage de cette nappe. Une rupture locale de la nappe de renforcement sur une longueur de 1,5 m a également été observée juste sous l'arête arrière de la fondation (voir figure 4.69). Cette déchirure du géotextile a été provoquée, soit par l'arête de la fondation, soit par le processus de rupture du mur expérimental.

### Surface de la quatrième couche élémentaire

L'état de la surface de la quatrième couche élémentaire pendant la construction et après la rupture est présenté sur la figure 4.62.

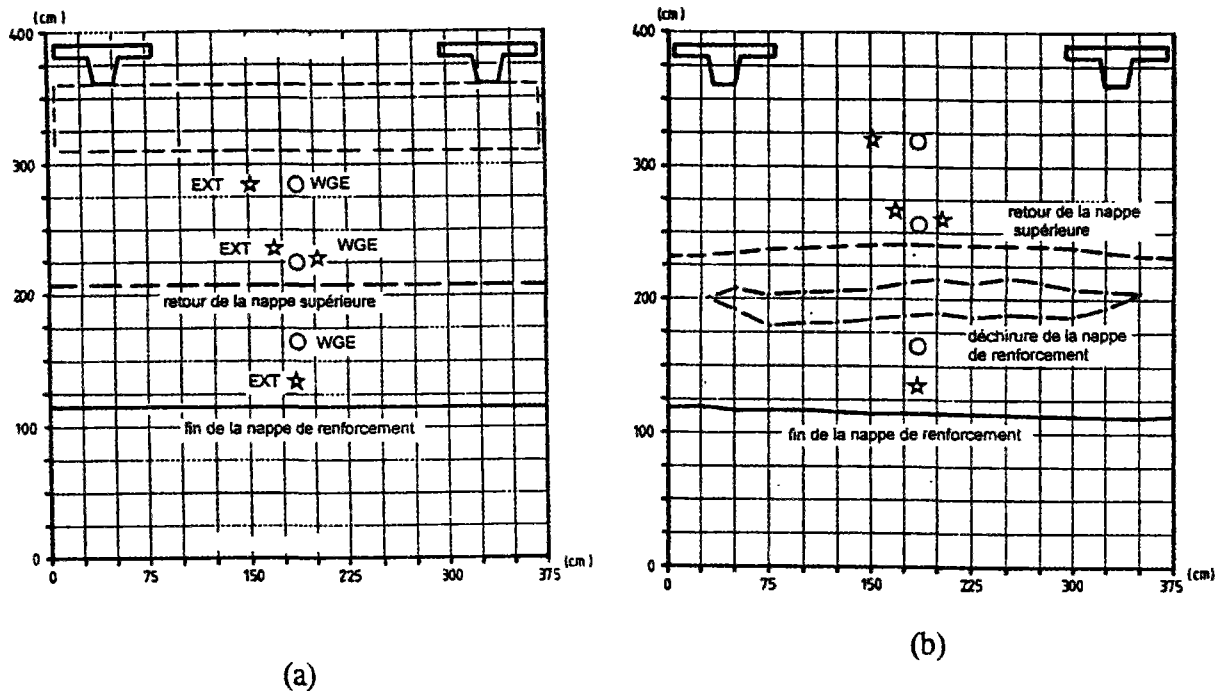


Figure 4.62 - Etat de la surface de la quatrième couche avant le chargement (a) et après la rupture (b)

Une déchirure linéaire sur une longueur de 3,25 m de la largeur du mur a été observée à 0,75 m de la fin de la nappe de renforcement. La fin de la nappe de renforcement n'a pas visiblement bougé ; par contre la fin du retour a glissé de 25 cm vers la face du mur. Ce même déplacement a été mesuré pour l'ouverture de la déchirure.



Figure 4.63 - Déchirure de la quatrième nappe de renforcement



Sur la zone délimitée par la fin de la quatrième nappe de renforcement et la limite arrière de la déchirure, le géotextile semblait être resté bien ancré et intact. Aucun déplacement de la nappe et aucun tassement dans cette zone par rapport à la situation d'avant le chargement n'a été relevé. Entre la partie affaissée à l'avant de la ligne de déchirure et la zone intacte, un tassement différentiel de 40 cm a été mesuré (voir figure 4.69).

### Surface de la troisième couche élémentaire

L'état de la surface de la troisième couche élémentaire pendant la construction et après la rupture est présenté sur la figure 4.64.

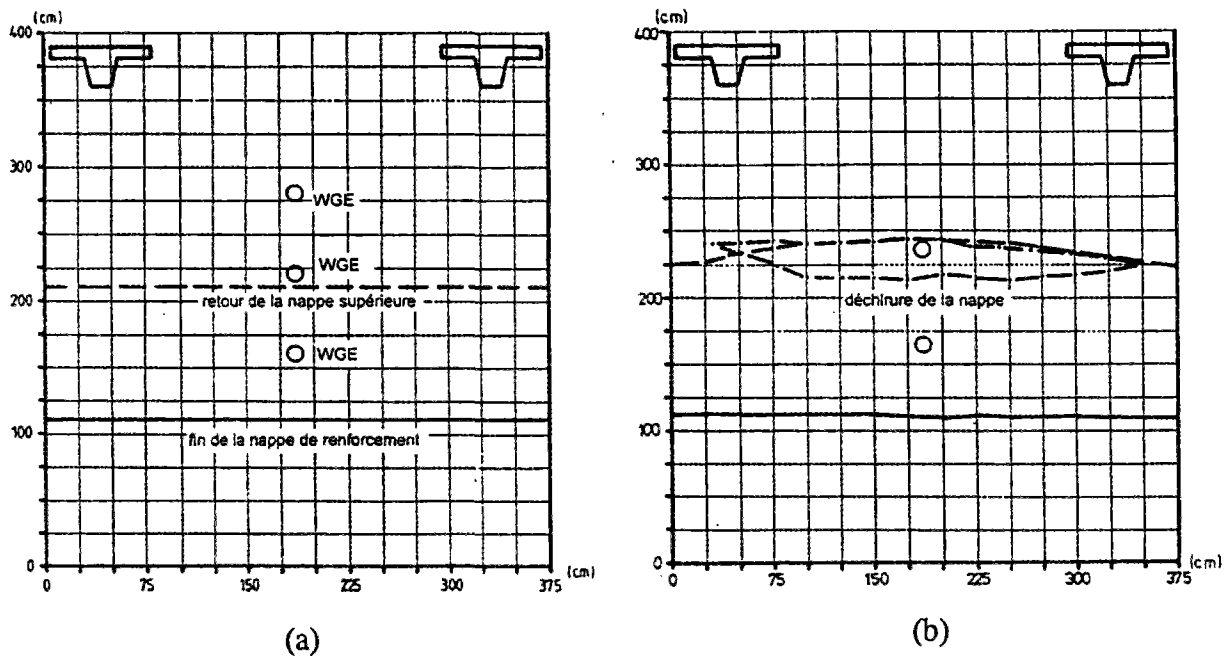


Figure 4.64 - Etat de la surface de la troisième couche avant le chargement (a) et après la rupture (b)

Une déchirure linéaire sur une longueur de 3,25 m de la largeur du mur a été observée à 1,1 m de la fin de la nappe de renforcement, à la position de la fin du retour de la quatrième nappe. La fin de la troisième nappe de renforcement n'a pas du tout bougé, tandis le retour au-dessus a accusé un déplacement de 30 cm, ce qui correspond à l'ouverture de la déchirure (voir figure 4.69). Comme sur la quatrième nappe, une partie intacte et une partie affaissée de 25 cm de part et d'autre de la déchirure ont été observées.

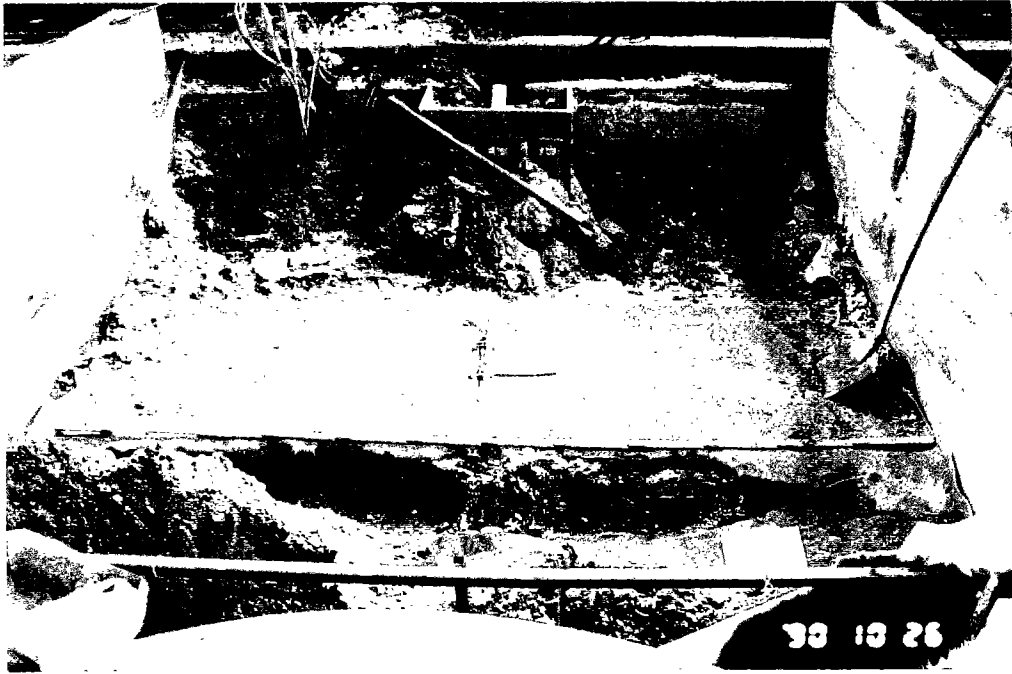


Figure 4.65 - Déchirure de la troisième nappe de renforcement

#### **Surface de la seconde couche élémentaire**

L'état de la surface de la seconde couche élémentaire pendant la construction et après la rupture est présenté sur la figure 4.66.

Sur la seconde nappe de renforcement, aucune déchirure n'a été observée, mais une zone très déformée qui était située à 1,1 m de la fin de la nappe de renforcement. La fin de la nappe n'a pas du tout bougé mais le retour de la troisième nappe au dessus a accusé un déplacement de 5 cm en partie centrale (voir figure 4.69). De part et d'autre de la ligne délimitatrice, une zone affaissée de 16 cm par rapport à la situation d'avant le chargement et une zone intacte ont été observées.

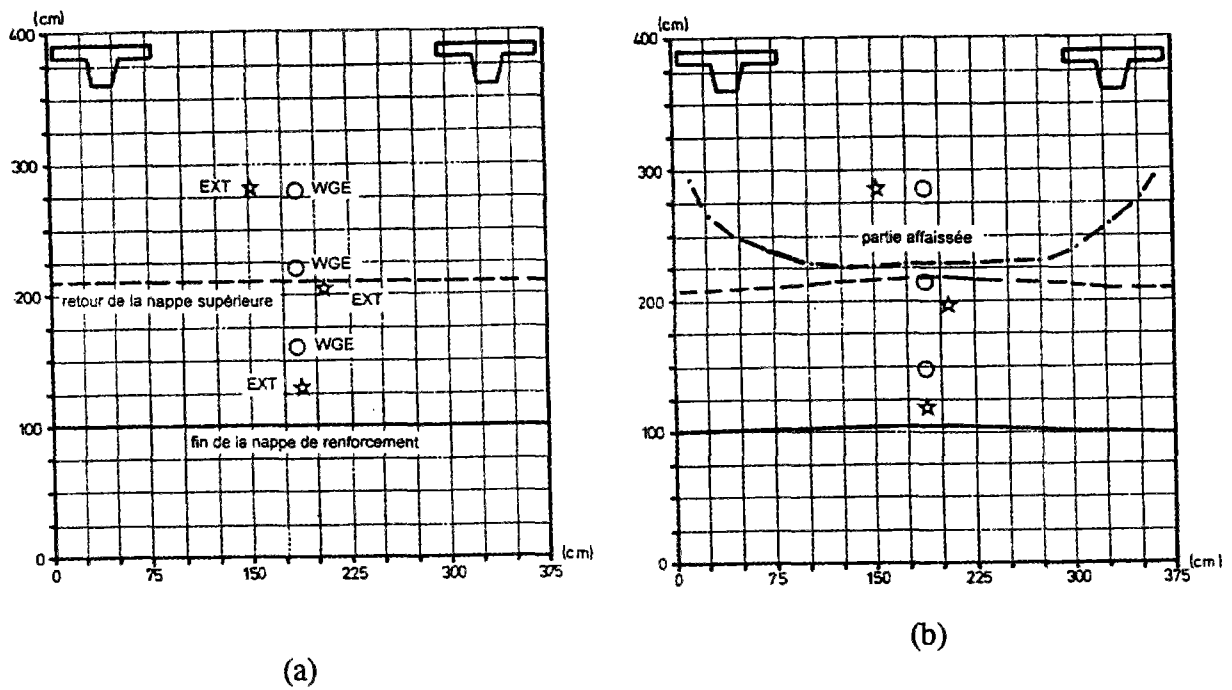


Figure 4.66 - Etat de la surface de la seconde couche avant le chargement (a) et après la rupture (b)

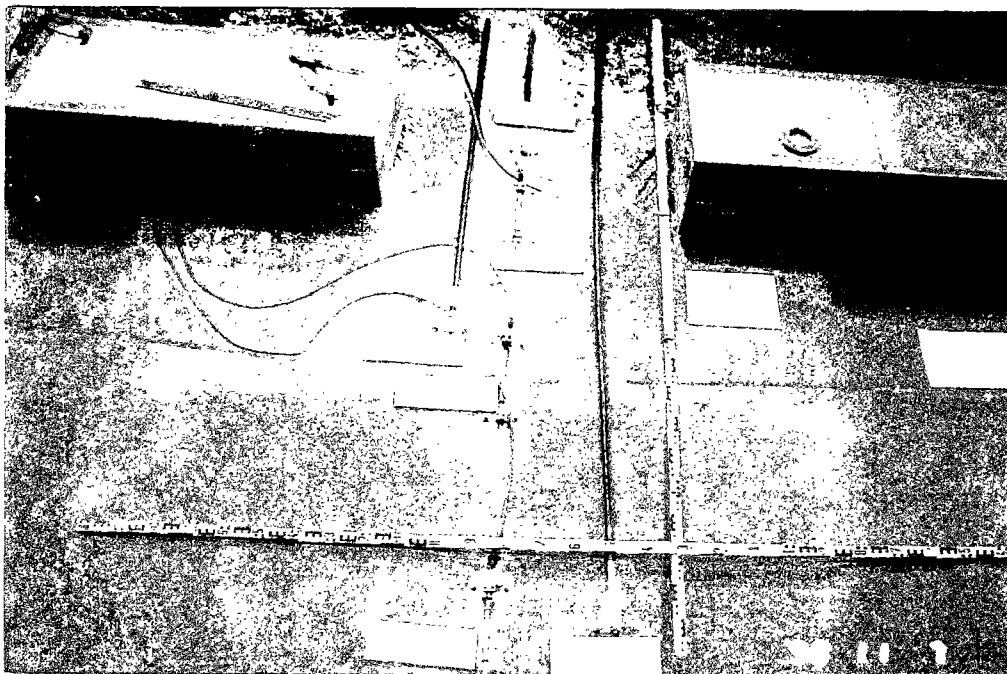


Figure 4.67 - Surface de la seconde nappe de renforcement au cours du démontage

## Surface de la première couche élémentaire

L'état de la surface de la première couche élémentaire pendant la construction et après la rupture est présenté sur la figure 4.68.

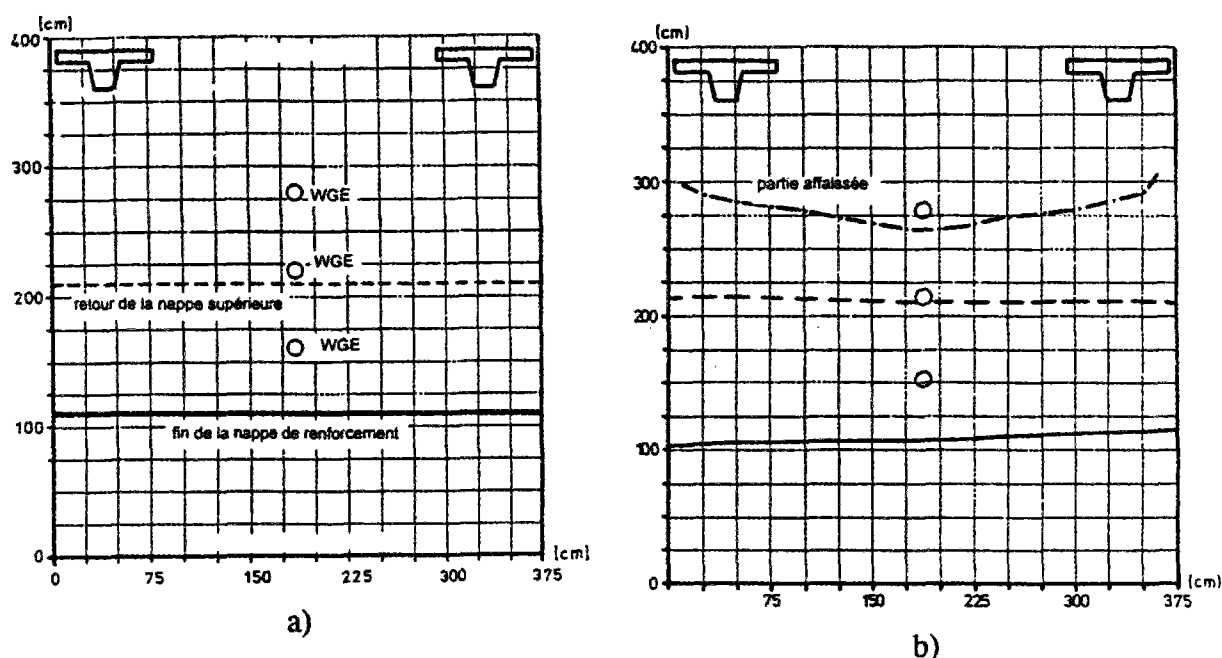


Figure 4.68 - Etat de la surface de la première couche avant le chargement (a) et après la rupture (b)

Sur la dernière nappe de renforcement, aucune déchirure du géotextile n'a été observée. De part et d'autre d'une ligne délimitatrice située à 1,6 m de la fin de la nappe de renforcement, une zone affaissée de 10 cm par rapport à la situation d'avant le chargement et une zone intacte ont été observées. La fin du retour de la seconde nappe n'a pas glissé sur la première. Un déplacement de 10 cm à la fin de la nappe a été observé sur le côté, mais il n'a sûrement rien à voir avec le phénomène de rupture.

### 4.8.5 Mode de rupture observé

La synthèse des observations et des mesures au cours du démontage a permis de reconstituer la coupe centrale du mur expérimental après la rupture (figure 4.69).

Les observations faites au cours du démontage du mur expérimental ont permis de mettre en évidence, de part et d'autre d'une région de rupture du massif renforcé, une zone active et passive. La zone passive, dans laquelle ni tassements, ni déformations ou cisaillements du sol et du géotextile n'ont été constatés, était située derrière la ligne marquée par les points de A à F sur la figure 4.69.

La zone active était formée de la partie du massif renforcé qui est déplacée vers l'avant en se détachant de la ligne A à F. C'est dans cette zone que les grands tassements, déplacements, déformations et cisaillement ont été observés.

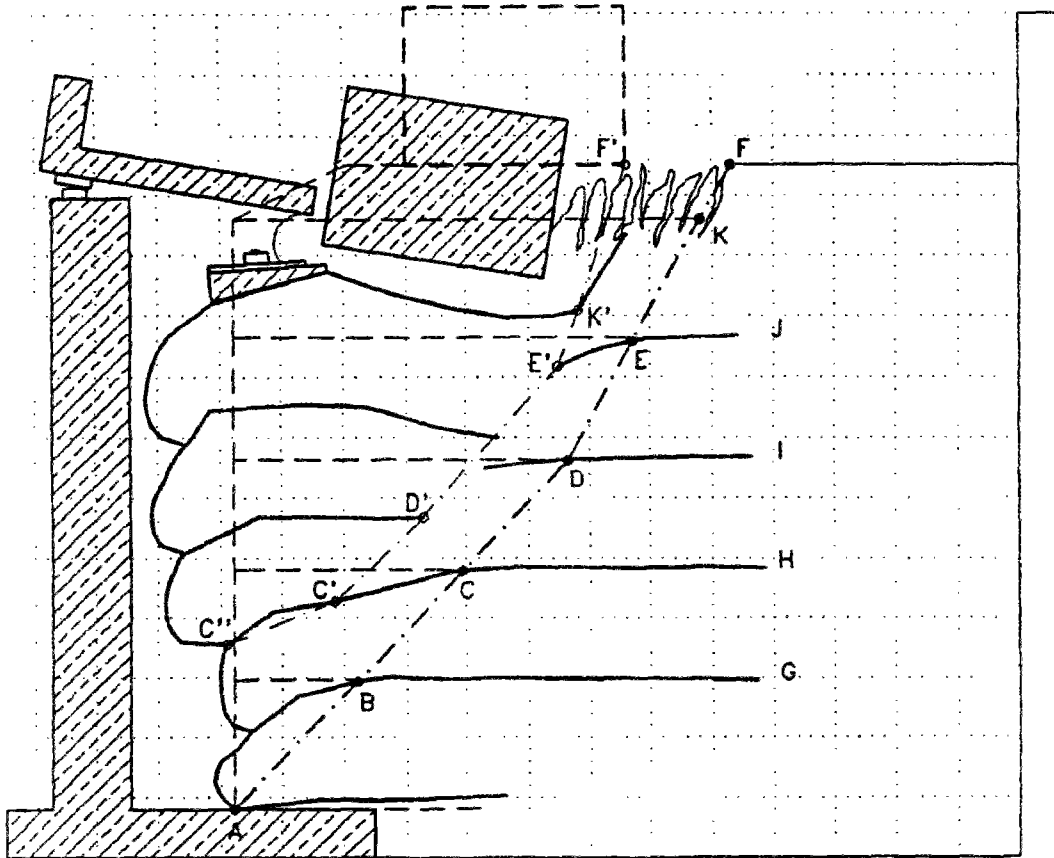


Figure 4.69 - Coupe centrale du mur expérimental reconstituée après la rupture

Entre ces deux zones, une troisième complètement détruite peut être délimitée tout autour des points où les géotextiles se sont déchirés sur les 3 nappes supérieures, où les fissures ont été observées en surface derrière la fondation et un peu moins détruite sur les deux nappes inférieures autour des points C, C' et C". Dans cette zone, d'importants tassements différentiels, des fissures et des surfaces de cisaillement dans le sol ont été observés.

En conclusion, on peut dire qu'à partir de cette coupe reconstituée du mur expérimental après la rupture, la ou les surface(s) de rupture peuvent être déterminées. La surface de rupture la plus évidente pourrait commencer à la surface derrière la position initiale de la fondation

(point F'), passer par les points où les géotextiles se sont déchirés sur les trois nappes de renforcement supérieures (K', E', D') et ressortir juste au-dessus de la deuxième nappe (C' et C'').

L'ensemble des fissures situé derrière la fondation a été provoqué par le défaut d'ancrage de la cinquième nappe dans le mouvement final après la rupture des nappes de géotextile. Il faudra bien sûr tenir compte d'autres formes éventuelles de la surface de rupture, par exemple une combinaison de la surface de rupture déterminée pour les couches supérieures avec une ligne incorporant le pied du mur (A). Dans tous les cas, les différentes études devront tenir compte de surfaces de rupture situées dans la zone délimitée par les lignes A-F et C''-F'.

#### 4.9 Conclusion

Les moyens expérimentaux qui ont permis de suivre de façon satisfaisante le comportement pendant la construction et surtout à la rupture d'un ouvrage en vraie grandeur chargé en tête ont été présentés précédemment. Les mesures ont généralement donné des valeurs cohérentes, si bien qu'une bonne appréciation du comportement a pu être faite. L'objectif principal, qui était d'atteindre une rupture nette du massif renforcé, a été satisfaite.

L'expérimentation a globalement permis de répondre aux questions posées concernant le comportement au cours de la construction et pendant la rupture. On retiendra les principaux résultats suivants dans le cas étudié :

- la plus grande partie de l'allongement final dans la nappe de renforcement est générée à proximité de la face du mur, juste après la mise en place du remblai et le compactage ;
- les déplacements de la face du mur ne sont importants que pendant la construction ;
- la pression des terres sur la face du mur est relativement faible à cause des déplacements correspondants ;
- la contrainte verticale à côté de la face du mur est plus importante que le poids des terres correspondant ;
- à partir d'une certaine hauteur ( $H_{crit}$ ), une tendance de basculement en tête est observée ;
- la rupture du sol n'entraîne pas la ruine totale de l'ouvrage ;
- des valeurs relativement faibles des déplacements de la face, des tassements à la surface, des allongements du géotextile et par conséquent des déplacements dans le massif renforcé sont obtenues jusqu'à 70 % de la charge de rupture enregistrée ;
- le chargement en tête affecte beaucoup plus la partie supérieure du massif et la zone située juste sous le chargement est fortement sollicitée localement ;

- c'est à partir de 70% de la charge de rupture que se développent de grandes déformations et une mobilisation effective des géotextiles (également la condition d'ancrage) jusqu'à la rupture ;
- le chargement en tête se diffuse dans le massif renforcé de façon très concentrée, presque à la verticale, surtout dans la partie supérieure ;
- la rupture serait intervenue selon un mécanisme local sous la fondation.





## **Chapitre 5**

### **ETUDES SUR MODELES REDUITS EN CENTRIFUGEUSE**

#### **5.1 Généralités**

La modélisation en centrifugeuse est de plus en plus utilisée pour l'étude du comportement d'ouvrages en géotechnique. Elle permet de mener l'ouvrage jusqu'à des limites ultimes de déformation et de recréer sur le modèle les mêmes champs de contraintes que dans le prototype, tout en utilisant les mêmes matériaux ou des matériaux de même nature.

La seconde partie du programme de recherches franco-allemand qui consistait à étudier le comportement à la rupture de modèles réduits en centrifugeuse soumis à un chargement concentré en tête a été exécutée en deux phases au LCPC, centre de Nantes : un premier modèle réduit (modèle I) a été construit et chargé du 2 au 20 Avril 1991 et les quatre autres modèles (modèle II à V) de septembre à novembre 1991. Les modèles ont été construits selon un processus qui a essayé de simuler le mur expérimental testé à la BAST (Chapitre 4). Le processus de chargement comportait une étude paramétrique concernant la variation de la position et de l'inclinaison du chargement en tête. Les caractéristiques de la centrifugeuse du LCPC à Nantes (Corte et Garnier, 1986), les lois de la similitude utilisées dans la modélisation (Pilot, 1975) et les lois concernant les géotextiles (Blivet et al., 1986) ne feront pas l'objet d'un exposé spécifique dans ce mémoire.

#### **5.2 Objectifs de l'expérimentation**

L'objectif général de l'expérimentation était d'étudier le comportement global de l'ouvrage renforcé par géotextiles sous l'action d'un chargement vertical concentré en tête (cas de murs-culées) et de compléter et/ou conforter les observations faites sur le mur expérimental en vraie grandeur. Cet objectif peut être détaillé comme suit :

- faisabilité de l'utilisation de non-tissés avec des propriétés mécaniques relativement faibles pour des fonctions de renforcement ;
- comportement à la rupture d'un ouvrage renforcé par géotextiles soumis à un chargement vertical concentré en tête ;
- influence de la position du chargement en tête ;
- analyse des comportements observés par les méthodes courantes de calcul.

### 5.3 Matériau de remblai

Notons, en ce qui concerne les matériaux utilisés pour la réalisation des modèles réduits en centrifugeuse, que des essais systématiques n'ont pas été entrepris comme pour l'ouvrage en vraie grandeur. Nous présenterons seulement quelques résultats d'essais (en partie antérieurs à cette expérimentation) permettant de faire une étude comparative entre le prototype et le modèle.

Le choix s'est arrêté sur le sable de Fontainebleau blanc. C'est un matériau auquel il est souvent fait référence et qui constitue en quelque sorte un "standard" de matériaux purement frottants en France. Il s'agit d'un sable homogène (97% de quartz et 3% de feldspath) d'origine éolienne composé de grains de quartz arrondis et usés. La réduction d'échelle pour l'étude des modèles en centrifugeuse nécessitant que l'effet de la taille des grains soit négligeable et qu'on ne perde pas l'homogénéité constatée sur le prototype, le sable de Fontainebleau choisi répond à ce critère.

#### - Granulométrie

Le sol est un sable fin propre de granulométrie peu étalée ( $d_{50} = 0,17 \text{ mm}$  ;  $C_U = 1,4$ ). La courbe granulométrique est présentée sur la figure 5.1.

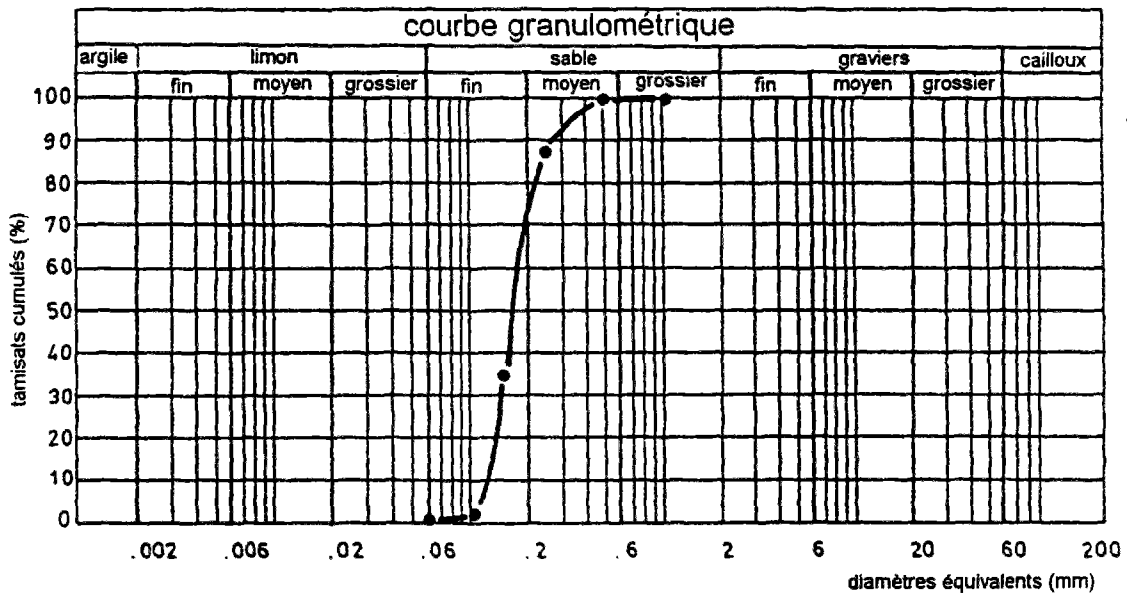


Figure 5.1 - Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau

Lors du premier essai réalisé en avril 1991 sur le modèle I, un poids volumique sec de mise en oeuvre  $\gamma_d = 15,7 \text{ kN/m}^3$  a été mesuré, ce qui correspond à une densité relative

voisine de 70%. Cette valeur a été conservée pour tous les essais. Cette condition a été donnée en tenant compte des mesures in situ sur le mur expérimental en vraie grandeur qui devait être simulé où un poids volumique de  $19,8 \text{ kN/m}^3$ , correspondant à une densité relative de 70% avait été obtenue.

### - Résistance au cisaillement

Les essais de cisaillement réalisés sur un échantillon de sable sec à l'appareil triaxial au LRPC de Nancy ont permis de déterminer pour un poids volumique de  $15,5 \text{ kN/m}^3$ , un angle de frottement interne  $\varphi'$  de  $37^\circ$  et une cohésion  $c'$  de 5 kPa.

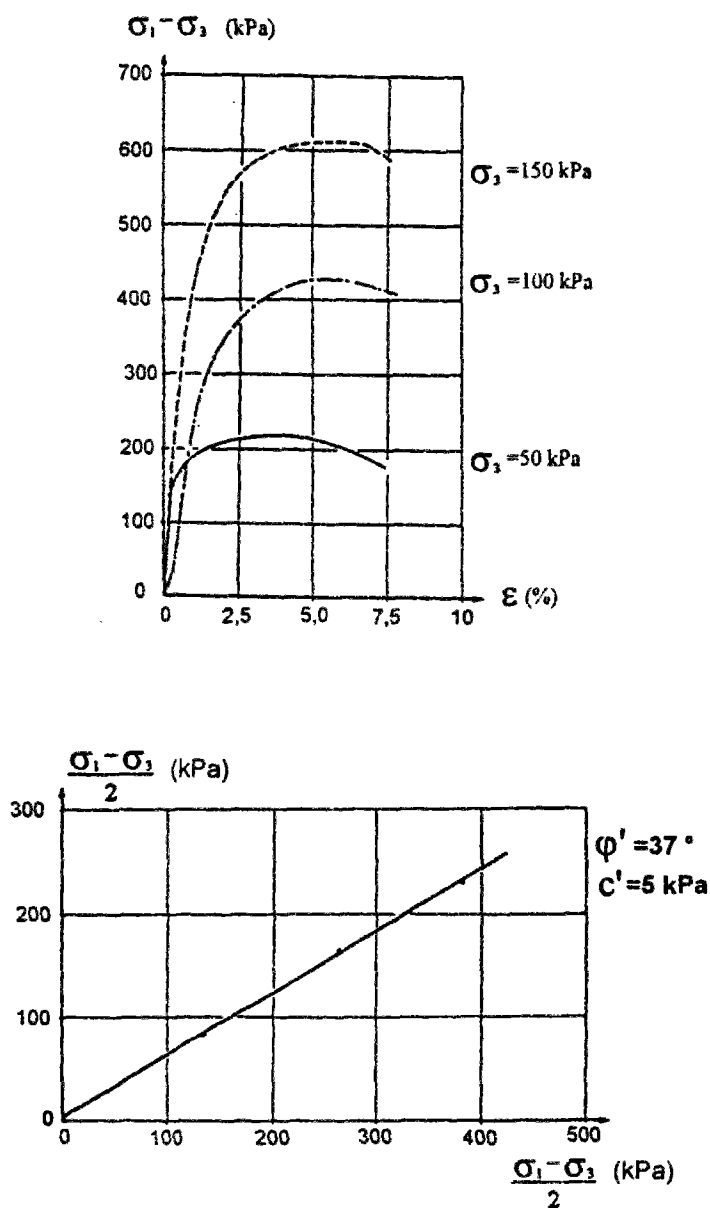


Figure 5.2 - Résultats de l'essai triaxial sur le sable de Fontainebleau blanc (LRPC-Nancy, 1989)

## Contrôle de la mise en place du remblai

Au cours de la construction des modèles réduits, la densité de chaque couche élémentaire de remblai a été déterminée par l'intermédiaire d'une boîte de mesure de densité placée à l'arrière dans le remblai. Les densités des couches élémentaires ont été ainsi définies après les essais afin de contrôler la mise en place correcte du sable pour satisfaire la condition donnée par la densité relative du mur expérimental en vraie grandeur.

Tableau 5.1 - Contrôle de densité sur le modèle III

Couche	Poids volumique sec (kN/m <sup>3</sup> )
1	15,60
2	15,65
3	15,70
4	15,70

## 5.4 Le matériau géotextile

Les caractéristiques mécaniques du géotextile utilisé dans les modèles réduits devaient être telles que les lois de similitudes (échelle des raideurs = échelle géométrique) soient respectées au mieux. Il a été choisi comme le géotextile du prototype dans la gamme des produits non-tissés de marque "Trevira Spunbond" (Hoechst). C'est un non-tissé aiguilleté en fibres continues de polyester (type 13/75) qui avait une masse surfacique  $\mu_g$  de 75 g/m<sup>2</sup> et une épaisseur  $T_g$  de 1,3 mm. Selon la fiche d'accompagnement du producteur, ce non-tissé possède une force de traction à la rupture  $\alpha_f$  de 4,5 kN/m (chaîne) avec un allongement correspondant  $\varepsilon_f$  de 60%.

Un échantillon a été testé selon la norme française (NF G 38-013) et selon les recommandations allemandes (FGst, 1988) pour vérifier les données du producteur. Une force de traction à la rupture  $\alpha_f$  de 4,4 kN/m et un allongement à la rupture  $\varepsilon_f$  de 40% selon la norme française, une force de traction à la rupture  $\alpha_f$  de 4,5 kN/m et un allongement à la rupture  $\varepsilon_f$  de 50% selon les recommandations allemandes ont été déterminés.

Tableau 5.2 - Caractéristiques du géotextile (fiche d'accompagnement du producteur)

Masse surfacique	75 g/m <sup>2</sup>
Epaisseur	1,3 mm
Résistance à la traction (chaîne)	4,5 kN/m
Allongement à la rupture	60 %
Frottement sol-géotextile	0,654
Frottement géotextile-géotextile	0,303
Fluage (chaîne/trame)	1 heure - 22/25 % 1 jour - 23/26 % 4 jours - 23/27 % 21 jours - 24/27 %

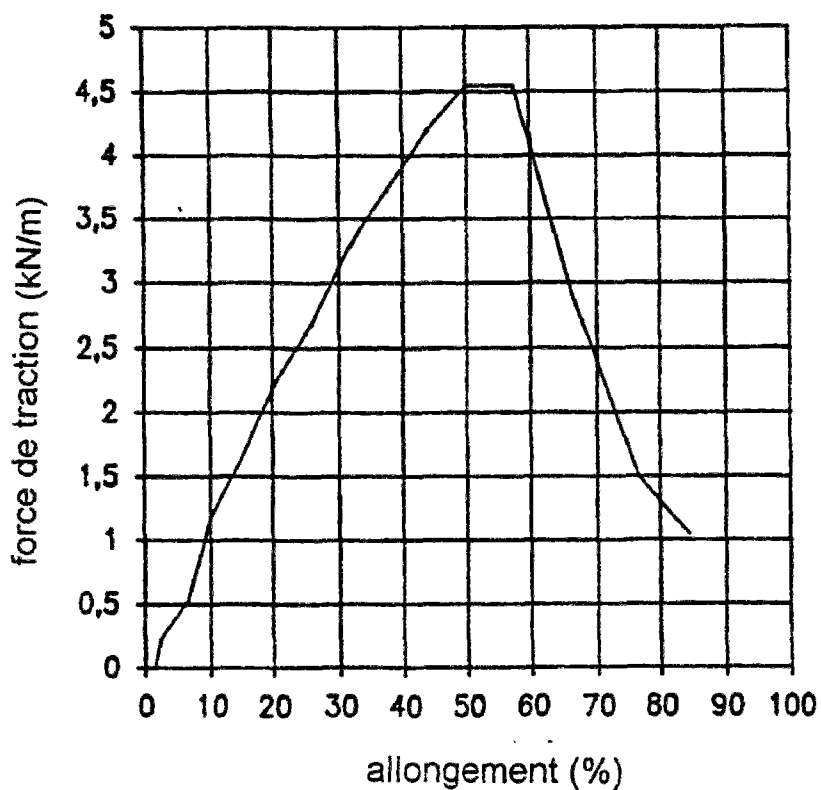


Figure 5.3 - Essai de traction selon les recommandations allemandes (FGST, 1986).

## 5.5 Les modèles réduits

### 5.5.1 Géométrie

Le modèle réduit type a été conçu pour simuler l'ouvrage expérimental en vraie grandeur en tenant compte du fait que, pour le chargement en centrifugeuse, un niveau d'accélération de 5 g a été adoptée. Dans ce cas, les dimensions du modèle réduit ont été déterminées avec une proportion de 1:5 (figure 5.4) par rapport au mur de la BAST. Les modèles ont été construits et les capteurs placés au fur et à mesure dans un conteneur spécial (longueur = 120 cm, largeur = 80 cm, profondeur = 70 cm) qui est ensuite transporté dans la nacelle de la centrifugeuse.

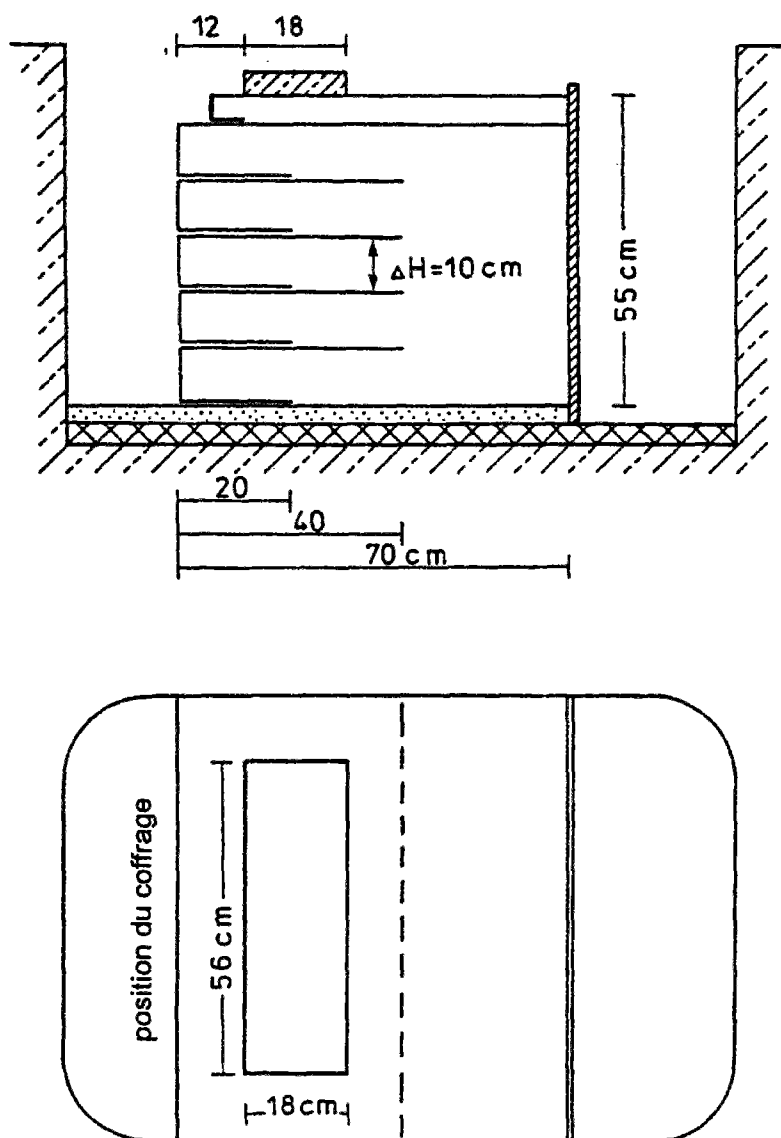


Figure 5.4 - Coupe et vue du modèle réduit type retenu

Le profil type du massif renforcé retenu était composé de cinq lits de renforcement d'une longueur de 40 cm avec un retour situé en partie inférieure de 20 cm de longueur. L'espacement des lits était de 10 cm. Une couche de remblai de 5 cm d'épaisseur a été répartie à la surface du massif renforcé. L'ouvrage expérimental avait ainsi une hauteur totale de 55 cm. Pour maintenir le remblai de sable en surface au cours de la construction, une plaque d'aluminium en forme de L a été placée sur toute la largeur du modèle à 6 cm de la face du mur, sans toutefois toucher les bords du conteneur. Pour le chargement du modèle réduit après la construction, une semelle de fondation en acier de dimensions 56 cm (longueur) x 18 cm (largeur), également avec la proportion de 1:5 par rapport à la fondation de l'ouvrage en vraie grandeur, a été placée en tête du massif renforcé à différentes positions et inclinaisons pour chacun des modèles.

### 5.5.2 Instrumentation

L'instrumentation des modèles réduits (le même schéma a été conservé pour tous les modèles) avait pour but de suivre l'évolution des efforts et des déformations dans l'ouvrage uniquement au cours du chargement à la rupture. Les différents capteurs ont été placés dans le massif renforcé en concordance avec les différents schémas étudiés lors du dimensionnement et lors de la prévision de la rupture. Les appareils de mesure ont été installés dans le profil central (figure 5.5) au cours de la construction, ensuite le raccordement à la centrale d'acquisition et l'enregistrement des mesures initiales ont été réalisés juste avant le début de la centrifugation. Le système d'acquisition des mesures et de surveillance des modèles dans la centrifugeuse ainsi que les capteurs utilisés font l'objet d'une étude détaillée présentée par Garnier et Cottineau (1988).

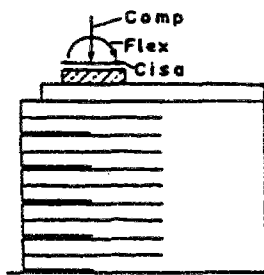
La description détaillée des différents capteurs utilisés dans les modèles réduits est présentée dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 - Description des capteurs utilisés sur les modèles réduits

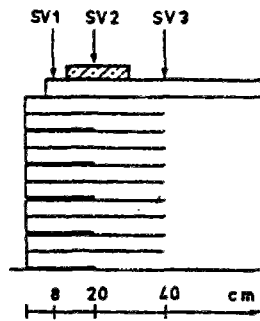
Capteurs	Description	Mesure de	Nombre	Capacité	Précision
COMP	Capteur à base de jauge d'extensométrie	Pressions agissant sur la fondation	1	60 kN	±0,073 kN
CISA	Capteur à base de jauge d'extensométrie	Moments agissant sur la fondation	1	750 Nm	±0,13
FLEX	Capteur à base de jauge d'extensométrie	Cisaillements agissant sur la fondation	1	6000 N	±0,05 N
SV	Capteur inductif de déplacement	Tassements de la semelle de fondation	3	100 mm	±6.25 10 <sup>-3</sup> mm
G	Capteur inductif de déplacement	Déplacements du géotextile	18	100 mm 75 mm 25 mm 20 mm	±0,01 mm ±0,0055 mm ±0,0025 mm ±0,0025 mm
S	Capteur inductif de déplacement	Déplacements du sol	10	75 mm 40 mm	±0,0055 mm ±0,0025 mm
P	Capteur inductif de déplacement	Déplacements de la face du mur	5	50 mm 25 mm	±0,0045 mm ±0,0025 mm
R	Capteur potentiométrique	Angle de rotation de la face du mur	5	330°	±0,033°
PT	Cellule de contrainte totale	Contraintes verticales dans le massif renforcé	3	600 kPa	±0,05 kPa

Le schéma de l'instrumentation présenté sur la figure 5.5 comprenait :

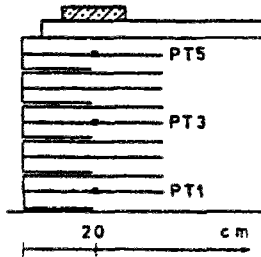




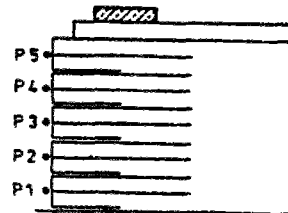
1. capteurs de force



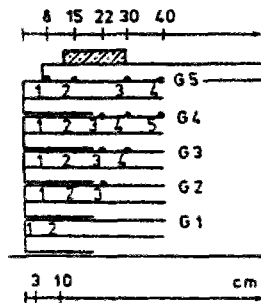
2. capteurs inductifs de mesure de tassement



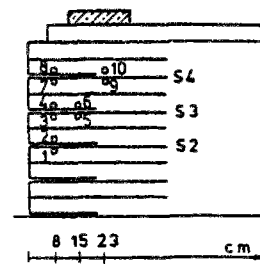
3. cellules de contrainte totale



4. capteurs potentiométriques



5. extensomètres sur le géotextile



6. extensomètres dans le sol

Figure 5.5 - Schéma général de l'instrumentation

### - Capteurs de mesure des tassements

Les trois capteurs inductifs de déplacement ont été fixés sur un bâti métallique construit sur les parois extérieures du conteneur et étaient donc indépendants du modèle réduit. Deux capteurs ont été installés à la surface du remblai en tête pour mesurer les tassements lors du chargement à proximité de la face (SV 1) et à l'arrière (SV 3). Le capteur SV 2 a été placé directement sur la semelle de fondation. Pour le modèle MOWA III (fondation non fixée), les deux SV 2 et SV 3 ont été placés sur les parties avant et arrière de la fondation, afin de mesurer les tassements différentiels dans le cas d'une rotation de la semelle.

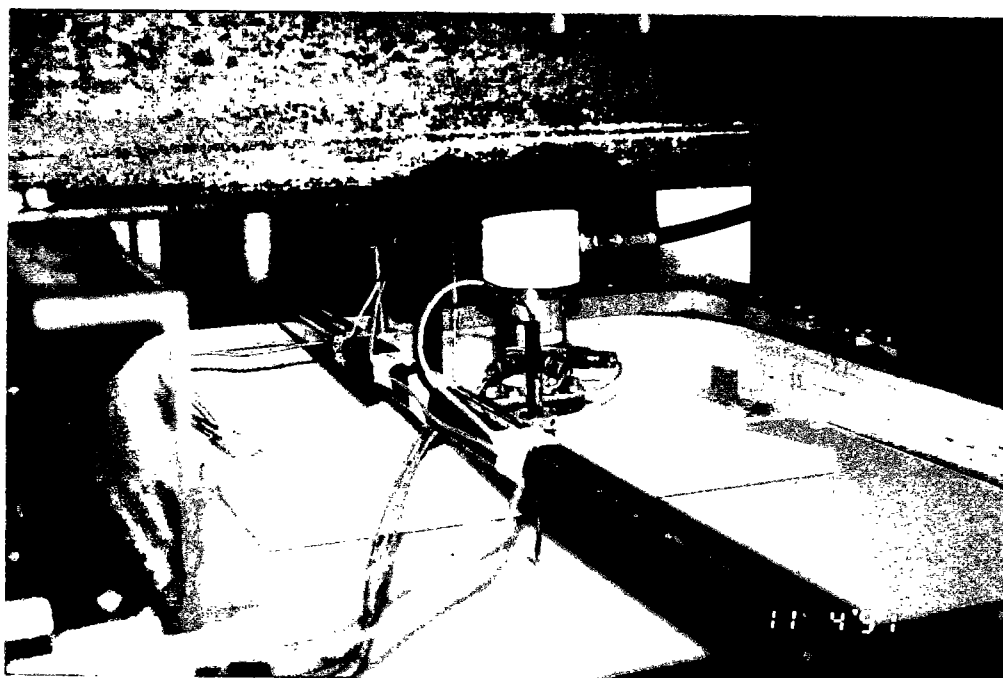


Figure 5.6 - Capteurs inductifs de mesure des tassements

### - Capteurs de mesure des déplacements de la face

Cinq capteurs potentiométriques ont été fixés sur les demi-hauteurs de chaque couche élémentaire de géotextile au cours de la construction pour mesurer les déplacements (**P**) et les angles de variations (**R**). Les capteurs ont été fixés sur un cadre métallique construit sur la paroi avant du conteneur et étaient donc indépendants du modèle réduit. Le système de mesure du déplacement et de l'angle permet de déterminer le déplacement vertical et horizontal du point de mesure sur la face du mur.

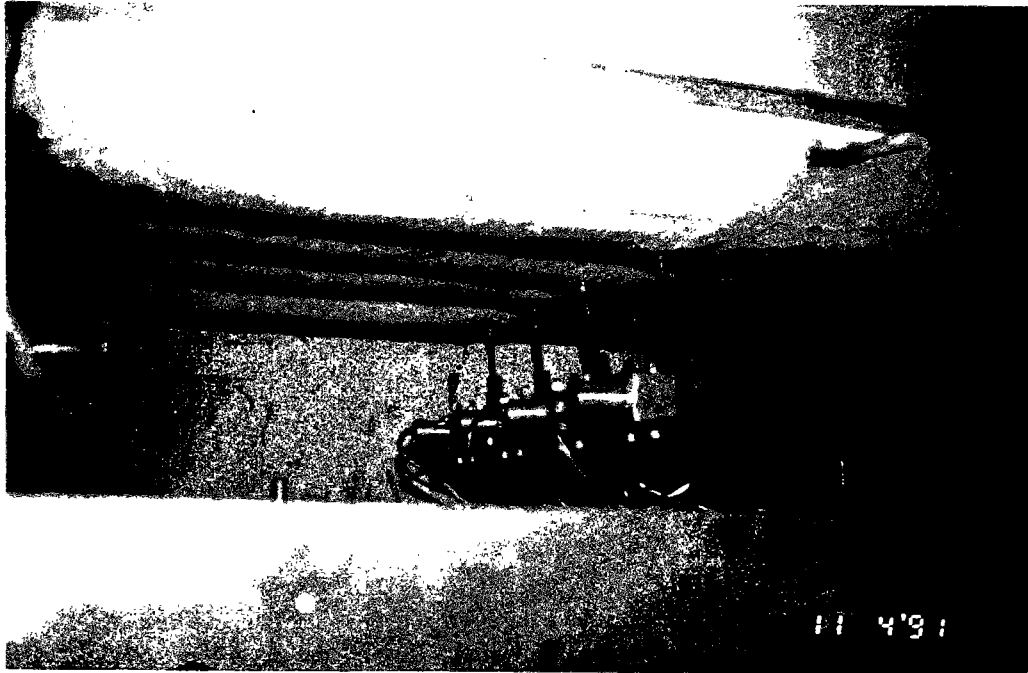


Figure 5.7 - Capteurs potentiométriques posés sur la face du mur

**- Extensomètres de mesure des déplacements du sol et du géotextile**

18 extensomètres (G) ont été placés sur toutes les nappes de renforcement à différentes positions (voir figure 5.5) pour mesurer les déplacements du géotextile qui permettent par le calcul de déterminer l'allongement sur le géotextile (figure 5.8).

