

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

*Renforcement de Sol par Géosynthétique
(Remblai Renforcé par Géogrille Secugrid à parement Gabion)*

Réalisé par :

- ◆ *BRAI Naim*
- ◆ *MERABI Abdelhak*

Encadré par :

- ◆ *Mr Dj. BOUMEZERANE*
- ◆ *Mr O. SAADAOU* *Président de jury*
- ◆ *Mr Kh. MEHIDI* *Examineur*

Promotion Septembre 2012

REMERCIEMENTS

Nous remercions le bon Dieu pour le courage et la patience, qui nous ont été utiles tout le long de notre parcours.

Nous tenons à formuler l'expression de notre profonde reconnaissance à notre promoteur M^r BOUMEZERANE.DJ pour ses pertinents conseils et ses orientations ainsi que sa disponibilité au long de ce travail.

Par la même occasion nous remercions M^r SAADAOUI.O qui nous a fait l'honneur de présider le Jury et M^r MEHIDI.KH examinateur pour l'évaluation portée à ce sujet.

Un grand merci à M^r MIHOUBI ELKACEM pour nous avoir aidés et conseillés tout au long de ce projet. Ainsi qu'à toute l'équipe de l'entreprise SOGEOS et NAUE pour leur professionnalisme.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin afin que notre travail puisse voir le jour.

BRAI Naim et MERAH I Abdelhak,

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents, mon père et ma mère.

A mes frères :

Achour et sa femme et leur fils Jugurtha

Moussa et sa fiancée

Hakim et Chafaa

A mes sœurs :

Soraya et son marie Rachid et leur enfants Yanis et Rayen

Samira et son marie boualem et leur enfants Katia, yakout, Khelifa, Sara

Et sa belle mère Nataous

Kahina et son marie Rabah et leur filles Dyhia et Chanez.

A mes amis : Massi, Areski, Lounis, Razik, Hassen, Azzedine

A mes copains de chambre : Fares, Khaled et Toufik

A toutes la famille : Merahi, Djerroud

A mon binôme Naim et sa famille

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Abdelhak

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

Particulièrement à la mémoire de mon père et Dada Karim, que Dieu les accueille dans Son vaste paradis.

A ma très chère mère qui a été comme une bougie qui fond pour m'éclairer les chemins de ma vie depuis ma naissance.

A mes frères : Micipsa, Syphax, Sami et surtout mon petit frère « Massinissa ».

A ma très chère sœurs : «Tassâadit».

A mes grands parents maternelles : Abdelkader et Yemma Zineb.

A mes oncles paternelles : Farouk, Mohamed, Rachid et Abdeslam.

A leurs enfants: Jugurtha, Riad, Ridha, Yazid, Aimad, Malek, Mokrane, Mourad, Amirouche, Krimou, Abdelhak, Yanis, Adel, Wassila, Zahwa, Layla, Mounia, et Amel .

A mes oncles maternelles : Hakim, Halim, Toufik et leurs femmes Fatiha, Nadjet.

A mes tantes paternelles: Baya, Soraya.

A leurs enfants : Lyamine, Idir, Mohand, Ghilas.

A mes tantes maternelles : Samia, Hassina, Chafiâ et Nabila

A tous mes amies à l'exception : Azzedine, Arezki, Fahem et Djillali.

A mes copains de chambre : Massi, Hacem, Lyes, Athmane.

A toutes la famille : Brai, Brakbi et Houari.

A mon binôme Abdelhak

A ma bien aimé.

Naim.

Sommaire

Introduction générale.....	01
Chapitre I : Technique de renforcement des sols.....	02
I-1 : Renforcement de sol par inclusion rigides	03
I-2 : La terre armée.....	04
I-3 : Colonnes ballastées	05
I-4 : Préchargement	06
I-5 : Jet-Grouting.....	06
I-6 : Colmix	07
Chapitre II : Massif renforcés par géosynthétique	08
II-1 : Définition du géosynthétique	09
II-2 : La fibre textile	09
II-3 : La fonction de renforcement	09
II-4 : Les différents domaines d'application	10
II-5 : Différents types de géosynthétiques.....	16
II-6 : Caractéristique des géosynthétique	18
II-7 : Durabilité des géosynthétiques	25
II-8 : Caractérisation du sol et de l'interface.....	27
II-9 : La mise en œuvre des géosynthétiques (géotextile).....	30
Chapitre III : Principe de dimensionnement des géosynthétiques	33
III-1 : Généralité.....	33
III-2 : Eléments de conception	35
III-3 : Principes de justification.....	37
III-4 : Récapitulatif des approches de justification employées	39
III-5 : Combinaisons d'action	39
III-6 : Stabilité générale d'un ouvrage	42
III-7 : Stabilité mixte d'un ouvrage.....	44
III-8 : Caractéristique de cisaillement des matériaux du remblai renforcé	47
III-9 : Contribution des éléments de renforcement	47
III-10 : Calcul des résistances de nappes... ..	48