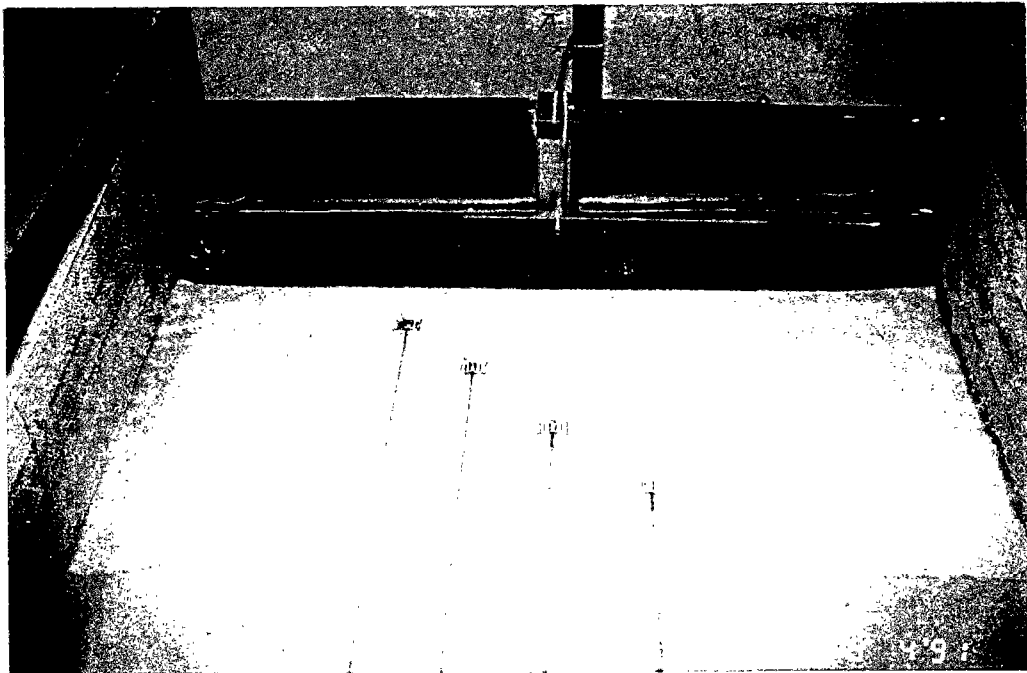


Figure 5.8 - Extensomètres placés sur le géotextile

Ces extensomètres fabriqués sur place étaient des fils métalliques fixés sur le géotextile par l'intermédiaire de deux fins papiers cartonnés, agrafés entre eux et pinçant ainsi le géotextile. (figure 5.8). Les fils métalliques pouvaient se déplacer dans un tube en PVC et les déplacements étaient enregistrés par rapport à un repère fixe à l'aide de capteurs inductifs de déplacement installés dans une fosse technique située à l'arrière du massif renforcé (figure 5.9).



Figure 5.9 - Capteurs inductifs situés derrière le massif renforcé

10 extensomètres (S) ont été placés dans le sol sur les couches élémentaires 2, 3 et 4 pour mesurer les déplacements du sol et les déplacements relatifs entre le géotextile et le sol environnant (figure 5.10) ainsi que les déplacements relatifs du sol entre les couches placées au-dessus et au-dessous du capteur. Les extensomètres placés dans le sol ont été fabriqués de la même façon que ceux appliqués sur le géotextile, à la différence que les fils métalliques ont été fixés à un assemblage de deux plaques métalliques en forme de T qui reposait sur le sol de remblai.

#### - Cellules de contrainte totale

3 cellules de contrainte totale (PT 1, PT 3 et PT 5) ont été placées dans les couches élémentaires 1, 3 et 5 pour chaque modèle directement au dessous de la semelle de fondation afin de mesurer la diffusion des contraintes verticales dans le massif renforcé. Les cellules de contrainte totale étaient de type Glötlz (Chapitre 4.5.2) et ont été spécialement conçues pour l'expérimentation BAST-LCPC par la société "SCANROCK" (Scanrock, 1991).

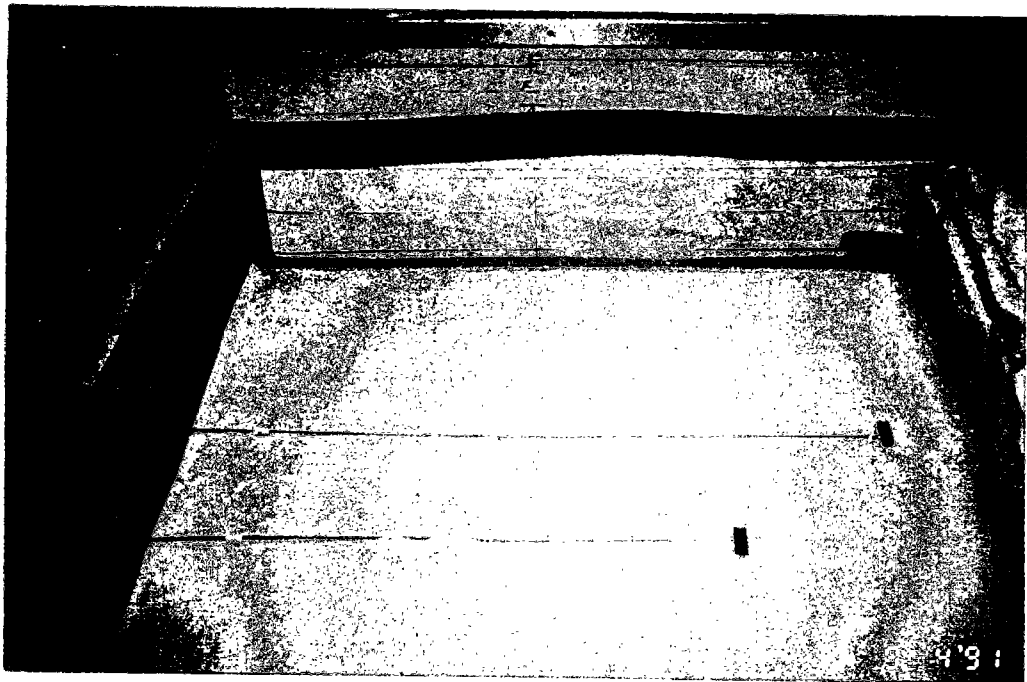


Figure 5.10 - Extensomètres placés dans le sol

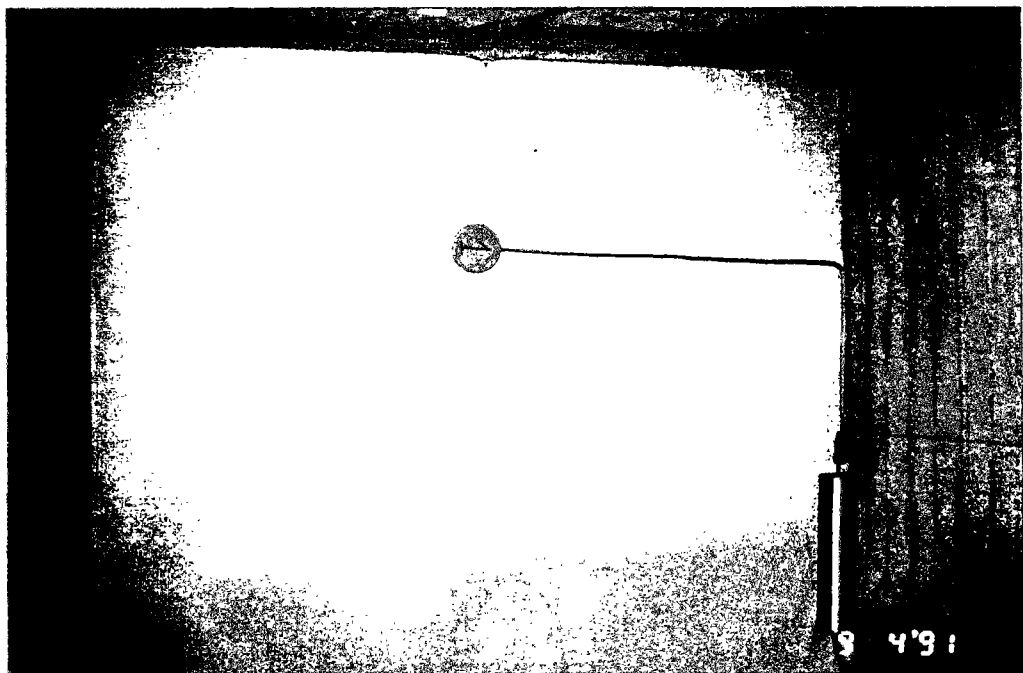


Figure 5.11 - Cellule de contrainte totale placé dans le sol

Ainsi les vérins plats avaient une section circulaire de 5 cm de diamètre et le système d'équilibrage de la membrane permettant la détermination de la pression totale exercée sur le capteur était composé d'un circuit fermé avec une lecture au manomètre à base de jauges d'extensométrie.

#### - Capteurs de mesure de forces

Un capteur basé sur l'utilisation de jauges d'extensométrie a été installé entre le piston appliquant le chargement vertical en tête créé par le vérin hydraulique et la semelle de fondation (figure 5.12).

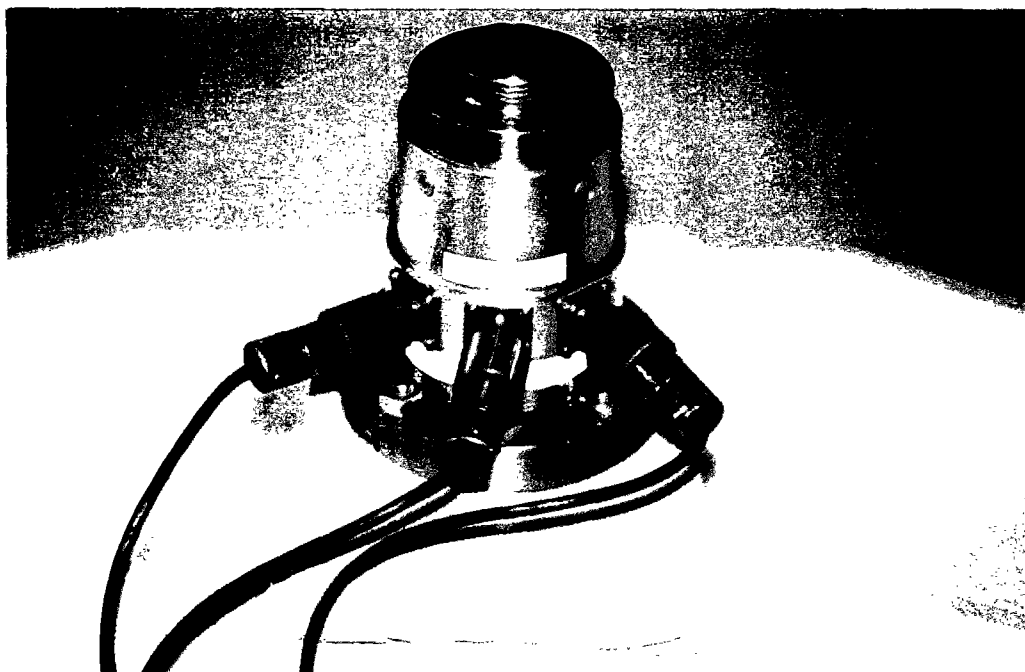


Figure 5.12 - Capteur de forces entre le vérin et la fondation

Les jauges d'extensométrie du capteur ont été montées dans un système à contacts tournants (pont complet) de telle sorte que l'on pouvait mesurer les contraintes appliquées (**COMP**) et contrôler leur constance d'application par l'enregistrement des forces de cisaillement (**CISA**) et les moments fléchissants (**FLEXI**) agissant sur la fondation. Le capteur de force permet de contrôler les forces réelles appliquées et leurs éventuelles fluctuations.

#### - Visualisation des surfaces de cisaillement dans le sol

Au cours de la construction, une fine couche de sable colorée a été placée à chaque demi hauteur des couches élémentaires pour mettre en évidence les déplacements et les surfaces de cisaillement créées dans le sol (voir figure 5.11).

## 5.6 Construction des modèles réduits

Un dimensionnement spécifique des modèles réduits n'a pas été effectué. Les lois de similitude et le niveau d'accélération en centrifugeuse choisi de 5 g ont défini la géométrie, les matériaux de construction (sol, géotextile) et l'instrumentation des modèles réduits après l'analyse et l'interprétation partielles des résultats des mesures faites sur l'ouvrage expérimental en vraie grandeur. Un premier modèle, qui a servi de cobaye, en particulier pour la construction, a été construit et amené à la rupture en mars 1991. Au total, cinq essais ont été effectués pour essayer de mettre en évidence l'effet du chargement en tête par la position de la fondation par rapport à la face du mur et de l'inclinaison par rapport à la verticale.

### 5.6.1 Procédé de construction

La technique même de mise en oeuvre des ouvrages renforcés par géotextiles avec un parement vertical par couche élémentaire, en utilisant un système de coffrage glissant (procédé Ebal-LCPC) n'a pas été l'objet des essais. En effet, les modèles sont construits à 1 g, ce qui ne représente pas les conditions réelles de construction. Par contre, pour simuler au mieux le mur expérimental en vraie grandeur de la BAST, un système de double coffrage a été spécialement développé, pour permettre à la face du mur du modèle réduit de se former selon le profil général observé sur les ouvrages en vraie grandeur (chapitre 4, paragraphe 4.8.1).

#### - Système de coffrage

Les cinq modèles ont tous été réalisés par couches élémentaires avec ce coffrage spécial. La première partie du coffrage était une plaque métallique qui a été formée au préalable selon le profil général de la face observé sur le mur en vraie grandeur. Cette partie a été fixée contre la paroi du container et servait à empêcher un déversement ou un glissement des couches élémentaires déjà construites au cours du transport dans la centrifugeuse ou au début de la centrifugation. D'autre part, elle permettait à la couche élémentaire qui venait d'être mise en place de prendre la forme qu'elle désirait (figure 5.13 et 5.14).

La deuxième partie du coffrage était une plaque métallique qui pouvait glisser le long de la plaque formée au préalable et qui était fixée chaque fois à la position souhaitée pour la construction d'une couche élémentaire, en fait comme le vrai coffrage glissant du procédé Ebal-LCPC (figure 1.14).

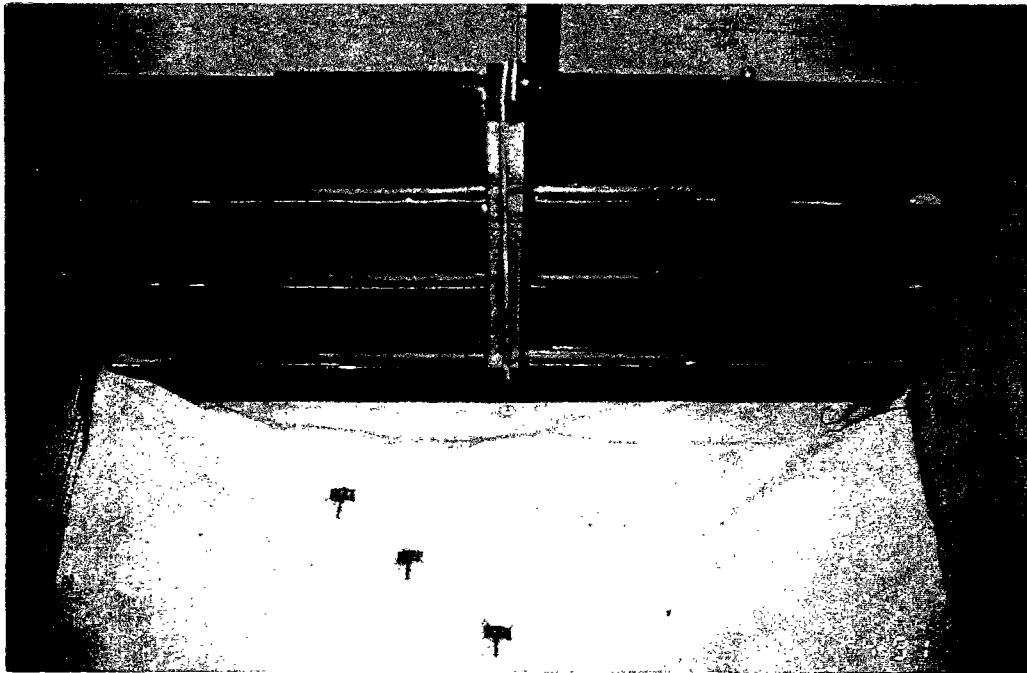


Figure 5.13 - Vue du coffrage : partie préformée

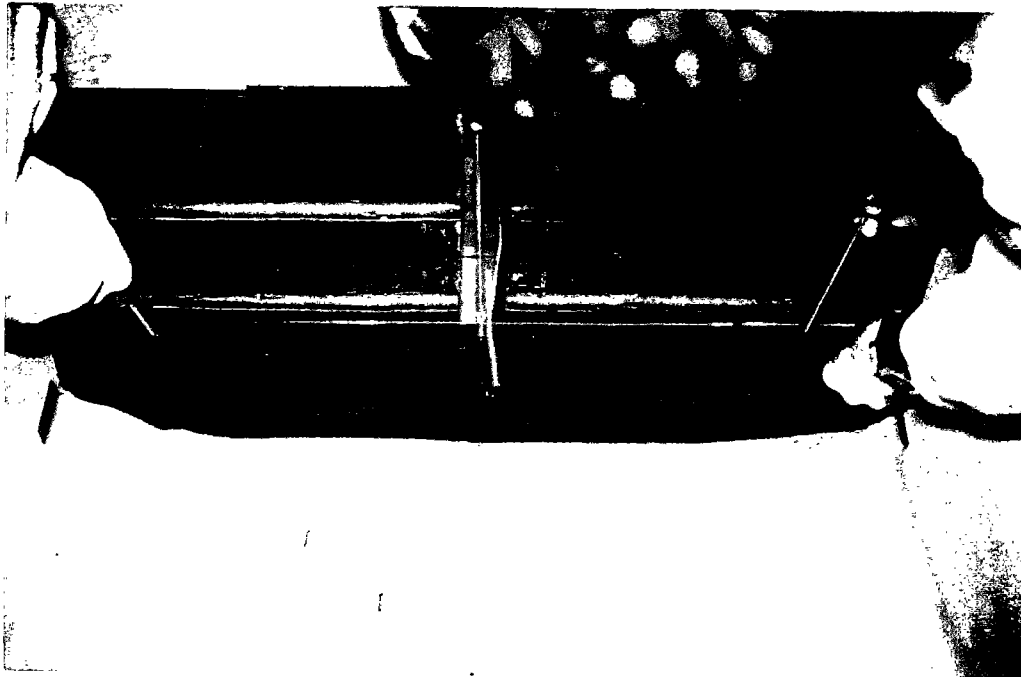


Figure 5.14 - Vue du coffrage : partie mobile



## - Réalisation des modèles

Les nappes de géotextile ont été préalablement coupées et les fixations et supports des différents capteurs y ont été installés. Tous les capteurs ont été préalablement recensés, numérotés, contrôlés ou étalonnés. La première étape de la mise en oeuvre a consisté à homogénéiser et niveler le sol de fondation au moyen d'une couche de remblai de 8 cm d'épaisseur sur le fond du conteneur. Les côtés latéraux du conteneur ont été recouverts d'une feuille de Téflon. Des repères correspondant aux positions successives de la partie glissante du coffrage et des couches élémentaires ont été marqués sur les parois du conteneur.

Notons que le sable a été mis en oeuvre au même poids volumique de  $15,7 \text{ kN/m}^3$  par pluviation à l'aide de la trémie à balayage automatique (figure 5.15).

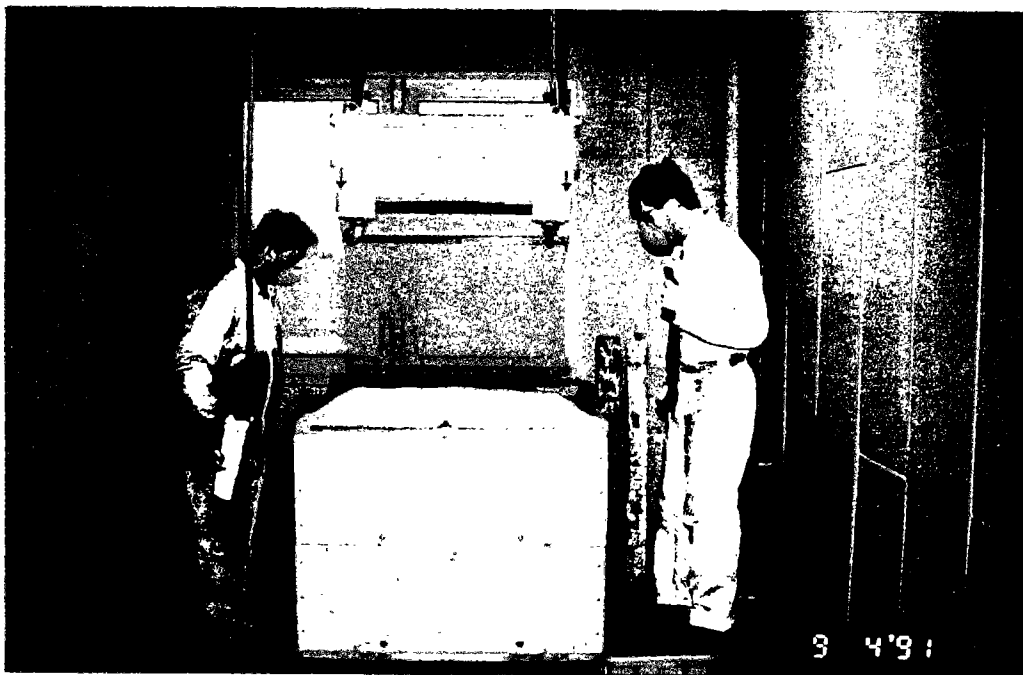


Figure 5.15 - Mise en place du sable par pluviation

Une fois la couche de fondation terminée, le coffrage a été fixé contre la paroi avant du conteneur et la partie glissante a été placée à la position de construction de la première couche élémentaire. A partir de ce moment, la réalisation a été faite selon le schéma décrit ci-après.

Le retour de la première nappe de géotextile de 20 cm de longueur été mis en place par tension manuelle. La longueur du géotextile correspondant à l'épaisseur d'une couche élémentaire (10 cm dans notre cas) a été soigneusement appliquée sur la plaque métallique glissante du coffrage, le reste de la nappe, destinée au renforcement (40 cm de longueur),

restant en attente à l'extérieur du coffrage. Chaque couche de 10 cm d'épaisseur a été réalisée en deux couches successives de 5 cm d'épaisseur.

Une fois la couche terminée, la longueur de renforcement du géotextile en attente était rabattue, tendue manuellement puis recouverte, d'abord d'une demi-couche sur la partie arrière de la nappe (permettant ainsi le placement du retour de la nappe suivante) pour garantir un minimum d'ancrage avant le décoffrage. La partie glissante du coffrage a été alors remontée à la position de construction de la deuxième couche élémentaire.

Les autres couches du mur expérimental ont été ensuite mises en oeuvre selon un processus analogue. Les légères différences dans le processus de mise en oeuvre étaient dues seulement à la mise en place des capteurs de mesure (pose et contrôle des raccordements). En ce qui concerne la couche supérieure, la partie glissante du coffrage n'a pas été aussitôt retirée (figure 5.21). Lorsque le modèle a été transporté et placé dans la nacelle de la centrifugeuse, la partie glissante a été remontée et ensuite le coffrage en entier a été retiré juste avant le démarrage de la rotation.

Le procédé de mise en oeuvre avec le coffrage spécial s'est avéré très efficace pour l'application et le contrôle des capteurs. Les capteurs ont été raccordés à la centrale d'acquisition seulement lorsque les modèles ont été placés dans la nacelle de la centrifugeuse et les mesures initiales ont été enregistrées juste avant la centrifugation. De ce fait, la construction même des modèles n'a pas été suivie, comme c'était le cas pour le mur expérimental en vraie grandeur. Les différentes étapes de la construction sont présentées dans les figures 5.16 à 5.22.

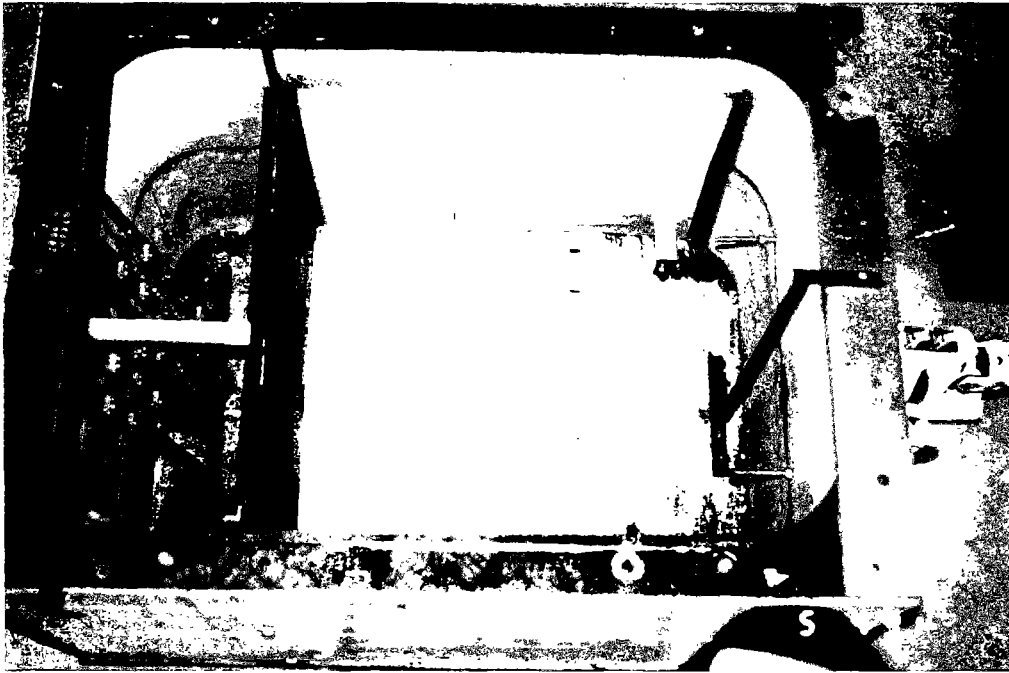


Figure 5.16 - Construction du modèle : préparation du conteneur

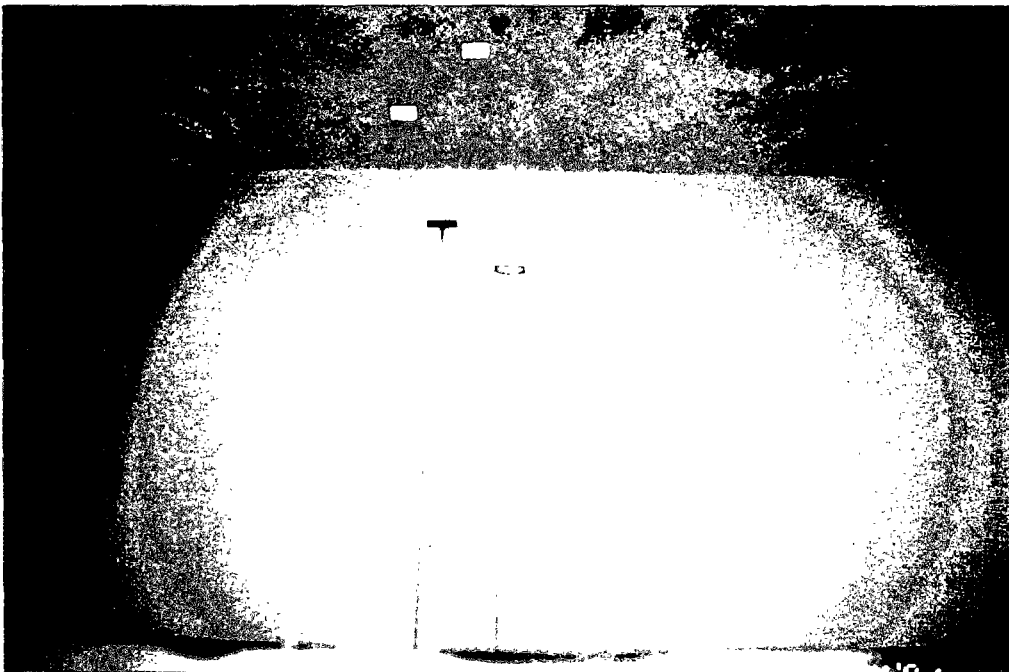


Figure 5.17 - Construction du modèle : nappe en attente d'être rabattue

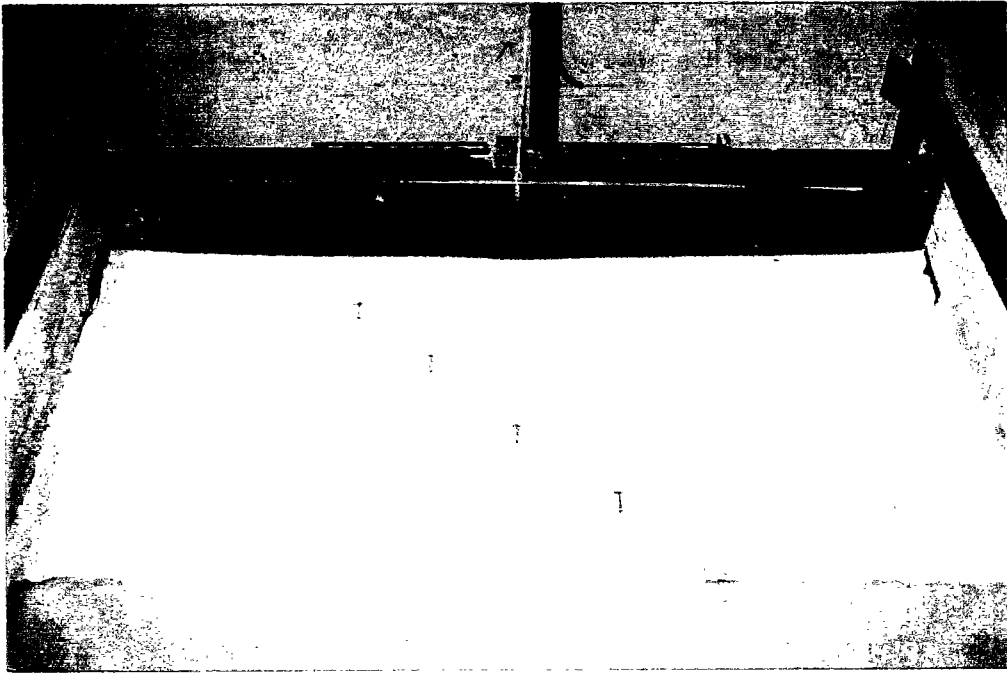


Figure 5.18 - Construction du modèle : nappe rabattue avec les fixations des capteurs

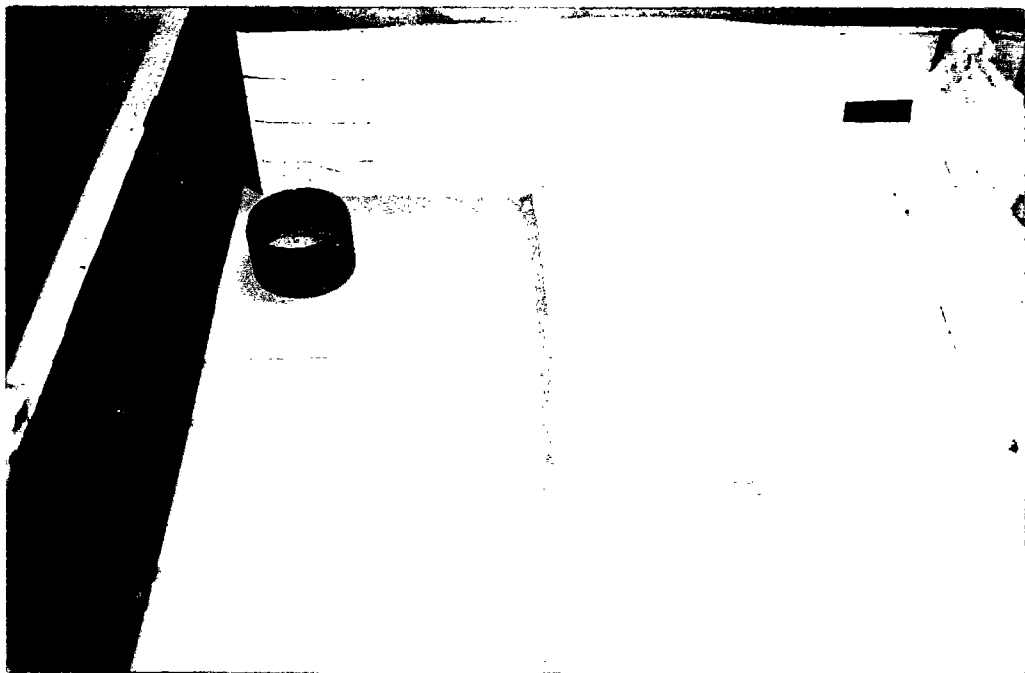


Figure 5.19 - Construction du modèle : retour de la nappe supérieure et boîte de mesure de densité

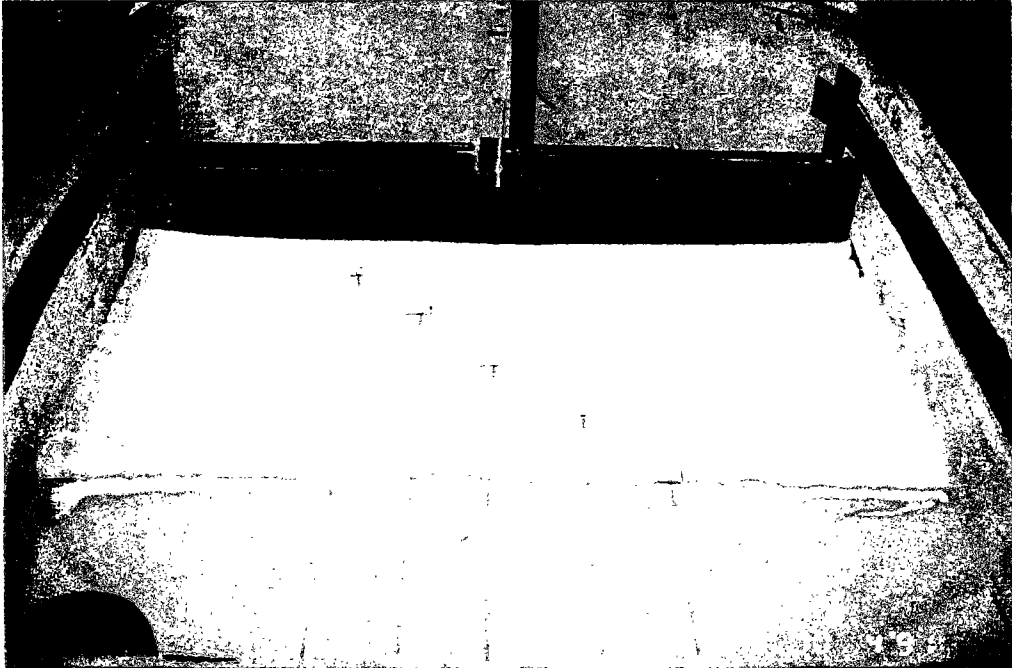


Figure 5.20 - Construction du modèle : coffrage en place pour la nappe suivante

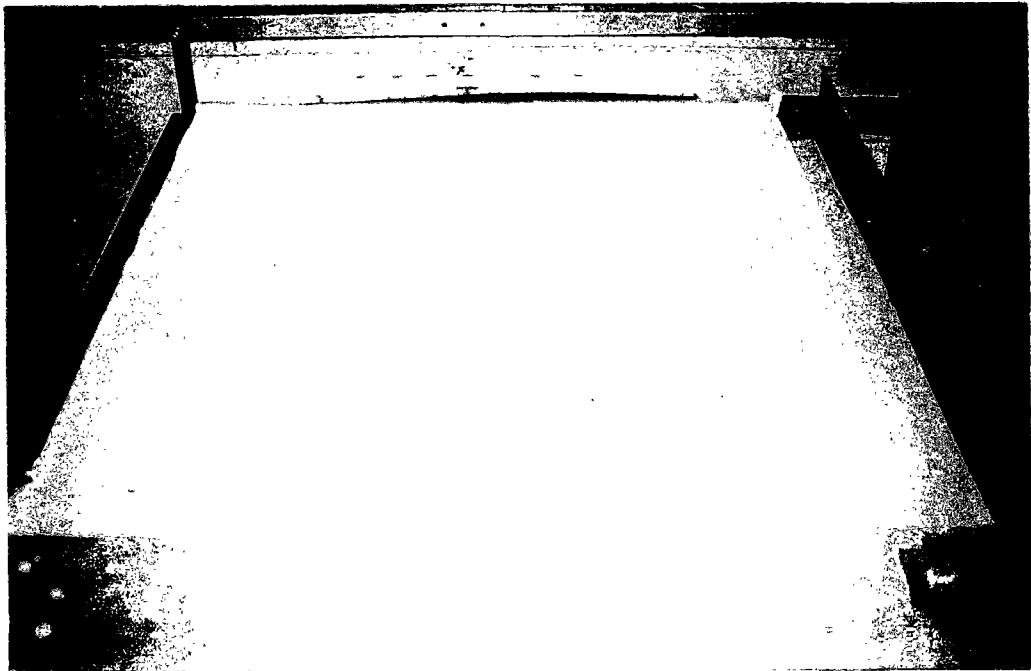


Figure 5.21 - Modèle terminé avant l'embarquement dans la centrifugeuse

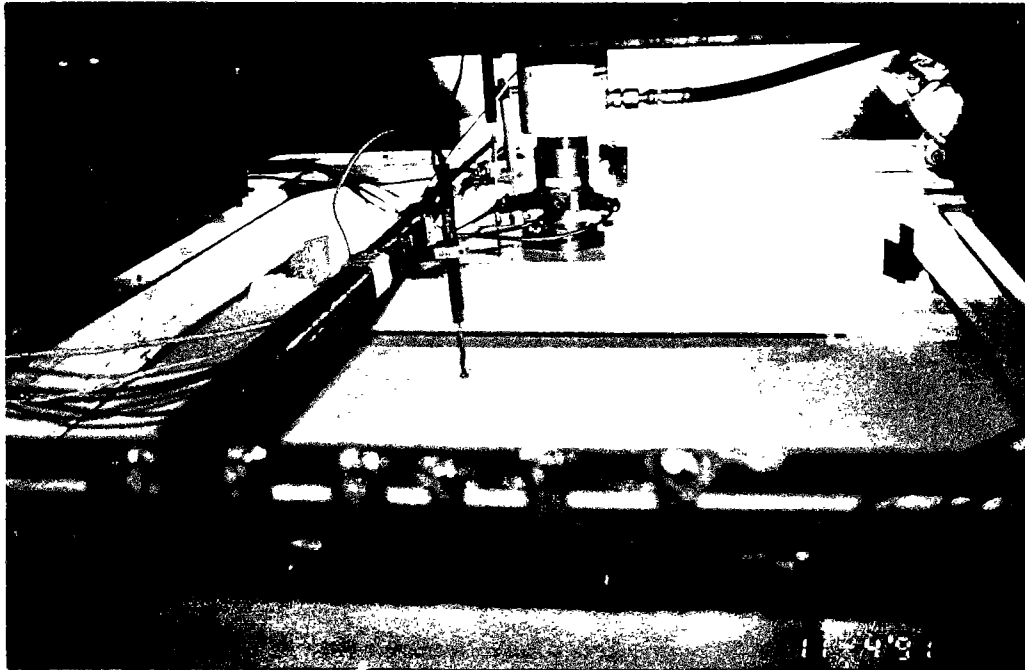


Figure 5.22 - Modèle placé dans la centrifugeuse juste avant la centrifugation

## 5.7 Chargement

### 5.7.1 Principe de chargement

Le principe de chargement retenu était l'application de charges statiques verticales en tête du mur expérimental par l'intermédiaire d'une semelle de fondation, les comportements à la rupture devant être étudiés. Comme pour le prototype, le chargement vertical concentré en tête du massif renforcé a été réparti sur presque toute la largeur de l'ouvrage, ceci pour provoquer un mode de sollicitation ou de rupture généralisé sur toute la largeur de mur (type bidimensionnel). La semelle de fondation en acier de dimensions 58 cm (longueur) x 18 cm (largeur) a été placée à 12 cm, pour le premier modèle (I), de la position initiale du coffrage sur le modèle. Les charges verticales provenant du vérin hydraulique ont été appliquées sur le modèle par un piston qui pouvait produire jusqu'à 600 kPa de pression en tête.

Le dispositif de chargement composé du système vérin hydraulique-semelle de fondation a été fixé sur un bâti métallique qui a été installé sur les bords du conteneur, une fois le modèle placé dans la nacelle (figure 5.23).

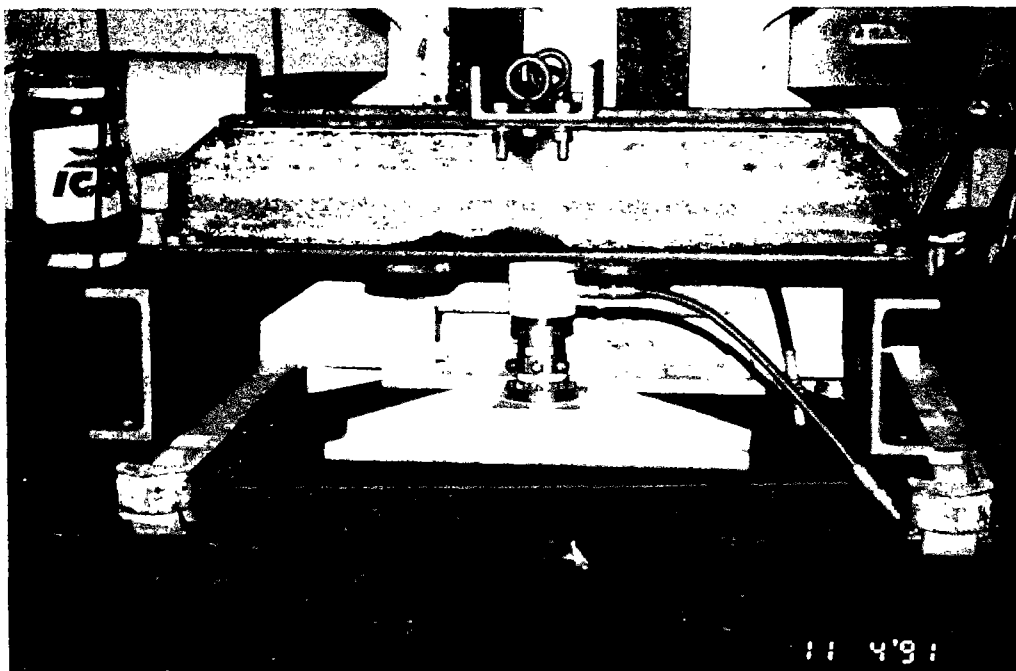


Figure 5.23 - Dispositif de chargement : vérin hydraulique et semelle de fondation

Le dispositif ainsi conçu permettait, par une simple adaptation, de mettre en place le système du vérin hydraulique et de la semelle de fondation selon les différents cas de chargement en tête prévus dans le programme. Au total cinq essais ont été effectués pour essayer de mettre en évidence l'effet du chargement en tête par la variation de la position et de l'inclinaison de la fondation (figure 5.24).

**Modèle I :** La semelle de fondation a été placée à 12 cm de la position initiale du coffrage, ce qui correspond à 60 cm sur le prototype. Le chargement en tête a été appliqué selon une direction fixe et imposée, dans la mesure où le plan de la fondation restait toujours horizontal à la surface initiale du mur.

**Modèle II :** La semelle de fondation a été placée à 18 cm de la position initiale du coffrage, ce qui correspond à 90 cm sur le prototype. Le chargement en tête a été appliqué selon une direction fixe et imposée.

**Modèle III :** La semelle de fondation a été placée à 12 cm de la position initiale du coffrage. Le chargement en tête a été appliqué sur la fondation par l'intermédiaire d'une rotule, de telle sorte que la direction du chargement était libre et ne dépendait que du comportement du modèle. De cette manière, les mêmes conditions de chargement que pour l'ouvrage en vraie grandeur devaient être simulées.

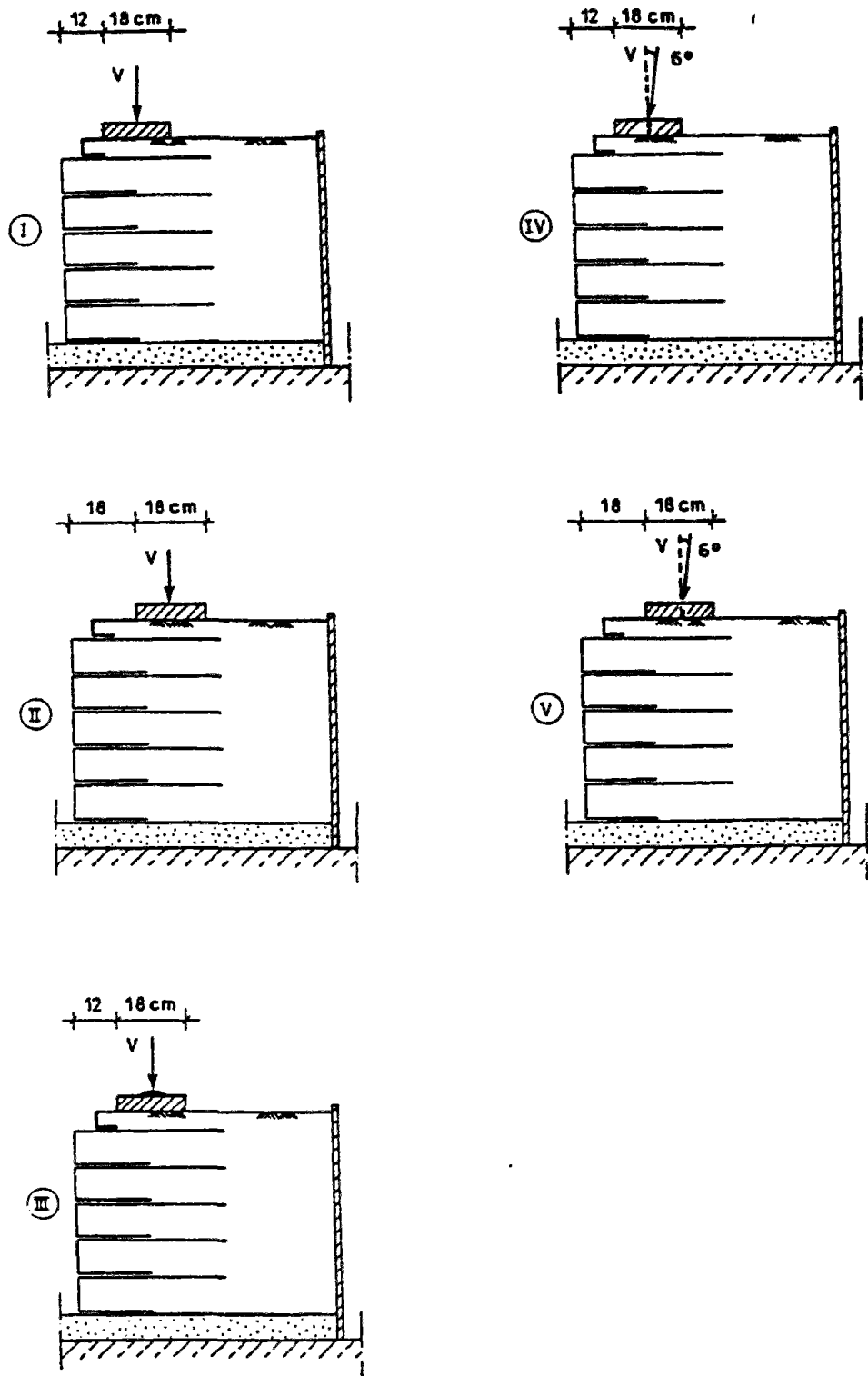


Figure 5.24 - Etude paramétrique du chargement en tête



**Modèle IV** : La semelle de fondation a été placée à 12 cm de la position initiale du coffrage. Le chargement en tête a été appliqué en tête du modèle selon une direction fixe et imposée correspondant à une inclinaison de  $6^\circ$  par rapport à la verticale.

**Modèle V** : La semelle de fondation a été placée à 18 cm de la position initiale du coffrage. Le chargement en tête a été appliqué en tête du modèle selon une direction fixe et imposée correspondant à une inclinaison de  $6^\circ$  par rapport à la verticale.

### **5.7.2 Phasage**

Le chargement des modèles réduits en centrifugeuse comportait deux phases : une phase de chargement et de déchargement, suivie d'une phase de chargement par paliers successifs jusqu'à la rupture. Les modèles ont été construits et transportés dans la nacelle de la centrifugeuse avec le coffrage toujours en place pour la dernière couche élémentaire (paragraphe 5.6.1). Une fois dans la centrifugeuse, les appareils de mesure, de pilotage et de surveillance ont été raccordés en même temps que le dispositif de chargement en tête a été installé. Une fois la dernière couche élémentaire décoffrée et le système de coffrage entier retiré, la centrifugeuse a été mise en rotation jusqu'au niveau d'accélération adopté de 5 g.

Un temps de stabilisation de 10 min a été observé pour limiter la variabilité des enregistrements. A partir de ce moment, qui correspond en fait à la fin de la construction de l'ouvrage réel, les mesures initiales ont été enregistrées et les mesures en continu (toutes les 4 secondes) ont été faites.

#### **- Conditions de service**

Les conditions de service ont été simulées par la phase de chargement et de déchargement en tête du massif renforcé. La première étape de ce chargement a été la mise en place du système vérin-fondation avec une pression de 33 kPa à la surface du modèle. Cette charge a été maintenue pendant 20 min. Le déchargement a consisté à retirer le système vérin-fondation également pendant 20 min. En ce qui concerne le modèle III, notons que la semelle a été placée en tête du massif avant la montée en accélération de la centrifugeuse.

#### **- Chargement à la rupture**

Après la phase de chargement et de déchargement ainsi qu'un temps de stabilisation, le système vérin-fondation a été replacé en tête en produisant une pression de 33 kPa. A partir de ce moment, les charges ont été augmentées par paliers de 30 kPa et maintenues sur la semelle durant 20 à 30 minutes, jusqu'à ce que l'on n'observe plus de variations des valeurs mesurées.

A l'approche de la charge de rupture prévue, les paliers de chargement ont été ramenés à 15 kPa. La procédure de chargement à la rupture pour le modèle III est présentée sur la figure 5.25 (pour les autres modèles, voir figures A 2.01 à A 2.04 en annexe 2)

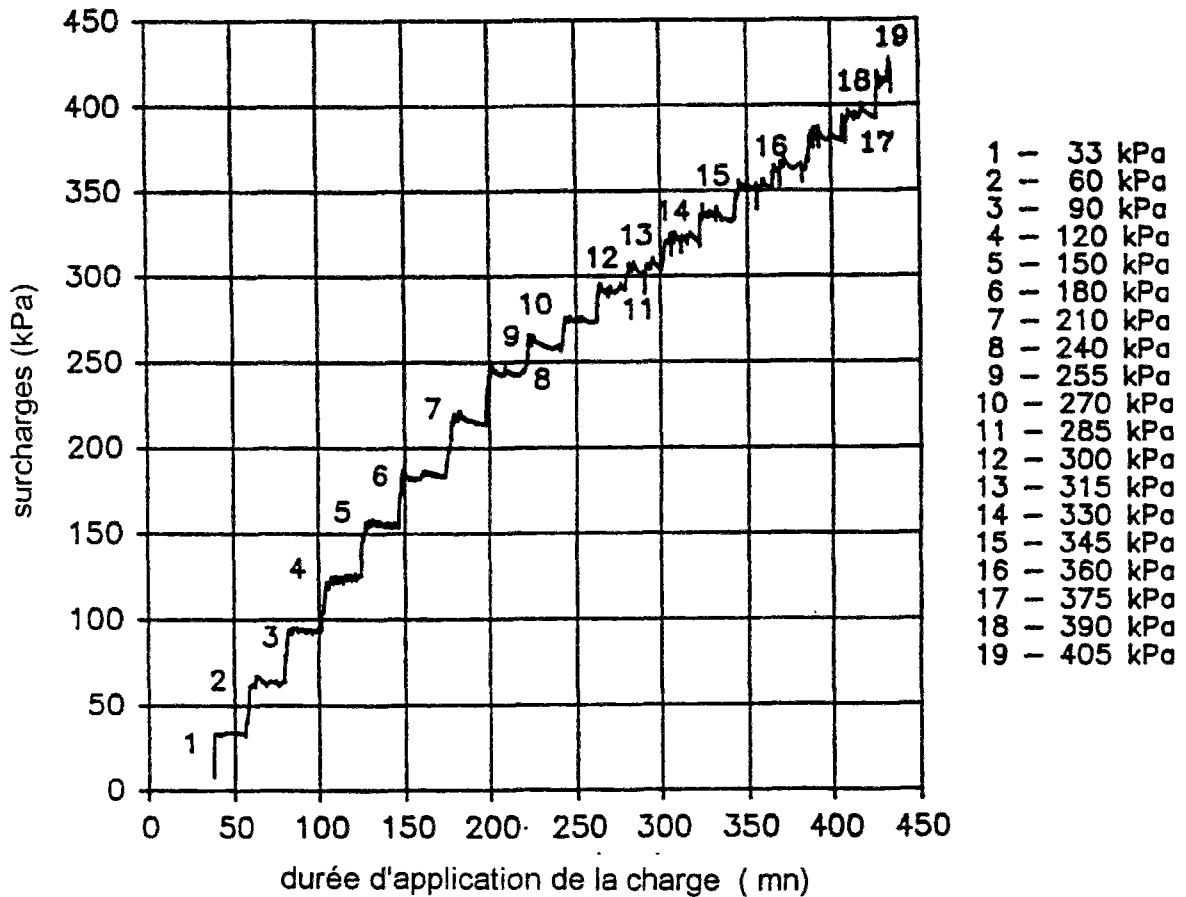


Figure 5.25 - Procédure de chargement à la rupture du modèle III

### 5.8 Mesures et observations

Les mesures séquentielles brutes enregistrées toutes les 4 secondes (BAST-LCPC, 1992) qui caractérisaient chaque opération effectuée par l'enregistrement des signaux de tous les capteurs placés sur le modèle pour toutes les étapes du chargement jusqu'à la rupture ont été exploitées systématiquement par groupe de capteurs. Cette méthode d'exploitation a permis de suivre tous les paramètres afin d'observer le comportement du modèle jusqu'à la rupture. Les résultats de ces mesures et les observations seront présentés ci-après.

Rappelons que la construction des modèles n'a pas été suivie, dans la mesure où les capteurs n'avaient pas été raccordés au cours de la mise en oeuvre et la construction au laboratoire des modèles réduits ne correspond pas aux conditions réelles de construction de tels ouvrages.

### **5.8.1 Conditions de service**

Après la stabilisation de 10 min à un niveau d'accélération de 5g, ce qui correspond à la fin de la construction du mur expérimental prototype, les modèles ont été soumis à une phase de chargement et de déchargement, décrite dans le paragraphe 5.7.2. La phase de chargement et de déchargement du mur expérimental avec une surcharge de 33 kPa uniformément répartie en tête du massif renforcé n'a généré que de très légères variations des paramètres mesurés. En effet, les variations observées étaient de l'ordre de grandeur de la sensibilité des capteurs si bien que toute tentative d'analyse et même d'interprétation s'avérait impossible.

### **5.8.2 Chargement jusqu'à la rupture**

Les différentes procédures de chargement à la rupture des modèles ont été surveillées par quatre diagrammes représentant les développements du tassement de la fondation en tête, du déplacement de la face du mur et des déplacements de quelques points jugés critiques dans le massif renforcé. L'allure des courbes nous donnait l'état du modèle au cours de la procédure de chargement, qui a été arrêtée chaque fois que des changements marqués de ces courbes étaient observés ou/et quand il était impossible de maintenir la valeur de la surcharge constante en tête. Un état de destruction totale des modèles réduits, comme sur le prototype, devait être évité afin de pouvoir observer l'état de rupture technique, c'est à dire l'état des massifs renforcés juste avant l'effondrement, lorsque les déplacements et les déformations sont tels que l'ouvrage est hors service.

Les modèles réduits ont été donc chargés jusqu'à la rupture par paliers successifs en tête selon le mode de chargement décrit dans le paragraphe 5.7.2. Les surcharges en tête observées à cette étape ont été de 300 kPa pour les modèles I, II et III et de 240 kPa pour les modèles IV et V. Dans ce qui suit, les résultats des essais seront présentés en se basant principalement sur le modèle III qui, rappelons-le, est la simulation du prototype en ce qui concerne le chargement en tête. Les résultats des mesures effectuées sur les autres modèles sont regroupés en annexe 2.

Dans les diagrammes ci-après, cinq étapes du chargement ont été choisies comme référence de la procédure de chargement à la rupture : 120, 180, 240, 300 et 330 kPa de surcharge appliquée en tête.

## - Courbe surcharge-tassement de la fondation

Les courbes surcharge-tassement (figure 5.26 et 5.27) obtenues à partir des tassements mesurés de la fondation placée en tête du mur expérimental, en fonction des surcharges appliquées, semble bien indiquer, pour tous les modèles, trois parties caractérisées par :

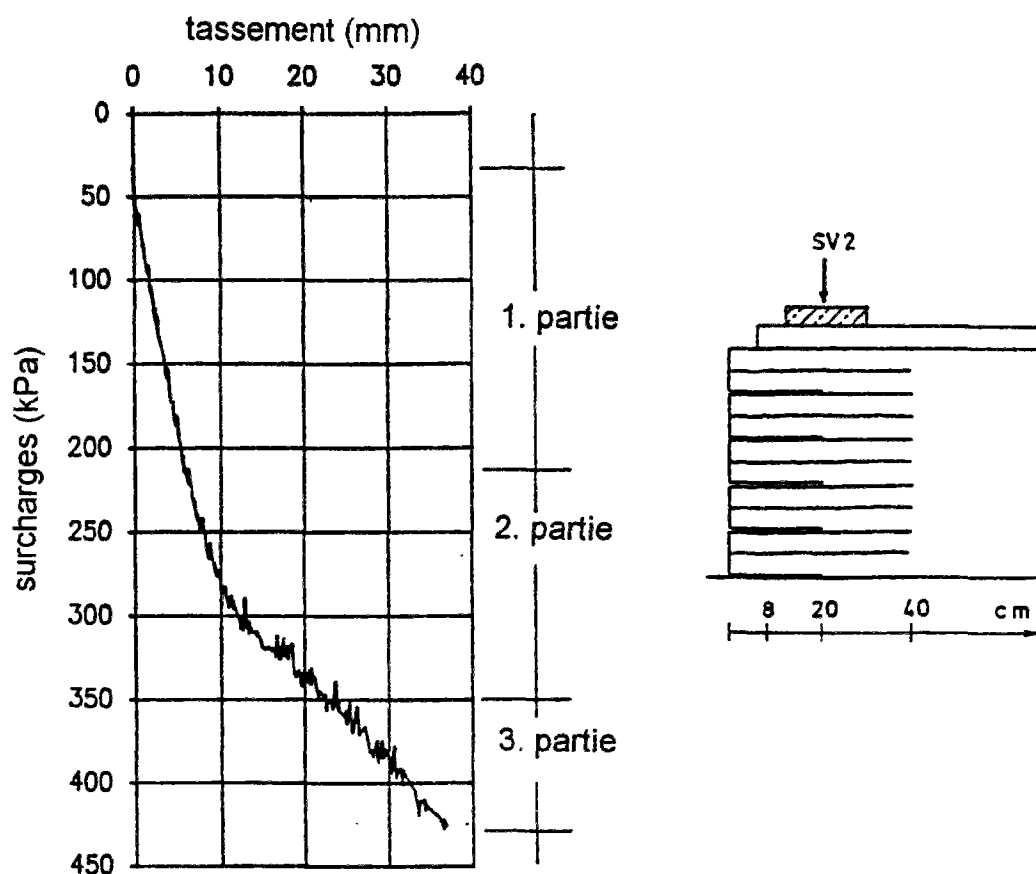


Figure 5.26 - Courbe surcharge-tassement de la fondation (modèle III)

- 1- une relation linéaire entre les surcharges appliquées et les tassement mesurés jusqu'à une surcharge voisine de 210 kPa pour les modèles I, II et III, et de 180 kPa pour les modèles IV et V ;
- 2- une augmentation plus rapide des tassements mesurés par rapport aux surcharges appliquées en tête. Il était un peu plus difficile de maintenir la surcharge appliquée en tête à une valeur constante ;
- 3- entre 210 et 285 kPa pour les modèles I, II et III et entre 180 et 240 kPa pour les modèles IV et V, la dernière partie de la courbe montre une augmentation encore plus

rapide des tassements mesurés sans augmentation préalable des surcharges. Même si une faible tendance de ressaisissement se manifeste à la fin de cette partie, il est de plus en plus difficile de maintenir une surcharge constante en tête.

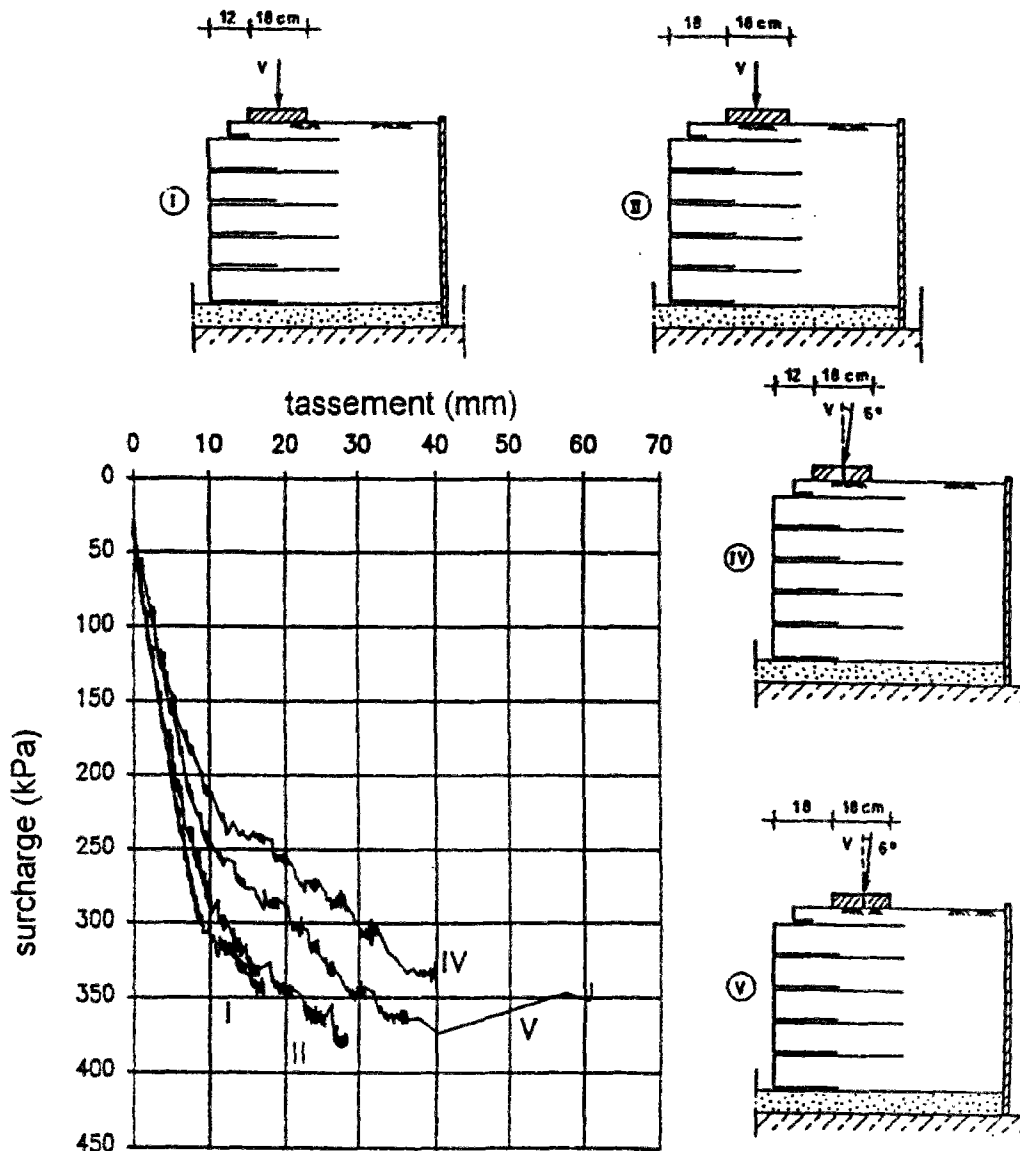


Figure 5.27 - Courbe surcharge-tassement pour les modèles I, II, IV et V

Les tassements de surface mesurés à l'arrière du massif pour tous les modèles (SV3) ont toujours été négligeables pendant la procédure de chargement, ce qui montre comme pour le prototype que la partie arrière n'est presque pas affectée par le chargement. A la rupture, des soulèvements de cette partie ont souvent été observés, caractérisés par des diminutions de tassements (voir en annexe 2, A 05 et A 06). Pour le modèle I par exemple, un tassement de

surface de 1,5 mm a été enregistré à l'arrière du massif renforcé (SV3) à la rupture pour un tassement correspondant de la fondation d'environ 30 mm.

Les tassements de surface mesurés au cours du chargement à l'avant du massif ont été légèrement supérieurs à ceux mesurés à l'arrière, mais relativement faibles par rapport au tassement de la fondation. Après la rupture, un affaissement important a été généralement observé.

#### **- Déplacements de la face du mur**

Pour tous les modèles, le développement des déplacements globaux sur la face du mur en fonction des surcharges de référence (figure 5.28 pour le modèle III et figures A 2.17 à A 2.20 en annexe 2 pour les autres modèles), obtenus à partir des déplacements horizontaux et des angles de variation mesurés est divisé en deux groupes distincts formés des deux couches élémentaires inférieures et des trois supérieures.

Les trois couches supérieures se sont déplacées proportionnellement jusqu'à la rupture, où des déplacements globaux de la face de 13 mm environ en tête et de 3 mm en pied avec des déplacements verticaux de 5 mm et 0,5 mm ont été enregistrés. Pour le modèle IV, 23 mm en tête et 4 mm en pied de déplacements globaux ont été observés.

A la rupture, un bloc composé de ces trois couches a glissé sur les deux couches inférieures, montrant un déversement de ces dernières qui est plus prononcé sur le modèle IV (A 2.19).

Concernant l'évolution des déplacements horizontaux et des angles de variation mesurés sur les couches élémentaires formant la face enveloppée des modèles (P et R) et présentés en annexe 2 (A 2.07 à A 2.16), un comportement global similaire au développement de la courbe charge-tassement a été observé.

Les valeurs enregistrées étaient relativement modestes jusqu'à 300 kPa pour les modèles I, II et III et 240 kPa pour les modèles IV et V (jusqu'à la fin du développement linéaire des courbes) avec des valeurs de déplacement autour de 5 mm en tête du mur et de 2 mm en pied pour ensuite augmenter très rapidement vers la fin du chargement et atteindre les valeurs mentionnées ci-dessus.

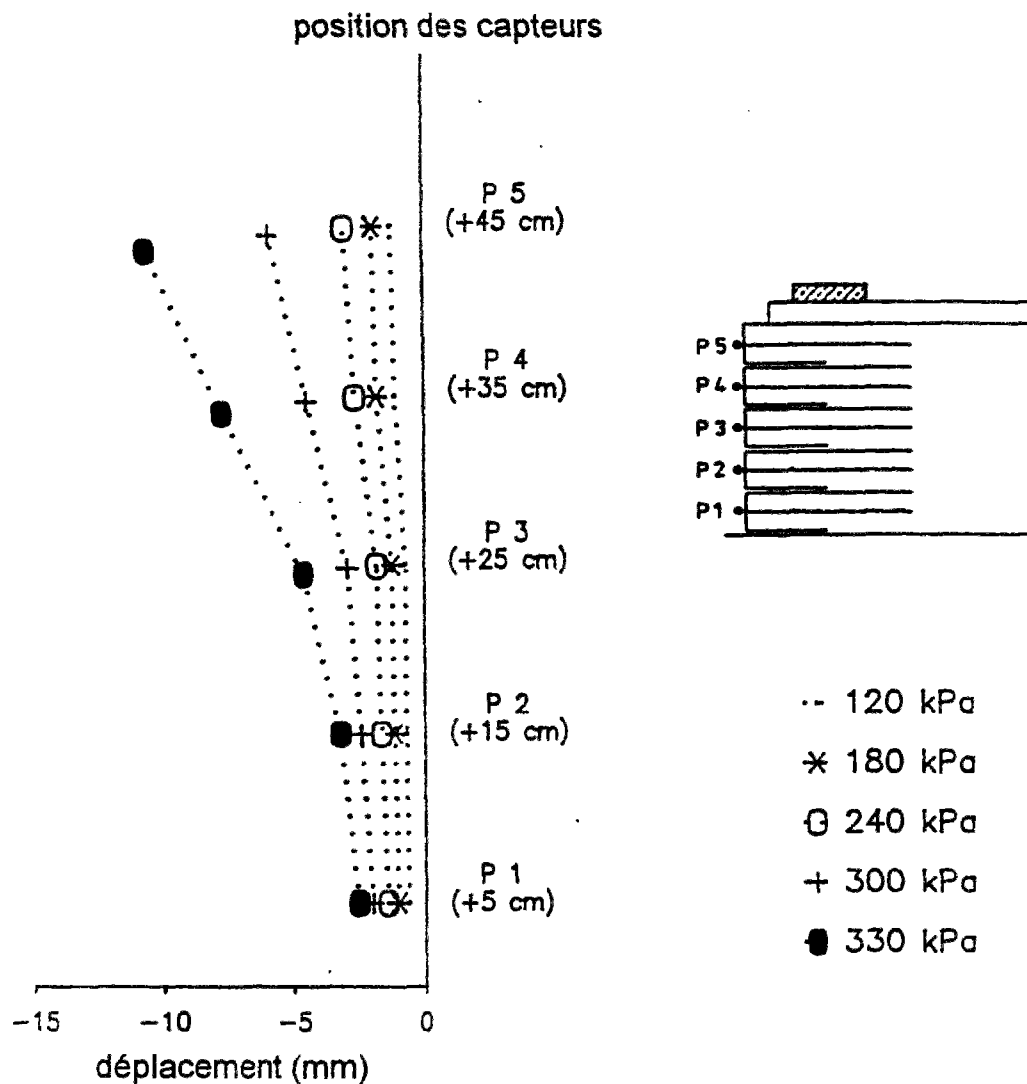


Figure 5.28 - Déplacements globaux de la face du mur au cours du chargement (modèle III)

### - Contraintes verticales

L'évolution de la contrainte verticale dans le massif renforcé, mesurée directement sous la semelle de fondation dans les couches élémentaires 1, 2 et 3, en fonction de la charge appliquée est présentée sur la figure 5.29 pour le modèle III et en annexe 2 (figures A 2.21 à A 2.24) pour les autres modèles. Les contraintes verticales mesurées à la base du massif renforcé ont un développement quasi linéaire jusqu'à une surcharge de 300 kPa en tête pour les modèles I, II et III et jusqu'à 240 kPa seulement pour les modèles IV et V.

Des contraintes verticales d'environ 50 kPa ont été mesurées à cette étape du chargement pour les modèles I, II, III et IV. Pour le modèle V, 100 kPa ont été mesurées au même moment. Après cette étape, une certaine stagnation (valeurs constantes malgré l'augmentation des surcharges) a été observée. Dans la couche élémentaire 1, entre 15 et 20% de la surcharge appliquée en tête ont été enregistrées pour les modèles I, II, III et IV et environ 35% pour le modèle V.

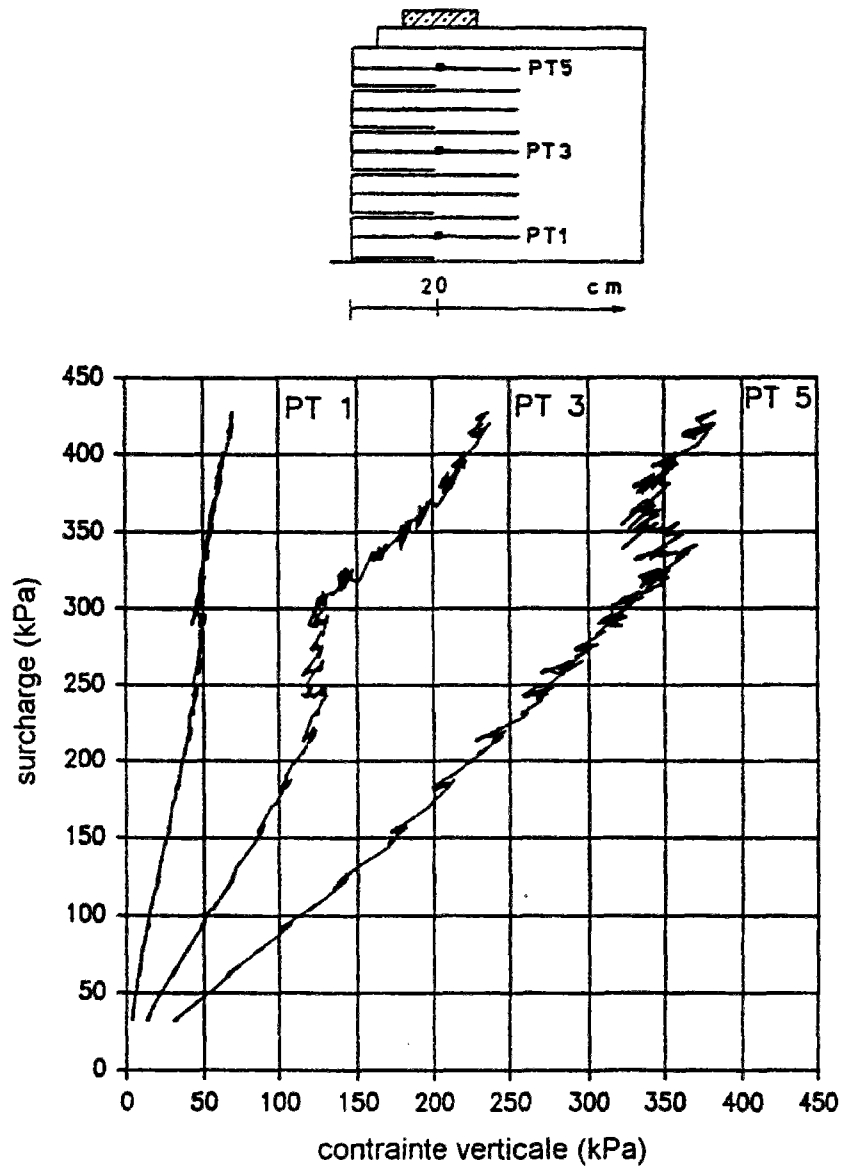


Figure 5.29 - Développement des contraintes verticales mesurées au cours du chargement



Dans la troisième couche élémentaire, la stagnation de la courbe marquant des valeurs de contraintes verticales constantes malgré l'augmentation des surcharges entre 240 et 300 kPa est encore plus prononcée, à l'exception du modèle IV. Il semble donc que la troisième couche élémentaire accuse tout d'abord un défaut de capacité portante qui se réarrange lorsque l'on continue le processus de chargement. Dans cette couche élémentaire, entre 60 et 80% de la surcharge appliquée en tête ont été enregistré pour les modèles I, III et IV à la fin de la partie de croissance linéaire et entre 80 et 90% pour les modèles II et V.

Dans la couche élémentaire supérieure, une évolution linéaire a été observée pratiquement jusqu'à la fin du chargement, à l'exception du modèle IV. Sur ce modèle, une légère diminution des contraintes a été observée entre 220 et 250 kPa. Dans la couche élémentaire supérieure, les surcharges appliquées en tête ont été presque intégralement retrouvées dans les mesures, c'est à dire entre 90 et 100%.

### Déplacements du sol et du géotextile

L'évolution du déplacement différentiel ( $dl = dl_{\text{géotextile}} - dl_{\text{sol}}$ ) entre le géotextile et le sol dans les couches élémentaires 2, 3 et 4 pour le modèle III est présenté sur la figure 5.30 et en annexe 2 (A 2.25 à A 2.28) pour les autres modèles.

En ce qui concerne la situation à proximité de la face du mur, c'est à dire S 2.1, S 2.2 dans la couche élémentaire 2, S 3.3, S 3.4 dans la couche élémentaire 3 et S 4.7, S 4.8 dans la quatrième couche élémentaire, il a été observé que généralement la masse de sol se déplace plus vers la face que le géotextile. Les valeurs des déplacements relatifs du sol placé au dessous du géotextile étaient inférieures à 0,5 mm.

Pour le sol placé au dessus du géotextile, les valeurs ont été multipliées par un facteur compris entre 1,5 et 3 en fonction de l'application du chargement en tête. La fondation placée en tête provoque un tassement de la partie du massif renforcé située directement sous la zone d'application de la charge, ce qui entraîne un refoulement des parties du massif situées de chaque côté de la première. Sur le géotextile, de faibles déformations près de la face du mur sont enregistrées et la condition d'ancrage est largement sollicitée à l'arrière dans le massif. Ces observations ont été confirmées par le fait que de faibles allongements du géotextile ont été mesurés près de la face.

Au milieu du massif renforcé, c'est à dire S 3.5, S 3.6 sur la troisième couche élémentaire et S 4.9, S 4.10 sur la quatrième couche élémentaire, les déplacements mesurés sur le géotextile sont supérieurs à ceux du sol. Dans cette zone également, les allongements les plus importants ont été enregistrés.

L'inclinaison du chargement en tête accentue les mouvements déjà observés dans les couches supérieures et provoque une plus grande activation de la condition d'ancrage des nappes de renforcement à l'arrière dans le massif

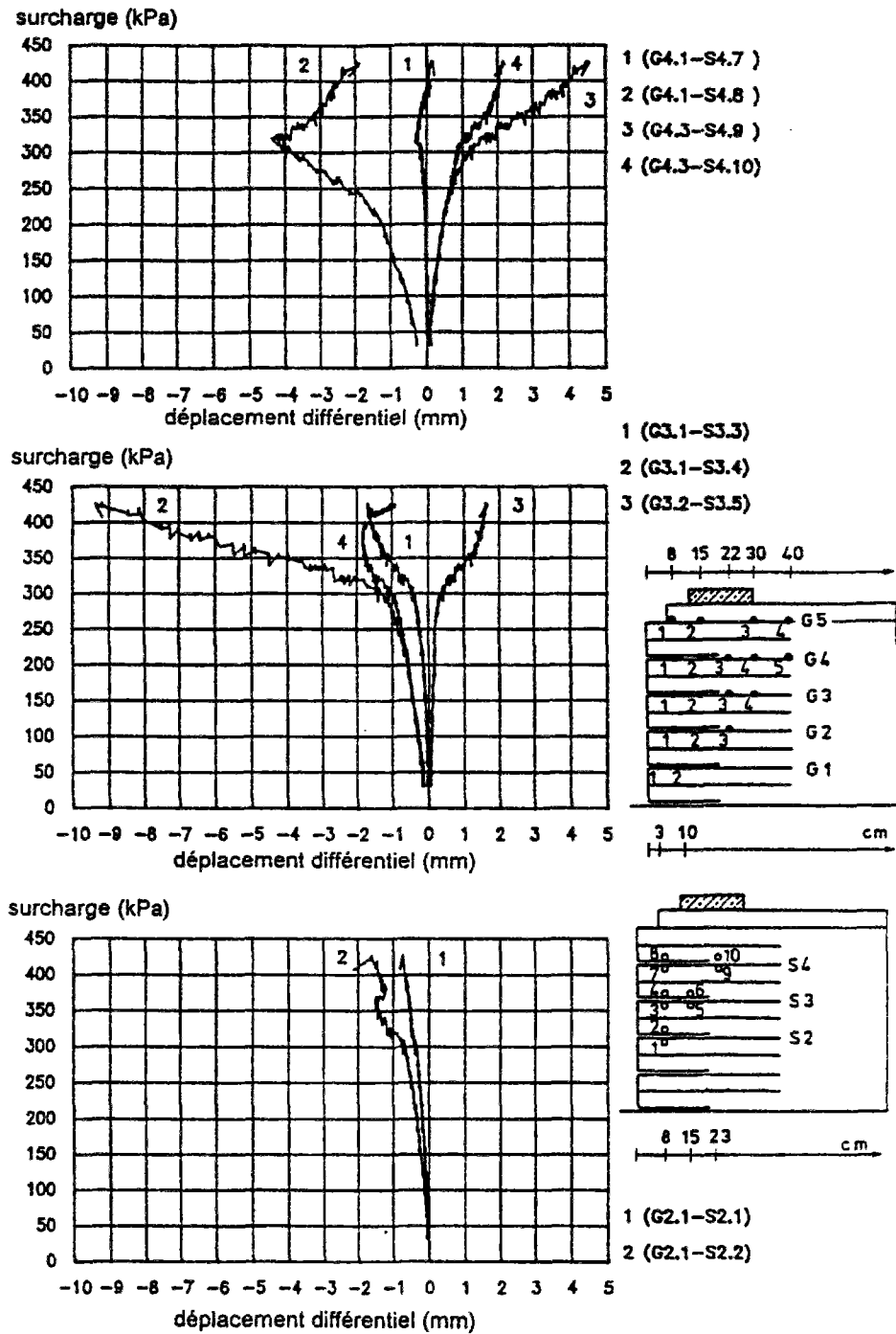


Figure 5.30 - Déplacements différentiels géotextile-sol dans les couches 2, 3 et 4 (modèle III)

## - Allongements du géotextile

Les allongements mesurés le long des différentes nappes de renforcement sur le modèle III pour les surcharges de référence (120, 180, 240, 300 et 330 kPa) est présenté sur la figure 5.31 (pour les autres modèles, voir figures A 2.29 à A 2.32 en annexe 2).

Les valeurs des allongements sur les deux nappes inférieures de renforcement, obtenues par le calcul des déplacements mesurés sur deux points de mesure voisins sur le géotextile, ont été négligeables à proximité de la face du mur avec des valeurs inférieures à 0,4%. Plus à l'intérieur du massif, G 2 sur la seconde nappe, des valeurs comprises entre 1,5 et 4% ont été mesurées à la fin de la phase de comportement linéaire, c'est à dire à l'étape du chargement correspondant à une surcharge de 300 kPa pour les modèles I à III et à 240 kPa pour les modèles IV et V. Notons que les valeurs maximales des allongements du géotextile ont été enregistrées sur le modèle IV et que le capteur G 2 n'a pas fonctionné sur le modèle V.

Dans les trois nappes supérieures également, les allongements obtenus ont été relativement faibles à proximité de la face du mur. Pour tous les modèles, les valeurs maximales des allongements du géotextile ont été observées au milieu du massif renforcé, c'est à dire la partie du massif située directement sous la zone d'application du chargement en tête (G 2, G 3). Jusqu'à la surcharge correspondant à la fin du comportement linéaire, entre 5 et 8% d'allongement ont été enregistrés dans cette partie du massif sur la quatrième nappe de renforcement. A partir de ce moment, les allongements ont été multipliés par un facteur 2 et 3 par rapport aux valeurs obtenues avant, selon le modèle.

La quatrième nappe de renforcement de tous les modèles a été la plus sollicitée sur sa partie centrale, à la position G 3, et la troisième nappe a toujours fonctionné dans la condition d'ancrage. Lors de l'inclinaison du chargement en tête (modèle IV et V), une mobilisation des forces d'ancrage dans la quatrième nappe de renforcement a également été observée et des valeurs maximales d'allongement du géotextile comprises entre 14,5 et 25% sous une surcharge de 330 kPa ont été enregistrées. Notons que la rupture de la quatrième nappe n'a été observée que sur le modèle V.

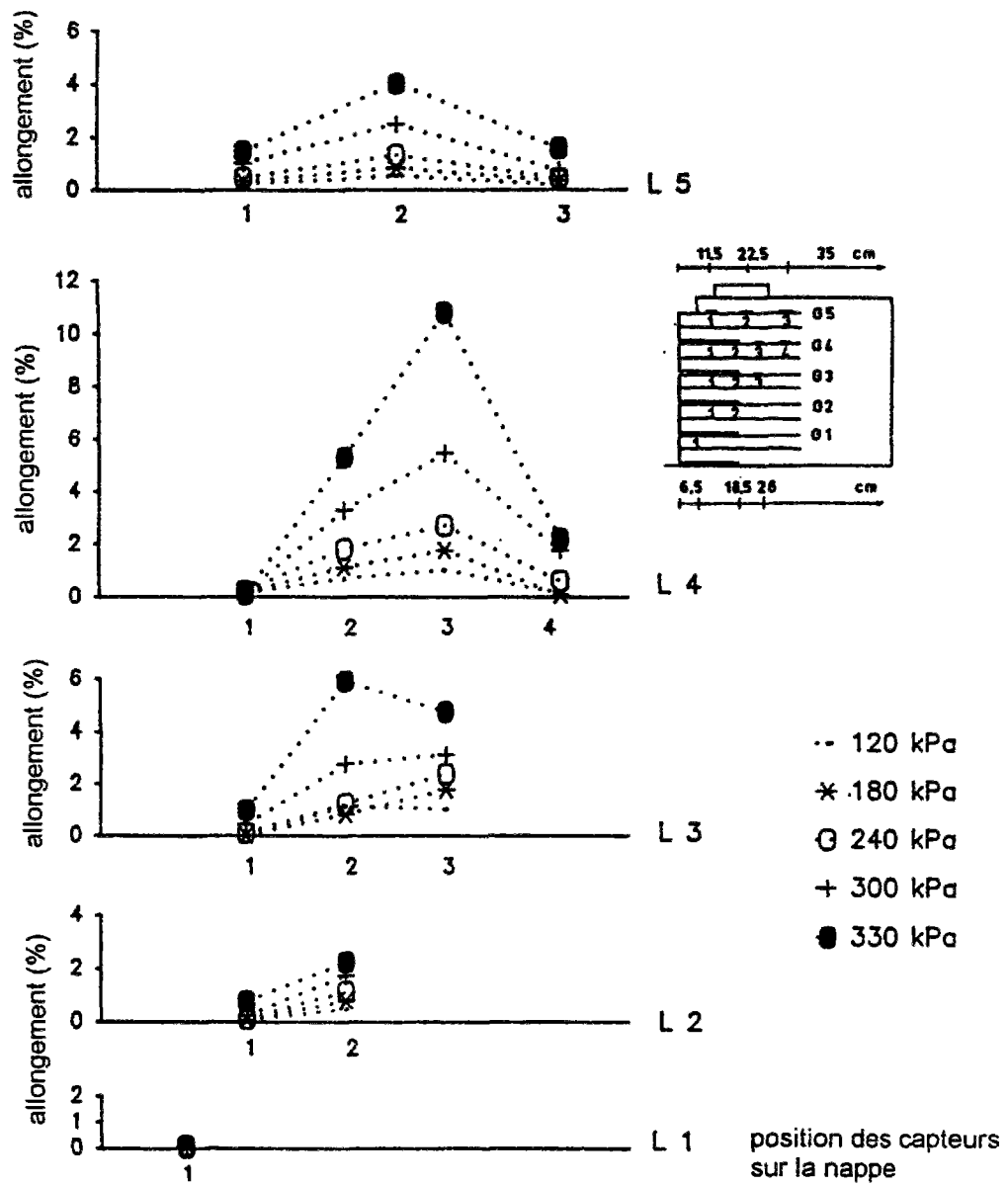


Figure 5.31 - Allongements des nappes de renforcement pour les surcharges de référence

### **- Forces de cisaillement et moments fléchissants sur la fondation**

L'évolution des forces de cisaillement et des moments fléchissants agissant sur la semelle de fondation, permettant de contrôler l'application des surcharges en tête du massif au cours du chargement, peut être consulté en annexe 2 (A 2.33 et 2.34).

### **5.8.3 Rupture des modèles**

Rappelons que la procédure de chargement a été arrêtée lorsque des changements prononcés de l'allure des courbes critiques (5.8.1) étaient observés et qu'il était impossible de maintenir la valeur de la surcharge constante en tête. Un état de destruction totale des modèles réduits, comme sur le prototype, devait être évité afin d'observer l'état de rupture technique, c'est à dire l'état des massifs renforcés juste avant l'effondrement total, où de toutes façons les déplacements et les déformations sont tels que l'ouvrage est hors service.

Après l'arrêt de la centrifugeuse, l'état global (surface, face) des modèles a été relevé et généralement les faits suivants ont été observés (figure 5.32) :

- un enfoncement correspondant à une fissure linéaire sur toute la largeur du modèle situé derrière la fondation à peu près au niveau de la fin de la nappe de renforcement supérieure ;
- un renversement des trois couches élémentaires supérieures ;
- un enfoncement de la fondation dans le massif.

Afin de pouvoir obtenir le plus d'informations possible sur l'état et le mode de rupture à l'intérieur du massif renforcé, les modèles ont été ensuite saturés d'eau et un démontage par couche élémentaire de la moitié du massif a été réalisé. La coupe centrale des modèles a pu être fidèlement reconstruite. Différentes vues des modèles au cours du démontage sont présentées sur les figures 5.34 à 5.38.

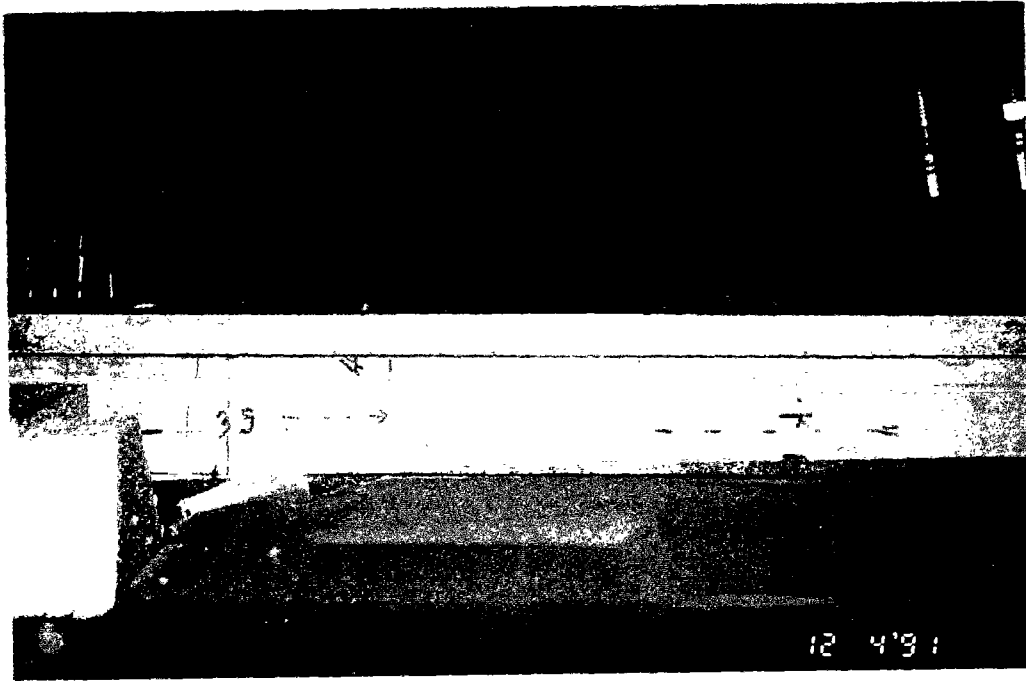


Figure 5.32 - Vue de la surface du modèle réduit à la fin de la centrifugation

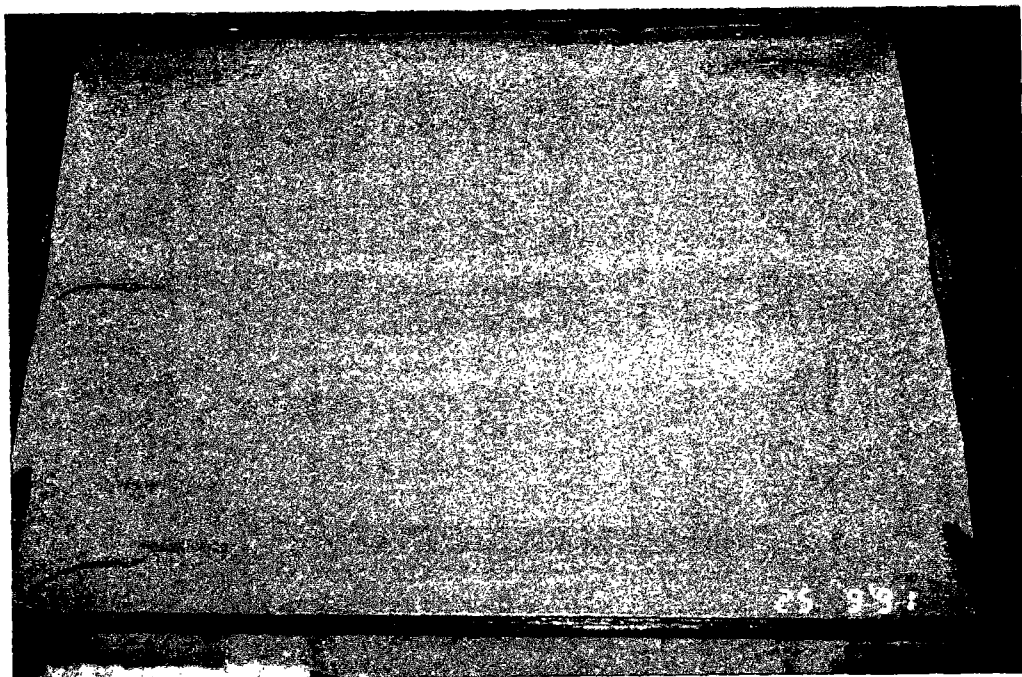


Figure 5.33 - Impact de la fondation à la fin de la centrifugation

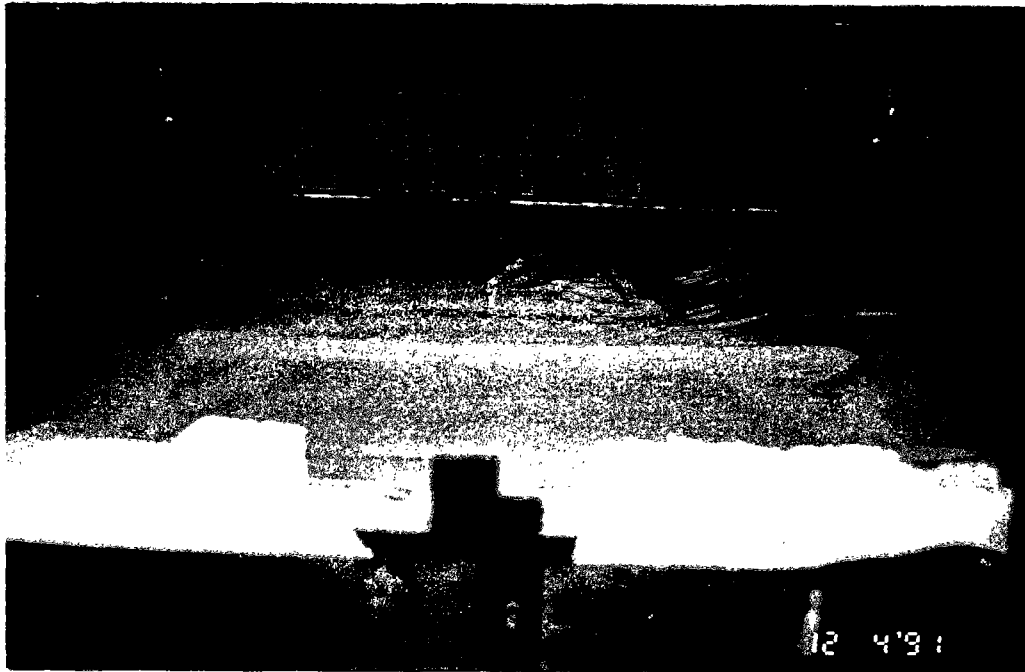


Figure 5.34 - Modèle au cours du démontage

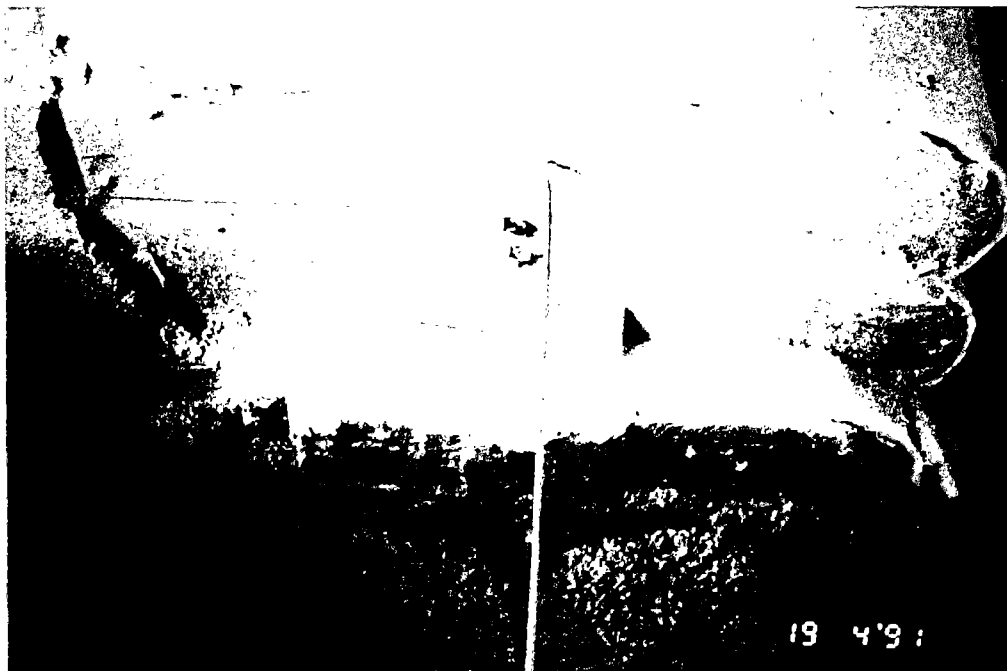


Figure 5.35 - Modèle au cours du démontage



Figure 5.36 - Modèle au cours du démontage

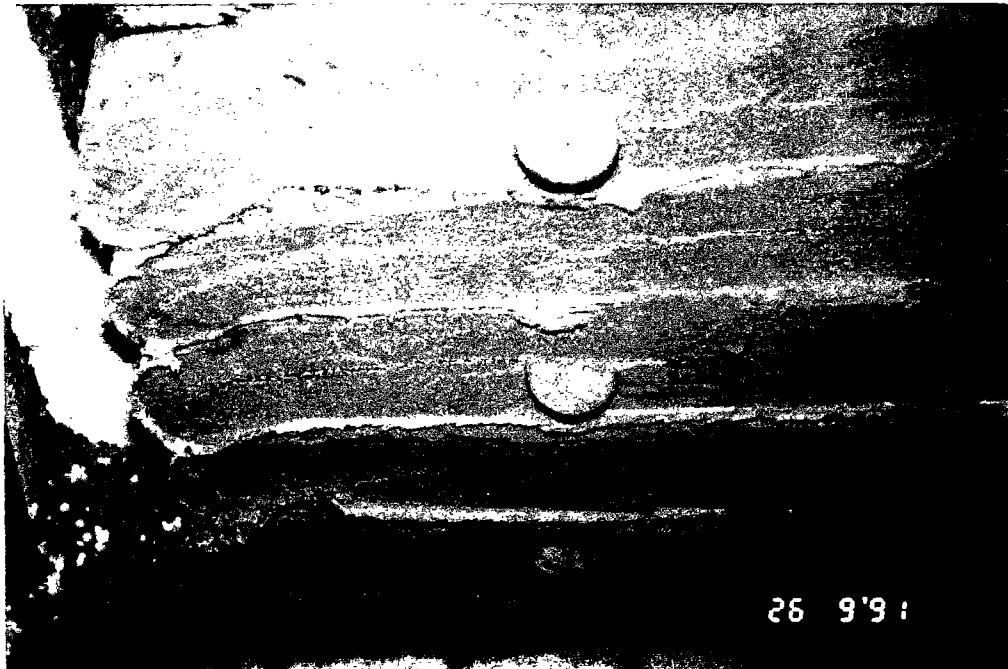


Figure 5.37 - Modèle au cours du démontage : coupe centrale





Figure 5.38 - Modèle au cours du démontage : déchirure de la quatrième nappe sur le modèle V

#### 5.8.4 Modes de rupture observés

La synthèse des observations au cours du démontage, les relevés de la position et des cotes des nappes de géotextile, des capteurs et des enfoncements ont permis de reconstituer la coupe centrale des modèles et de fixer ainsi leur mode de rupture (figure 5.39 pour le modèle III et A 2.35 à A 2.38 en annexe 2).

La coupe centrale obtenue après le démontage a permis de mettre en évidence trois zones distinctes de comportement, une zone active et une zone passive de part et d'autre d'une zone très déformée :

- la zone de déformation formée de la partie centrale du massif renforcé, située directement sous la fondation. Elle décrit un coin délimité par les points A, B et C et représente la partie du massif renforcé la plus déformée, où des tassement différentiels importants, des surfaces de cisaillement très prononcées dans le sol et des déformations du géotextile visibles ont été observés. Dans cette zone, la fonction de renforcement du géotextile de type membrane est clairement visible. En effet, une courbure du géotextile s'est développée dans la partie placée sous la zone d'influence du chargement. Sur les deux côtés du coin formé par l'enfoncement de la fondation, les allongements maximaux du géotextile ont été générés et c'est donc là que la rupture de la quatrième nappe de renforcement a été constatée sur le

modèle V. L'influence de la position du chargement en tête se manifeste par la profondeur de cette zone, c'est à dire la position du point C dans le massif ;

- la zone passive, formée de la partie du massif situé derrière la ligne délimitatrice B,C qui semble être la moins sollicitée. En effet, dans cette partie, seuls de faibles déplacements et tassements ont été enregistrés. Les déplacements plus ou moins importants selon le mode d'application du chargement en tête de la fin des nappes de géotextile supérieures caractérisent la fonction de renforcement du type ancrage passif. C'est comme si les nappes concernées avaient été soumises à un arrachement de la masse de sol. A la rupture, un léger refoulement de cette partie, provoqué par l'enfoncement de plus en plus important de la fondation, a été constaté ;

- la zone active était formée de la partie affaissée du massif renforcé, qui s'était déplacée vers l'avant en essayant de se détacher de la ligne délimitatrice A, C. Dans cette zone, des tassements différentiels, des déplacements, des déformations du géotextile et des cisaillements dans le sol assez importants ont été observés. Cette partie du massif a été plus affectée par un phénomène de refoulement dû à l'enfoncement de la fondation, dans la mesure où aucun obstacle (remblai ou parement) ne s'opposait au mouvement. Elle est caractérisée par un renversement des trois couches élémentaires supérieures et la fonction du renforcement est du type ancrage actif. En effet, les nappes concernées semblent être soumises à un cisaillement entre les masses de sol adjacentes, dans la mesure où les déplacements des parties supérieures étaient plus importants.

En conclusion, on peut dire qu'à partir de cette coupe reconstituée du mur expérimental après la rupture, la surface où les surfaces de rupture potentielles peuvent être déterminées. La surface de rupture la plus évidente pourrait commencer à la surface derrière la position initiale de la fondation (point B), passer par les points où les géotextiles se sont le plus déformés (où déchiré comme pour le modèle V) jusqu'au point C et ressortir juste au dessus de la deuxième nappe. L'ensemble des fissures situées derrière la fondation a été provoqué par le défaut d'ancrage de la cinquième nappe dans le mouvement accentué de l'enfoncement de la fondation. Il faudra bien sûr tenir compte d'autres formes éventuelles de la surface de rupture, comme par exemple une combinaison de la surface de rupture déterminée pour les couches supérieures avec une ligne passant par le pied du mur. Dans tous les cas, les différentes études devront tenir compte de surfaces de rupture potentielles qui sont situées dans la zone délimitée par les lignes B, C,D en tenant compte de la ligne joignant le point C au pied du mur.

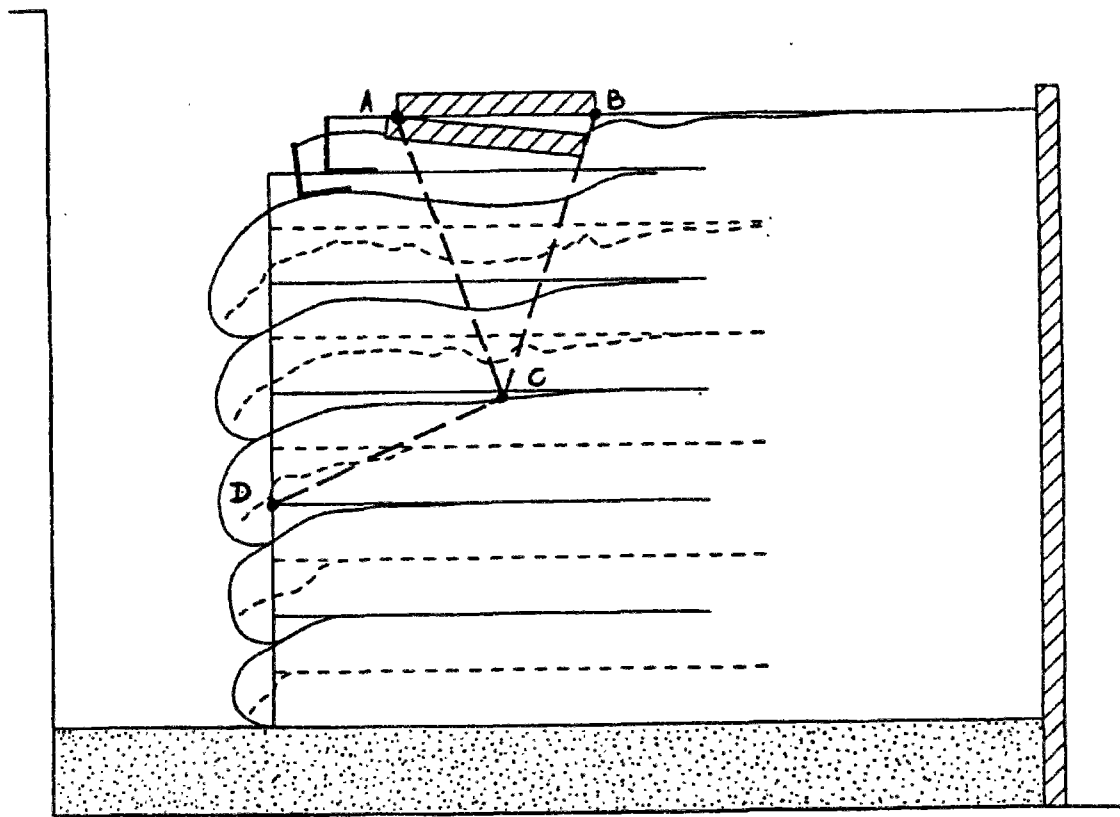


Figure 5.39 - Coupe centrale du modèle III reconstituée après les essais

## 5.9 Conclusion

Pour essayer d'appréhender le comportement des ouvrages renforcés par géotextile, les expérimentations sur des modèles réduits en centrifugeuse ont donné des résultats satisfaisants. L'objectif principal était d'atteindre sinon la rupture (critère mal défini dans le cas des ouvrages de renforcement), au minimum de grandes déformations, suffisantes pour préciser les conditions de la "rupture technique", notamment les mécanismes et modes de rupture.

Globalement, la série d'essais en centrifugeuse sur des ouvrages renforcés par géotextile a permis de répondre aux questions posées concernant la rupture de tels ouvrages sous un chargement vertical en tête. On retiendra les principaux résultats suivants :

- la "rupture technique" de l'ouvrage n'entraîne pas forcément la rupture du géotextile ;
- les glissements relatifs sol-géotextile sont importants au voisinage des zones de traction maximales ;
- les valeurs maximales des allongements sont situées sous la zone d'influence du chargement en tête, c'est à dire sur les côtés du coin formé sous la fondation ;
- la rupture se développe sur la base de trois zones distinctes, une zone passive et une zone active de part et d'autre d'une zone de grandes déformations située sous la fondation ;
- le chargement en tête affecte beaucoup plus la partie supérieure du massif, dans la mesure où le massif renforcé en fin de construction constitue un corps assez homogène ;
- la relation entre le chargement appliqué en tête et le tassement reste linéaire après la charge critique (environ 70% de la charge de rupture observée) et le comportement est caractérisé par le développement de grandes déformations et une mobilisation effective des géotextiles jusqu'à leur rupture ;
- la rupture du sol n'entraîne pas la ruine totale de l'ouvrage ;
- la rupture serait intervenue selon un mécanisme local sur tous les modèles testés.

## CONCLUSION

Dans les chapitres précédents, les principaux résultats de l'étude du comportement au cours de la construction et du chargement en tête d'un ouvrage expérimental en vraie grandeur ainsi que des modèles réduits en centrifugeuse ont été présentés.

Dans ce programme expérimental, qui a été mené par deux grands laboratoires de recherche européens, le LCPC en France et la BAST en Allemagne, une grande quantité de données a été réunie. La fiabilité des mesures et la bonne reproductibilité des résultats font de ces mesures une base de données précieuses qui pourraient servir à des exploitations futures sur des aspects particuliers du comportement des ouvrages.

En conclusion, cette expérimentation a permis de savoir comment se développe la rupture des ouvrages renforcés par géotextile avec un chargement concentré en tête du massif, quels sont les différents modes de sollicitation du massif renforcé au cours de la construction et pendant le chargement, et enfin quel est le comportement séparé et le comportement combiné des matériaux sol et géotextile.



<b>Troisième partie</b> <b>METHODES DE CALCUL</b>
--

## **INTRODUCTION**

Les méthodes de calcul les plus utilisées pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement renforcés par géotextiles sont des modifications des concepts de base liés soit à la théorie de la poussée des terres, soit à la théorie de la stabilité des pentes. Ces méthodes, qui reposent sur l'analyse de l'équilibre limite, présentent une simplicité d'utilisation et sont par conséquent les plus accessibles à l'ingénieur du bureau d'étude (voir paragraphe 3.1). Elles sont basées sur des hypothèses qui ont été déduites d'observations pratiques réunies sur le terrain en ce qui concerne l'équilibre externe et la surface de glissement critique (par exemple, la méthode dite des "doubles blocs"). Les méthodes d'analyse de l'équilibre présentent quand même l'inconvénient majeur de ne pas prendre en considération dans le calcul le module de déformation  $J$  (kN/m) des éléments de renforcement, bien que la déformabilité des matériaux géotextiles fournisse la souplesse des ouvrages qui constitue un avantage.

C'est dans cette optique, tout en essayant de conserver une simplicité d'utilisation, que la méthode dite "en déplacements" a été développée au LCPC. Cette méthode constitue une approche plus réaliste car elle permet de prendre en compte les efforts dans le géotextile en fonction des déplacements progressifs du sol. Cette méthode, qui est largement utilisée en France pour le dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles, est basée sur un double critère de dimensionnement : un critère "en déplacement" et un critère "en tension". Le code de calcul "CARTAGE", qui est basé sur la méthode "en déplacement", a servi à analyser les comportements observés au cours de la construction et du chargement des ouvrages expérimentaux.

L'état de rupture des ouvrages expérimentaux a été également analysé avec le code de calcul "VERBLOC", qui est basé sur la méthode dite des "doubles blocs-IRIGM". Les résultats de cette analyse théorique sont traités dans la présente partie du mémoire, qui est divisée en deux chapitres. Rappelons que les deux méthodes de calcul ont été présentées au chapitre 3.

Le chapitre 6 traite de l'analyse du comportement de l'ouvrage expérimental en vraie grandeur et du comportement des modèles réduits en centrifugeuse et le chapitre 7 décrit une

méthodologie possible pour le dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête.

L'objectif principal visé dans cette troisième partie était de montrer que des méthodes de calcul "simples" et accessibles à l'ingénieur de bureau d'étude peuvent apporter une bonne description des comportements observés sur les massifs renforcés par géotextiles chargés en tête.

## Chapitre 6

### ANALYSE DU COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE EN VRAIE GRANDEUR

#### 6.1 Généralités

Les massifs renforcés par géotextiles sont des ouvrages souples qui fonctionnent comme des ouvrages-poids vis-à-vis du massif de terre à soutenir. Le dimensionnement de ces ouvrages comprend donc les diverses étapes qui caractérisent le dimensionnement des murs-poids classiques. Lors du calcul des ouvrages renforcés par géotextile, il est donc nécessaire d'avoir des connaissances précises sur les points suivants :

- efforts de poussée et de butée s'exerçant sur le mur ;
- stabilité vis-à-vis d'une rupture de la fondation ;
- stabilité vis-à-vis d'un glissement sur sa base ;
- stabilité vis-à-vis d'un renversement du mur ;
- stabilité vis-à-vis d'un grand glissement général englobant le mur ;
- tassements différentiels ;
- déplacement de la face du mur ;
- déplacements à l'intérieur du massif renforcé ;
- allongement des nappes de géotextiles.

Le dimensionnement des massifs renforcés par géotextile comprend deux parties, qui traitent séparément des problèmes posés ci-dessus bien qu'ils entrent simultanément dans le dimensionnement final de l'ouvrage.

#### 6.2 Dimensionnement du mur expérimental

##### 6.2.1 Prédimensionnement

Lorsque, dans le cadre de la coopération franco-allemande entre la BAST et le LCPC sur les ouvrages renforcés par géotextile, il a été décidé de réaliser un ouvrage expérimental dans le hall d'essai de la BAST, le prédimensionnement rendu normalement difficile par la multiplicité des paramètres mécaniques et géométriques, a été simplifié par plusieurs contraintes ou décisions antérieures :

- dans la fosse d'essai (paragraphe 4.1), la BAST avait déjà entrepris la réalisation de quatre ouvrages expérimentaux en sol renforcés par géosynthétiques, suivant différents procédés et avec différents produits, si bien que l'espace disponible restant de 3,70 x 3,70



m a contribué à limiter la longueur de l'ouvrage prévu, et à choisir le matériau de remblai déjà en place ;

- le grand débat qui existait à l'époque en Allemagne concernant l'utilisation ou non d'un géotextile non tissé comme élément de renforcement a influencé la décision de réaliser un renforcement au moyen d'un non tissé aiguilleté à fibres longues et deux types d'un géotextile de la marque Trévira Spunbond (Hoechst) étaient déjà disponibles à la BAST ;
- il a été décidé d'utiliser le procédé de construction LCPC-Ebal, qui permet d'optimiser les conditions de mise en oeuvre des ouvrages à parement vertical et par lequel plusieurs ouvrages avaient été construits en France ;
- il a été également décidé d'effectuer le dimensionnement du mur expérimental uniquement avec le code de calcul "CARTAGE" de la méthode "en déplacements", qui est la plus utilisée en France.

Le prédimensionnement a consisté par conséquent à optimiser la géométrie du mur expérimental dans les conditions énumérées ci-dessus. Le profil type retenu était composé de cinq lits de renforcement d'une longueur de 2 m et avec un retour situé en partie inférieure d'un mètre de longueur. L'espacement des lits est de 0,50 m. Le géotextile choisi est un non tissé de type 11/270 (voir tableau 6.1).

### 6.2.2 Dimensionnement

Lors de la préparation de l'expérimentation de la BAST, on disposait déjà d'informations précises sur les propriétés géotechniques du matériau de remblai ; par contre des essais appropriés n'avaient pas encore été réalisés sur le géotextile non tissé. Pour ce dernier, les valeurs données par le producteur sur la fiche d'accompagnement ainsi que des valeurs estimées ont été utilisées dans les calculs. Les hypothèses de calcul sont présentées dans le tableau 6.1.

Les calculs ont été effectués sur la base du schéma représenté sur la figure 6.1, afin de vérifier la stabilité du mur expérimental défini précédemment compte tenu des propriétés du matériau de remblai, du géotextile non tissé et surtout du souhait d'atteindre une rupture assez nette du mur expérimental, si possible avec la rupture des nappes de renforcement après un chargement par paliers successifs en tête du massif renforcé.

Rappelons que l'étude de la stabilité des ouvrages en terre renforcés par géotextiles par le code de calcul "CARTAGE", fait intervenir deux modules principaux :

- le module PETAL (Berche et Cartier, 1984), qui gère le calcul de stabilité de l'ouvrage (sans prendre en compte le renforcement) ;
- le module EPITRA, qui gère le calcul des efforts de traction sur les géotextiles.

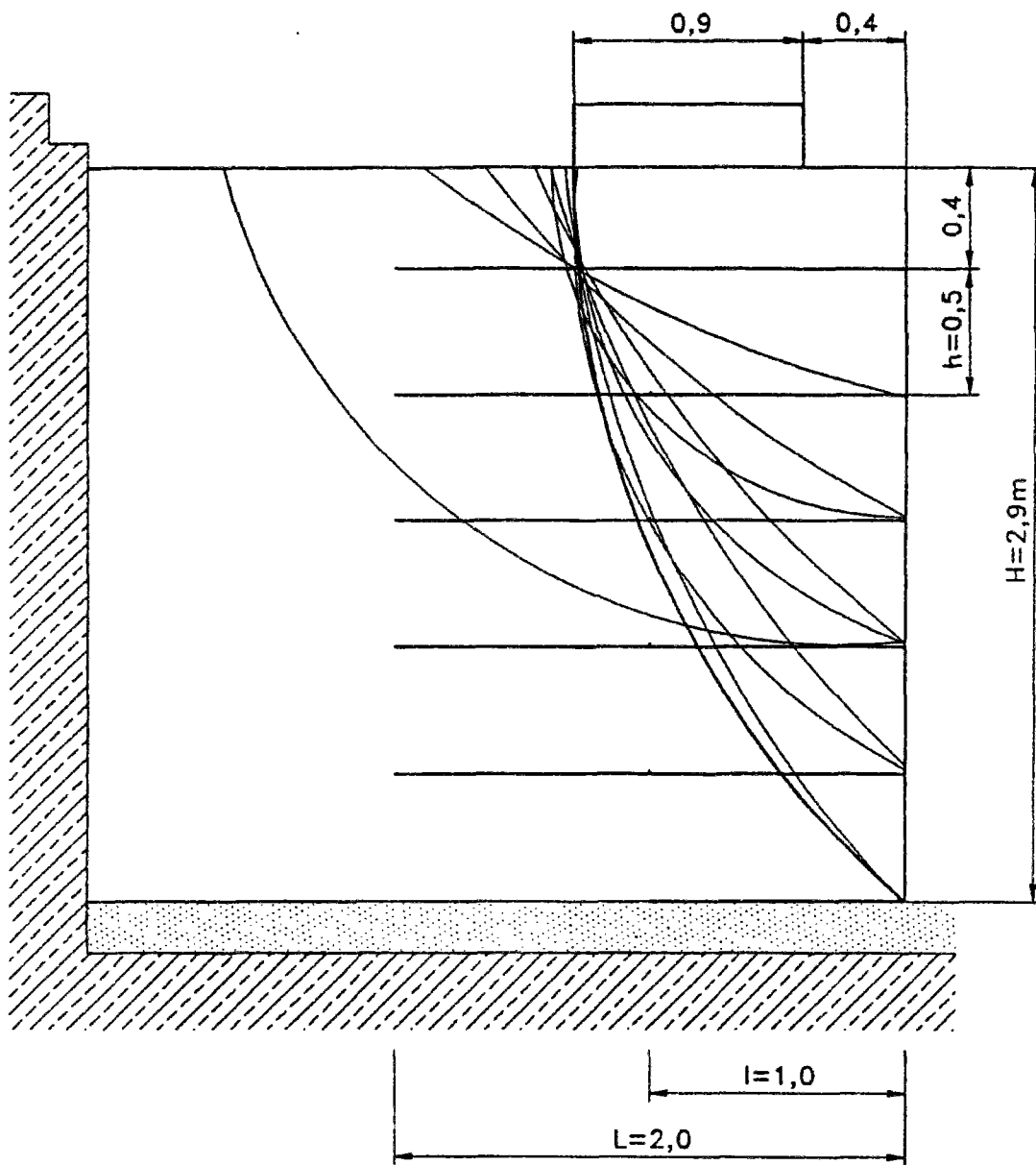


Figure 6.1 - Schéma de calcul pour le dimensionnement du mur expérimental "LCPC-BASt"

Tableau 6.1 - Hypothèses de calcul (calculs préliminaires lors de la définition de l'expérimentation)

<b>Géométrie</b>	
couche de fondation (épaisseur)	0,20 m
hauteur de l'ouvrage	2,90 m
hauteur du massif renforcé	2,50 m
longueur de l'ouvrage	3,20 m
largeur de l'ouvrage	3,70 m
application de la charge :	
niveau d'application de la fondation	2,70 m
distance du parement :	
face avant	0,40 m
face arrière	1,30 m
<b>Sol</b>	
poids volumique	19,8 kN/m <sup>3</sup>
cohésion	0 ou 8 kPa
angle de frottement	39°
<b>Géotextile : Trévira Spunbond</b>	
résistance à la traction	17 kN/m
allongement à la rupture	70%
raideur (estimée)	50 kN/m
<b>Interface géotextile-sol:</b>	
angle de frottement (rapport des tangentes)	0,85
cohésion (rapport des tangentes)	0,85
déplacement relatif à l'effort maximum (estimé)	0,015 m

Un rapport largeur sur hauteur minimum de 0,70 a été retenu, conformément aux prescriptions en vigueur sur les massifs de sol renforcés (3.2.1). Dans ce cas, une vérification de la stabilité au glissement et au renversement n'est normalement pas nécessaire. La vérification de la stabilité externe sans surcharge a été réalisée et les conditions de sécurité requises, glissement ( $F > 1,5$ ) et renversement ( $F > 1,5$ ) étaient vérifiées. Une vérification par rapport au poinçonnement n'a pas été effectuée dans la mesure où le sol support de l'ouvrage expérimental est en fait la fondation en béton du hall d'essai.

Le dimensionnement a consisté à analyser l'ouvrage sous une surcharge de 33,3 kPa (charge de service utilisée en Allemagne dans ce cas) appliquée en tête. La stabilité du massif renforcé ainsi chargé a été analysée par la méthode des perturbations (3.3.4), sur la base de 10 cercles de rupture (figure 6.1).

L'étude de la stabilité interne a été effectuée en tenant compte du comportement de l'ouvrage expérimental à l'état de service. Le cas de figure étudié tenait compte d'un coefficient de sécurité sur le sol de  $F=1,5$ . Les études ont été menées en considérant deux cohésions  $c = 0$  kPa et  $c = 8$  kPa. Les calculs ont fourni les résultats suivants :

- les coefficients de sécurité sur les conditions d'ancrage des nappes  $F_{ANCR}$  et sur la rupture en traction du géotextile  $F_{TENR}$  étaient supérieurs à 1 pour toutes les surfaces de glissement considérées avec ou sans cohésion ;
- la surface de rupture représentée par les cercle C 10 en gras sur la figure 6.1 (mais aussi du cercle C5, cercle ressortant sur la première couche élémentaire) semble être la plus critique ; les forces de traction maximales ont été obtenues sur ces deux surfaces.

L'influence de la diffusion du chargement en tête sur le comportement du mur expérimental a ensuite été étudiée sur la base de cette surface de glissement la plus critique (figure 6.2). Une diffusion de 1:2 de la surcharge appliquée en tête a été considérée. En tenant compte de la diffusion, la sollicitation du massif renforcé est plutôt concentrée en tête et concerne plus la partie située directement sous la fondation. La position des forces de traction maximales se déplace des nappes inférieures vers le haut du massif.

### **6.2.3 Recherche de la rupture (étape du dimensionnement)**

Afin de définir le mode de chargement et la position des différents capteurs dans le massif renforcé, la rupture du mur expérimental a également été étudiée juste après le dimensionnement, par l'analyse de l'état de rupture correspondant à un coefficient de sécurité sur le sol de  $F_{SOIL} = 1$ , en se basant principalement sur la rupture en traction du géotextile non tissé. Les calculs ont été effectués avec des surcharges variant entre 100 et 250 kPa, en tenant compte des surfaces de rupture potentielles représentées sur la figure 6.1.

L'ouvrage expérimental a été analysé encore une fois en tenant compte des deux surfaces de glissement mentionnées précédemment et de l'influence d'une répartition de la surcharge en tête (figure 6.2).

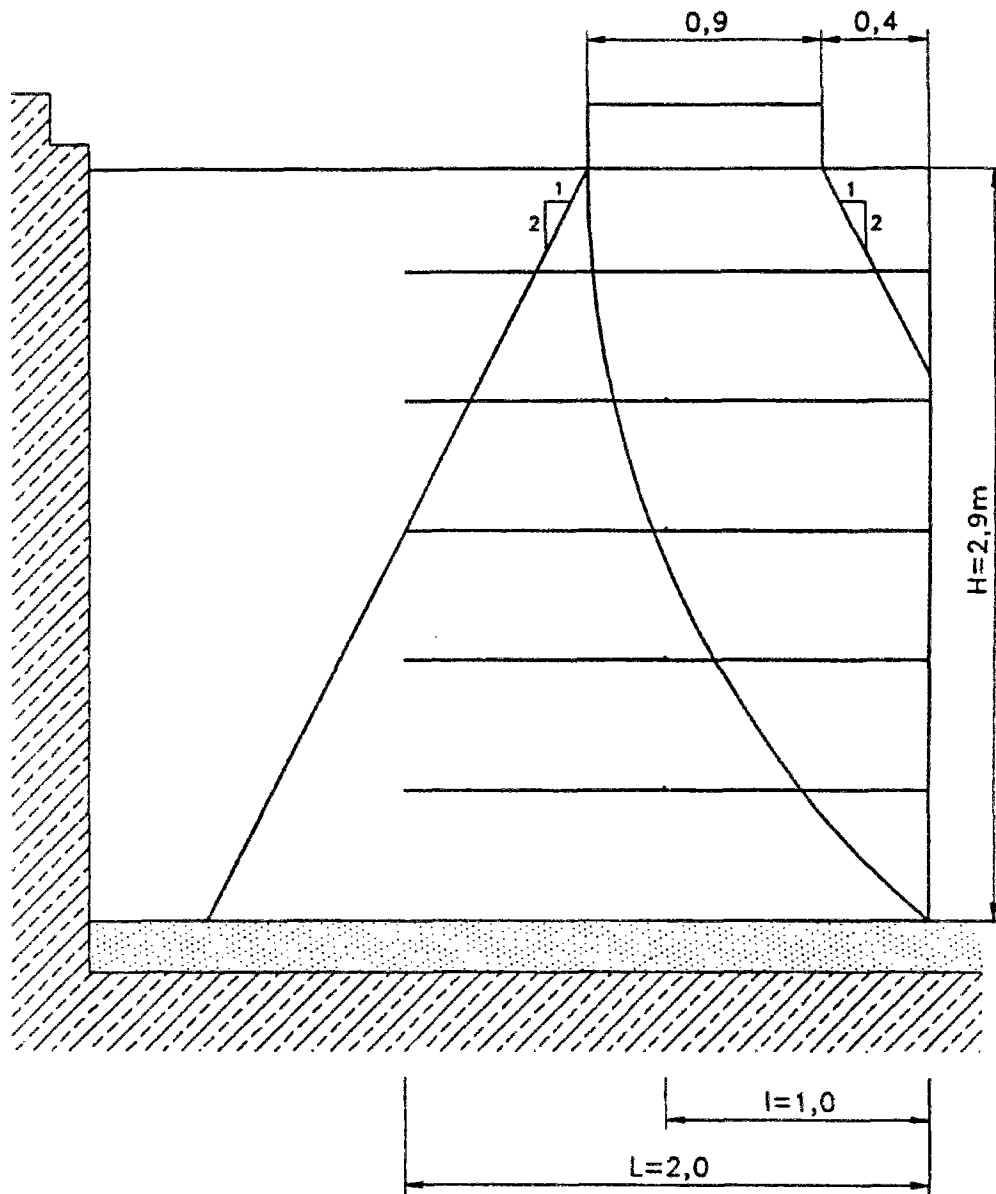


Figure 6.2 - Schéma de calcul pour la recherche de la rupture du mur expérimental

Les calculs de recherche de la rupture de l'ouvrage expérimental en vraie grandeur à l'étape du dimensionnement ont fourni les résultats suivants:

- la rupture se développerait selon les surfaces de glissement représentées par les cercles qui passent par le pied du mur ou sur la seconde nappe de renforcement et ressortent juste derrière la fondation ;

- la rupture interviendrait sous une charge de 100 kPa (216 kN), en prenant une cohésion égale à zéro mais sans tenir compte de la diffusion de la charge ;
- la rupture interviendrait sous une charge comprise entre 100 et 125 kPa (216 et 270 kN), en prenant une cohésion égale à zéro et en tenant compte d'une diffusion de la charge de 1:2 ;
- la rupture interviendrait sous une charge de 200 kPa (432 kN), en prenant une cohésion de 8 kPa mais sans tenir compte de la diffusion de la charge.

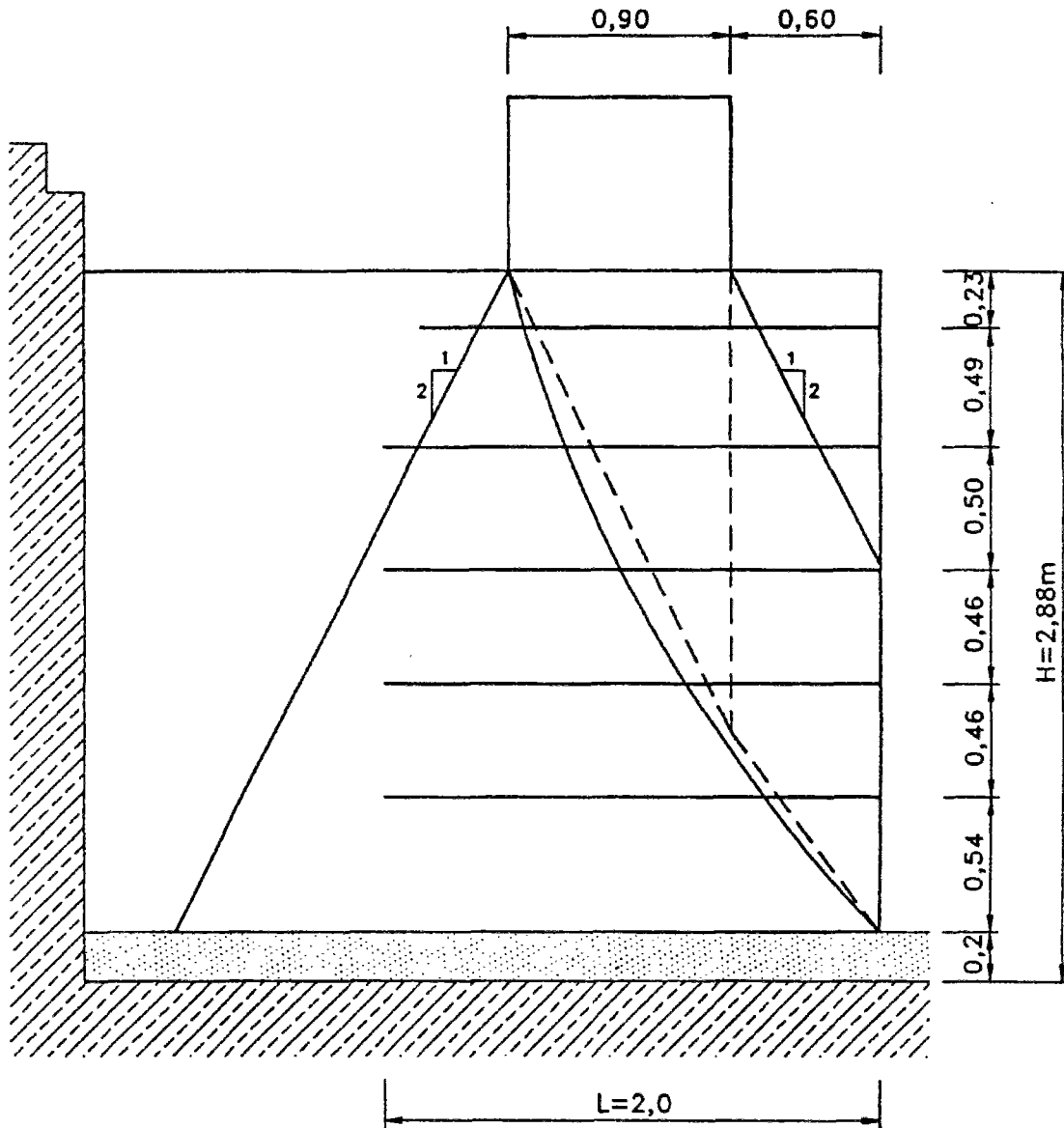


Figure 6.3 - Schéma de calcul pour l'état de rupture après la construction

### 6.3 Recherche de la rupture après la construction

Deux facteurs ont conduit à revérifier la charge de rupture du mur expérimental avant le chargement à la rupture. Au cours de la construction par couche élémentaire du mur expérimental, des modifications sont intervenues concernant la position de la fondation sur le massif renforcé. En effet, à cause des difficultés rencontrées pour la mise en place du remblai de surface et de la dalle de transition, la charge a été placée en tête à une distance de 0,60 m par rapport à la position initiale du coffrage, au lieu des 0,40 m initialement prévus au cours du dimensionnement.

Les propriétés mécaniques du géotextile non tissé étaient maintenant connues, car des essais sur le matériau avaient été réalisés avant la construction (tableau 6.2).

Tableau 6.2 - Paramètres utilisés pour l'étude du mur expérimental (phase 2)

<b>Sol</b> - poids volumique : - angle de frottement :  - cohésion :	$\gamma = 19,8 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_1 = 39^\circ$ $\varphi'_2 = 37^\circ$  $c'_1 = 0 \text{ kPa}$ $c'_2 = 8 \text{ kPa}$
<b>Géotextile</b> - force de traction à la rupture - allongement à la rupture - raideur (calculée pour $5 \% < \varepsilon < 15 \%$ )	$\alpha_f = 18 \text{ kN/m}$ $\varepsilon_f = 35 \%$ $J = 80 \text{ kN/m}$
<b>Interface</b> - sol-géotextile - géotextile-géotextile	$\varphi_{sg} = 31,5^\circ$ $\varphi_{gg} = 16^\circ$
<b>Géométrie du mur</b> - inclinaison - hauteur totale du mur - Nombre de couches - longueur de la nappe de renforcement - longueur du retour de la nappe	$\beta = 90^\circ$ $H = 2,88 \text{ m}$ $i = 5$ $L = 2,00 \text{ m}$ $l = 1,00 \text{ m}$

Des calculs de la stabilité interne du massif renforcé ont été effectués avec les paramètres obtenus après les essais sur les matériaux et la géométrie réelle de l'ouvrage relevée au cours de la construction. Afin de définir le mode de chargement (le pas du chargement en tête), la charge de rupture a été calculée par 3 méthodes :

- la méthode en "déplacement" par le code de calcul "CARTAGE" en se basant sur la surface de glissement représentée par le cercle passant par le pied de la fondation et ressortant derrière la fondation (figure 6.3) ; la diffusion de la charge a été considérée ;
- la méthode classique de l'analyse de la stabilité des pentes (Krey, Bischof) modifiée pour permettre la prise en compte des forces de traction du renforcement, en se basant sur la surface de glissement mentionnée ci-dessus ;
- la méthode des "double blocs", graphique simplifiée (figure 6.4).

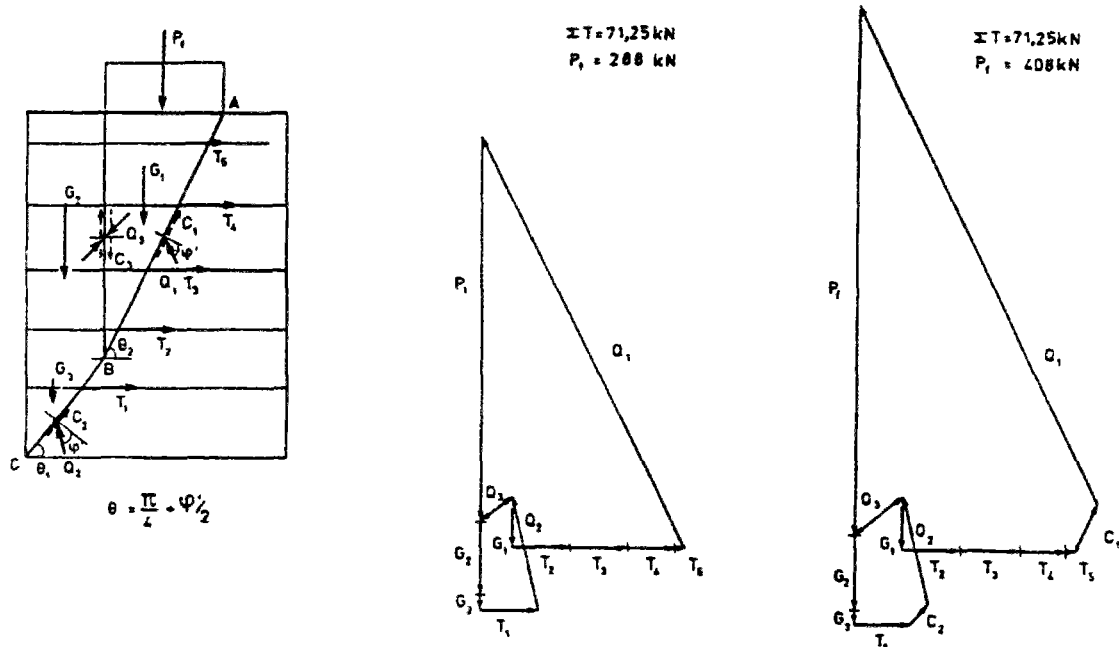


Figure 6.4 - Prévion de la rupture après la construction par la méthode du "double bloc" simplifiée

Les résultats des calculs de l'état de rupture par les différentes méthodes sont présentés dans le tableau 6.3.



Tableau 6.3 - Prédiction de la rupture après la construction

Méthode	Diffusion de la charge	$\Sigma\alpha_f$ (kN/m)	$\phi$ (degré)	c (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>r</sub> (kN)
Double bloc graphique	non	71,25	39	0	288
Double bloc graphique	non	71,25	37	8	392
Cartage	non	66,0	39	0	281
Cartage	non	64,0	37	0	367
Cartage	(1:2)	78,0	39	0	335
Cartage	(1:2)	74,7	37	0	410
Cercle de glissement modifié	non	68,9	39	0	367
Cercle de glissement modifié	non	68,9	37	0	443

Après le chargement jusqu'à la rupture, le comportement du mur expérimental a été analysé sur la base de deux étapes de calcul caractérisant les cas de figure suivants :

- l'état de la fin de la construction du mur expérimental qui correspond au massif renforcé construit sans surcharge en tête à un coefficient de sécurité sur le sol FSOL = 1,5 ;
- l'état de rupture correspondant à un coefficient de sécurité sur le sol FSOL = 1 et à la rupture en traction du géotextile.

Les résultats des mesures ont été comparés aux valeurs de calcul des paramètres qui sont pris en compte dans les différentes méthodes de calcul de la stabilité interne en utilisant les approches classiques existantes.

## 6.4 Analyse du comportement à la fin de la construction

### 6.4.1 Pressions des terres sur la face du mur

Trois valeurs de calcul de la pression des terres sur la face du mur expérimental à la fin de la construction ont été déterminées et comparées aux résultats des mesures (figure 6.5) :

- 1)  $\sigma_h$ -théo ( $K_a$ ) en tenant compte de  $\phi' = 39^\circ$  ;  $c' = 0$  kPa ;  $K_a = 0,228$  ;
- 2)  $\sigma_h$ -théo ( $\phi' = 37^\circ$ ) en tenant compte de  $\phi' = 37^\circ$  ;  $c' = 8$  kPa ;  $K_a = 0,249$  ;
- 3)  $\sigma_h$ -théo ( $K_a$ ) en tenant compte de  $\phi' = 37^\circ$  ;  $K_o = 0,37$  ;

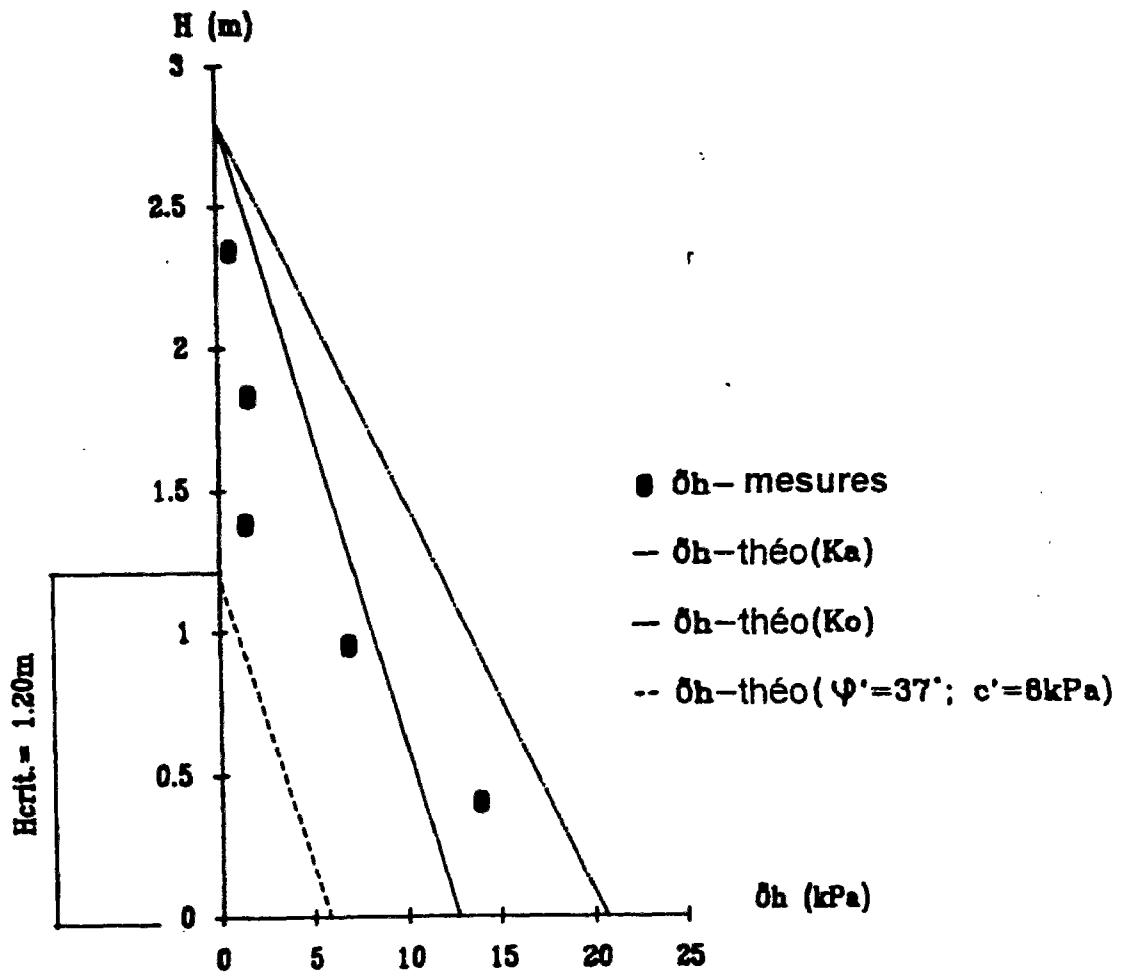


Figure 6.5 - Pression des terres : comparaison entre valeurs de calcul et valeurs mesurées (construction)

#### 6.4.2 Contraintes verticales dans le massif renforcé

Trois valeurs de calcul de la contrainte verticale dans le massif renforcé à la fin de la construction ont été déterminées et comparées aux résultats des mesures (figure 6.5) :

- 1)  $\sigma_v$  est considérée égale au poids des terres placées au-dessus ;
- 2)  $\sigma_v$  est calculée sur la largeur  $B'$  réduite selon Meyerhof ;
- 3)  $\sigma_v$  est calculée en supposant une distribution trapézoïdale.

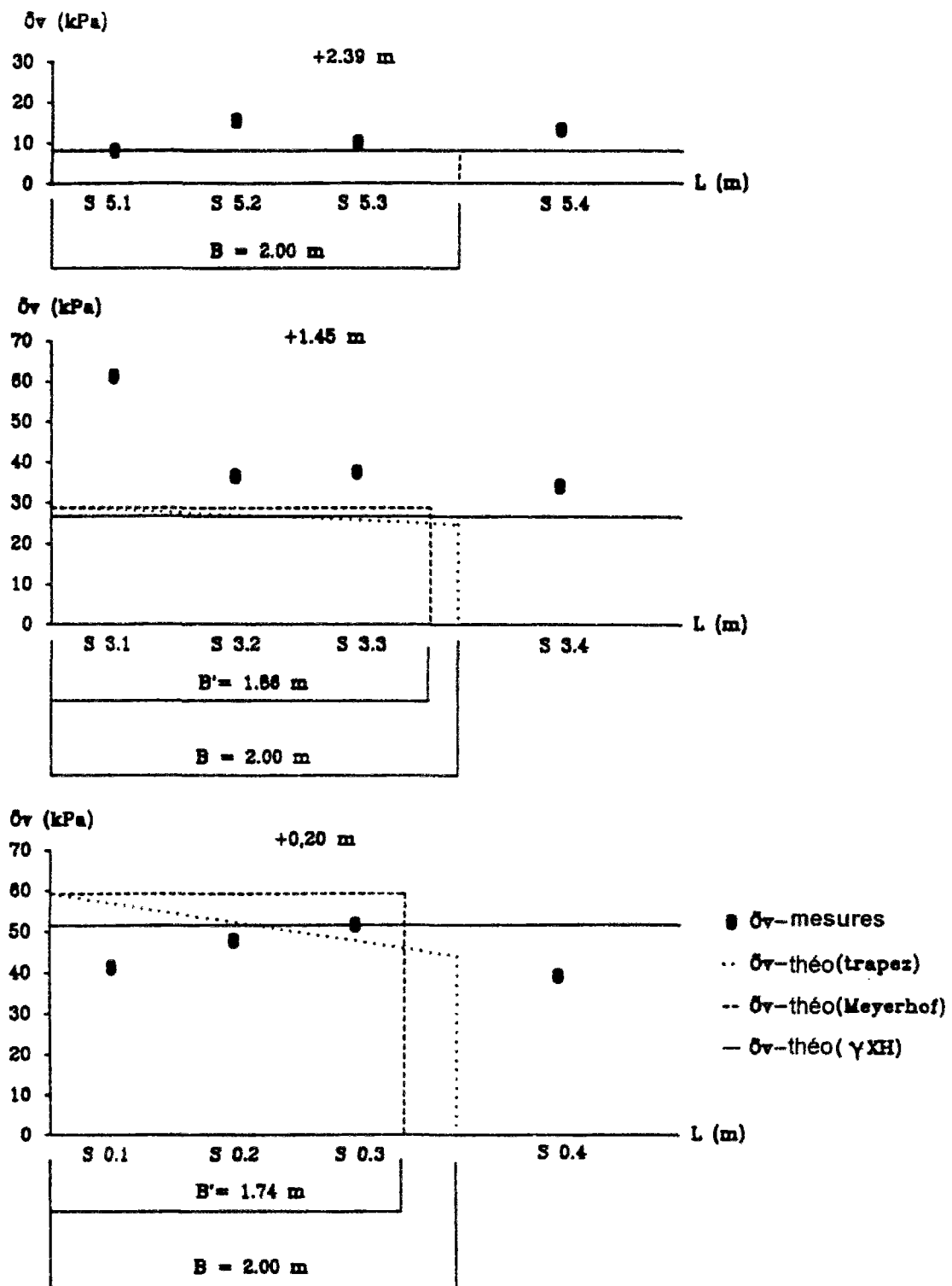


Figure 6.6 - Contrainte verticale : comparaison entre valeurs de calcul et valeurs mesurées (construction)

En conclusion, on peut dire que les valeurs de calcul de la poussée des terres obtenues pour les conditions de poussée ( $K_2$ ) correspondent assez bien aux valeurs des mesures, même si la répartition en profondeur n'est pas uniforme et la valeur de calcul sur la première couche élémentaire est inférieure aux mesures. Les valeurs obtenues pour les conditions de pression des terres au repos ( $K_0$ ) sont généralement surestimées par rapport aux mesures.

La valeur de calcul de la contrainte verticale obtenue en considérant le poids des terres semble être beaucoup plus en concordance avec les mesures, même si les valeurs à proximité de la face du mur sont sous-estimées sur la troisième couche élémentaire, ceci à cause du mécanisme local à partir de la troisième nappe élémentaire (renversement déjà initié de cette couche).

Les principaux résultats de l'étude de la stabilité interne analysée par le logiciel "CARTAGE" selon la méthode en déplacement sont présentés ci-dessous. Dans tous les calculs qui suivent, les cotes réelles relevés au cours de la construction du mur expérimental sont utilisées.

#### **6.4.3 Stabilité interne par la méthode en "déplacement"**

La synthèse des observations faites au cours de la construction et des résultats des mesures ont permis de mettre en évidence pour la fin de la construction une surface de glissement critique (figure 6.7) dans la zone A-B''-C'', qui s'est formée par étapes au cours de la mise en place par couches élémentaires. Cette surface se développe à partir du pied du mur (A) selon une forme assez proche du coin de Rankine ( $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}$ ) pour les deux couches inférieures. A partir de la construction de la troisième couche élémentaire (B', B et B''), un comportement local est initié, qui se caractérisera jusqu'à la fin de la construction par un déplacement (renversement) des trois couches supérieures quasiment ensemble. La surface de glissement critique est alors assez raide et ressort à la surface du massif autour des points (C', C et C''). La surface de glissement peut également être représentée par un cercle de grand rayon passant par le pied du mur (A) et ressortant en surface entre les points C'' et C'.

L'analyse a consisté à regarder toutes les surfaces de glissement possibles dans la zone mentionnée ci-dessus, en tenant compte des mécanismes locaux englobant les couches élémentaires. Les forces de traction obtenues à partir des mesures d'allongement sur le géotextile en tenant compte d'une raideur du géotextile J de 80 kN/m ont été comparées aux valeurs de calcul.

Les mécanismes globaux utilisés généralement pour le calcul des ouvrages renforcés par géotextile (tableau 6.4), ne correspondent pas convenablement au comportement observé. En effet, les forces de traction maximales ont été mesurées dans les trois couches supérieures du massif. A partir de la construction de la troisième nappe, les deux couches inférieures ne sont plus affectées par la construction. Par contre, en considérant des mécanismes locaux englobant uniquement les trois couches supérieures (figure 6.8), une assez bonne concordance sur les allongements et les déplacements du géotextile a été atteinte.

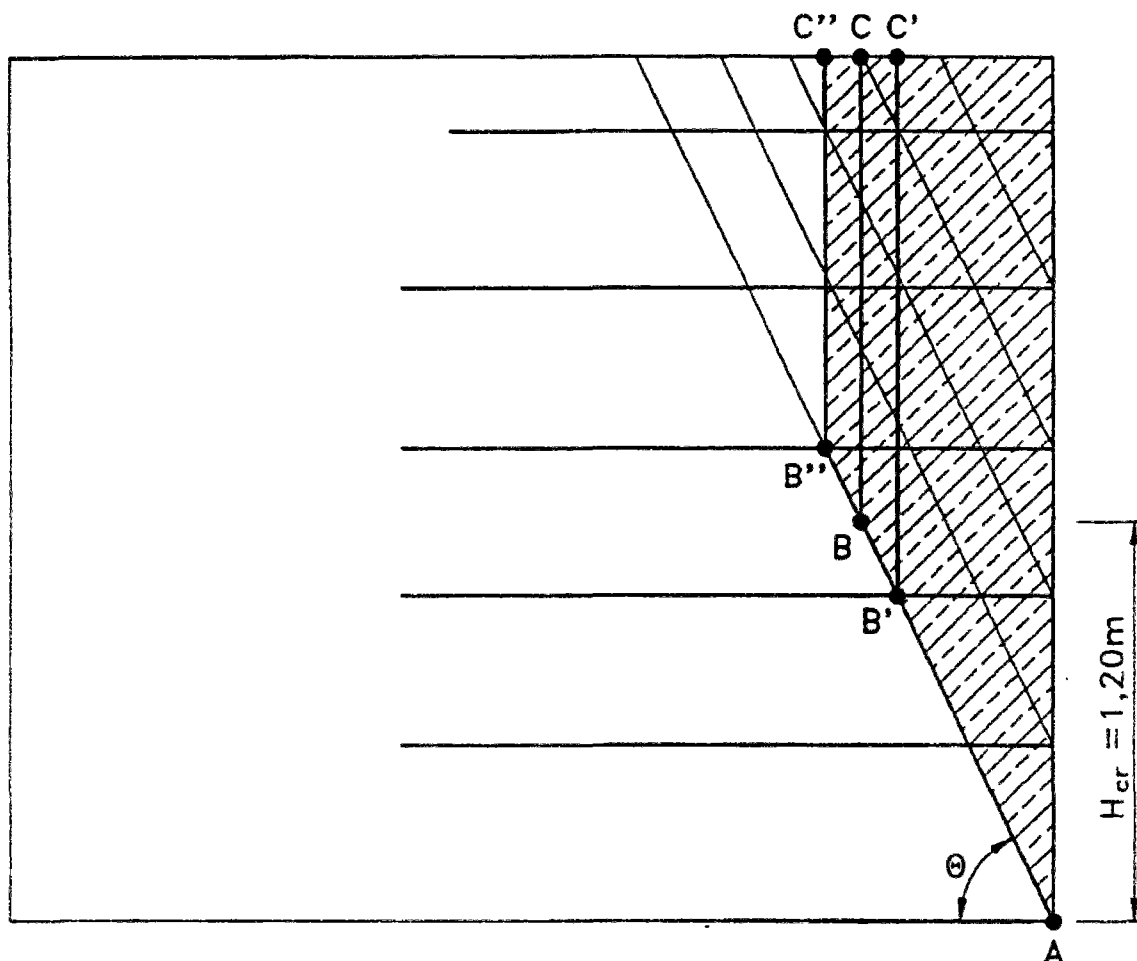


Figure 6.7 - Surfaces de glissement potentielles d'un mécanisme global caractérisant la construction

Les résultats des calculs sont sensibles à la surface de glissement et à la cohésion du sol. Pour l'analyse de la construction, une cohésion  $c=0$  kPa a été choisie car les contraintes dans le massif sont relativement faibles.

Tableau 6.4 - Analyse de la stabilité interne - comparaison entre valeurs de calcul et mesures des forces de traction dans le géotextile pour le mécanisme global A-B-C (construction)

	Positions des capteurs sur la nappe	Forces de traction (mesures) (kN/m)	Forces de traction maximales (calculées)	
			FSOL=1	FSOL=1,5
Nappe 5	1	(*)	1,83	1,20
	2	0,78		
	3	0,55		
Nappe 4	1	2,50	3,74	2,45
	2	0,29		
	3	0,0		
Nappe 3	1	1,46	4,94	3,24
	2	0,14		
	3	0,39		
Nappe 2	1	0,45	5,89	3,86
	2	0,11		
	3	0,00		
Nappe 1	1	0,52	6,86	4,50
	2	0,02		
	3	0,04		

(\*) - pas de capteur à cette position

Tableau 6.5 - Analyse de la stabilité interne - comparaison entre valeurs de calcul et mesures des allongements du géotextile pour le mécanisme local (figure 6.8)

	allongement du géotextile (%)		Déplacement du géotextile (mm)	
	mesures	calculs	mesures	calculs
Nappe 4	2,6	2,0	4	5
Nappe 3	1,6	1,1	-	4

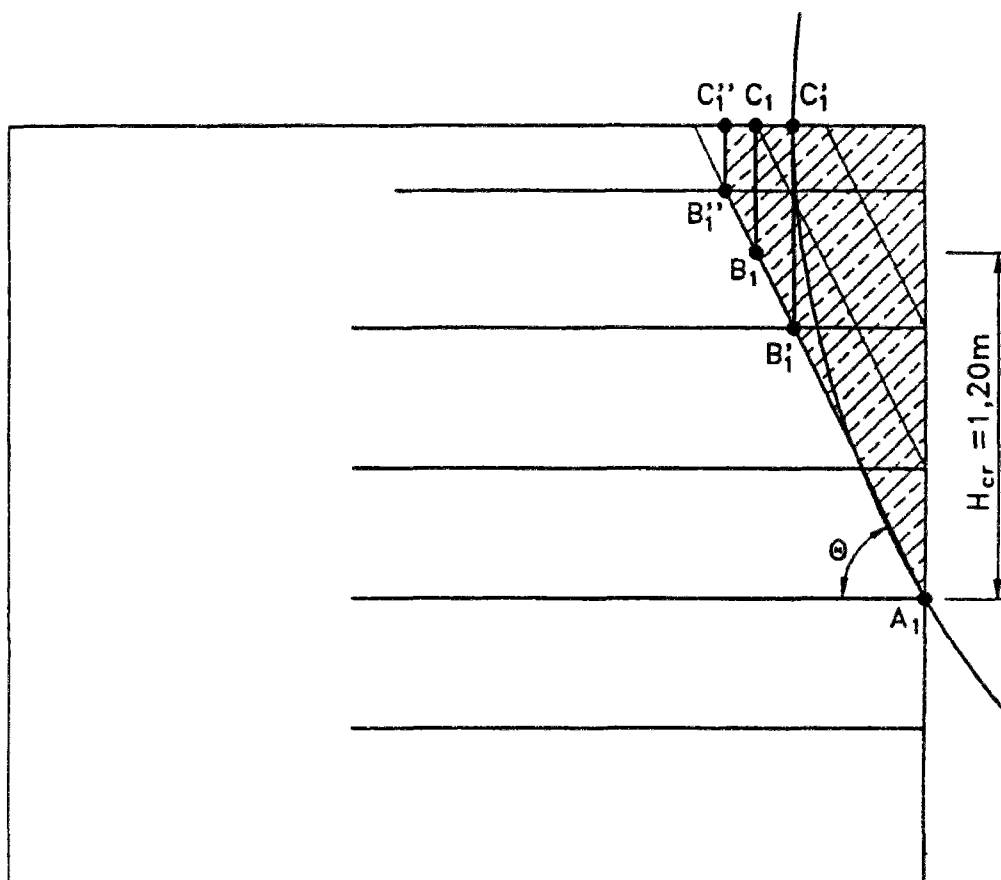


Figure 6.8 - Surfaces de glissement potentielles d'un mécanisme local caractérisant la construction

## 6.5 Analyse du comportement à la rupture

La rupture du mur expérimental a été atteinte sous une surcharge de 294 kPa (636 kN), par la rupture des trois nappes de renforcement supérieures combinée avec un défaut d'ancrage (après la rupture des nappes) de la cinquième nappe pour la ruine finale de l'ouvrage. La synthèse des mesures et des observations faites au cours du chargement et du démontage a permis de connaître le comportement à la rupture (chapitre 4.8.4), qui sera analysée ci-dessous avec les codes de calcul "CARTAGE" de la méthode en déplacement et "VERBLOC" de la méthode du "double bloc".

### 6.5.1 Pressions des terres et déplacement de la face du mur

Les valeurs mesurées de la pression des terres sur la face du mur sous la surcharge de 294 kPa étaient entre 4,2 et 18,9 kPa dans les trois couches supérieures et entre 16,3 et 21,1 kPa dans les deux couches inférieures. Ces valeurs ont été comparées aux valeurs de calcul qui sont prises en compte dans les calculs de dimensionnement classiques (figure 6.9).

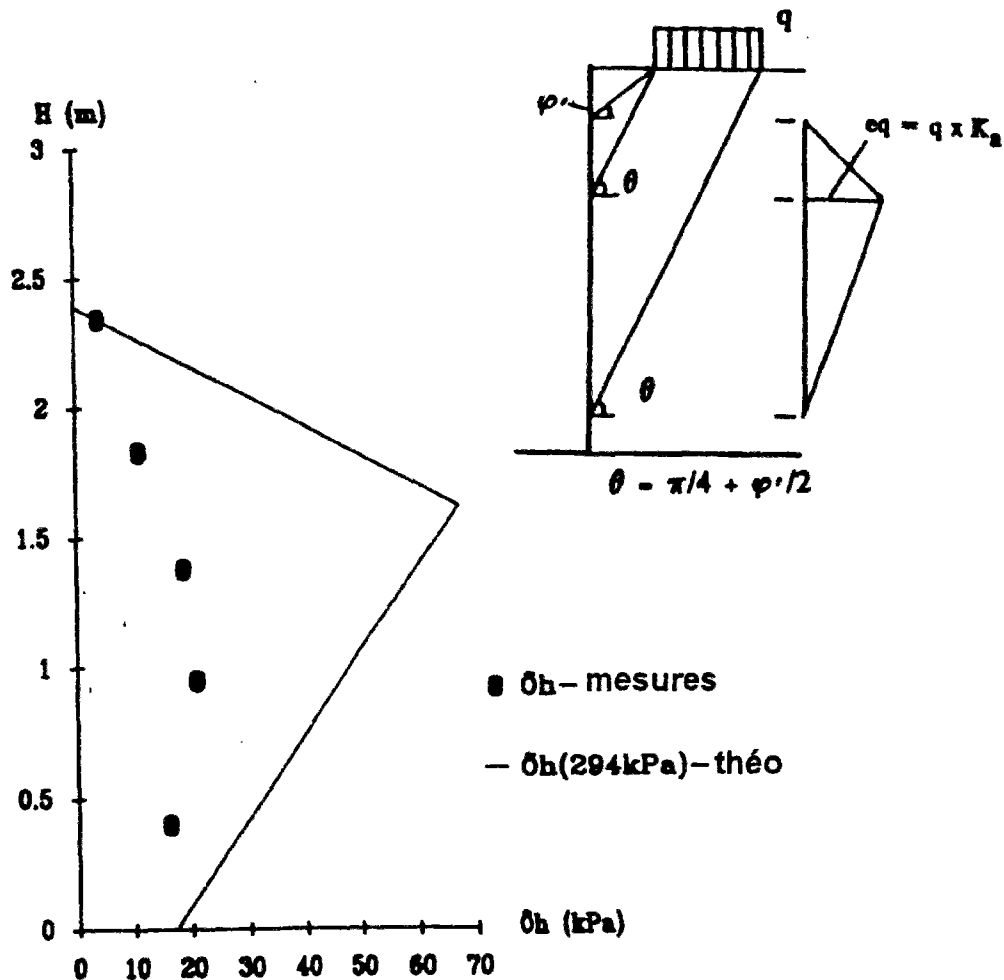


Figure 6.9 - Pression des terres : comparaison entre valeurs de calcul et valeurs mesurées (rupture)

Les valeurs de calcul sont trois fois supérieures aux valeurs mesurées et atteignent leur maxima dans la partie inférieure du massif renforcé.

En fait, les valeurs de calcul ci-dessus supposent un mur immobile (avec des déplacement autour de  $0,001 \times H = 2,7$  mm dans notre cas) or à cette étape du chargement, des déplacements de 27 mm en tête et 14 mm au pied du mur étaient mesurés.

Les déplacements de la face du mur réduisent la pression des terres et créent les allongements du géotextile.

### 6.5.2 Contraintes verticales dans le massif renforcé

La distribution des contraintes verticales mesurées dans le massif renforcé est comparée sur la figure 6.10 avec les valeurs calculées en supposant une diffusion avec des pentes de 1:2 et 1:5,4.



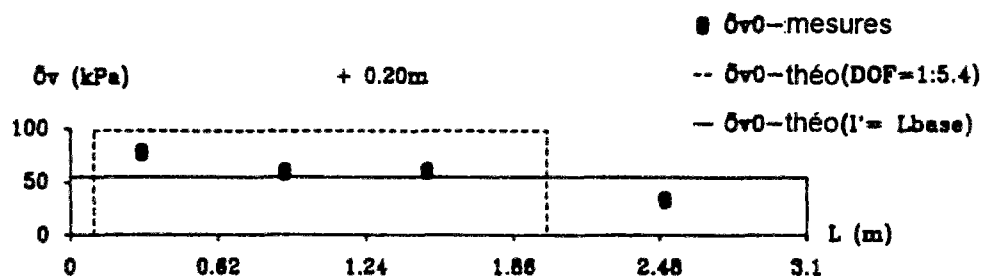
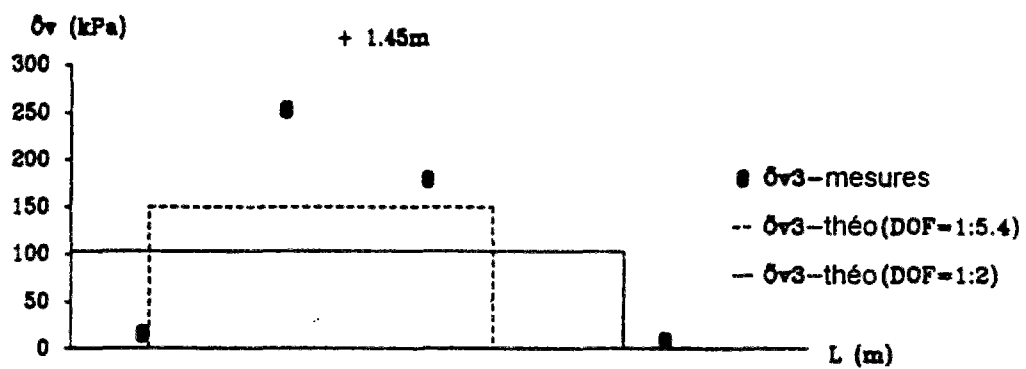
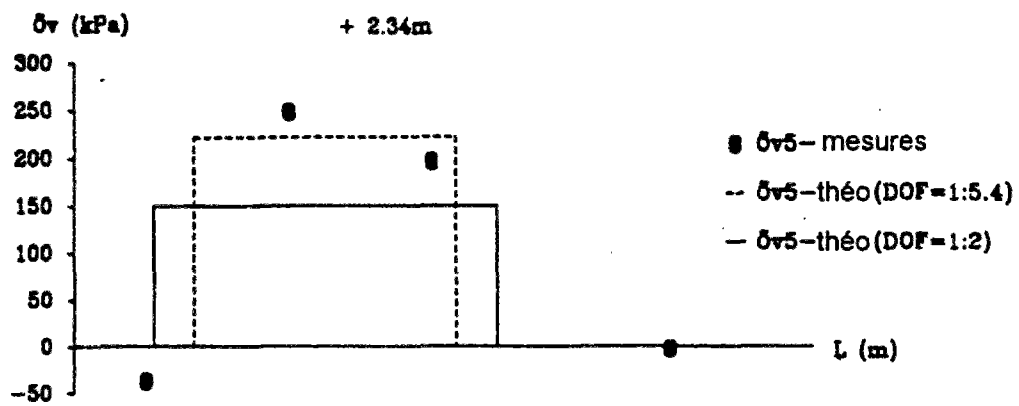


Figure 6.10 - Contrainte verticale : comparaison entre valeurs de calcul et valeurs mesurées (rupture)

Rappelons que la diffusion à 1:2 est celle généralement recommandée pour de tels ouvrages et la diffusion plus raide à 1:5,4 est celle qui a été observée sur le mur expérimental tout au cours du chargement.

La diffusion des contraintes verticales dans le massif renforcé se fait selon une pente assez raide, presque verticale en partie supérieure du mur expérimental. Dans la cinquième couche élémentaire, des valeurs représentant entre 67 et 84 % des contraintes appliquées en tête ont été mesurées directement sous la fondation et aucune variation n'a été enregistrée par rapport aux valeurs de la fin de la construction près de la face du mur et à l'intérieur du remblai (à 0,30 et 0,90 m de chaque côté de la fondation).

Dans la troisième couche élémentaire, la même situation a été observée avec des valeurs mesurées sous la fondation représentant entre 60 et 86 % des contraintes verticales appliquées en tête. Dans la partie inférieure du massif renforcé, une répartition linéaire sur toute la largeur du massif renforcé a été obtenue, avec des valeurs représentant environ 20% des contraintes verticales appliquées en tête.

En conclusion, on peut dire que la diffusion de la charge dans le massif renforcé se fait de façon très raide dans la partie supérieure directement sous la fondation.

### **6.5.3 Stabilité interne par la méthode en "déplacement" pour l'état de rupture.**

La synthèse des observations et des mesures faites au cours du chargement et du démontage du mur expérimental a permis de mettre en évidence le mode et la surface de rupture. La rupture a été analysée en considérant trois mécanismes de rupture (figure 6.11) caractérisés par des surfaces de rupture délimitées par des cercles partant derrière la fondation, ressortant au pied et sur la face du mur au-dessus de la première et seconde nappe de renforcement.

Les calculs sont très sensibles à la surface de rupture choisie, en particulier pour le mécanisme de simulation du défaut d'ancrage de la cinquième nappe de renforcement. Pour tous les calculs une diffusion à 1:5,4 (figure 6.11), déduite des mesures sur la partie supérieure du massif renforcé, a été choisie.

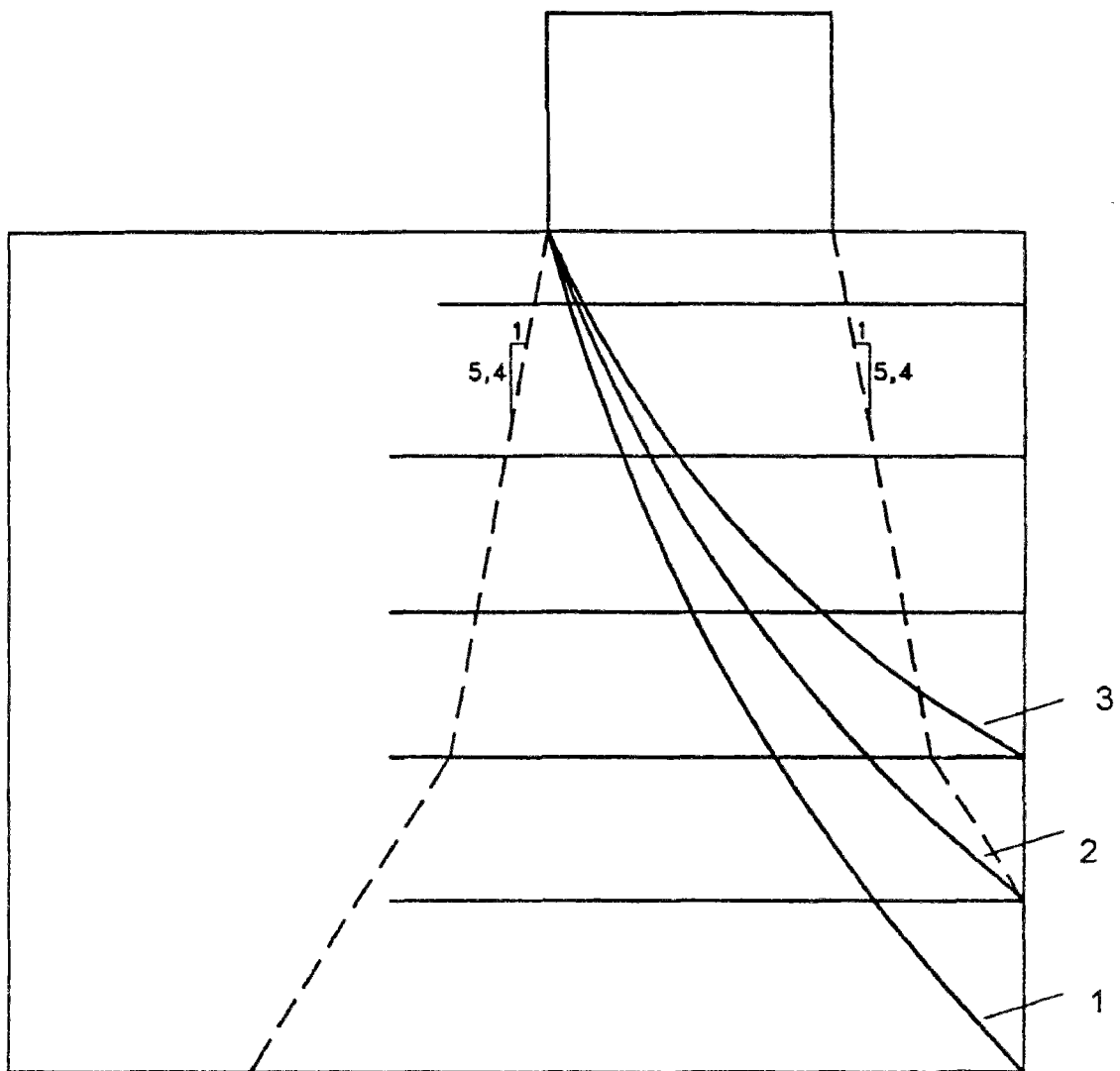


Figure 6.11 - Analyse de la rupture du mur expérimental par la méthode "en déplacement"

Les calculs ont donnés les résultats suivants :

**- Mécanisme global 1 :**

L'analyse a consisté à faire varier la cohésion du sol entre 0 et 25 kPa et la forme de la rupture. Les principaux résultats sont présentés dans le tableau 6.6.

Tableau 6.6 - Principaux résultats de l'analyse de la rupture par un mécanisme global

Sol	Forces de traction du géotextile						
	déplacement du sol (m)	$\alpha_5$ (kN/m)	$\alpha_4$ (kN/m)	$\alpha_3$ (kN/m)	$\alpha_2$ (kN/m)	$\alpha_1$ (kN/m)	$\Sigma\alpha$ (kN/m)
$\varphi'=37^\circ$ $c=10$ kPa	0,018	25,2	22,9	21,1	19,7	18,6	107,5
$\varphi'=37^\circ$ $c=20$ kPa	0,012 (0,011)	18,8 (1,8)	17,1 17,6	15,8 17,4	14,7 15,0	13,9 12,2	

\* entre parenthèses les valeurs correspondant au calcul pour un défaut d'ancrage de la nappe supérieure

### - Mécanisme local 2

Les calculs ont été effectués comme pour le mécanisme global. Les principaux résultats sont présentés dans le tableau 6.7

Tableau 6.7 - Principaux résultats de l'analyse de la rupture par le mécanisme local 2

Sol	Forces de traction du géotextile						
	déplacement du sol (m)	$\alpha_5$ (kN/m)	$\alpha_4$ (kN/m)	$\alpha_3$ (kN/m)	$\alpha_2$ (kN/m)	$\alpha_1$ (kN/m)	$\Sigma\alpha$ (kN/m)
$\varphi'=37^\circ$ $c=10$ kPa	0,015	22,4	20,9	18,6	17,4		78,6
$\varphi'=37^\circ$ $c=16$ kPa	0,012 (0,008)	18,8 (1,7)	16,9 13,0	15,7 12,8	14,6 11,1		66 (38,6)

\*- entre parenthèses les valeurs correspondant au calcul pour un défaut d'ancrage de la nappe supérieure

### - Mécanisme local 3

Ces calculs ont été effectués pour simuler le comportement particulier des trois nappes supérieures en grandes déformations. Les principaux résultats sont présentés dans le tableau 6.8.

Tableau 6.8 - Principaux résultats de l'analyse de la rupture par le mécanisme local 3

Sol	Forces de traction du géotextile						
	déplacement du sol (m)	$\alpha_5$ (kN/m)	$\alpha_4$ (kN/m)	$\alpha_3$ (kN/m)	$\alpha_2$ (kN/m)	$\alpha_1$ (kN/m)	$\Sigma\alpha$ (kN/m)
$\varphi'=37^\circ$ $c=16$ kPa	0,012	2,5 *	16,1	14,9			33,5
$\varphi'=39^\circ$ $c=0$ kPa	0,031 (0,010)	1,0 * (1,7) *	31,8 15,7	29,5 15,5			62,3 (32,9)

\* rupture par défaut d'ancrage de la nappe supérieure

En conclusion, on peut dire que la rupture du mur expérimental peut être analysée par la "méthode en déplacement" en considérant des mécanismes différents :

- un mécanisme global en supposant une cohésion élevée du sol, voisine de 20 kPa,
- un mécanisme local en considérant une rupture sortant au-dessus de la première nappe de renforcement,
- une combinaison des deux cas pour expliquer le défaut d'ancrage de la cinquième nappe de renforcement.

Le comportement particulier des trois nappes supérieures peut également être analysé en grandes déformations, en considérant une cohésion nulle dans le sol.

#### 6.5.4 Stabilité interne par la méthode en "double bloc" pour l'état de rupture.

L'analyse de la rupture du mur expérimental par la méthode dite des "doubles blocs" a été menée en considérant plusieurs mécanismes de rupture (figure 6.12) : un mécanisme global (les surfaces de rupture dans la zone A-C-F" et F'), deux mécanismes locaux caractérisés par des ruptures polygonales reliant l'arrière de la fondation (F') au point C et ressortant sur les première et seconde nappes de renforcement. Une diffusion de la charge à 1:5,4 déduite des mesures a été considérée dans les calculs.

L'analyse a consisté à faire varier la cohésion dans le sol et la forme de la rupture dans la zone déterminée lors du démontage, en essayant d'obtenir un coefficient  $F_{SOL}$  égal à 1.

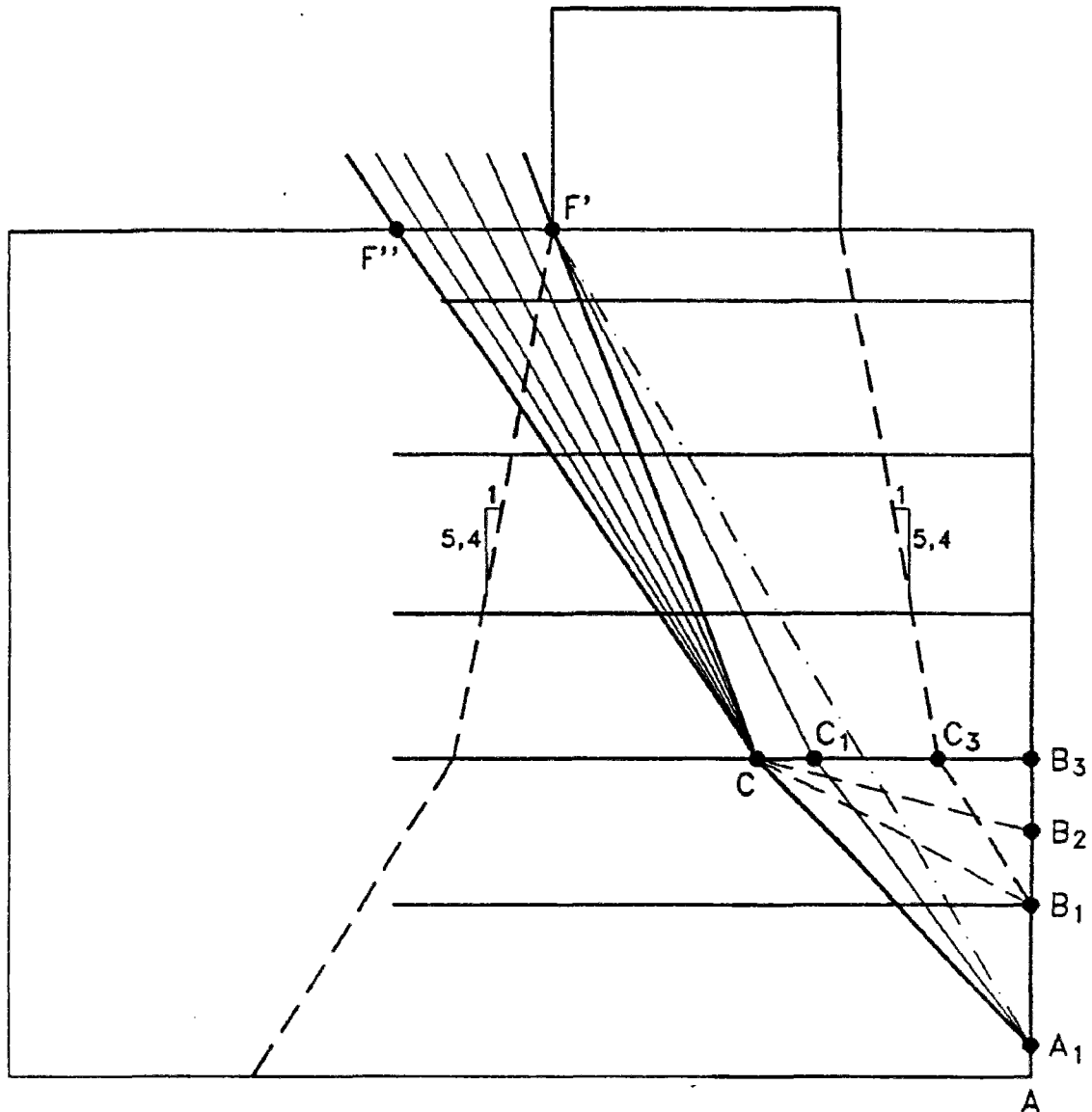


Figure 6.12 - Analyse de la rupture du mur expérimental par la méthode des "doubles blocs"

Les principaux résultats sont présentés dans le tableau 6.9. Dans la méthode des "double blocs", on calcule la somme des forces de traction dans les nappes concernées par la rupture, nécessaire pour atteindre le coefficient de sécurité  $F_{SR} = 1$ . Les forces de traction dans les différentes nappes ne sont pas données.

Les calculs ont donné les résultats suivants : l'étude de l'état de rupture par le mécanisme global (F'-C-A(A1)) ne traduit pas bien le comportement observé, dans la mesure où les nappes inférieures ne sont pas du tout à la rupture. Par contre, les mécanismes locaux considérant le bloc composé des trois nappes supérieures, donnent des résultats qui sont assez proches des mesures et des observations.

Tableau 6.9 - Principaux résultats de l'analyse de la rupture par la méthode "double bloc"

Mécanisme	FSR (-)	$\Sigma\alpha$ (kN/m)	P <sub>rupture</sub> (kPa)
F'-C1-A1 ( $\varphi'=37$ ; $c=8$ kPa)	1,0	71,6	294
F'-C-A1 ( $\varphi'=37$ ; $c=8$ kPa)	1,0	72,1	294
F'-C-B1	1,0	70,2	294
F"-C-B3	1,0	53,51	294

## 6.6 Analyse du comportement du modèle réduit en centrifugeuse

Rappelons que le modèle réduit type a été conçu pour simuler l'ouvrage expérimental en vraie grandeur en tenant compte du fait que, pour le chargement en centrifugeuse, un niveau d'accélération de 5 g a été adopté. Un dimensionnement spécifique des modèles réduits n'a pas été effectué. Les lois de similitude et le niveau d'accélération choisi ont défini la géométrie, les matériaux de construction (sol, géotextile). Les dimensions du modèle réduit ont été déterminées avec une proportion de 1:5 par rapport au mur expérimental "LCPC-BASt". Les ruptures des différents modèles ont été atteintes sous des surcharges comprises entre 240 et 300 kPa. La synthèse des mesures et des observations faites au cours du chargement et du démontage a permis de connaître les comportements à la rupture, qui ont été analysés avec les codes de calcul "CARTAGE" de la méthode en déplacement et "VERBLOC" de la méthode du "double bloc".

Les deux méthodes de calculs donnent une assez bonne interprétation des mesures et des comportements observés, lorsque l'étude est réalisée en considérant des mécanismes locaux. Il a généralement été possible d'obtenir des valeurs de calcul des efforts de traction dans les géotextiles qui correspondent assez bien aux valeurs obtenues à partir des allongements mesurés (tableau 6.10). Les hypothèses de calcul sont présentées sur les figure 13 et 14.

Tableau 6.10 - Principaux résultats de l'analyse de la rupture du modèle III

Méthode	mécanisme	$\Sigma \alpha$ (kN/m)	$c'$ (kPa)	$\alpha_1$ (kN/m)	$\alpha_2$ (kN/m)	$\alpha_3$ (kN/m)	$\alpha_4$ (kN/m)	$\alpha_5$ (kN/m)	$q_r$ (kPa)
Double bloc	global (A-C-F')	22	5	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	300*
Double bloc	local (B <sub>1</sub> -C-F')	17,6	5	4,4	4,4	4,4	4,4		300
Double bloc	local (B <sub>2</sub> -C-F')	4,5	5	1,5	1,5	1,5			300
Déplacement	mécanisme 3	4,3	5	2,0	1,4	0,9			300
Déplacement	mécanisme 3	8,3	5	3,9	2,7	1,7			420

qr charge de rupture

\*  $F_{RS} = 0,9$

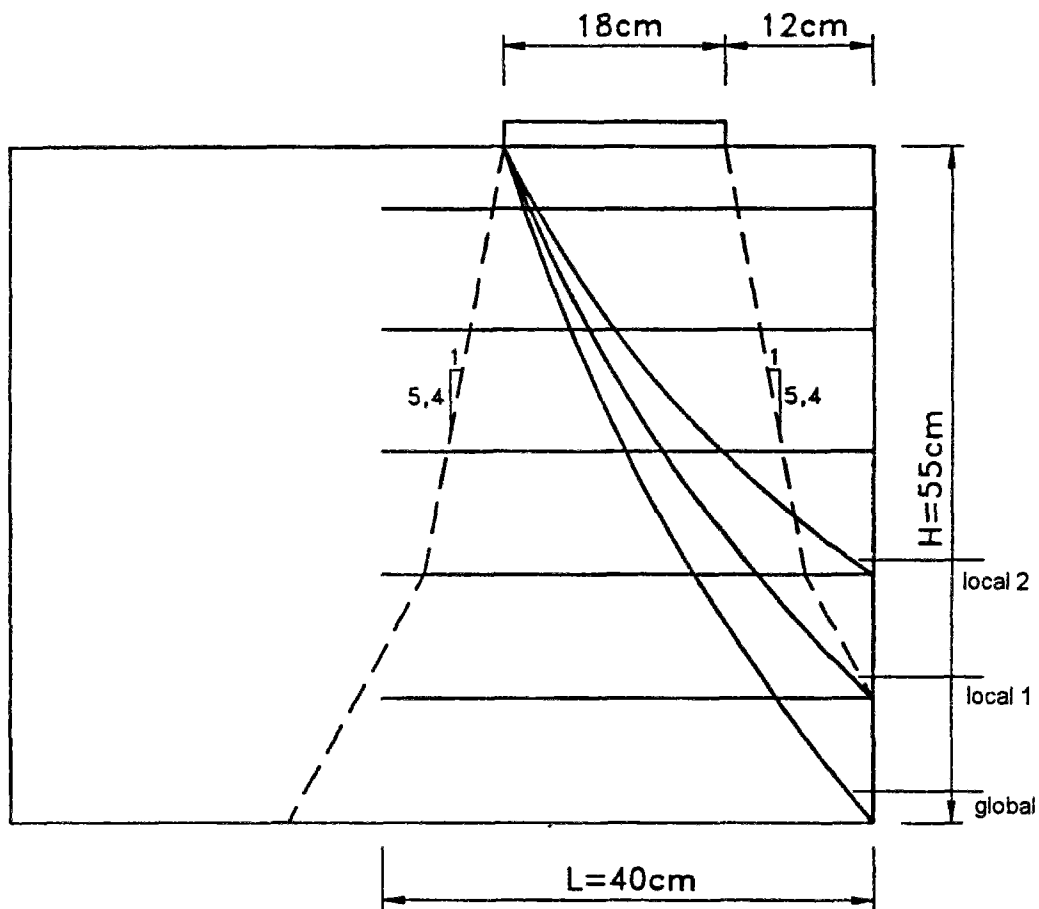


Figure 6.13 - Analyse de la rupture du modèle III par la méthode "en déplacement"





## Chapitre 7

### **METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES CHARGES EN TÊTE**

#### **7.1 Généralités**

Les résultats des mesures et des observations effectuées sur le mur expérimental en vraie grandeur, qui ont été largement confirmés par les modèles réduits en centrifugeuse, ont été riches en enseignements et permettent de proposer une méthodologie pour le dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles avec une face verticale enveloppée, soumis à un chargement vertical concentré en tête du massif.

Les ouvrages renforcés par géotextiles dans ce cas sont prévus pour être utilisés comme culées d'ouvrages d'art où ils sont à la fois soutènements de remblai et ouvrages porteurs. Dans ce chapitre, on traitera surtout du comportement et du dimensionnement par rapport au chargement en tête (fonction porteuse), le dimensionnement même de l'ouvrage avant l'application de toute charge (fonction soutènement) étant basé sur les méthodes existantes. La méthodologie présentée ci-dessous s'appuie principalement sur les résultats des expérimentations dans leur cadre limitatif et insiste sur le côté pratique de la conception et du dimensionnement de tels ouvrages sur la base des principes généraux de la mécanique des sols, afin de permettre un développement ultérieur par l'ingénieur du bureau d'étude.

#### **7.2 Principe de calcul et détermination des paramètres de calcul**

##### **7.2.1 Coefficients de sécurité sur les matériaux**

Avant de présenter le calcul d'un massif renforcé par géotextile, il convient de définir les caractéristiques des différents matériaux, dans la mesure où la bonne tenue de l'ouvrage dépend du comportement de chacun d'eux. Les caractéristiques de ces matériaux (sol de fondation, matériau de remblai, géotextile, etc.) devront être déterminées séparément, ensuite les différents coefficients de sécurité en vigueur seront appliqués pour la détermination des paramètres de calcul.

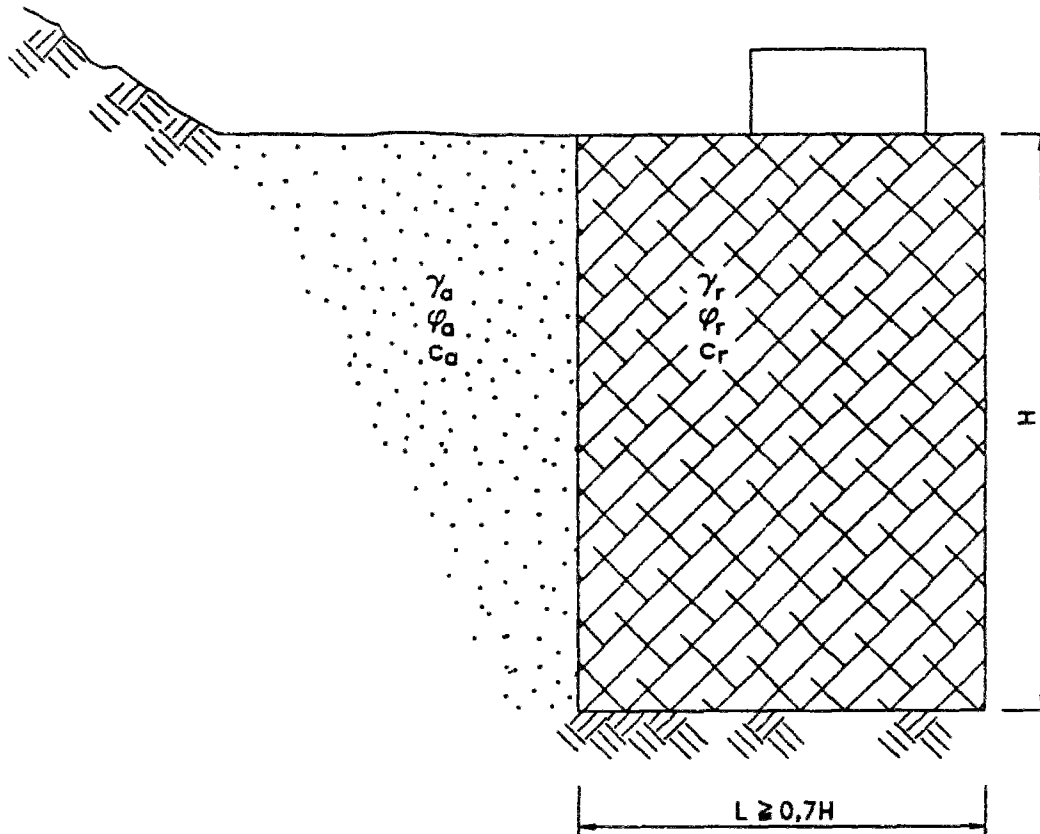


Figure 7.1 - Cas de dimensionnement avec un chargement vertical en tête

#### - Sol de fondation

La connaissance des caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol de fondation est nécessaire afin d'estimer la stabilité globale de l'ouvrage porté et les études doivent être menées comme pour les autres ouvrages en terre. Ces caractéristiques devront permettre également l'estimation de la déformabilité du sol dans le cas de la fonction porteuse, dans la mesure où les tassements du sol de fondation après le chargement en tête devront être étudiés.

#### - Matériaux de remblai

Les ouvrages renforcés par géotextile permettent l'utilisation d'une gamme très large de matériaux de remblai. Toutefois, il convient de connaître, outre leurs caractéristiques d'identification pour les études classiques de terrassement (courbe granulométrique, limites

d'Atterberg, équivalent de sable, teneur en eau), les caractéristiques dont dépend la stabilité intrinsèque et donc le dimensionnement de l'ouvrage composite sol-géotextile. Ces caractéristiques sont les suivantes :

**poinds volumique** : on considère généralement la valeur de la densité sèche maximale obtenue par l'essai Proctor Normal, c'est à dire la densité correspondante à la teneur en eau réelle du matériau compacté à l'énergie Proctor normal. Un coefficient de sécurité  $F=1$  est appliqué à ce paramètre ;

**résistance au cisaillement** : elle est déterminée par le frottement et l'adhérence. Dans le cas d'un matériau non cohérent, il s'agit des caractéristiques intrinsèques de la cohésion du sol  $c'$  et l'angle de frottement interne du sol  $\varphi'$  déterminés à la densité sèche de mise en oeuvre et saturé et, dans le cas d'un matériau cohérent, des caractéristiques apparentes  $c_u$  et  $\varphi_u$  à la densité sèche de mise en oeuvre et à la teneur en eau la plus défavorable prévisible. Un coefficient de sécurité  $F = 1,5$  est alors appliqué sur les deux paramètres de résistance au cisaillement  $c'$  ( $c_u$ ) et  $\tan \varphi'$  ( $\tan \varphi_u$ ).

Lorsque le matériau est supposé avoir un pH en dehors de l'intervalle  $6 < \text{pH} < 9$ , certains géotextiles ne pourront pas être utilisés.

Lorsque le matériau de remblai est fin, il convient de déterminer sa courbe oedométrique.

#### - Géotextile

Dans les ouvrages renforcés par géotextiles, compte tenu du fait que les géotextiles jouent le rôle déterminant en tant que armatures, il doivent faire l'objet d'une étude particulière. Il est nécessaire de connaître leurs caractéristiques d'identification, mécaniques et hydrauliques, l'interaction sol-géotextile, les modalités de mise en oeuvre et l'environnement physico-chimique dans lequel ils sont placés (première partie du mémoire).

Les caractéristiques mécaniques suivantes doivent être déterminées : la résistance en traction  $\alpha_f$ , l'allongement à la rupture  $\varepsilon_f$ , la raideur  $J$ , la résistance à la déchirure, le comportement au fluage.

Un coefficient de sécurité  $F_{(\text{mat})} = 1,2$  est pris en compte vis-à-vis de la rupture.

En l'absence d'essai de fluage normalisé, on peut tenir compte du comportement dans le temps du produit en appliquant les coefficients  $F=2$  et  $5$  respectivement pour les sollicitations de courte et de longue durée avec des Polyesters et  $F=5$  et  $10$  avec le Polypropylène et le Polyéthylène.

L'interaction sol-géotextile sera caractérisé par l'adhérence  $c'_g$  et le frottement  $\phi'_g$  à une densité de sol égale à la densité du chargement prévisible dans la réalité (95% OPN, par exemple, pour les murs de soutènement), le sol étant saturé lors des essais.

Un coefficient de sécurité  $F=1,5$  est généralement appliqué à l'adhérence et à la tangente de l'angle de frottement, ce qui correspond au coefficient de sécurité sur l'ancrage des nappes.

#### - Surcharges extérieures

Les surcharges extérieures appliquées sur les ouvrages renforcés par géotextiles sont définies comme pour les ouvrages classiques, avec généralement un coefficient de sécurité  $F=1,0$  pour les charges statiques et  $F=1,2$  pour les charges dynamiques.

### 7.2.2 Principes de calcul du massif renforcé

Pour les ouvrages renforcés par géotextiles, des méthodes de calcul à la limite sont généralement utilisées et l'étude de leur stabilité comporte un dimensionnement externe et un dimensionnement interne.

#### - Dimensionnement externe

Comme pour les murs de soutènement classiques, le dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles ayant une fonction de soutènement comprennent une vérification de :

- la stabilité d'ensemble (F=1,5) ;
- la stabilité au glissement (F=1,5) ;
- la stabilité au renversement (F=1,5) ;
- la stabilité au poinçonnement (F=2).

Si, pour la fonction de soutènement, la vérification de la stabilité au renversement n'est nécessaire que pour les murs étroits ( $L < 0,75H$ ) ou pour les murs construits sur des pentes, dans le cas de la fonction porteuse, cette vérification doit être nécessaire.

Le calcul de la stabilité externe pour les ouvrages ayant une fonction porteuse est différent du cas du soutènement dans la mesure où le chargement en tête crée des efforts supplémentaires (considérés par unité de longueur du mur) qui agissent directement sur la stabilité globale (figure 7.2). Ces efforts sont la diffusion du chargement en tête au niveau de la base, la résultante du chargement vertical et sa composante horizontale.

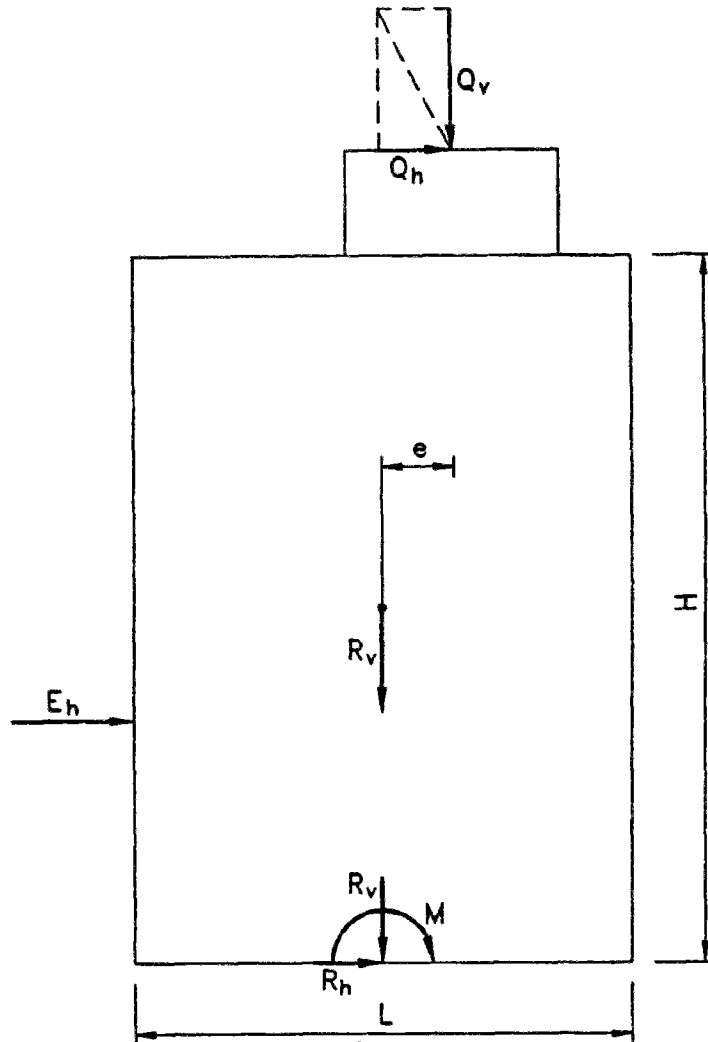


Figure 7.2 - Efforts agissant sur un massif renforcé ayant une fonction porteuse (stabilité externe)

La stabilité interne de l'ouvrage est étudiée suivant le principe de l'équilibre limite et en se basant sur les résultats des expérimentations. Elle est traitée séparément ci-dessous.

### 7.3 Dimensionnement interne

Toutes les méthodes d'équilibre limite découpent le massif renforcé en une zone active et une zone passive dans laquelle la zone active est délimitée par une surface de glissement, qui est soit linéaire, soit polygonale ou circulaire.

### 7.3.1 Synthèse des expérimentations

#### - Construction (fonction de soutènement)

Plusieurs schémas concernant la surface de glissement ont été proposés. Dans notre expérimentation, nous avons montré que le mode de construction exerce une influence déterminante sur le mode de sollicitation et, dans le cas d'une mise en oeuvre par couche élémentaire, la surface de glissement la plus critique à la fin de la construction est le résultat de mécanisme locaux engendrés au cours du processus de construction :

- la surface de glissement critique dans la partie inférieure du massif renforcé correspond bien au coin de Rankine initié au pied du mur jusqu'à une certaine hauteur critique  $H_{Cr}$ . La partie du massif renforcé correspondant à  $H_{Cr} = 1,20$  m dans notre cas (figure 7.3) est soumise à un mécanisme local et les couches concernées se comportent comme un bloc monolithique. La hauteur  $H_{Cr}$  dépend de la cohésion du matériau de remblai et de la hauteur du coffrage unitaire ;

- dans la partie supérieure du mur, c'est à dire à partir de  $H_{Cr}$ , la surface de glissement se raidit plus et ressort presque à la verticale en tête du massif renforcé.

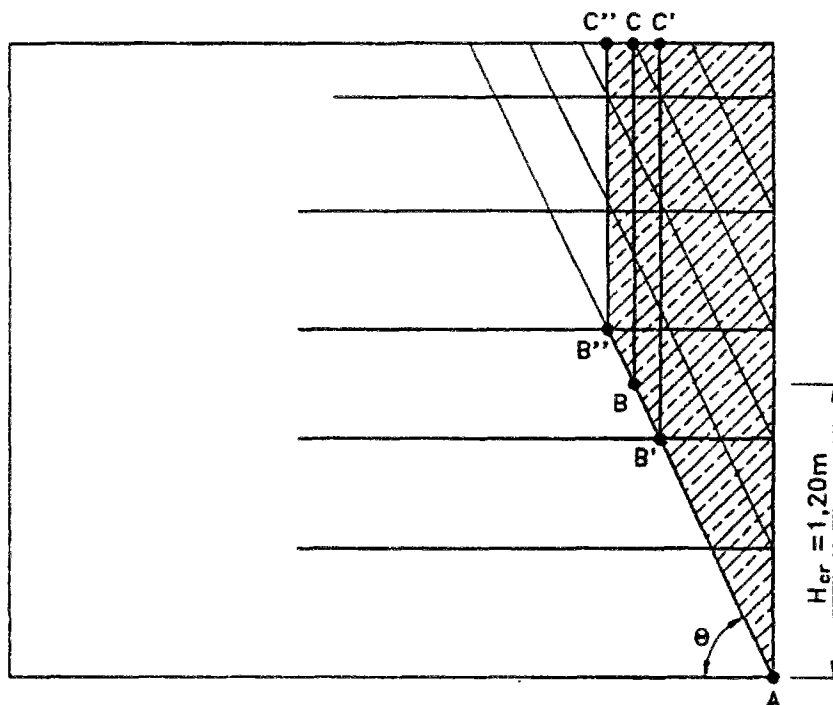


Figure 7.3 - Calcul de la stabilité interne à la fin de la construction

En conclusion, on peut dire que la surface de glissement critique globale à la fin de la construction peut être prise polygonale (ou circulaire) et localisée dans la zone A-B''-C'', même si le comportement réel est beaucoup mieux reproduit par la succession de mécanismes locaux (voir figure 6.8). La surface de glissement critique globale est dans tous les cas fortement du côté de la sécurité.

#### **- Chargement en tête (fonction porteuse)**

Les expérimentations ont montré qu'à la fin de la construction, et dès l'application du chargement en tête, le mode de sollicitation du massif renforcé est considérablement modifié. La fonction de soutènement qui existait jusqu'à présent est remplacée au fur et à mesure du chargement par une fonction porteuse qui se traduit par une sollicitation locale importante de la partie supérieure du massif situé juste en-dessous de la fondation, tandis que la partie inférieure est toujours sollicitée comme à la fin de la construction. En même temps, la localisation des efforts de traction maximaux dans les renforcements se déplace plus vers l'intérieur du massif renforcé, avec une importante activation de la condition d'ancrage des nappes de géotextile, surtout dans la partie supérieure (figure 7.4).

Le chargement en tête conduit en fait à considérer et à évaluer le phénomène de diffusion de la charge dans le massif renforcé.

Pour l'estimation de la diffusion d'une charge verticale dans le massif, la formule de Boussinesq peut être utilisée. Les résultats expérimentaux sur le massif renforcé par des nappes de géotextile ont montré que la diffusion dans le massif renforcé est très concentrée (1:5,4) et que, de 70 à 90% de l'intensité de la charge appliquée en tête se retrouvent dans la troisième couche élémentaire.

C'est là que réside toute la différence de comportement entre un sol renforcé par des nappes de géotextile et un sol sans renforcement supportant une fondation, car le problème du chargement en tête est globalement le même que le chargement d'un remblai sous une semelle de fondation.

La partie de la nappe de renforcement située directement sous la fondation (zone d'influence du chargement) fonctionne en membrane. Lorsque les tassements de la fondation sont engendrés, la zone d'influence du chargement, qui forme un coin sous la fondation, exerce une importante contrainte verticale sur la nappe de géotextile, qui se trouve alors cisailée de part et d'autre de l'arrête d'enfoncement de la fondation. Les forces de traction qui se développent dans les nappes de géotextile sont transmises au sol par le frottement des parties ancrées du renforcement de part et d'autre du coin. C'est la raison pour laquelle, malgré le



chargement important en tête (jusqu'à 70% de la charge de rupture), les tassements restent relativement faibles.

Avec la poursuite du chargement, des efforts de traction deviennent de plus en plus importants et la mobilisation de plus grandes longueurs d'ancrage des nappes de renforcement est activée, ce qui déplace la localisation des efforts maximaux aux endroits de cisaillement du géotextile, c'est à dire sur les arrêtes du coin d'enfoncement. La surface de rupture qui a été observée sur le mur expérimental en vraie grandeur et sur les modèles réduits en centrifugeuse est le résultat de ce processus.

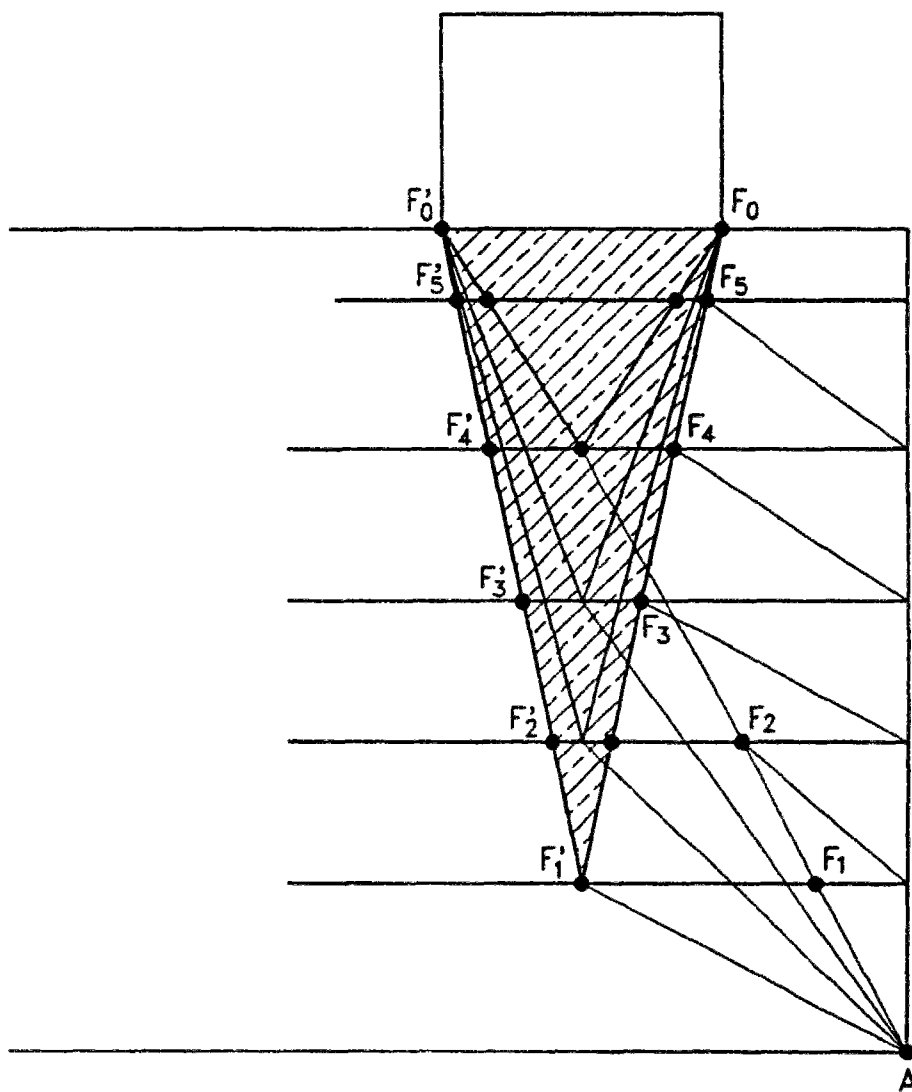


Figure 7.4 - Calcul de la stabilité interne sous le chargement en tête (fonction porteuse)

Les études expérimentales sur le massif renforcé par géotextiles à face enveloppée (sans parement) ont donné les résultats suivants qui confirment les propositions présentées sur la figure 7.4 :

- les deux nappes inférieures n'ont été que légèrement affectées par tout le processus de chargement à la rupture ;

- les surfaces de rupture observées, c'est à dire la surface joignant les lieux de rupture des nappes de renforcement et de cisaillement important du sol, était toujours sur la partie d'ancrage passif à l'intérieur du massif (du côté des points  $F_X'$  sur la figure 7.4) ;

- un défaut d'ancrage du dernier lit supérieur de renforcement a été constaté. Ce défaut d'ancrage est sûrement intervenu après la rupture, c'est à dire lors du détachement de la partie avant du massif (ancrage actif), après la déchirure des nappes de renforcement. Dans la mesure où des contraintes verticales très fortes sont appliquées au cours du chargement à la rupture, des forces de frottement assez importantes se développent sur une faible longueur de renforcement (entre 10 et 20 cm) pour résister à l'arrachement.

En conclusion, on peut dire que globalement la surface de rupture critique pour la fonction porteuse est comprise dans la partie grise présentée sur la figure 7.4. L'étude de la stabilité interne des ouvrages renforcés par géotextile chargés en tête à la rupture devra tenir compte d'une combinaison des surfaces potentielles dans le cas du soutènement et de la diffusion du chargement qui semble caractériser la fonction porteuse. A la fin de la construction, la surface de glissement critique est celle qui correspond à la fonction de soutènement ; lors du chargement à la rupture, la surface de glissement critique évolue du premier état vers un état critique caractérisé par deux surfaces de rupture potentielles, l'une étant délimitée par l'arête arrière du coin d'enfoncement, l'autre par l'arête avant du coin et les deux surfaces ressortent ensuite sur les couches inférieures, qui ne sont pas localement sollicitées par le chargement en tête.

#### **7.4 Modes de rupture observés sur d'autres ouvrages expérimentaux**

Avant le programme de coopération franco-allemand, la BAST avait déjà entrepris, pour le compte d'un programme de recherche commandé par le ministère fédéral allemand des transports, la construction de quatre ouvrages expérimentaux en sol renforcés par différents géosynthétiques en utilisant un système de coffrage unitaire pour la construction. Les travaux dans le cadre de ce programme ne font pas partie du présent mémoire et les principaux résultats ont été en partie publiés (Séré et Thamm, 1993 ; Thamm et al., 1992).

Seuls les états de rupture observés seront comparés à la rupture du mur "LCPC-BASt", dans le seul but de confirmer la proposition concernant les surfaces de rupture critiques proposées dans le paragraphe précédent. Rappelons, avant de présenter les mécanismes de rupture observés dans ces quatre ouvrages expérimentaux, que les états de rupture du mur LCPC-BASt et du modèle réduit III, tels que constatés lors du démontage après le chargement à la rupture, ont la forme indiquée sur les figures 7.5 et 7.6 (pour les autres modèles réduits en centrifugeuse, voir A 2.35 à A 2.38 en Annexe 2).

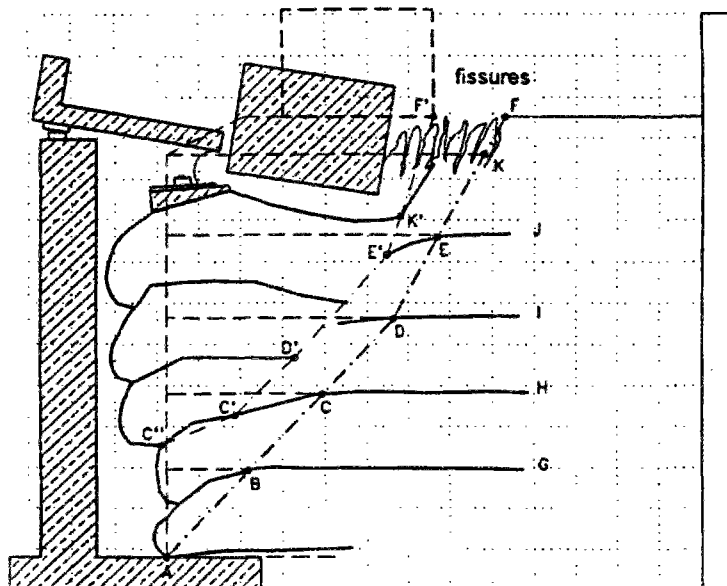


Figure 7.5 - Etat de rupture du mur expérimental "LCPC-BASt"

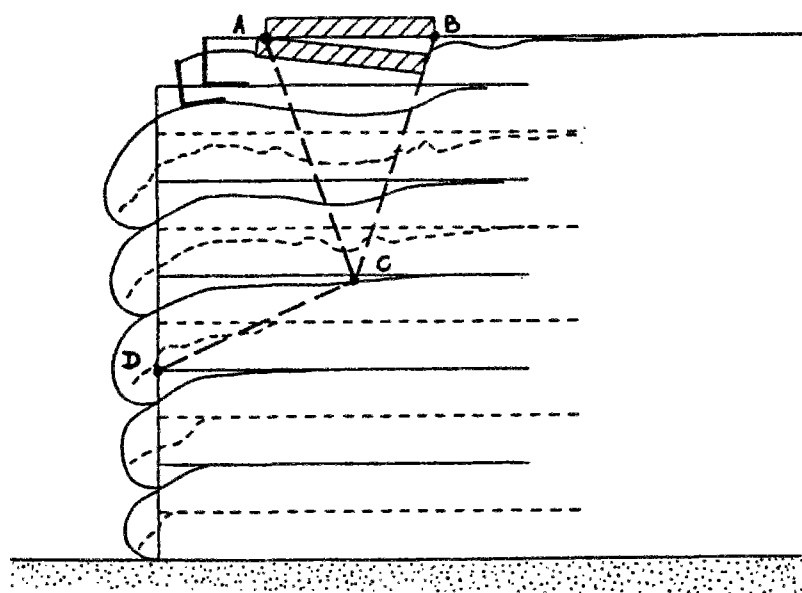


Figure 7.6 - Etat de rupture du modèle réduit III (simulation de l'ouvrage réel)

Pour les quatre ouvrages expérimentaux, les observations suivantes ont été faites :

a) L'ouvrage expérimental "Stabilenka" est un massif à face enveloppée inclinée de  $70^\circ$  par rapport à l'horizontale et renforcé par des nappes d'un tissu "Enka", d'une hauteur totale de 3,70 m et composé de couches élémentaires de 0,60 m d'épaisseur chacune. La longueur des nappes de renforcement était de 2,70 m. Le massif renforcé a été chargé jusqu'à la rupture par un chargement vertical concentré qui était transmis en tête du mur par la fondation utilisée aussi pour le chargement de l'ouvrage "LCPC-BASt", placée à 0,40 m de la face du mur.

Le démontage après la rupture a découvert deux déchirures de la nappe supérieure sur les arêtes du coin d'enfoncement de la fondation (du côté des ancrages actif et passif). Les deux couches inférieures n'ont pas été affectées par le processus de chargement à la rupture (voir figure 7.7).

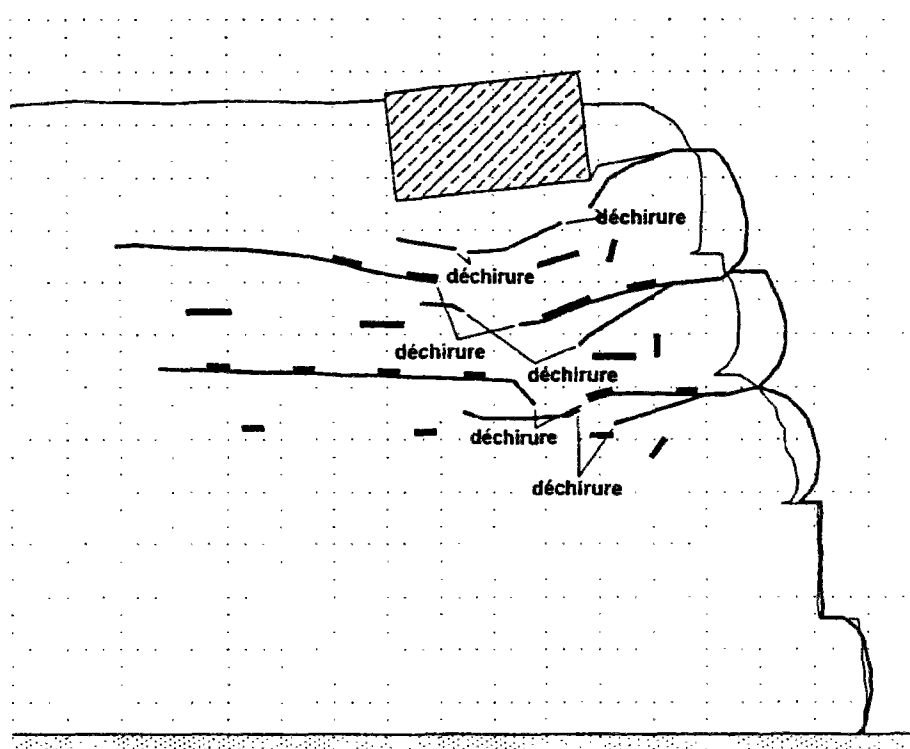


Figure 7.7 - Etat de rupture d'un massif renforcé par un tissu chargé en tête (Thamm et al., 1992)

b) L'ouvrage expérimental "Tensar" est également un massif à face enveloppée inclinée de  $70^\circ$  par rapport à l'horizontale et renforcé par des géogrilles "Tensar SR2", d'une hauteur totale de 3,60 m et composé de couches élémentaires de 0,80 m d'épaisseur chacune. Les nappes de renforcement ont une longueur de 2,70 m et les retours de 0,75 m.. Le massif

renforcé a été chargé jusqu'à la rupture par un chargement vertical concentré qui était transmis en tête du mur par la fondation utilisée pour le chargement de l'ouvrage "LCPC-BASt", placée à 0,40 m de la face du mur.

Le démontage après la rupture a découvert un important cisaillement (fonction membrane) de la dernière nappe de renforcement, juste sous la fondation, et la déchirure de l'avant-dernière nappe de renforcement sur l'arête arrière du coin d'enfoncement (ancrage passif), mais également du retour de la nappe. Les deux couches inférieures ne sont que légèrement affectées par la rupture localisée sous la fondation (figure 7.8). Rappelons qu'une telle rupture a été observée sur l'un des modèles réduits en centrifugeuse, où l'avant dernière nappe supérieure de renforcement s'est déchirée, tandis que la dernière ne montrait qu'une forte déformation (A 5.38).

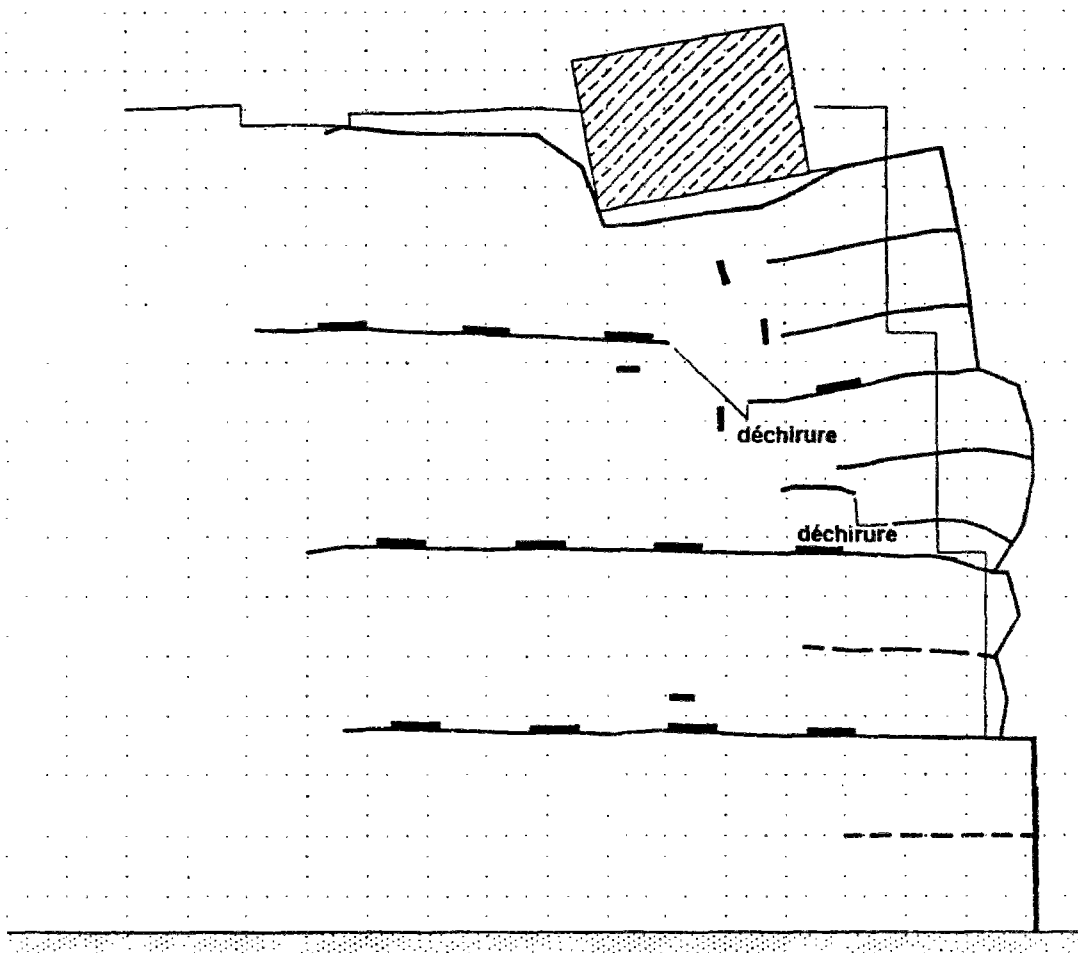


Figure 7.8 - Etat de rupture d'un massif renforcé par une grille chargée en tête (Thamm et al., 1992)

c) L'ouvrage expérimental "Websol" est un massif renforcé par des bandes de renforcement "Paraweb" fixées à un parement vertical en éléments préfabriqués. Le mur a une hauteur totale de 3,10 m, et est composé de couches élémentaires de 0,75 m d'épaisseur chacune. Le massif renforcé a été chargé jusqu'à la rupture par un chargement vertical concentré situé à 0,40 m de la face du mur. Les bandes fixées sur le parement ont une longueur de 3 m. Le démontage après la rupture a découvert une déchirure des deux lits du milieu sur la partie de l'ancrage passif de la nappe. La couche élémentaire inférieure n'est pas affectée par le processus de chargement à la rupture (figure 7.9).

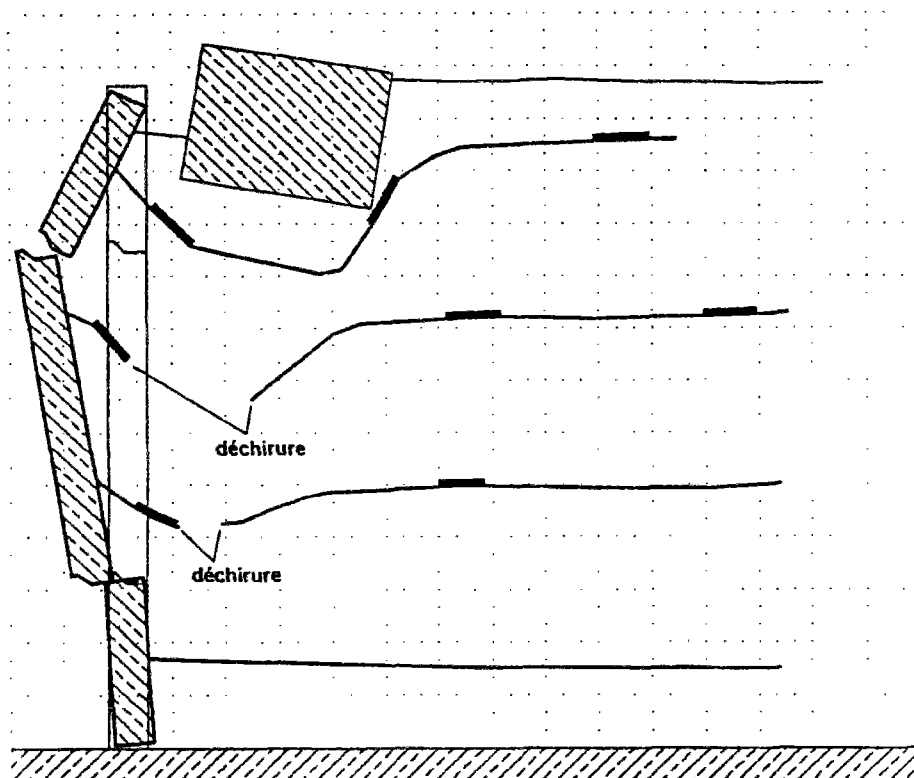


Figure 7.9 - Etat de rupture d'un massif renforcé par des bandes chargé en tête (Thamm et al., 1992)

d) L'ouvrage expérimental "Remutex" est un mur à parement cellulaire incliné de  $70^\circ$  par rapport à l'horizontale et formé d'éléments préfabriqués empilés les uns sur les autres, auxquels sont attachées des bandes d'un géotextile tissé "Enka". La hauteur totale du mur était de 3,60 m, constituée de couches élémentaires de 0,40 m d'épaisseur. La longueur des bandes de renforcement était de 2,40 m. Le massif renforcé a été soumis à un chargement vertical concentré en tête, situé à 0,40 m de la face arrière du parement cellulaire et augmenté jusqu'à la rupture.

Le démontage après la rupture a découvert la déchirure des quatre nappes de renforcement supérieures sur l'arête arrière du coin d'enfoncement (ancrage passif). Les trois couches élémentaires inférieures n'ont été que légèrement affectées par le processus de chargement à la rupture (figure 7.10).

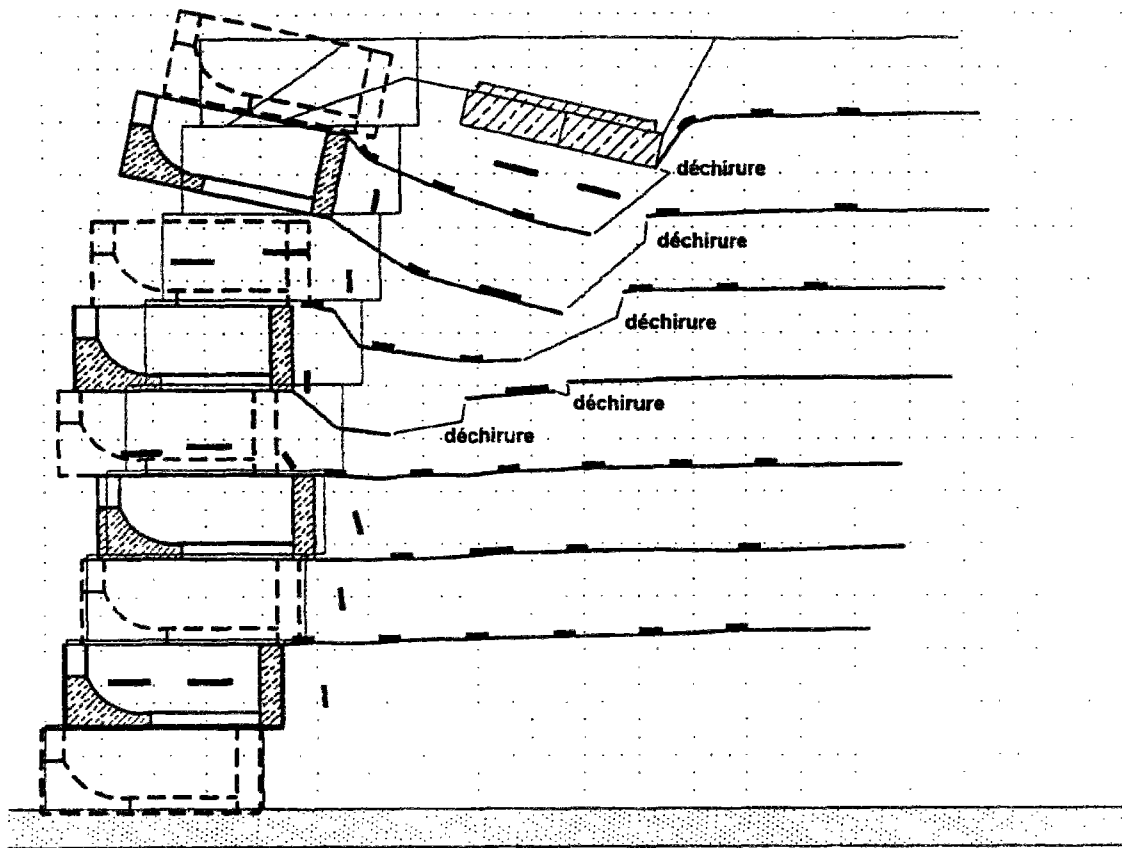


Figure 7.10 - Etat de rupture d'un massif renforcé avec un parement cellulaire (Séré et al., 1993)

Rappelons que tous les massifs renforcés dont les modes de rupture ont été présentés ci-dessus ont été construits avec le même matériau de remblai, qui a été mise en oeuvre dans les mêmes conditions (teneur en eau, compactage). Les conditions d'essai (fondation en béton de la fosse d'essai) et le dispositif de chargement en tête étaient également les mêmes pour l'ouvrage expérimental "LCPC-BASt".

## 7.5 Conclusion

La méthodologie présentée ci-dessus s'appuie sur les modes de rupture observés au cours des expérimentations en vraie grandeur et sur des modèles réduits en centrifugeuse. Même si

les conditions d'essai sont souvent décisives pour les comportements observés, il apparaît quand même que le chargement en tête crée une sollicitation très localisée du massif renforcé, qui se traduit par une diffusion assez concentrée du chargement appliqué en tête. La concentration de la sollicitation du massif renforcé sous la fondation est due à la présence du géotextile dans cette zone et à ses divers comportements : le comportement en membrane dans la partie située directement sous la fondation, les comportements en ancrage actif et passif dans les zones situées de part et d'autre du coin d'enfoncement de la fondation.

Le dimensionnement des massifs renforcés par géotextiles chargés en tête devra tenir compte de ce comportement local sous le chargement en tête comme fonction porteuse, en combinaison avec le comportement caractérisant l'ouvrage sans chargement comme fonction de soutènement.

## CONCLUSION

Les résultats de l'étude des comportements observés au cours des expérimentations sur la base de méthodes classiques d'analyse de l'équilibre limite ont montré que les comportements des ouvrages renforcés par géotextiles peuvent être reproduits de façon satisfaisante par une association de mécanismes locaux, aussi bien au cours de la construction que pendant le chargement à la rupture.

Même si les mécanismes globaux utilisés généralement pour le dimensionnement ne reproduisent pas les comportements observés au cours des expérimentations, ils permettent quand même de concevoir des ouvrages qui fournissent une sécurité suffisante sur les différents paramètres considérés.

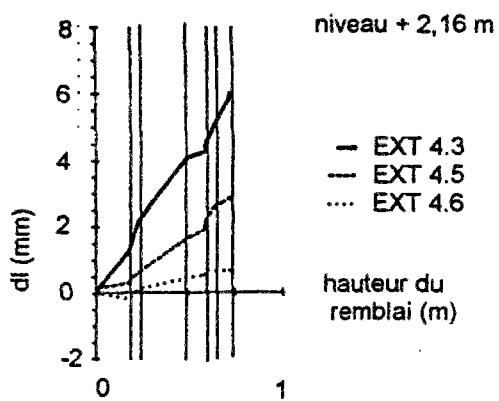
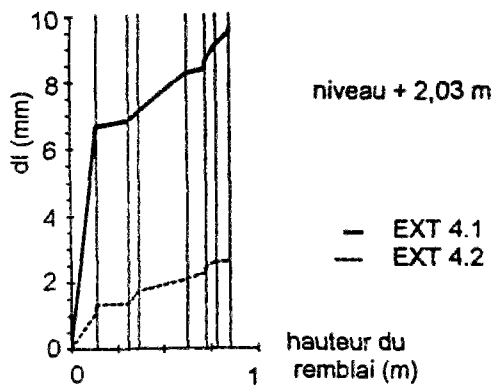
L'analyse des comportements observés par des méthodes en déformations de type "éléments finis" pourrait contribuer à parfaire les observations et propositions présentées dans cette partie du mémoire, afin d'intégrer la prise en compte du chargement en tête dans les méthodes courantes de calcul de tels ouvrages.





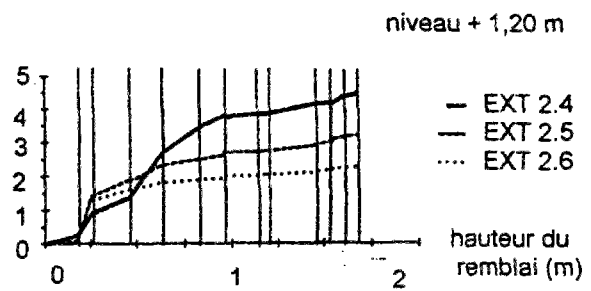
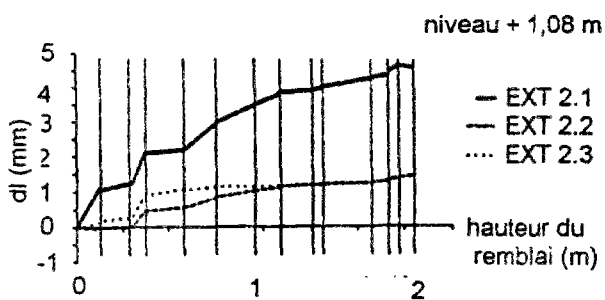
## **ANNEXE 1**

**Etudes sur un ouvrage expérimental en vraie grandeur : résultats des mesures**

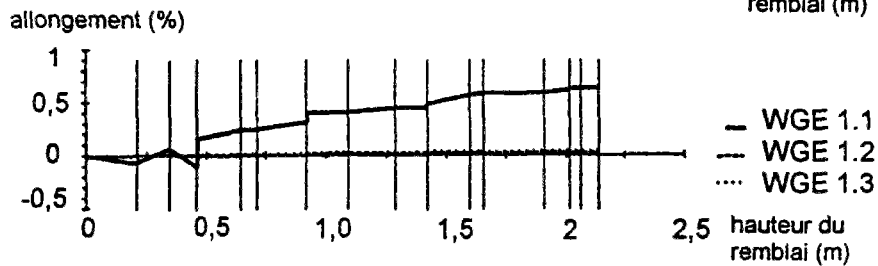
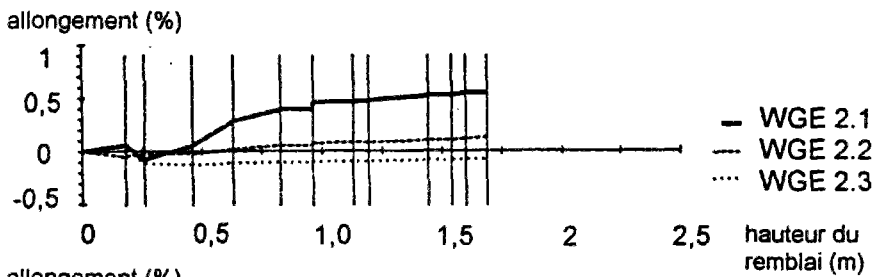
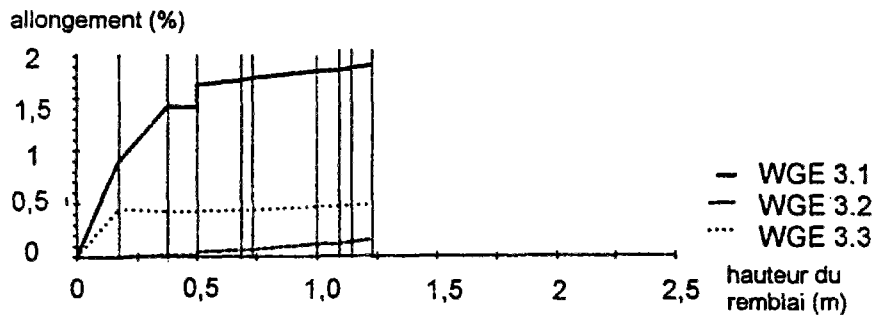
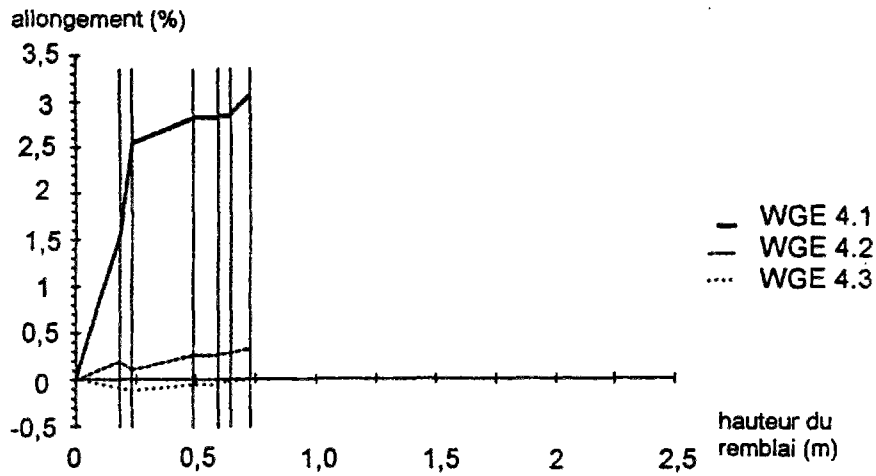
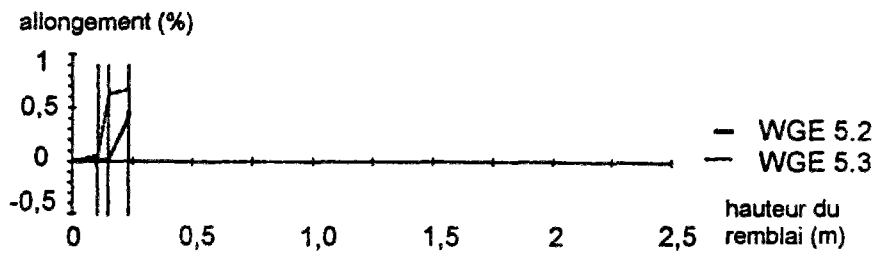


SOL

GEOTEXTILE



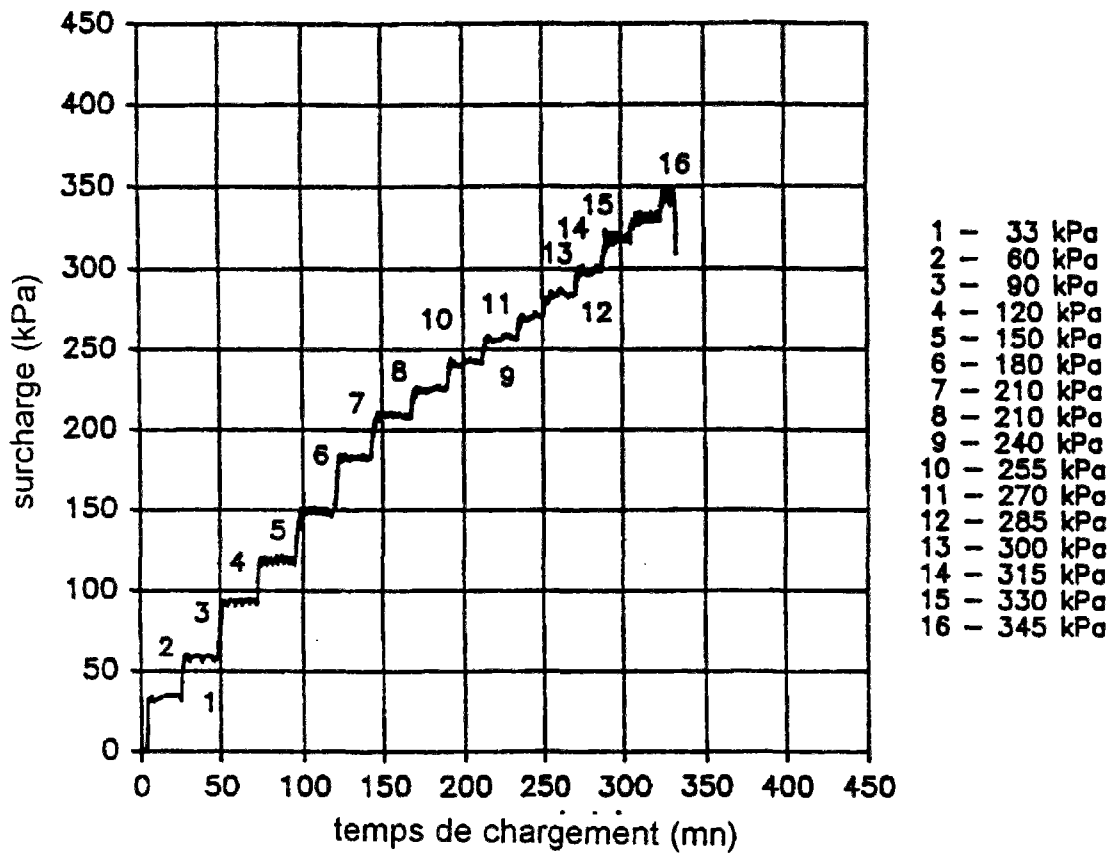
A 1.01 - Evolution des déplacements du sol et du géotextile en fonction de la hauteur du remblai



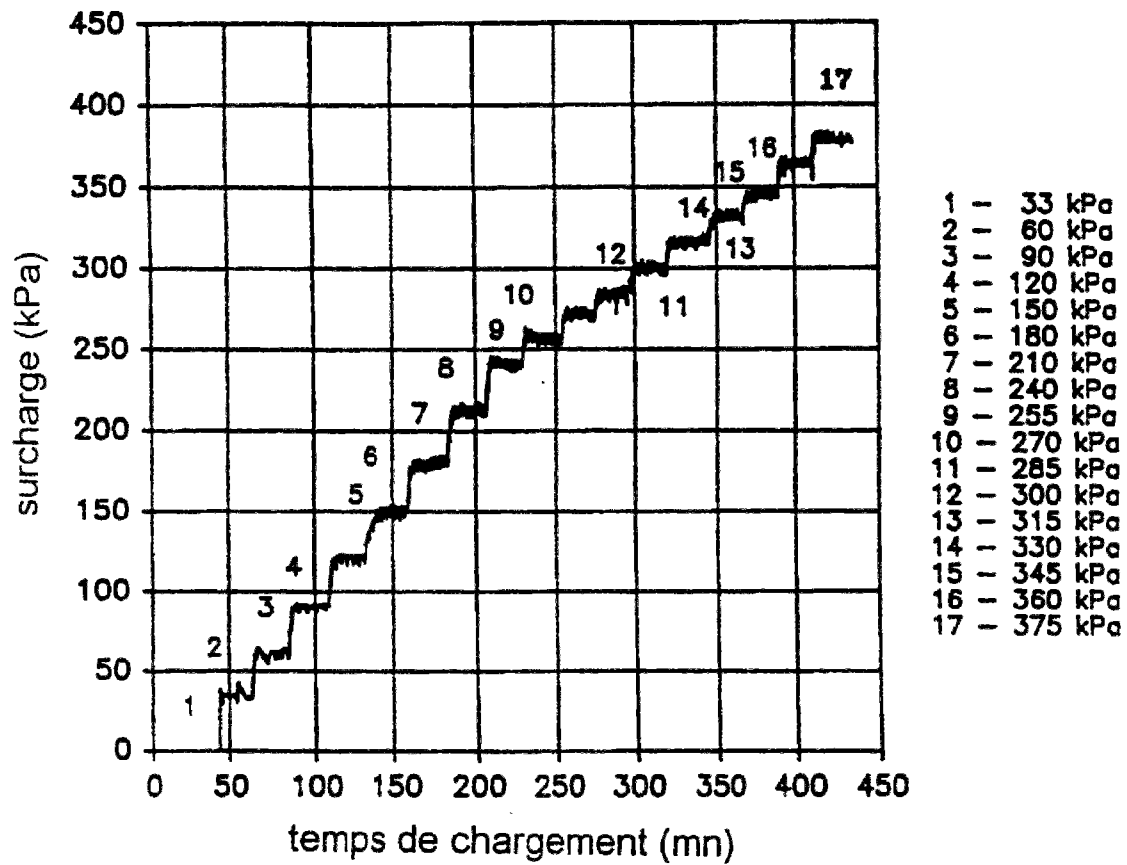
A 1.02 - Evolution des allongements du géotextile en fonction de la hauteur du remblai

## **ANNEXE 2**

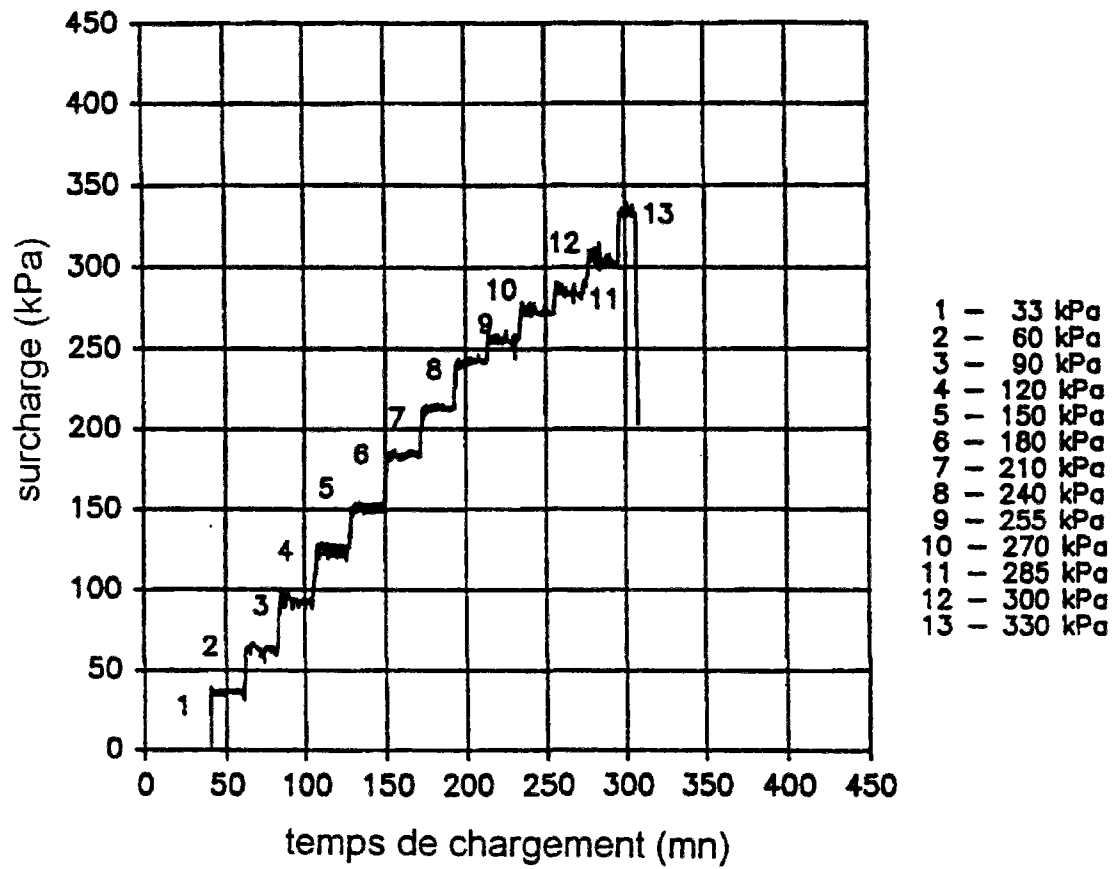
**Etudes sur modèles réduits en centrifugeuse : résultats des mesures**



A 2.01 - Procédure de chargement jusqu'à la rupture du modèle I

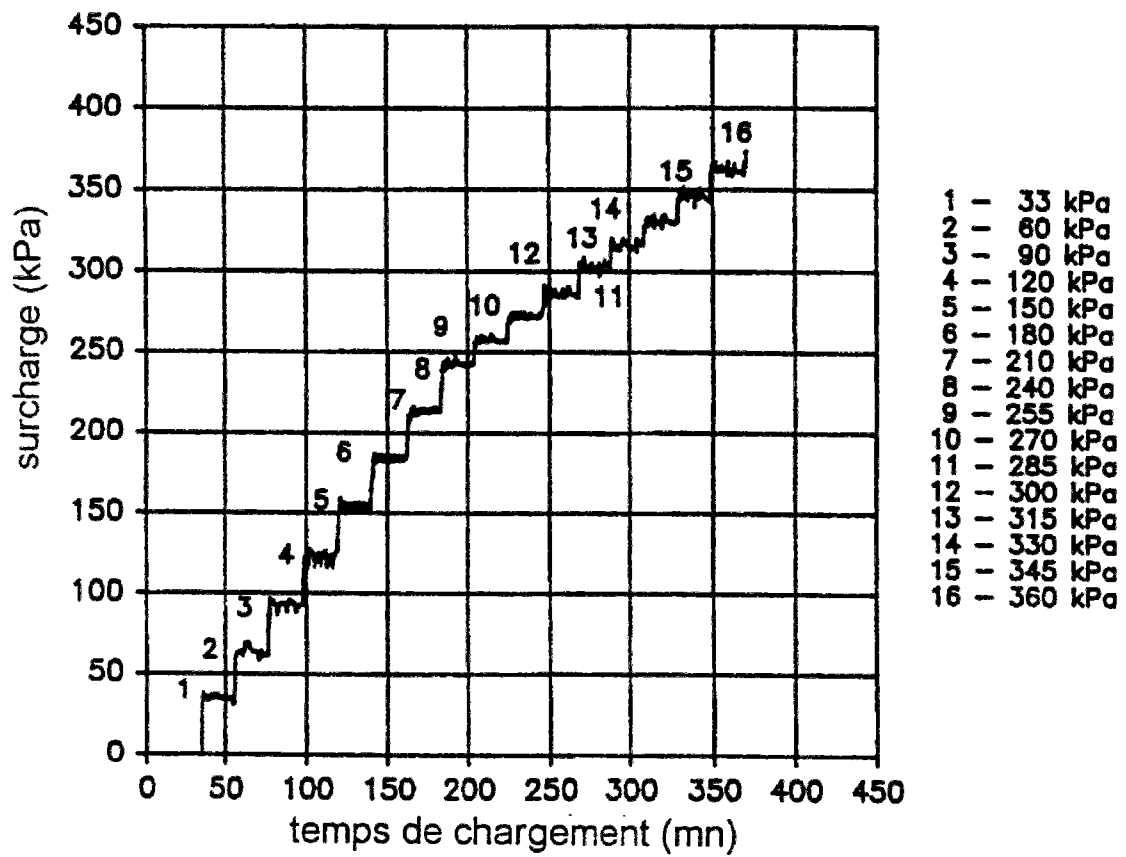


A 2.02 - Procédure de chargement jusqu'à à la rupture du modèle II

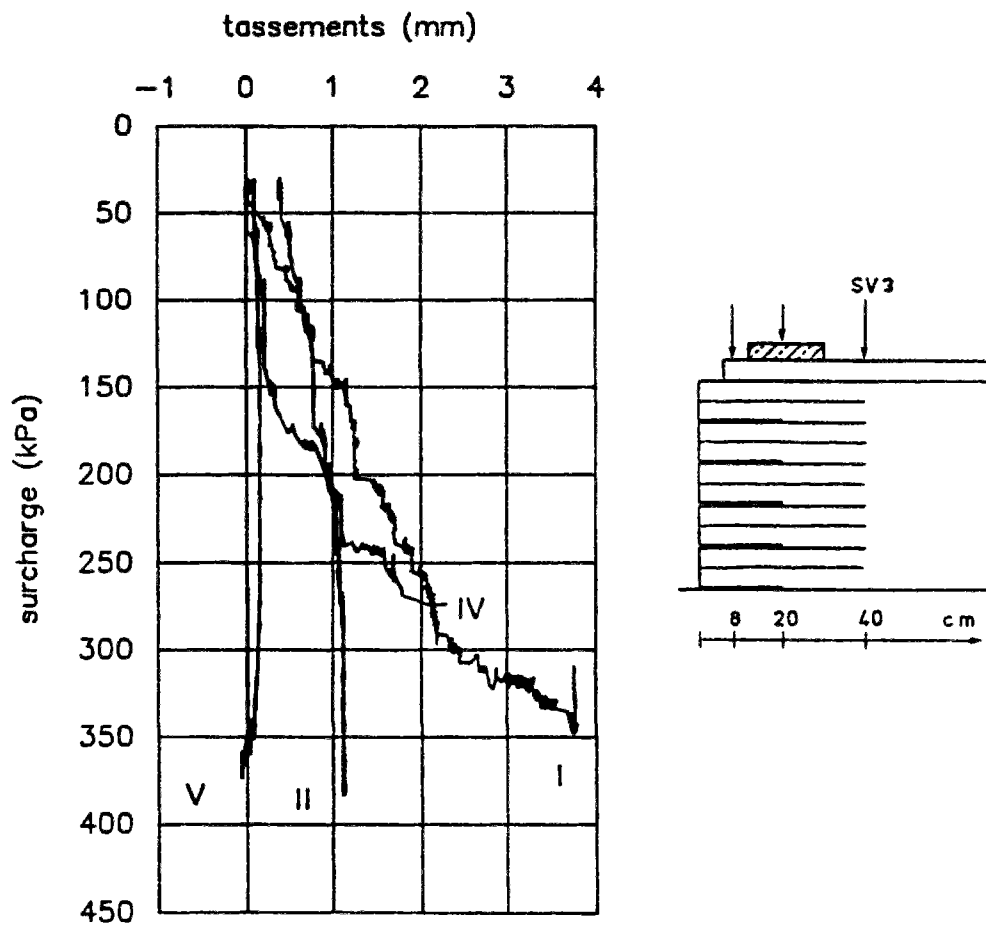


A 2.03 - Procédure de chargement jusqu'à à la rupture du modèle IV

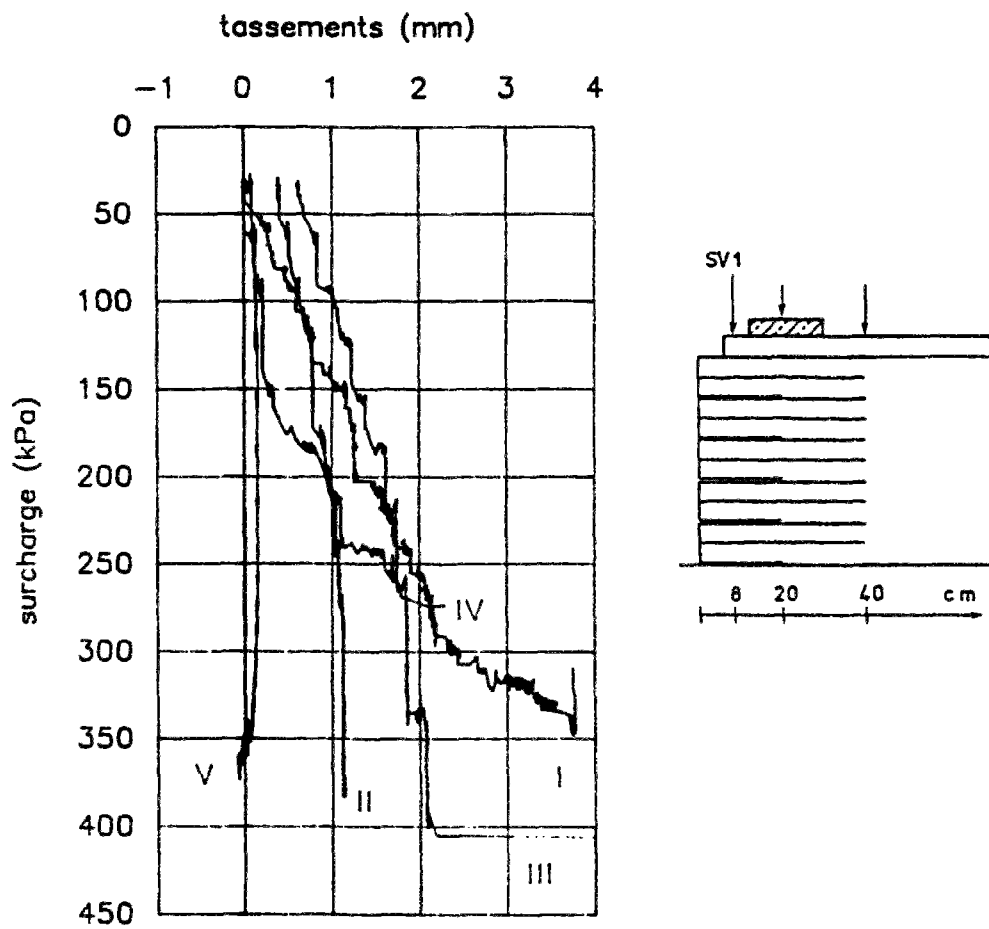




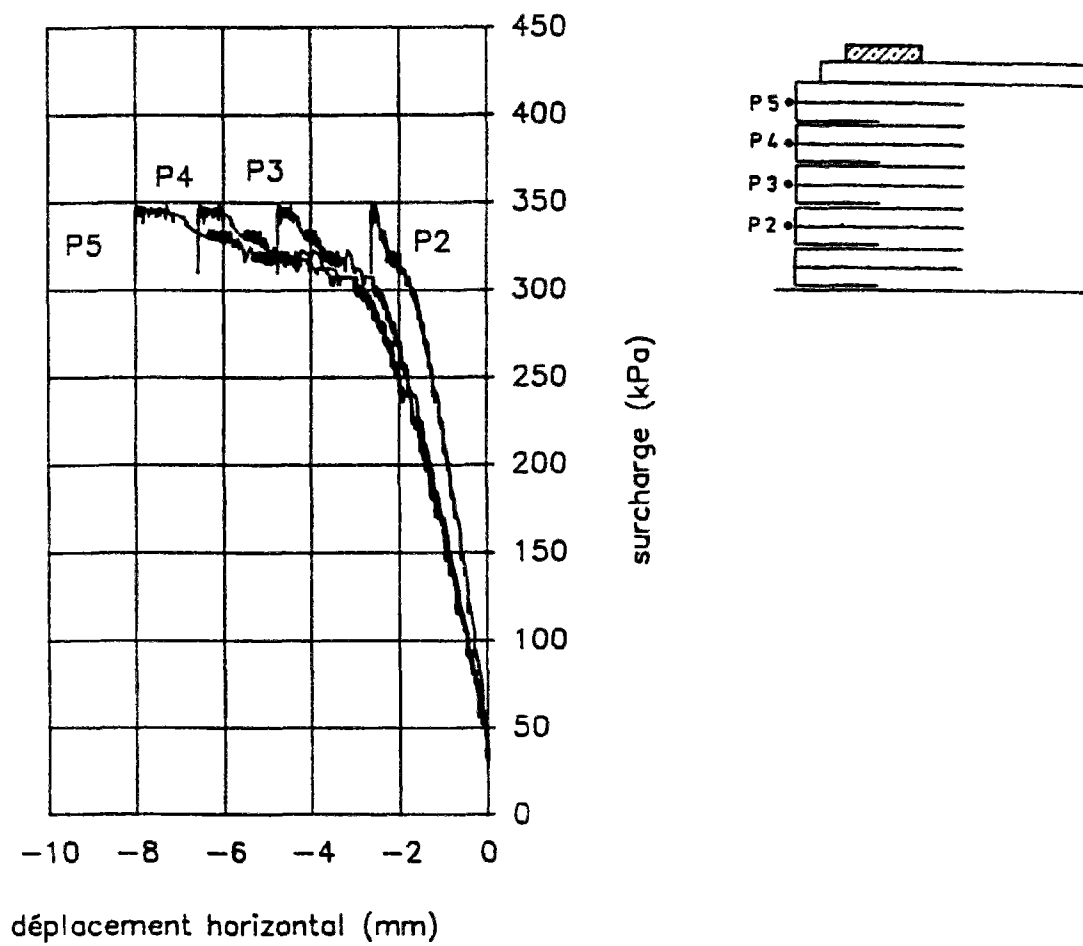
A 2.04 - Procédure de chargement jusqu'à la rupture du modèle V



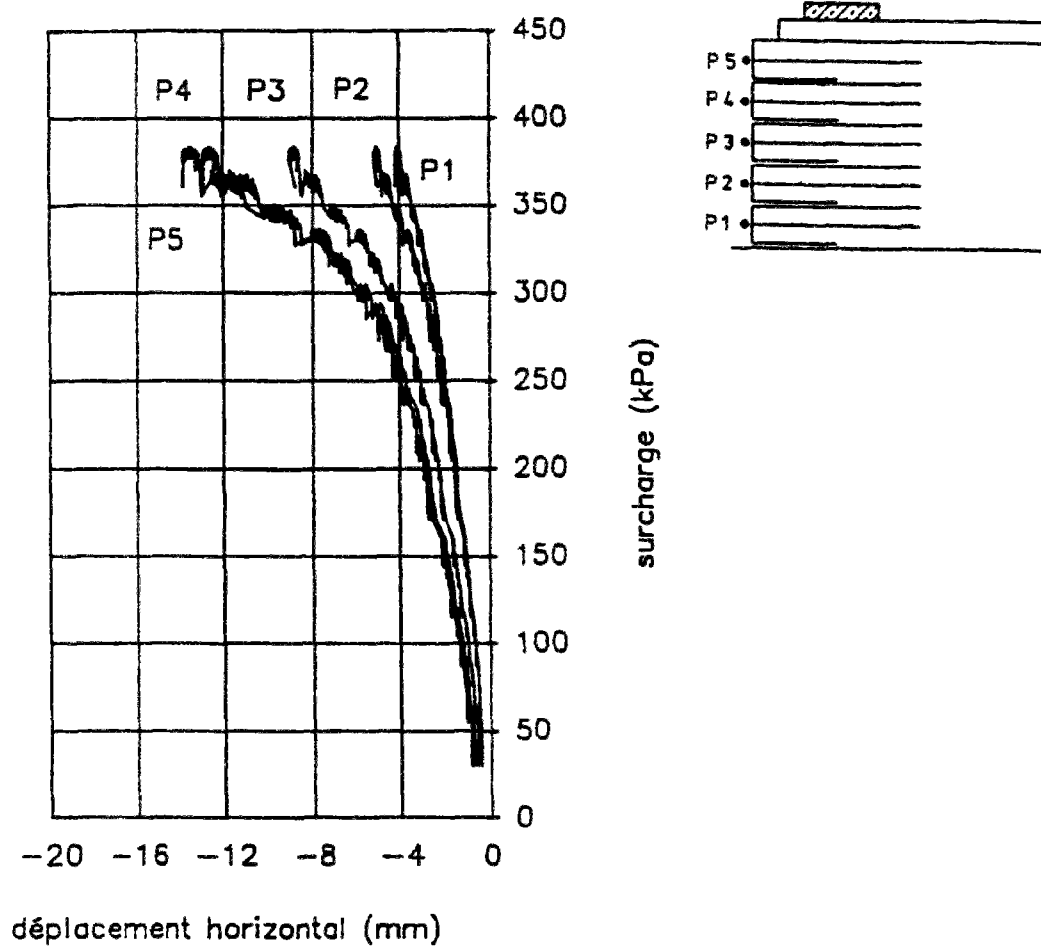
A 2.05 - Evolution des tassements de surface observés à l'arrière (SV3) des modèles I, II, IV et V



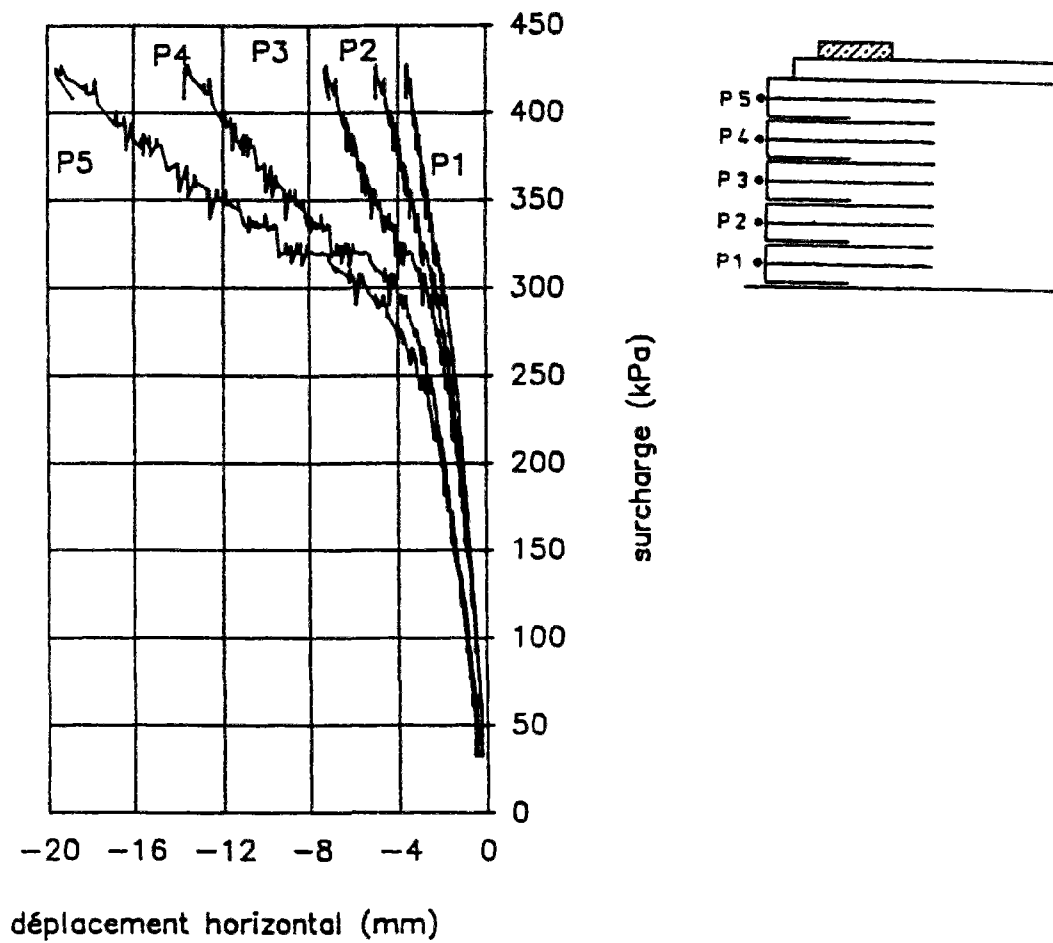
A 2.06 - Evolution des tassements de surface observés à l'avant (SV1) des modèles I, II, IV et V



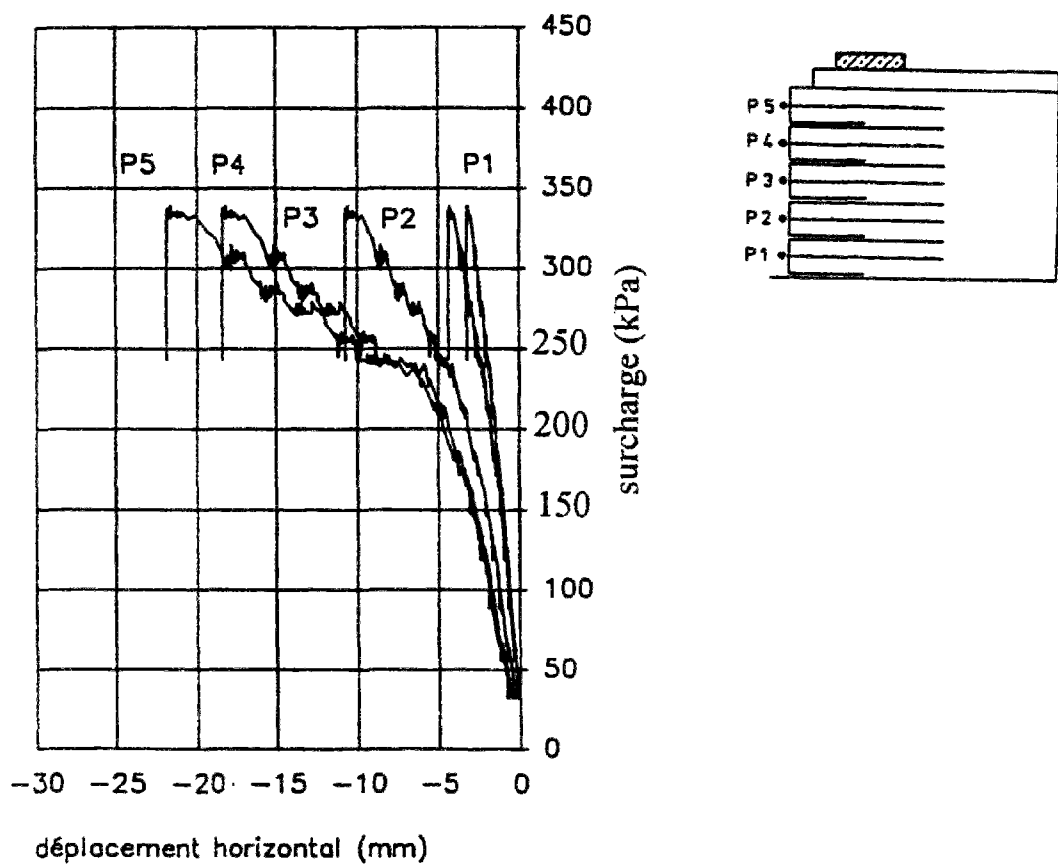
A 2.07 - Evolution des déplacements horizontaux de la face du modèle I



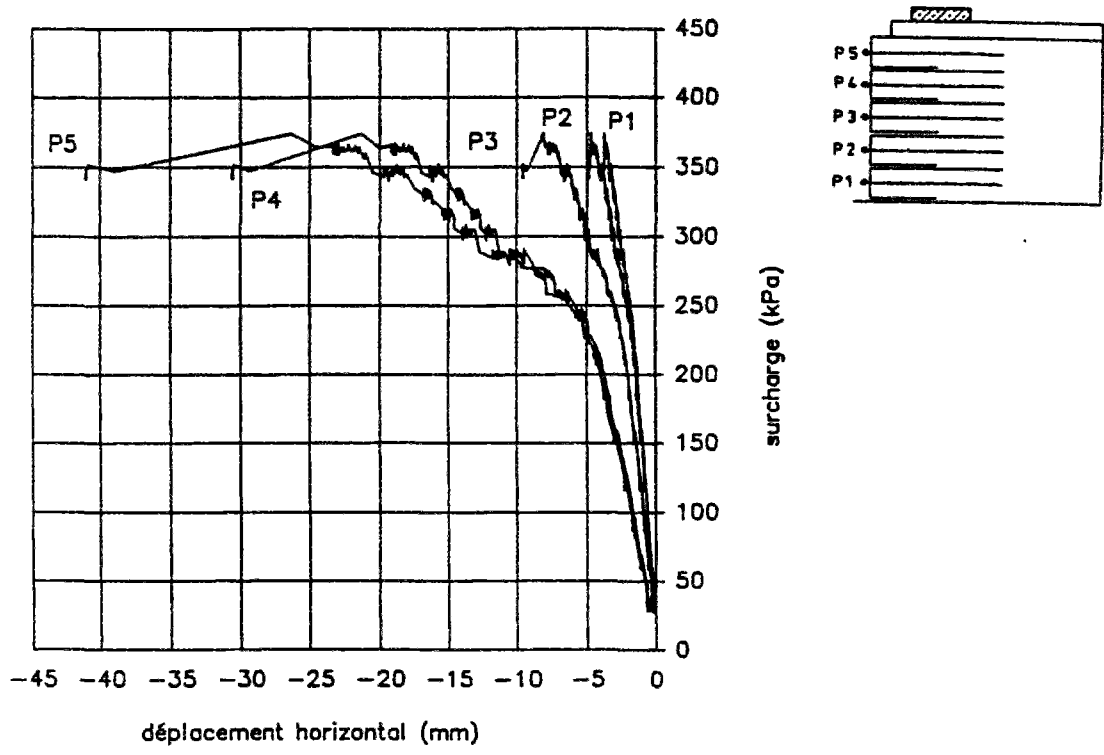
A 2.08 - Evolution des déplacements horizontaux de la face du modèle II



A 2.09 - Evolution des déplacements horizontaux de la face du modèle III

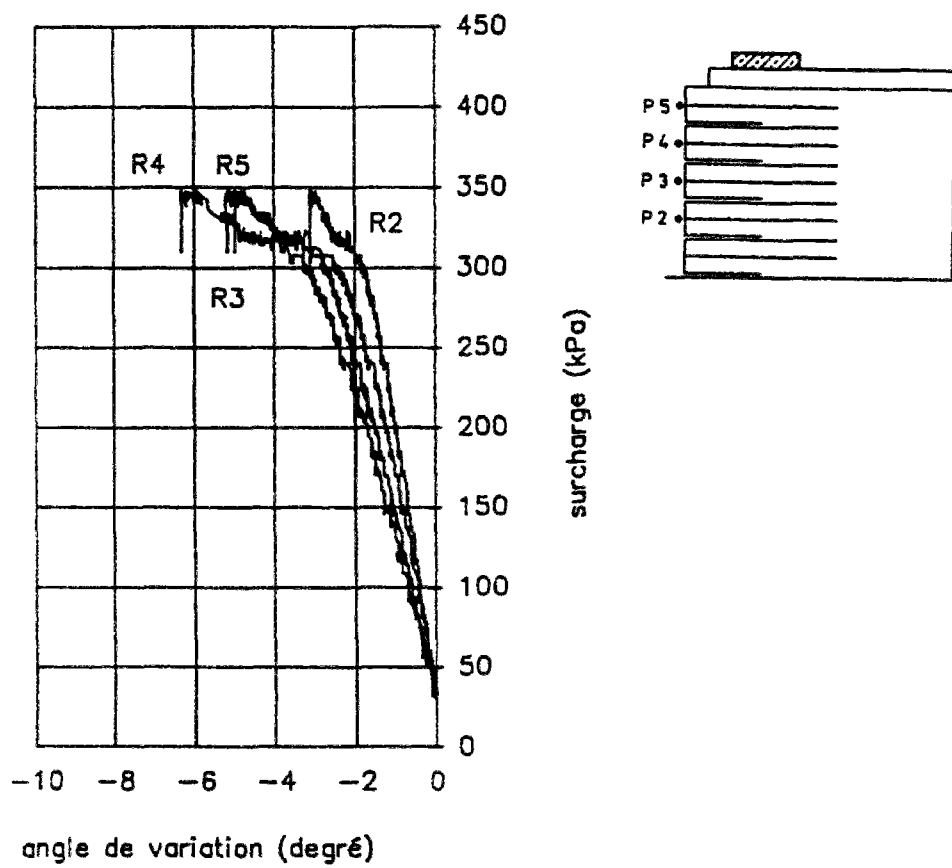


A 2.10 - Evolution des déplacements horizontaux de la face du modèle IV

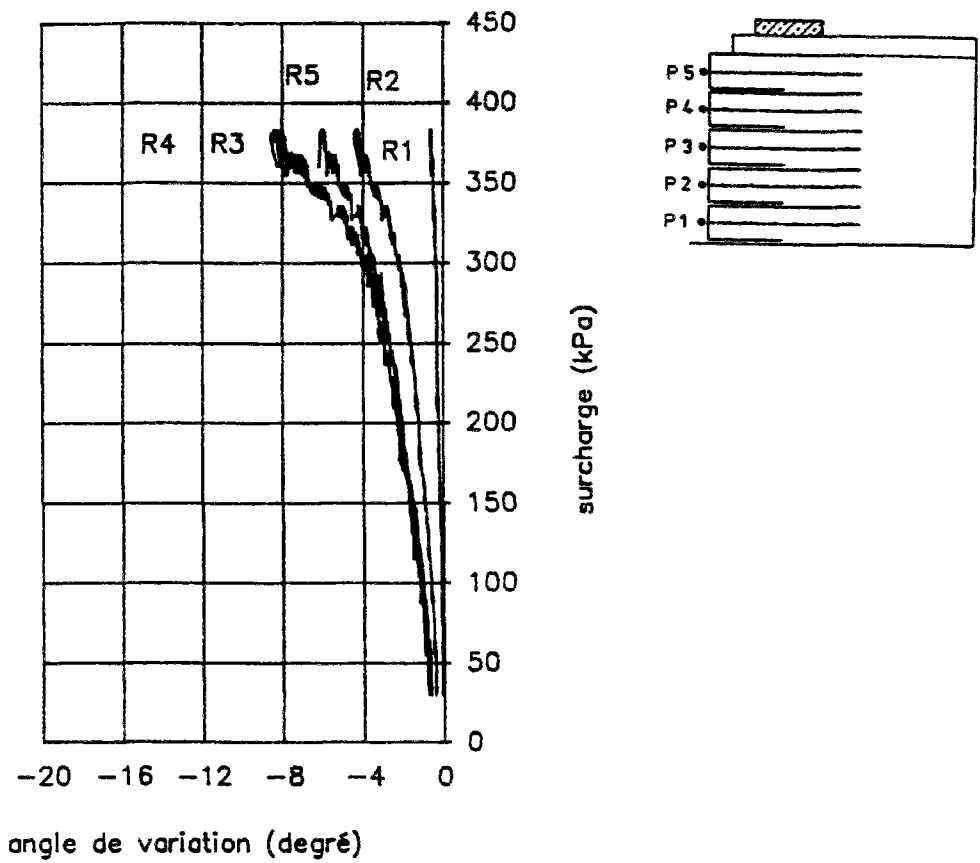


A 2.11 - Evolution des déplacements horizontaux de la face du modèle V

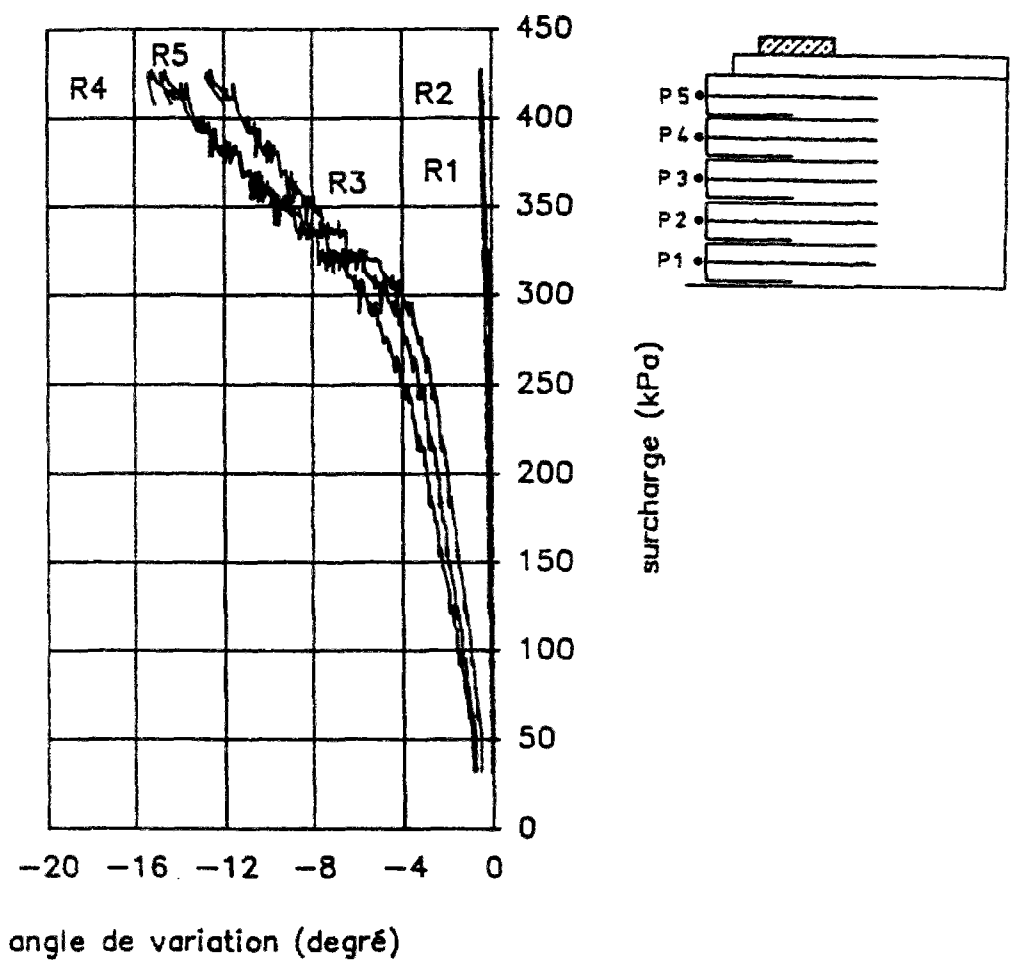




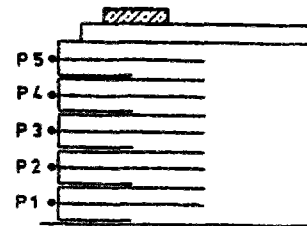
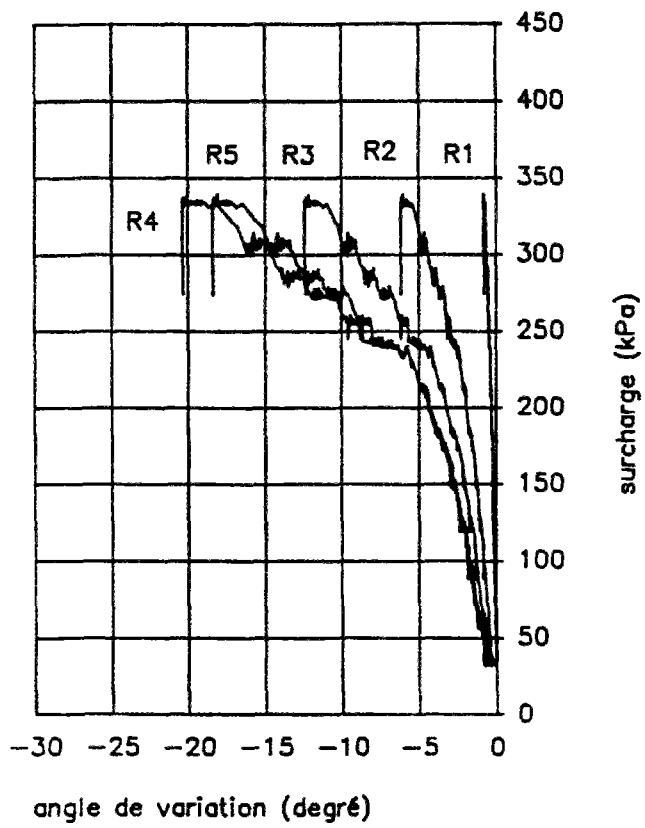
A 2.12 - Evolution des angles de variation de la face du modèle I



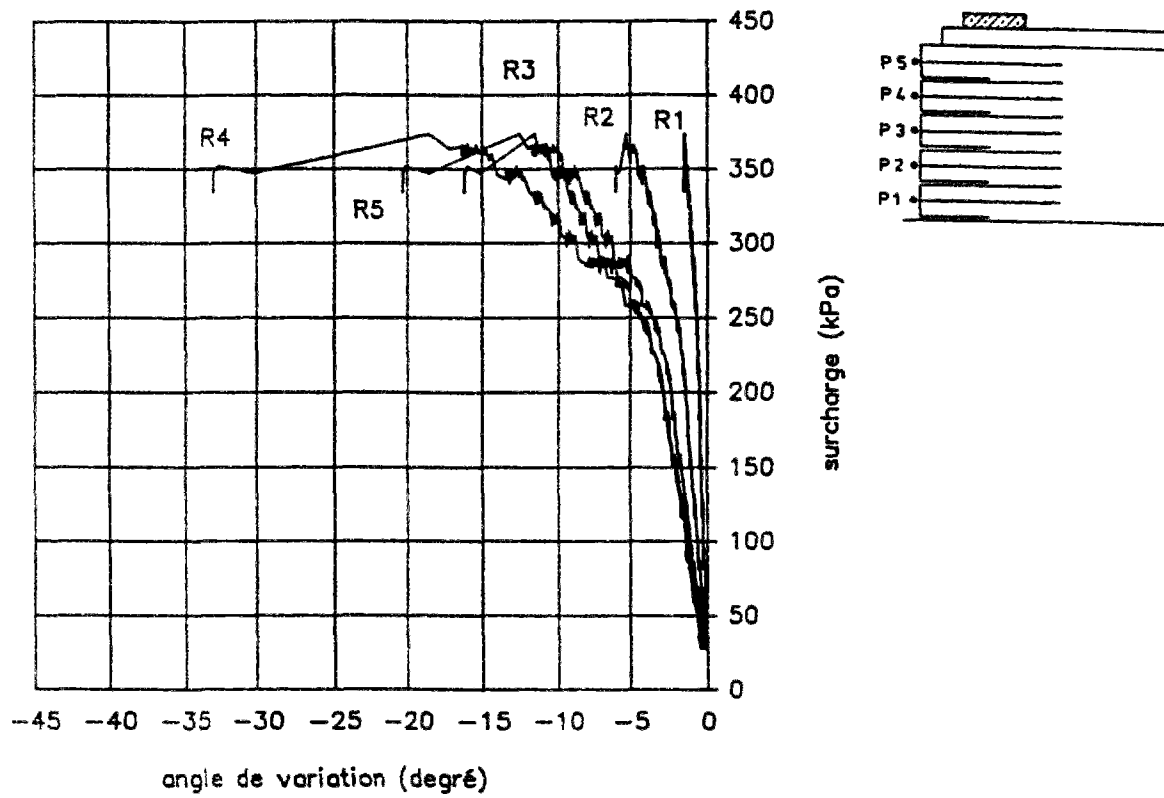
A 2.13 - Evolution des angles de variation de la face du modèle II



A 2.14 - Evolution des angles de variation de la face du modèle III

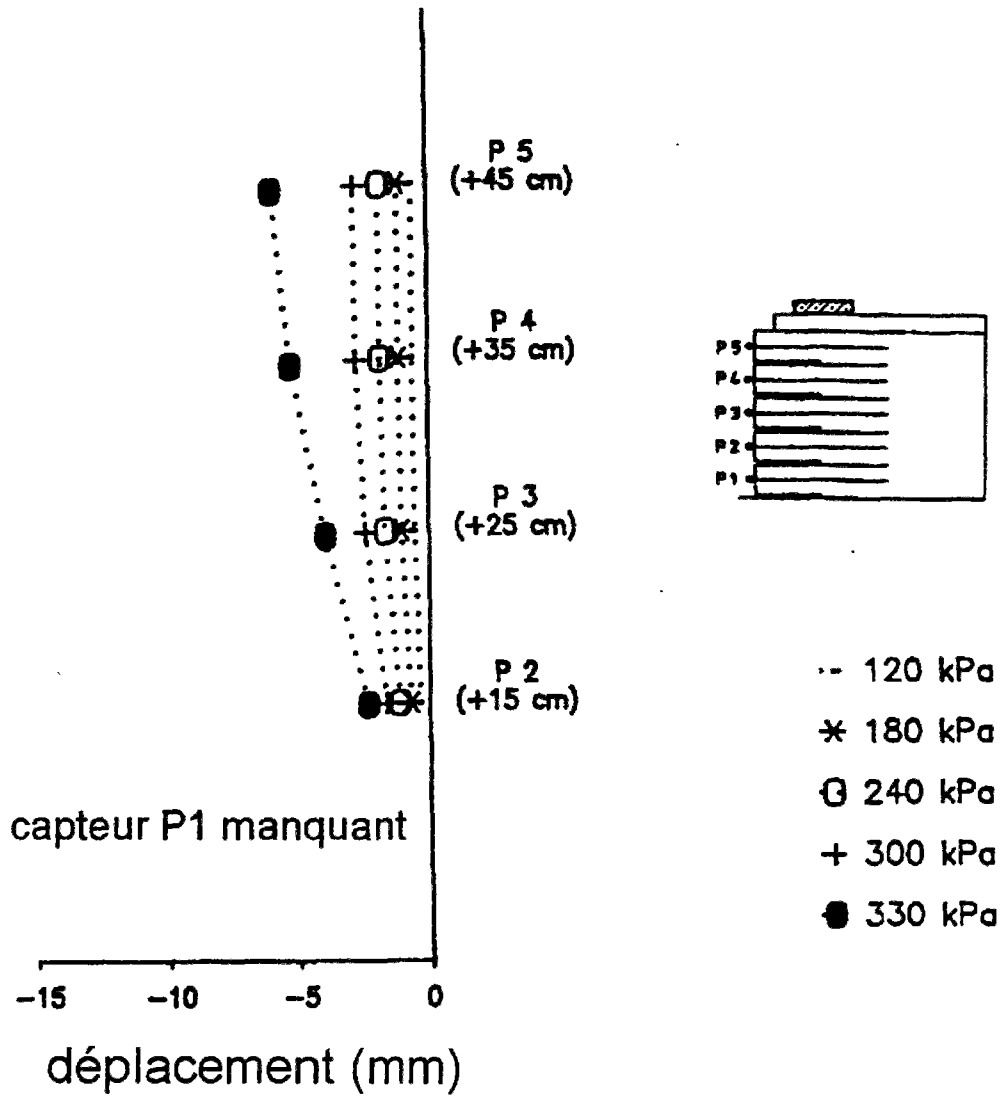


A 2.15 - Evolution des angles de variation de la face du modèle IV

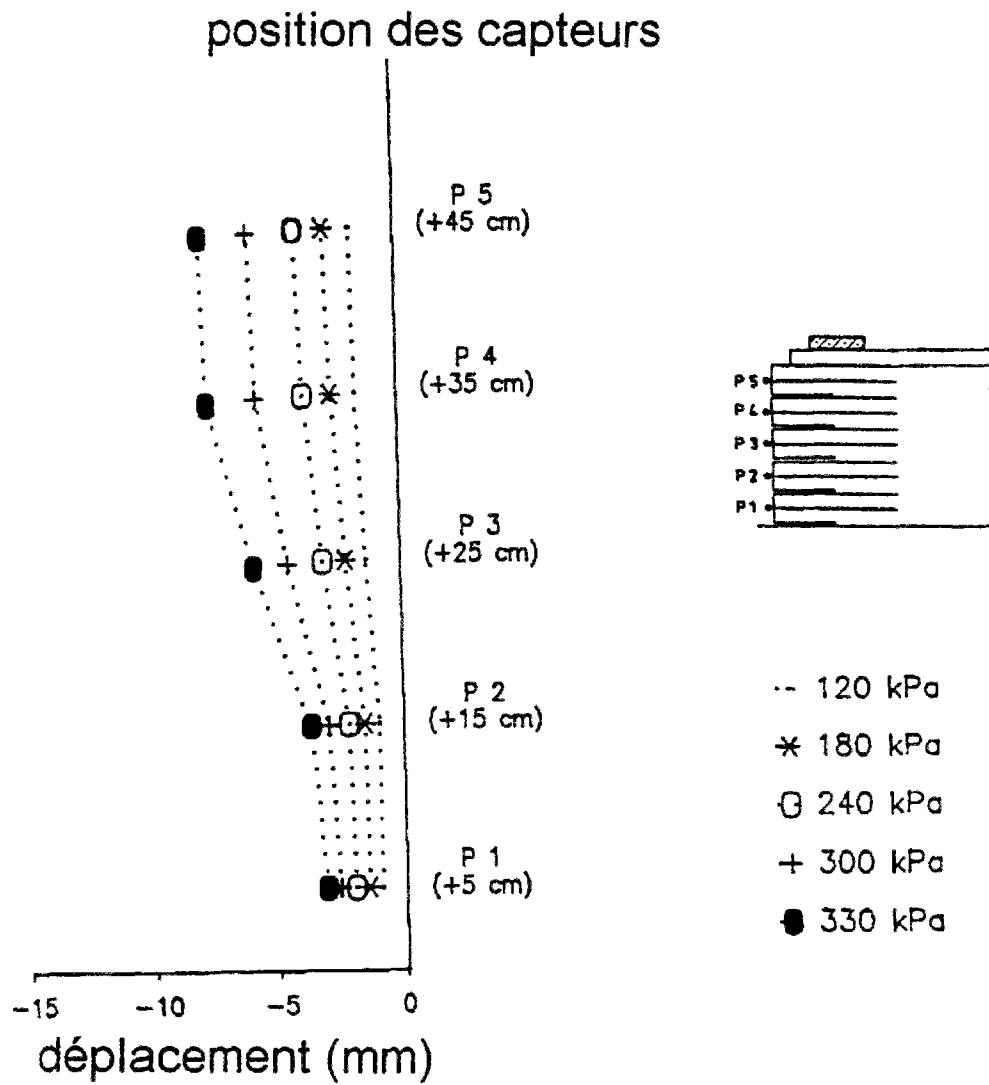


A 2.16 - Evolution des angles de variation de la face du modèle V

### position des capteurs

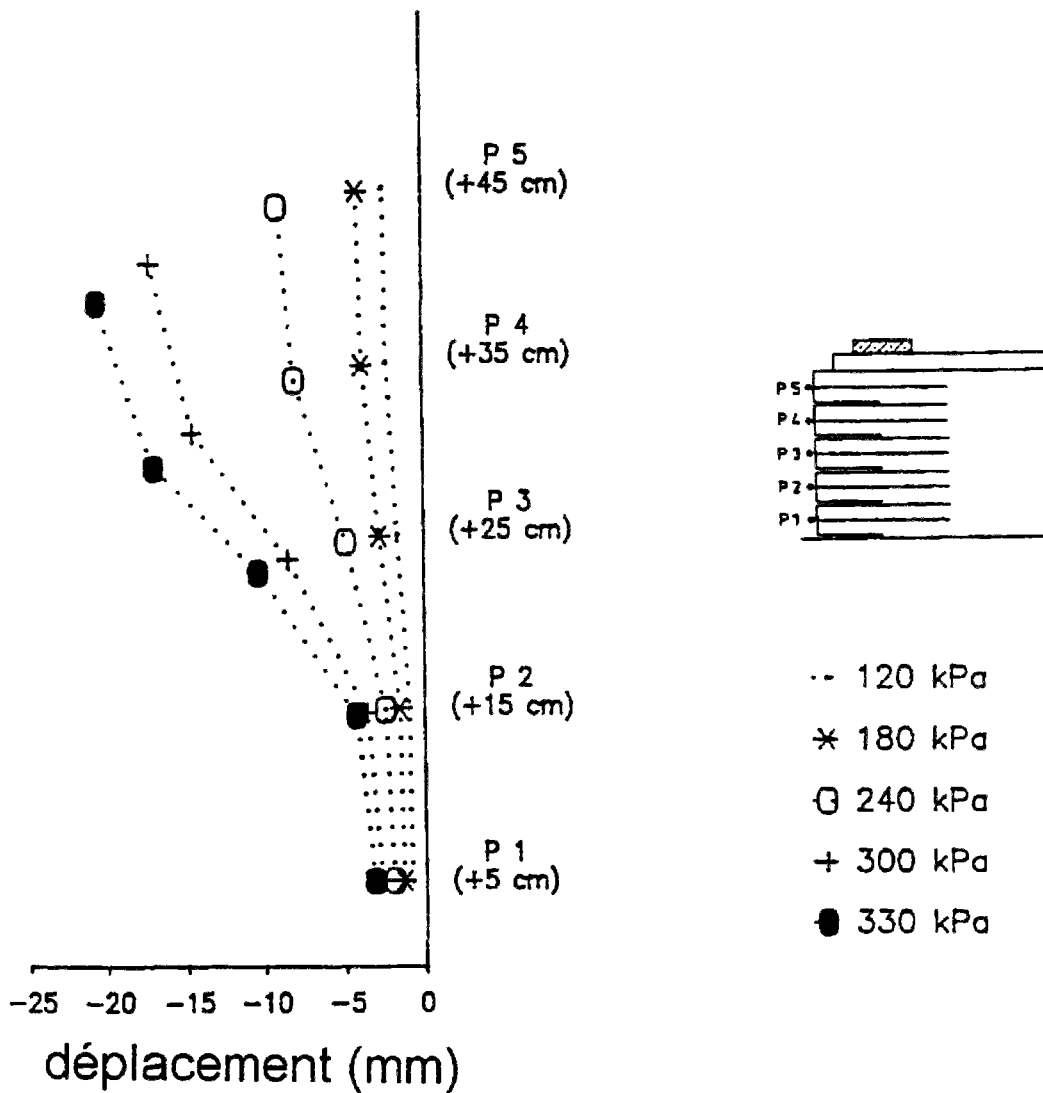


A 2.17 - Déplacements de la face du mur pour les surcharges de référence (modèle I)



A 2.18 - Déplacements de la face du mur pour les surcharges de référence (modèle II)

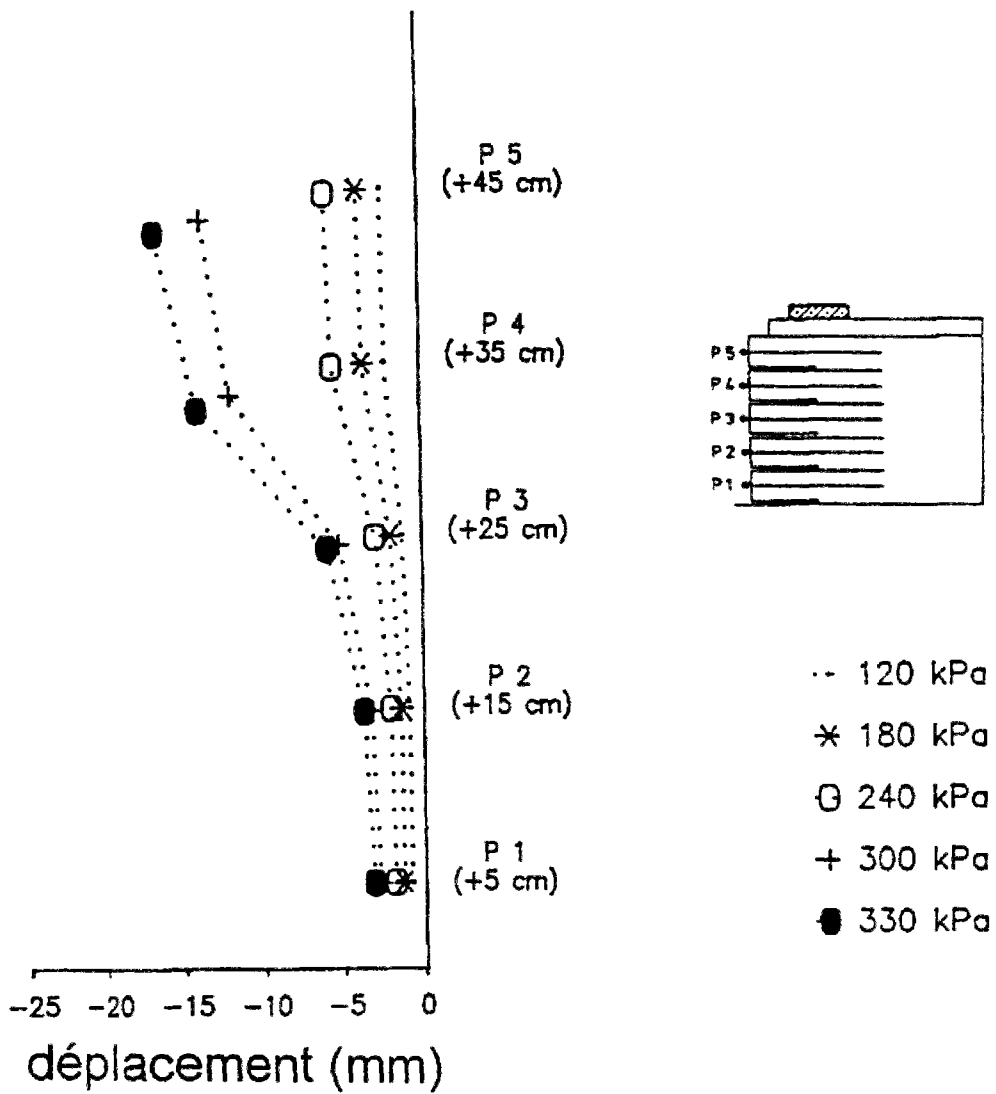
### position des capteurs



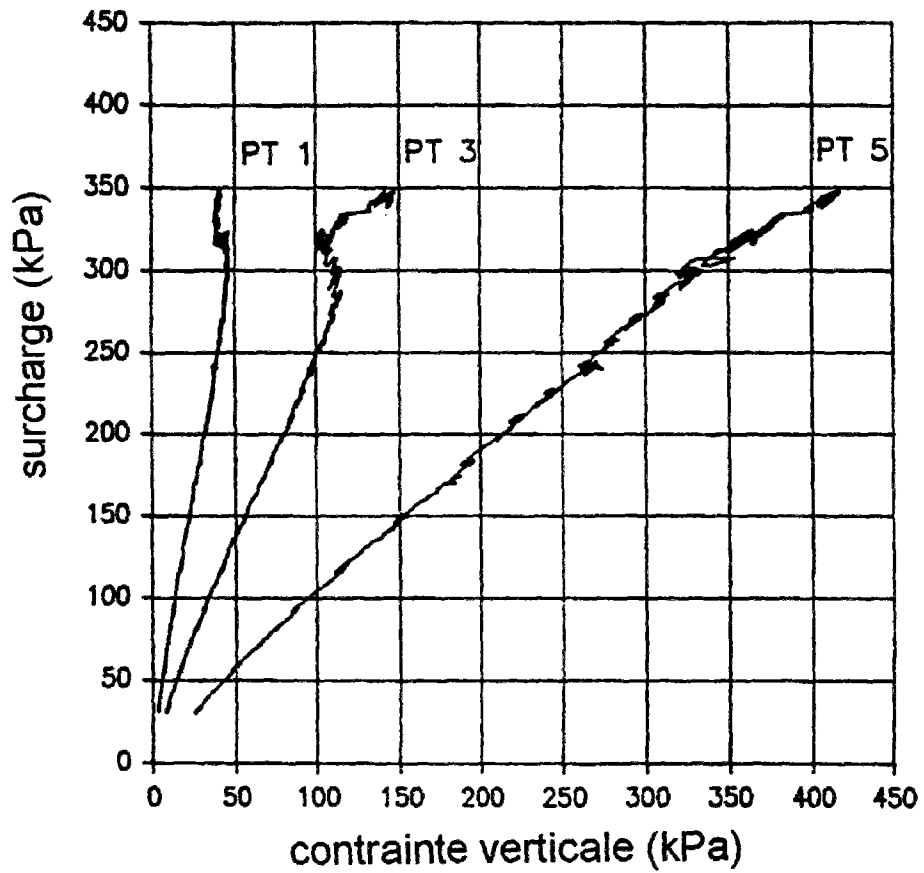
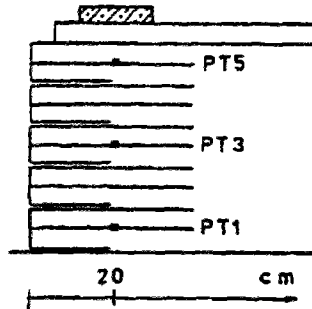
A 2.19 - Déplacements de la face du mur pour les surcharges de référence (modèle IV)



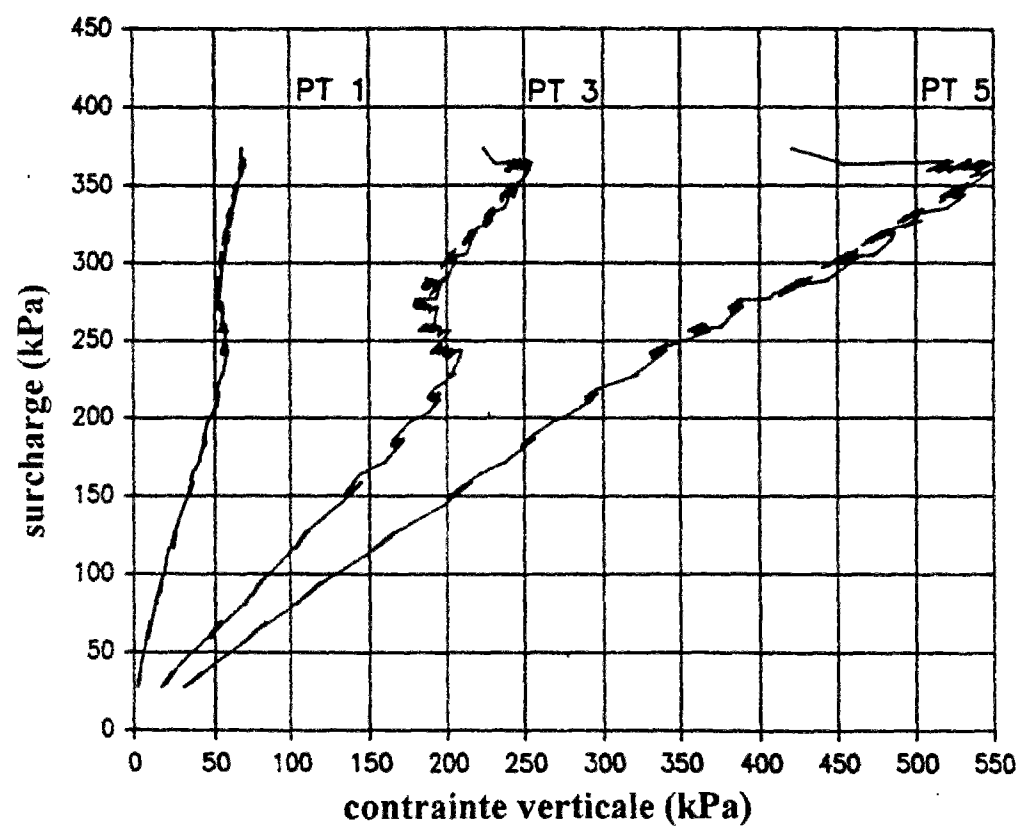
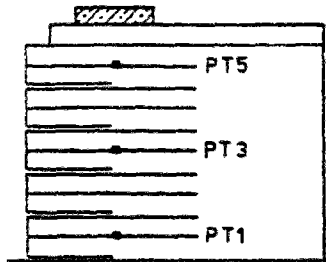
### position des capteurs



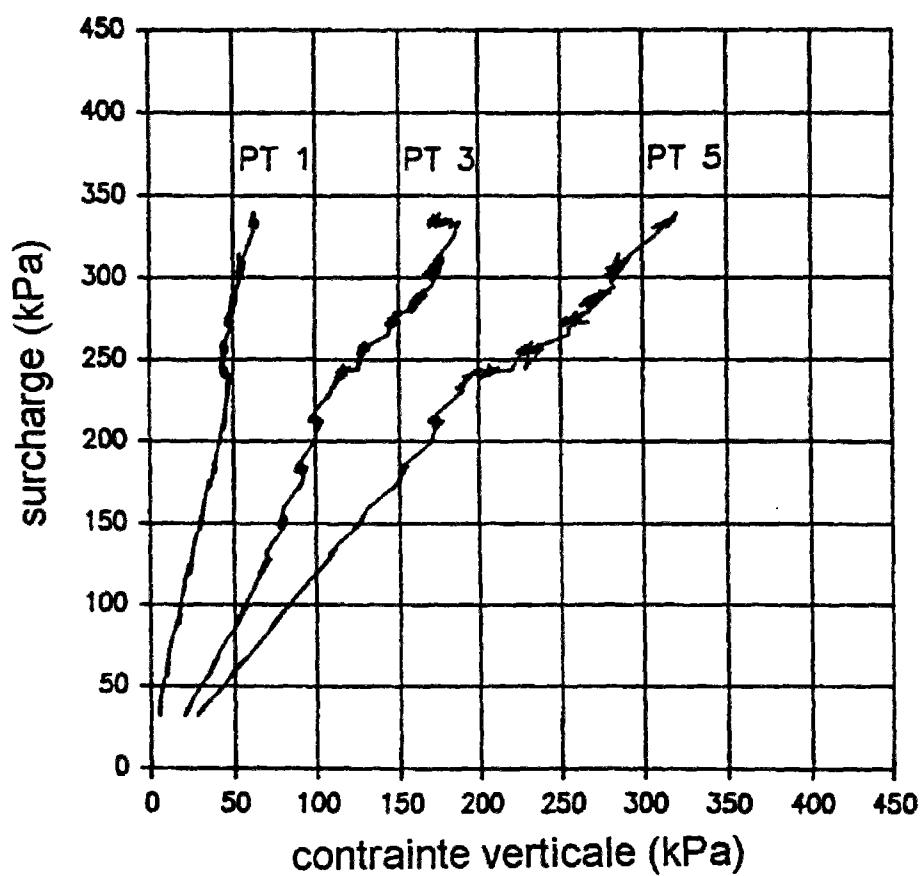
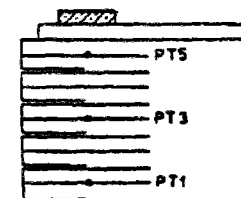
A 2.20 - Déplacements de la face du mur pour les surcharges de référence (modèle V)



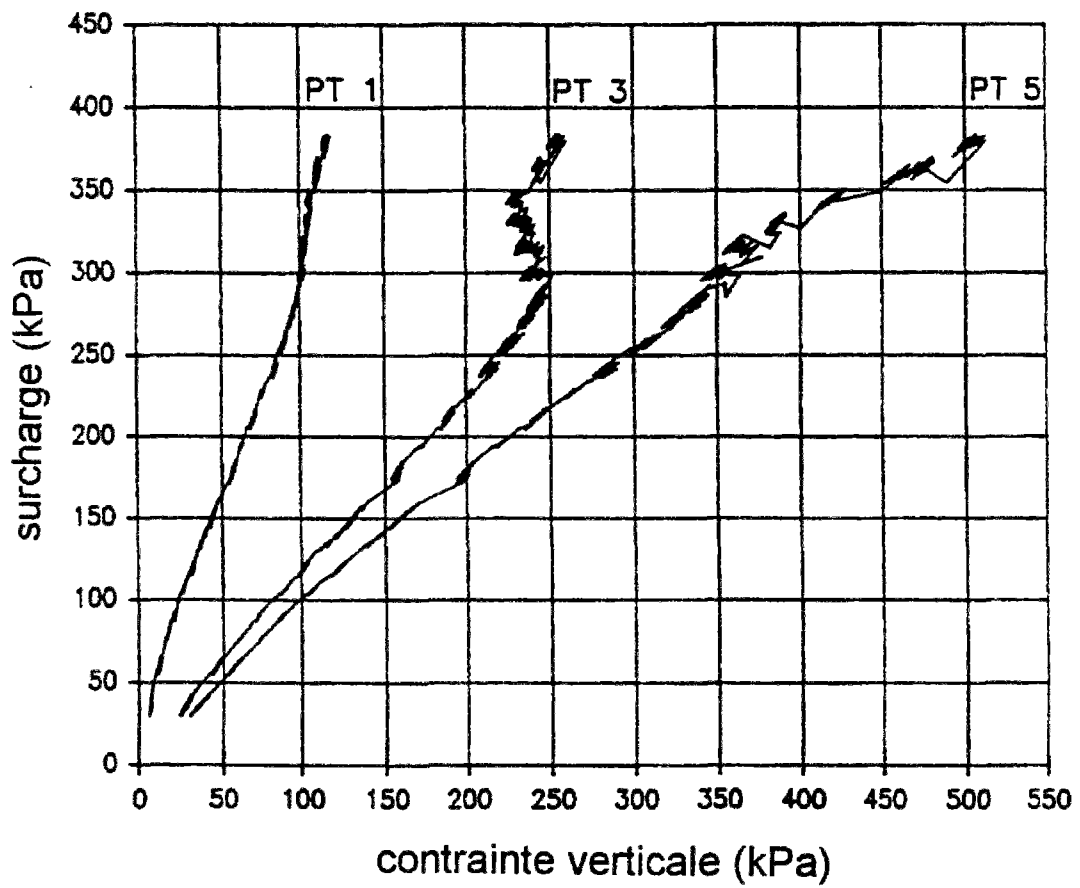
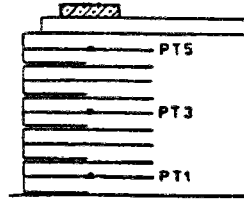
A 2.21 - Evolution de la contrainte verticale dans le massif renforcé (modèle I)



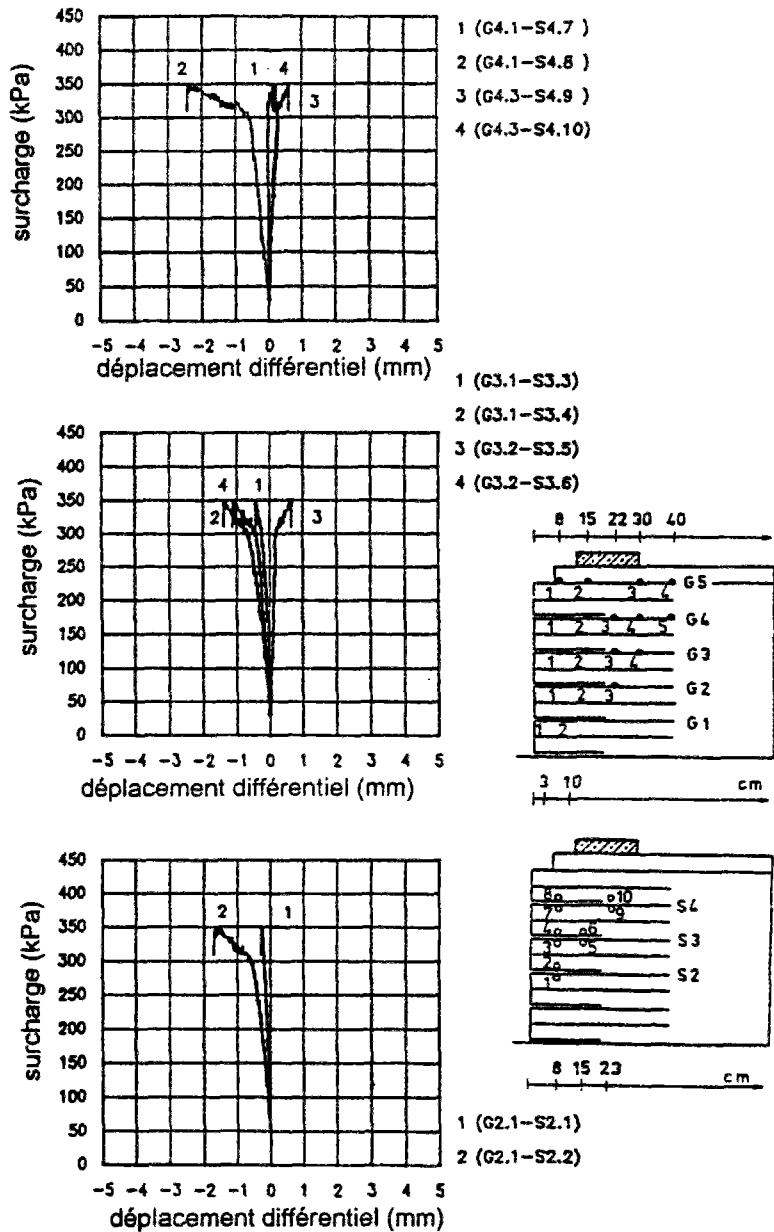
A 2.22 - Evolution de la contrainte verticale dans le massif renforcé (modèle II)



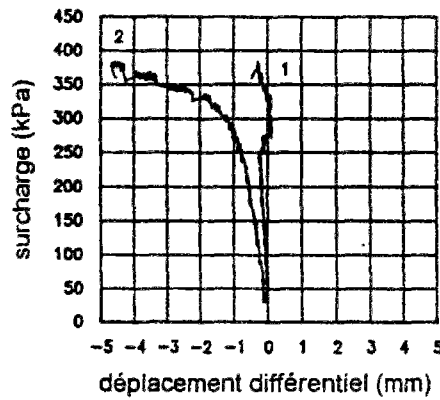
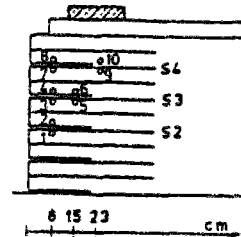
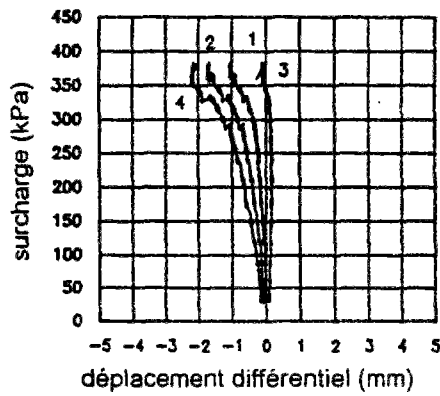
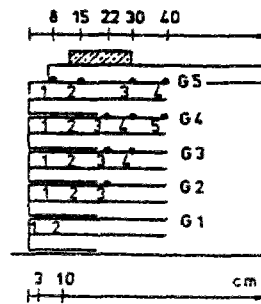
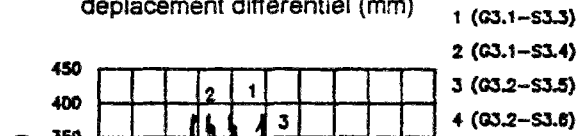
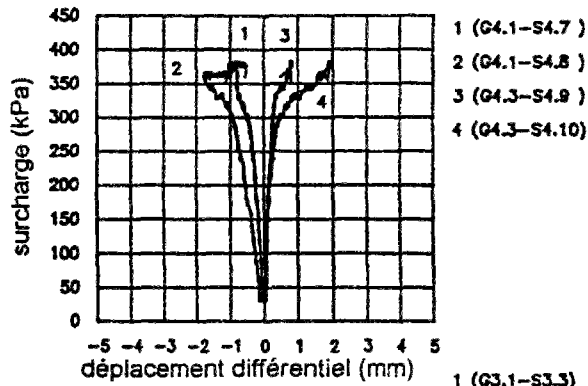
A 2.23 - Evolution de la contrainte verticale dans le massif renforcé (modèle IV)



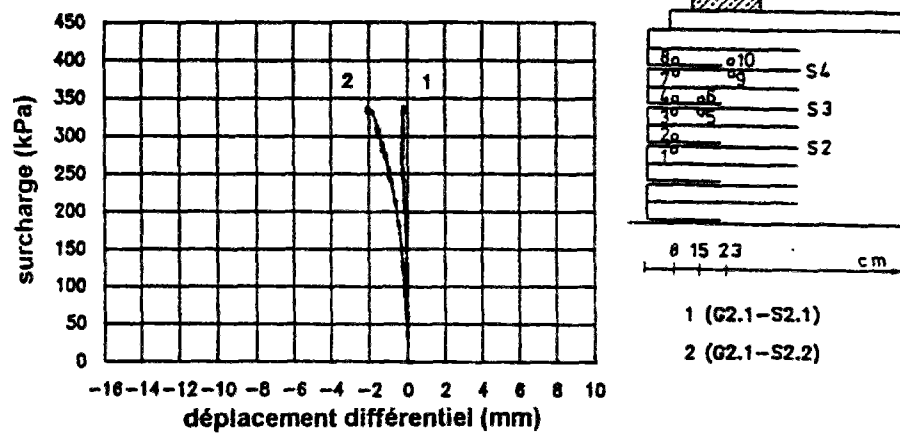
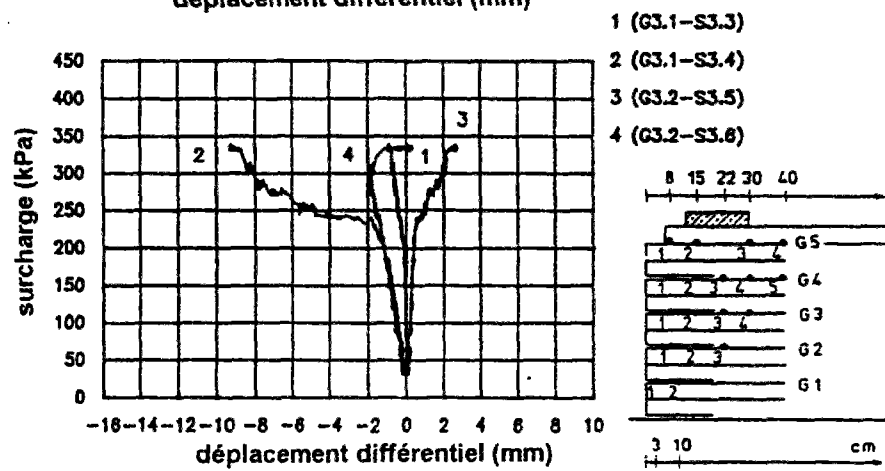
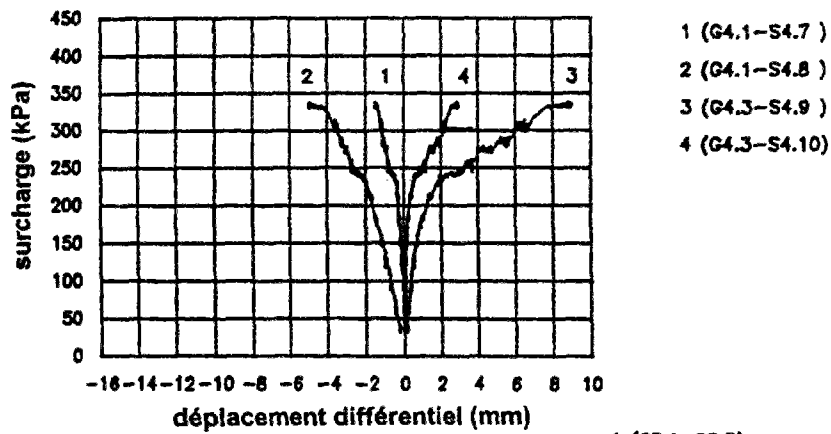
A 2.24 - Evolution de la contrainte verticale dans le massif renforcé (modèle V)



A 2.25 - Evolution du déplacement différentiel géotextile-sol dans le modèle I

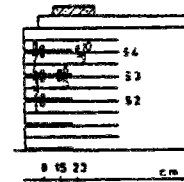
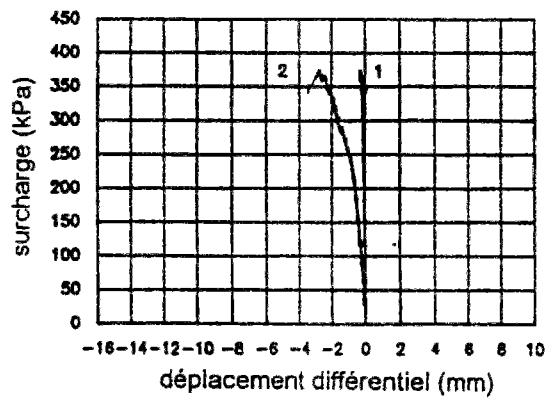
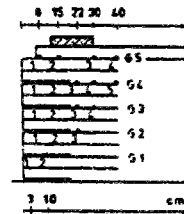
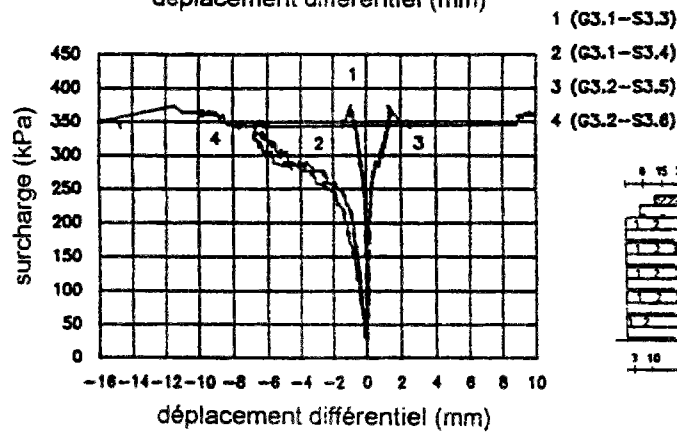
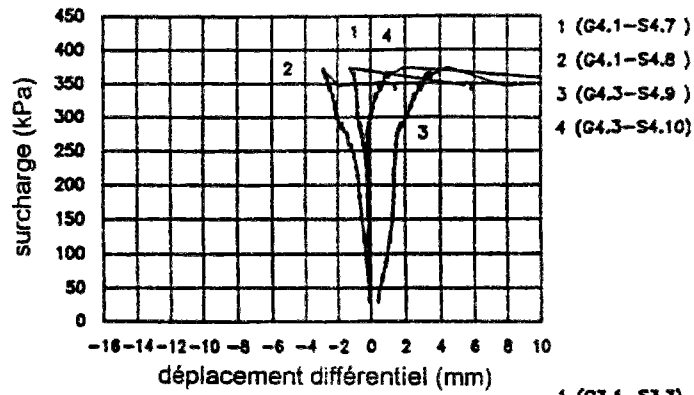


A 2.26 - Evolution du déplacement différentiel géotextile-sol dans le modèle II

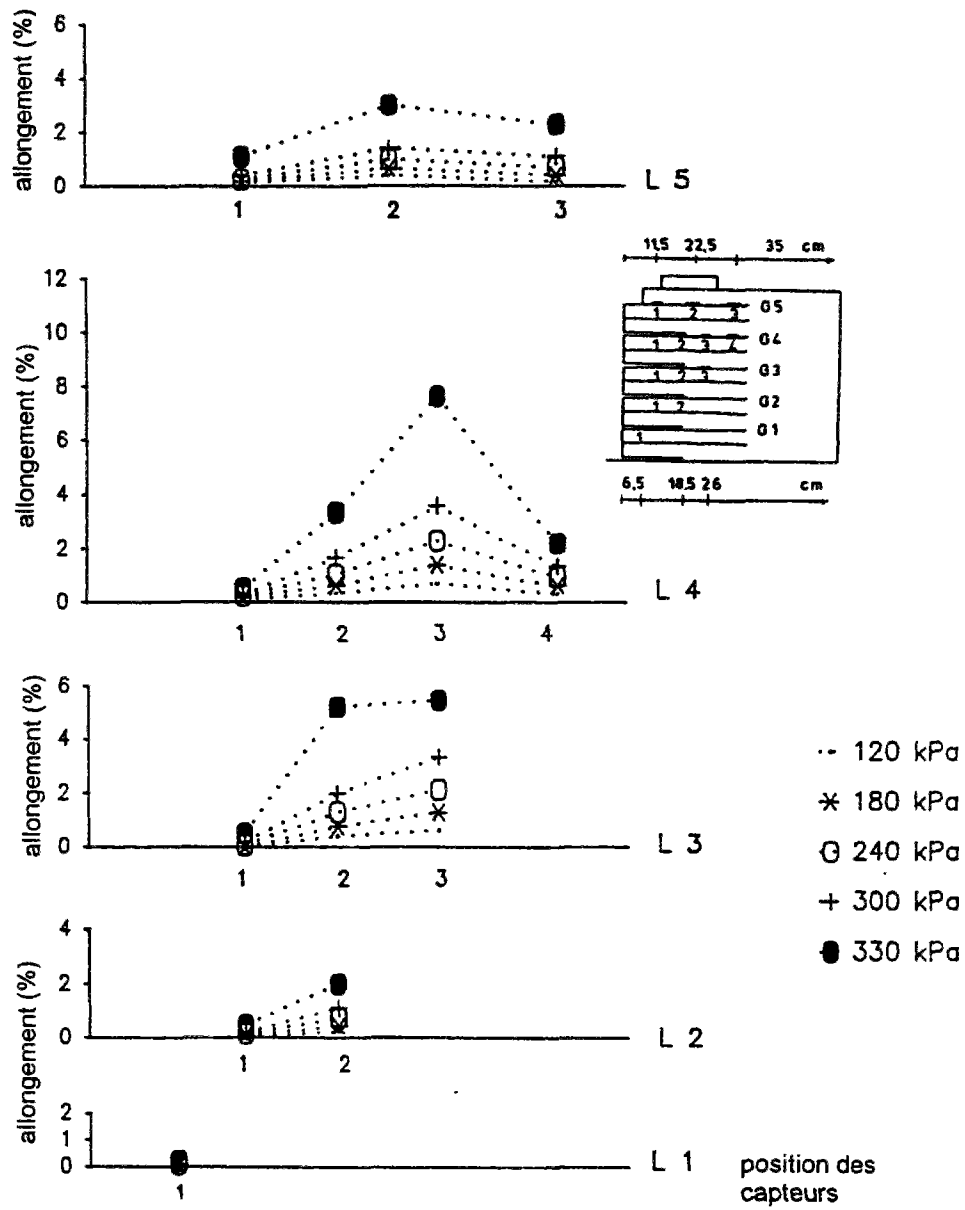


A 2.27 - Evolution du déplacement différentiel géotextile-sol dans le modèle IV

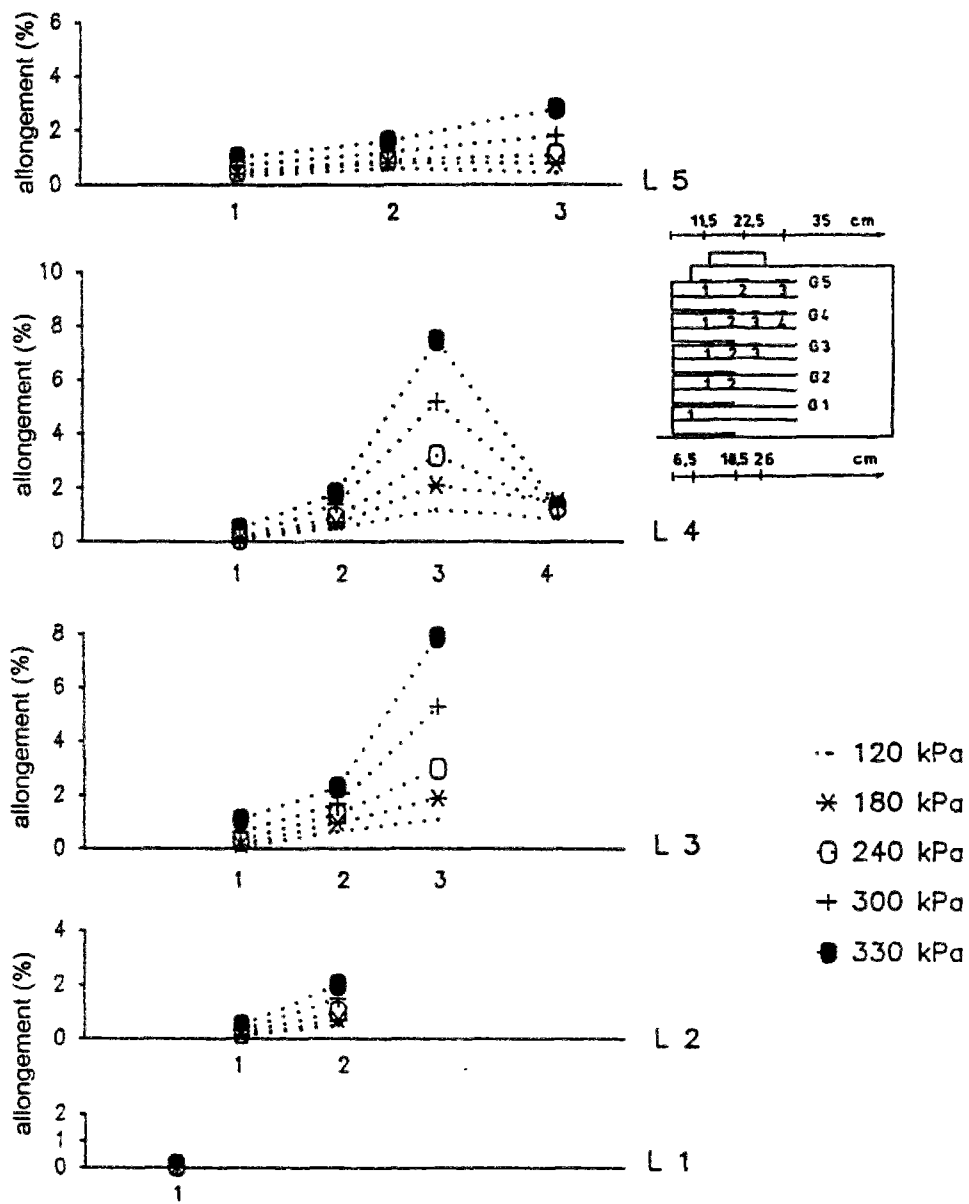




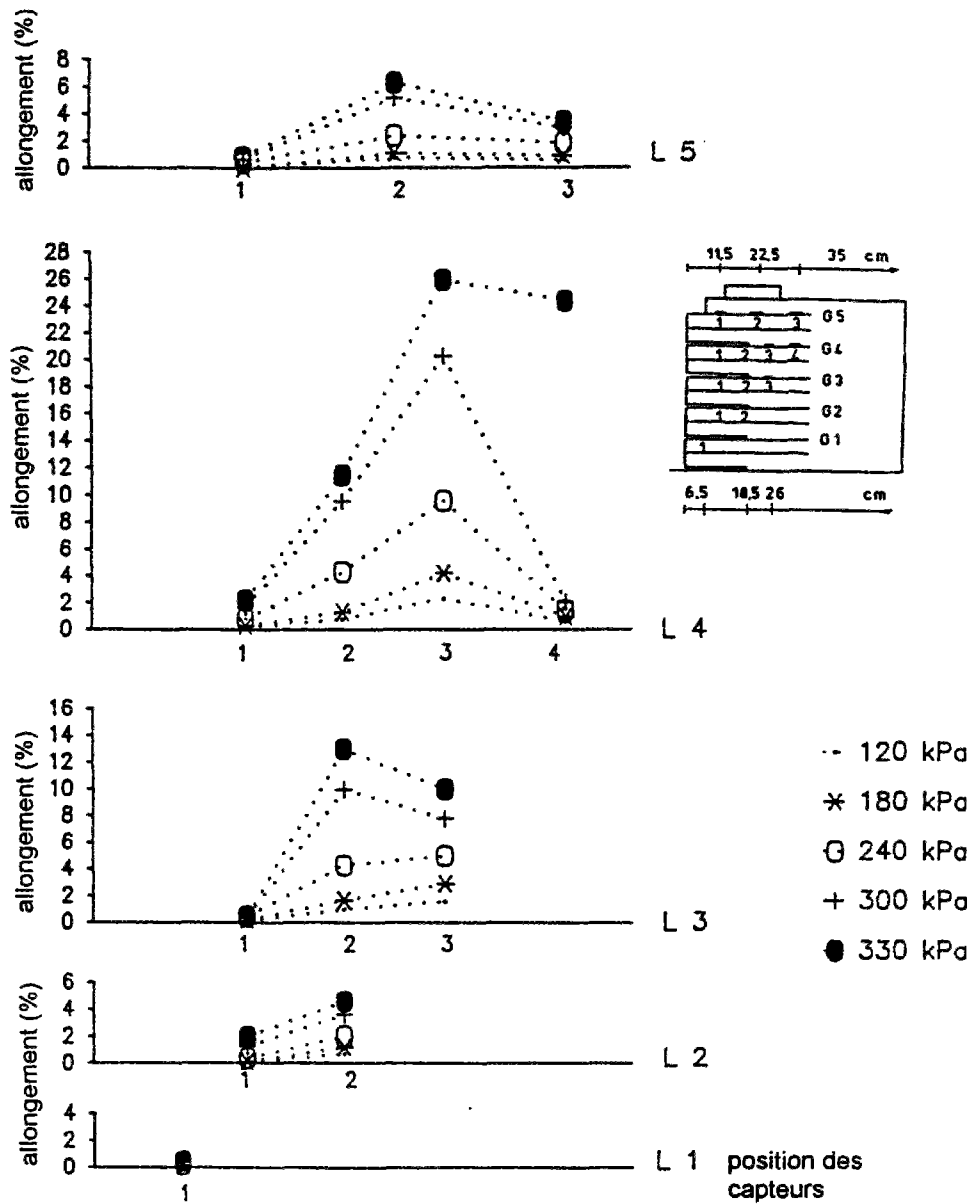
A 2.28 - Evolution du déplacement différentiel géotextile-sol dans le modèle V



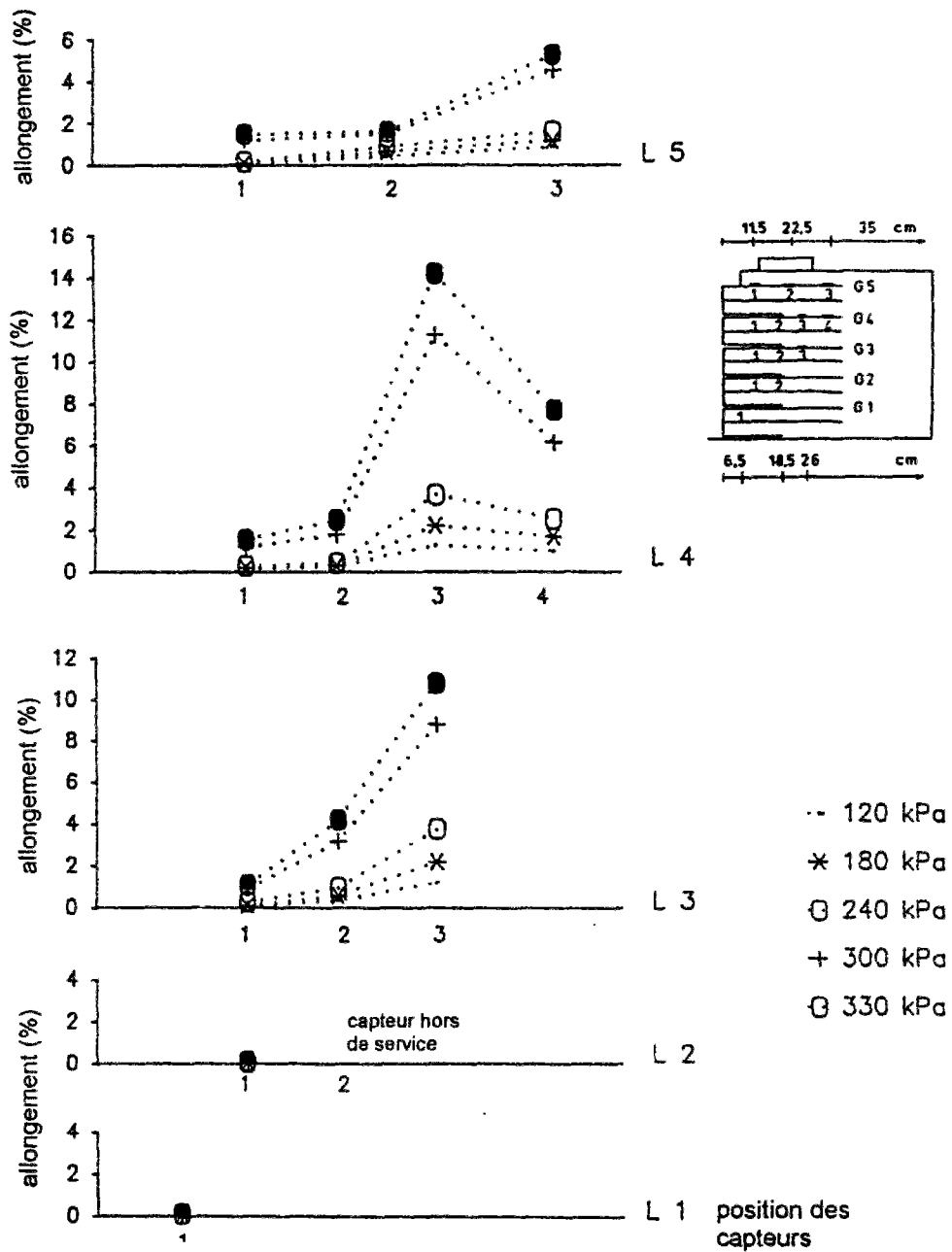
A 2.29 - Allongements des nappes de renforcement pour le modèle I



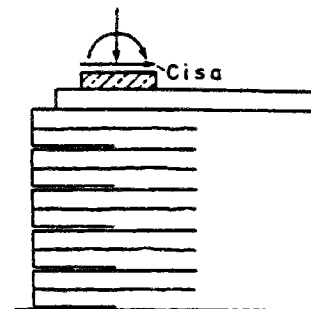
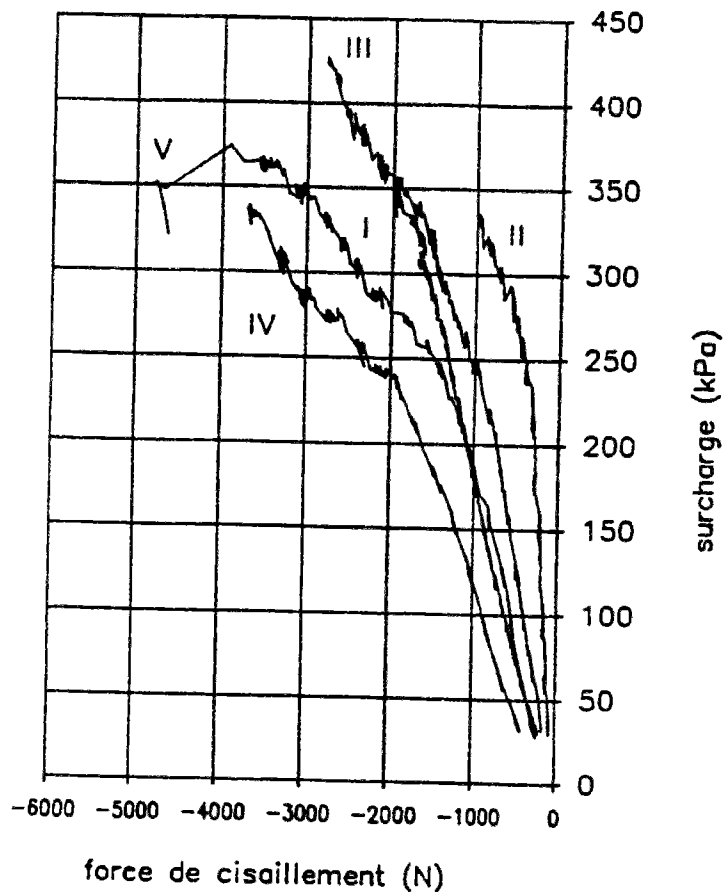
A 2.30 - Allongements des nappes de renforcement pour le modèle II



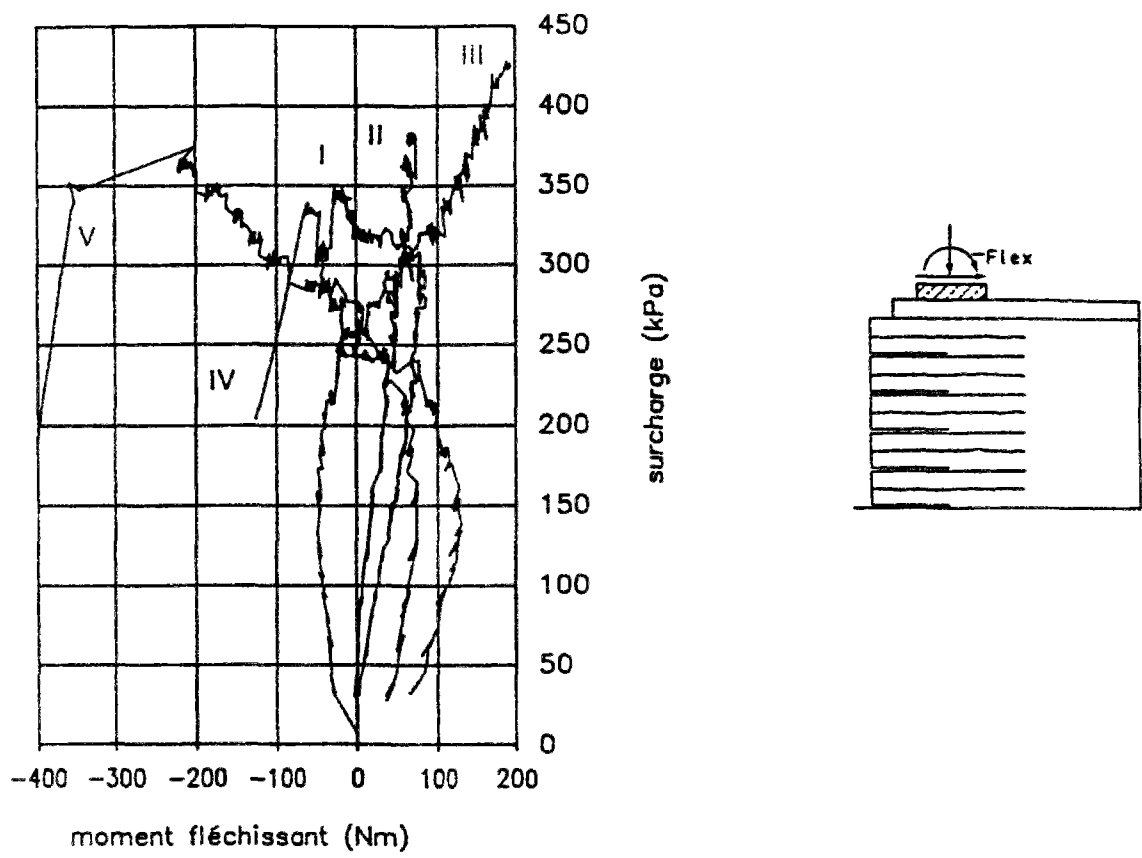
A 2.31 - Allongements des nappes de renforcement pour le modèle IV



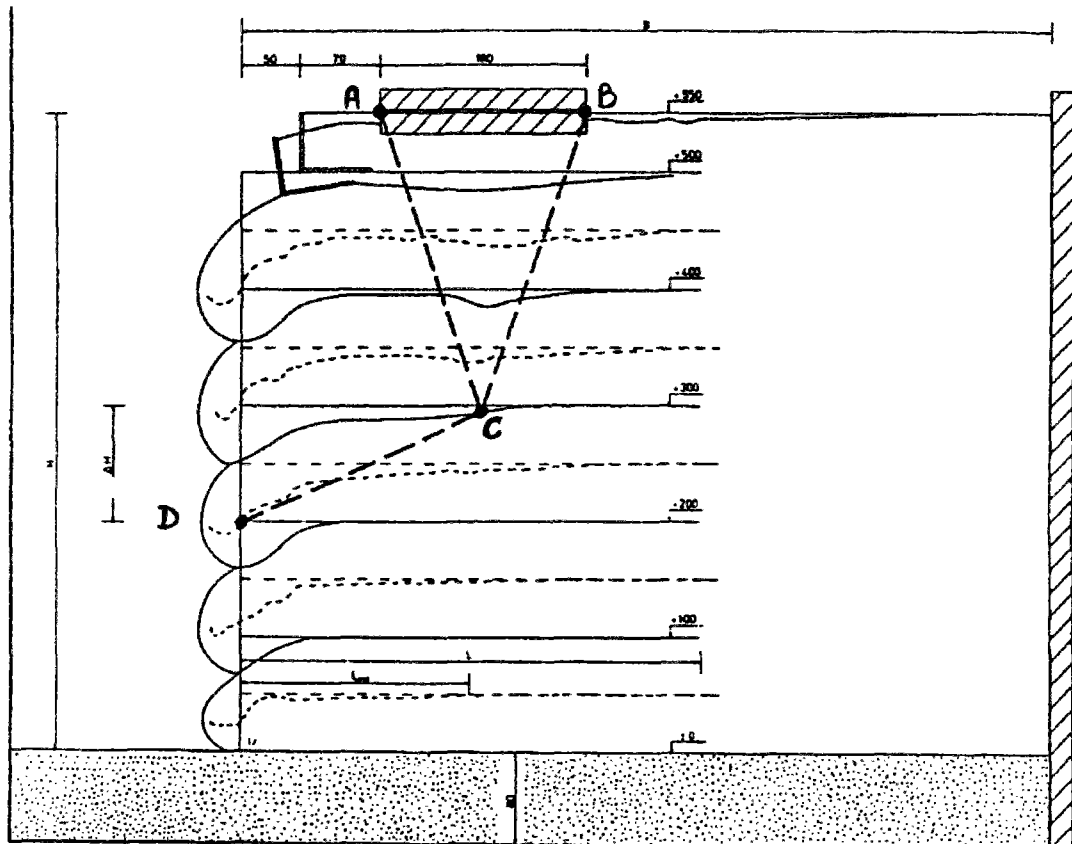
A 2.32 - Allongements des nappes de renforcement pour le modèle V



A 2.33 - Forces de cisaillement sur la fondation au cours du chargement

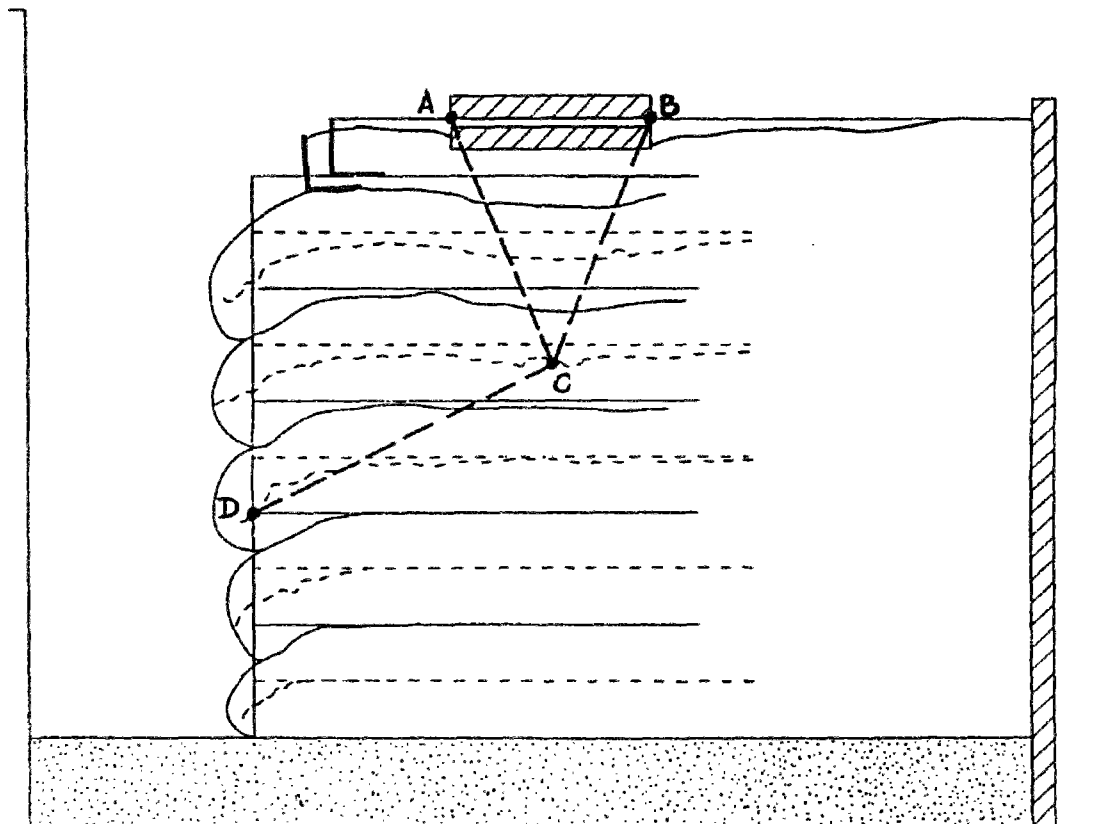


A 2.34 - Moments fléchissants sur la fondation au cours du chargement

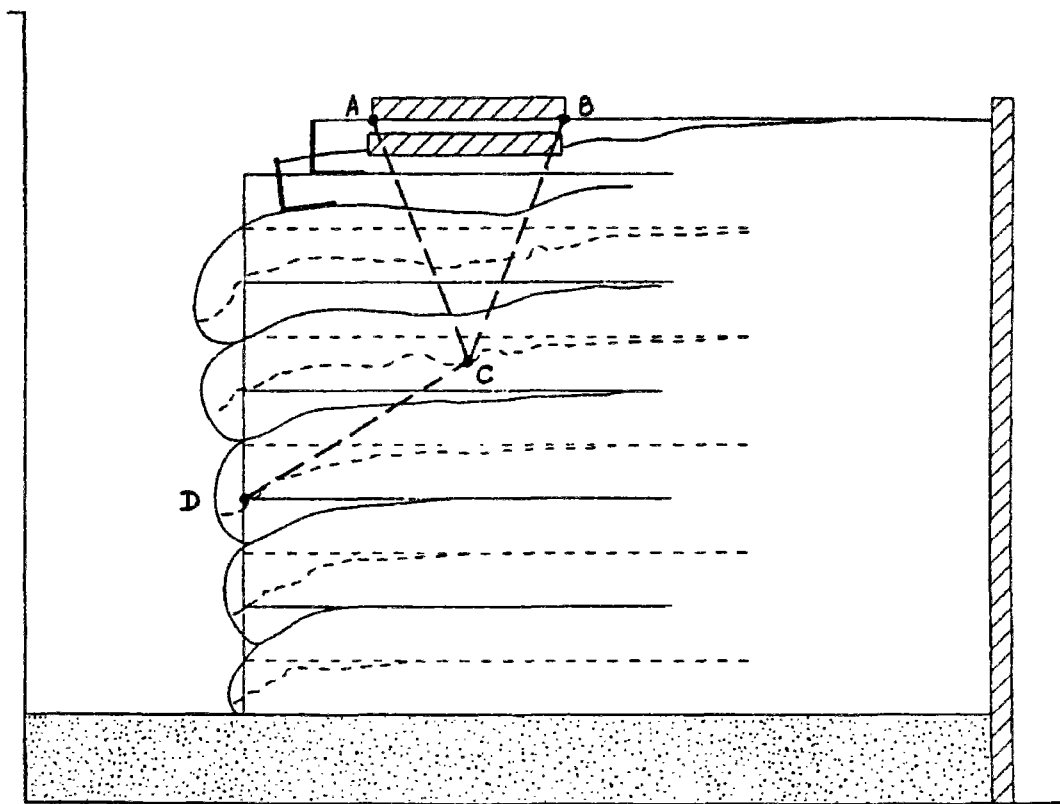


A 2.35 - Coupe centrale du modèle I reconstituée après les essais

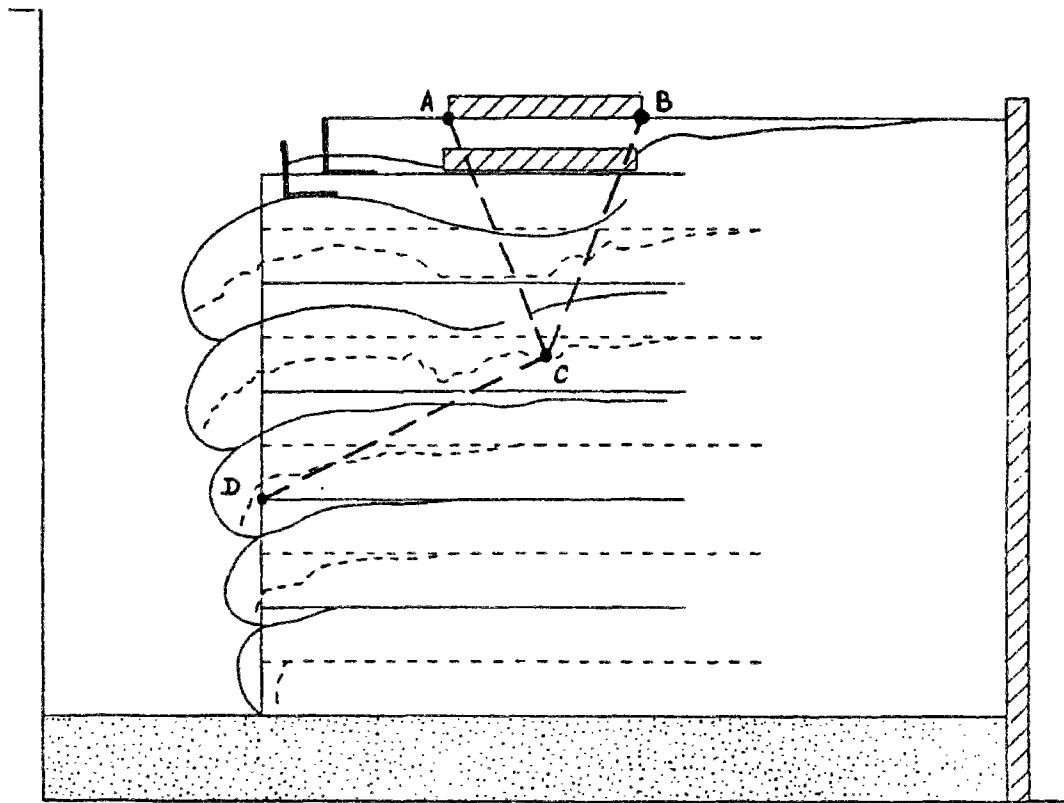




A 2.36 - Coupe centrale du modèle II reconstituée après les essais



A 2.37 - Coupe centrale du modèle IV reconstituée après les essais



A 2.38 - Coupe centrale du modèle V reconstituée après les essais



## CONCLUSION GENERALE

Les travaux présentés dans ce mémoire confirment la faisabilité, du point de vue technique et pratique, de l'utilisation des ouvrages renforcés par géotextiles comme murs-culées. Les études expérimentales sur un ouvrage en vraie grandeur et sur des modèles réduits en centrifugeuse, qui ont été soumis à un chargement concentré en tête jusqu'à la rupture, ont permis d'obtenir de nombreuses informations sur le comportement de tels ouvrages, et en particulier sur le comportement réel du sol et du géotextile. Les comportements observés au cours des expérimentations ont pu être reproduits de façon satisfaisante au moyen de deux méthodes de calcul accessibles à l'ingénieur du bureau d'études. Ces méthodes sont basées sur l'analyse de l'équilibre limite et sont les plus utilisées pour la conception et le dimensionnement de tels ouvrages : la méthode dite "en déplacement" et la méthode dite des "doubles blocs".

Au plan expérimental, à part la difficulté rencontrée pour la mesure des allongements du géotextile, liée en grande partie à la position des capteurs par rapport à la surface de glissement potentielle, des mesures fiables et concordantes ont été obtenues. Des allongements de 30% à la rupture ont pu être mesurés sur le modèle IV, par exemple.

L'enseignement principal de ces études expérimentales est que les ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête supportent des charges importantes (jusqu'à 70% de la charge de rupture observée), sans que de grands déplacements de la face et dans le massif (sol, géotextile), des tassements de surface et efforts de traction dans les géotextiles ne soient provoqués. Jusqu'à ce stade, le massif renforcé se comporte comme un bloc monolithique qui résiste très bien à la surcharge appliquée. Au delà de cette charge "critique", les géotextiles commencent à être sollicités jusqu'à leur rupture et le comportement de l'ouvrage renforcé est caractérisé par le développement de grandes déformations. Le chargement en tête se diffuse dans le massif renforcé de façon très concentrée et affecte surtout la partie supérieure située sous la fondation. La rupture intervient selon un mécanisme local sous la zone d'influence du chargement.

Il existe actuellement des moyens numériques performants pour l'analyse et la compréhension des comportements observés au cours des expérimentations, et les méthodes classiques de calcul peuvent être facilement adaptées pour tenir compte du chargement en tête. En conclusion, l'application de la technique de renforcement des sols par géotextiles pour la conception de murs-culées est envisageable du point de vue technique et pratique.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Anthoine A. (1990)

"Une méthode pour le dimensionnement à la rupture des ouvrages en sol renforcés".  
Revue Française de géotechnique n° 50, pp. 5-17, janvier 1990.

Barret J. R. (1966)

"Use of plastic filters in costal structures", Proceedings of 10th Int. Conf. on Coastal Engineering", Tokyo, pp. 1048-1067

Beckham W. K., Mills W. H. (1935)

"Cotton-Fabric-reinforced roads". Engineering News Record, Vol. 115, no 14, pp. 453-455

Bordairon M. (1986)

"Dimensionnement des massifs renforcés par géosynthétiques". Thèse de Docteur du 3ème Cycle, Université Scientifique et Médicale de Grenoble.

Broms B.B. (1977)

"Polyester fabric as reinforcement in soil". Colloque international sur l'emploi des textiles en géotechnique. Volume 1. Paris.

CFGG (1984)

"Recommandations générales pour la réception et la mise en oeuvre des géotextiles". Normes françaises d'essai, Comité français des géotextiles et géomembranes, 92565 Reuil Malmaison

Collios A., Delmas P., Gourc J. P. and Giroud J. P. (1980)

"Experiments of soil Reinforcement with Geotextiles" Proc. Symp. Use of Geotextiles for Soil Improvement, ASCE, Portland, OR, pp. 53-73.

Corneliussen R. D., Lord, A. E. Jr., (1988)

"Polymer Materials". Class Notes, Drexel University, Philadelphia, PA

de Buhan P., Salençon J. (1987)

"Analyse de la stabilité des ouvrages en sol renforcés par une méthode d'homogénéisation". Revue Française de géotechnique, n° 41, pp. 29-43

Delmas Ph., Berche J.C., Gourc J.P. (1986)

"Le dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles : Programme Cartage". Bull. Liaison des LPC, n° 142.

den Hoedt G. (1986)

"Creep and relaxation of geotextile fabrics", Jour. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 4, No. 2, 1986, pp. 83-92.

Du Pont de Nemours E. I. and Co. (1956)

"Comparative Chemical Resistance in Fibers", Bulletin X-248, Wilmington, DE

FgSV (1987)

"Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien im Erdbau". Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd und Grundbau

Forsyth R.A. (1978)

"Alternative earth reinforcements". ASCE Symp. Earth Reinforcement, Pittsburgh

Gicot O., Perfetti J. (1982)

"Geotextiles : Conceiving and Design Engineering structures", Rhône-Poulenc Fibres, Bezons, France, 256 pages

Gotteland Ph. (1991)

"Renforcement des sols par géosynthétiques ; dimensionnement et validation". Thèse de Docteur, Université Joseph Fourier, Grenoble I.

Gotteland, Ph., Villard, P., Gourc, J.P. (1990)

"Modélisation de l'extraction d'une nappe géotextile". 25e colloque de G.F.R., C.R. pp. 417-427, Grenoble

Gourc J.P. (1982)

"Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols". Thèse de Docteur Es-Sciences. Université. Université Scientifique et Médicale de Grenoble.

Gourc J.P., Bordairon M. (1984)

"Remblais renforcés par géotextiles, comparaison des méthodes de calcul" Journée sur le renforcement par géotextiles - CFGG-Université de Grenoble 1.

Haliburton A., Lawmaster J.D., Mc Guffey V.C. (1981 )

"Use of engineering fabrics in transportation, Related applications". Office of developpement Federal Highway Administration, Washington.

Hamilton M. (1984)

"Calculation method for stability of reinforced embankments". Delft.

ICI-Fibres (1985)

"Designing with Terram". Design Brochure from ICI-Fibres, Ltd., Gwent, Great Britain

Ionescu, A. et al. (1982)

"Methods Used for testing the Bio-Colmatation and Degradation of Geotextiles Manufactured in Romania" Proc. 2nd Int. Conf. Geotextiles, Las Vegas, NV, IFAI, pp. 547-552

Jewel R.A., Paine N., Woods R.I. (1984)

"Design methods for steep reinforced embankments". Paper n° 3.1, Symposium on polymer grid reinforcement in civil engineering. ICE.

Jewell, R. A. (1989)

"Geotextiles, Designing for Soil Reinforcement", Exxon Chemical Geopolymers Ltd, first edition. Mamhilad Park, Pontypool, Gwent NP4 OYR

Juran I., Schlosser F. (1987)

"Theoretical analysis of failure in reinforced earth structures". Covention ASCE, preprint n° 3275, Pittsburg



Juran I., Shaffié S., Schlosser F. (1985)

"Les soutènements par clouage. Etude sur modèles numériques". Comptes rendus XI, congrès Int. Méc. Sols, pp. 1713-1716, San Francisco.

Kabir M.N. (1985)

"In isolation and in soil behaviour of geotextiles". Phd University of Strathclyde, Glasgow.

Koerner, R. M. (1990)

"Designing with Geosynthetics PRENTICE HALL, Englewood Cliffs, N.J., 1986,1990 (652 pages)

Leflaive E. (1982)

"Le renforcement des matériaux granulaires avec des fils continus". Proc. 2nd Int. Conf. on Geotextile. Las Vegas, Vol. 3, pp. 733-738.

Mac Gown, A., Andrawes K. Z., Kabir M. H. (1982)

"Load-extension testing of geotextiles confined in soil", 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, pp. 793-798

Manuel des Géotextiles Suisse(1988)

Association suisse des professionnels de géotextiles (ASPG), Bureau c/o EMPA St-Gall.

Matichard Y., Leclerq B., Segouin M. (1990)

"Creep of geotextiles : soil reinforcement applications", Proc. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Haye (1990), Vol. 2, pp. 661-665.

Mc Gown A. W.(1971)

"The properties and Uses of Permeable Fabric Membranes", Residential Workshop on Materials and Methods for Low Cost Roads and Reclamation Works, Leura, Australia, 1971, pp. 663-710.

McGown A., Andrawes K. Z. and Kabir M. H. (1982)

"Load-Extension Testing of Geotextiles Confined in Soil", Proc. 2nd Int. Conf. Geotextiles, Las Vegas, NV, IFNAI, pp. 793-796

Mercier F.B., Andrawes K.Z., McGown A. Hytiris N. (1984)  
"A new method of soil stabilisation". Proc. Sym. Polymer Grid Reinf. in Civil Eng., London, March, Paper 8.1, 7 pages.

Mir Arabchari N. (1985)

"Fluage des matériaux textiles utilisés dans les ouvrages en Génie Civil". Thèse de Docteur-Ingénieur. Ecole Centrale de Paris.

Murray R. T., McGown A. (1987)

"Geotextile Test Procedures: Background and Sustained Load Testing" TRRL Application Guide 5, Transportation and Road Research Laboratories, U.K.

Murray R.T. (1977)

"Research at TRRL to develop design criteria for Reinforced Earth". Symp. Reinforced earth and other composite soil techniques. Heriot-Watt University, TRRL Sup.457.

Murray R.T. (1978)

"Design of reinforced earth walls". TRRL Int. Reports. Département des transport de Grande-Bretagne.

OECD (1991)

"Ground engineering applications of geotextiles in road construction and maintenance". Report of the Expert Group 18, published by Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, UK, 1991

Paulson J. N. (1987)

"Geosynthetic material and physical properties relevant to soil reinforcement applications", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 6 no 3, pp. 221-223

Quaresma M.D.G. (1992)

"Comportement et modélisation d'un remblai sur sols mous renforcé par géotextile". Thèse de Docteur de l'Université Joseph Fourier, Grenoble I.

Rattel A. (1987)

"Modélisation d'un sol renforcé par géosynthétique : Application de la "méthode en déplacement"". Thèse de Docteur-Ingénieur, Université scientifique et médicale et Institut polytechnique de Grenoble.

Raulin P., Rouques G., Toubol A. (1974)

"Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire". Rapport de recherche LCP, 36, 106 p.

Raumann, G. (1982)

"Outdoor Exposure Tests on Geotextiles" 2nd Int. Conf. Geotextiles, Las Vegas, NV, IFAI, pp. 541-546

Recommandation et règles de l'art du L.C.P.C. (1979)

"Terre Armée : Les ouvrages en terre armée".

Richardson G.N., Behr L.H.Jr. (1988)

"Geotextile-Reinforced Wall : Failure and Remedy". Geotechnical Fabric Report, Vol.6, No. 4, IFAI, pp.14-18.

Schlosser F., Guilloux A. (1981)

"Le frottement dans le renforcement des sols". Revue française de Géotechnique, p. 16, p. 65-77.

Séré A, Thamm BR (1993)

"Dimensionnement des murs de soutènement renforcés par géotextile avec un parement cellulaire. Rencontres 93, Joué-Les-Tours, Tome 1, pp. 141-150.

Shrestha, S. C., Bell J. R. (1982)

"Creep behavior of géotextiles under sustained Loads", Proc. 2nd Int. Conf. Geotextiles, Las Vegas, NV, Aug 1-6, 1982, IFAI, pp. 769-774.

Thamm BR. (1992)

"Full-scale test on a geotextile reinforced retaining structure". Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles Geomembranes and related Products, The Hague, Vol. 1, pp.3-8.

Vautrin J., Puig J. (1969)

"Remblai expérimental de Caen - Expérimentation Bidim", Bulletin de liaison des Labo. P. et Ch. no 41, pp. 7-15

Vidal, H. (1966)

"La terre armée", Annales de l'I.T.B.T.P. - Juillet-Août- n0 223-229 - pp. 888 à 938

Walkinshaw J.L. (1975)

"Reinforced Earth Construction". Report No. FHWA-DP-18, Department of Transportation, Arlington, Virginia.