Chapitre IV : Enquête géotechnique	52
IV-1 : Présentation du projet	52
IV-2 : État actuel des voies	53
IV-3 : La topographie du site	54
IV-4 : Hydrogéologie	55
IV-5 : Aperçu géologique et tectonique régionale	6
IV-6 : Géologie locale	57
IV-7 : La sismicité de la région	59
IV-8 : Programme d'enquête	60
IV-9 : Examen des matériaux des remblais dans le site du projet.....	73
IV-10 : Analyse de la stabilité des pentes	79
IV-11 : Etude des travaux de drainage	85
IV-12 : Analyse de la stabilité des pentes de la voie primaire 1-6.....	87
Chapitre V : Exploitation du programme PLAXIS	90
V-1: Conventions de signes.....	90
V-2: Les éléments.....	91
V-3: Modèles de comportement utilisés dans PLAXIS	92
V-4: Les paramètres utilisés	96
Chapitre VI : Calcul et dimensionnement	100
VI-1: Description.....	100
VI-2 : Paramètres de sol et de charges	100
VI-3 : Les géogrilles.....	100
VI-4 : Prédimensionnement	101
VI-5 : Simulation avec le code Plaxis	110
VI-6 : Etude et simulation sur Plaxis	110
Conclusion.....	123
Chapitre VII : Mise en œuvre et recommandation	124
VII-1 : La mise en œuvre	124
VII-2 : Recommandations	128
VII-3 : Ouvrage similaire	130
Conclusion.....	131
Conclusion générale	132
Annexes	133
Bibliographie.....	134

A decorative scroll graphic with a central text box. The scroll is a continuous line that starts at the top right, goes left, then down, then right, and finally up to the top left. The ends of the scroll are curled into loops. A central rectangular box contains the text.

Liste des tableaux

Liste des tableaux :

Tableau III.1 : Rapport D_m/q_{ref} en fonction de la pente β_p du terrain à l'aval	37
Tableau III.2 : Vérifications minimales à mener aux états limites ultime pour justifier la stabilité d'un ouvrage renforcé par nappes géosynthétique	39
Tableau III.3 : Facture partiel pour y pour les actions	42
Tableau III.4 : Facteurs de sécurité des géogrille en polyester Secugrid® (fluage, dommage d'installation, effets de l'environnement)	49
Tableau IV .1 : les longueurs des différents types de voies.....	53
Tableau IV.2 : Nombre d'enquête effectué sur le site.....	61
Tableau IV.3 : Programme d'essai	62
Tableau IV.4 : Résultat de déblai et remblai de la voie	62
Tableau IV.5 : Résultat des sondages	63
Tableau IV.6 : Résultats de puits	65
Tableau IV.7 : résultats de l'essai pénétromètre dynamique à cône.....	66
Tableau IV.8 : résultats des caractéristiques physiques des sondages.....	67
Tableau IV.9 : résultats des caractéristiques mécaniques des sondages.....	69
Tableau IV.10 : résultats de la tenure en matière organique.....	70
Tableau IV.11 : résultats d'essai chimique	70
Tableau IV.12 : résultats des caractéristiques physiques dans les puits	71
Tableau IV.13 : résultats des caractéristiques mécaniques des puits.....	72
Tableau IV.14 : résultats de la tenure en matière organique des puits	73
Tableau IV.15 : résultats d'essais chimiques.....	73
Tableau IV.16 : resultados de la classification	75
Tableau IV.17 : résultat de l'évaluation de l'utilité	77
Tableau VI.1 : Caractéristiques des sols des sections PK 2+900 et le PK 3+100.....	101
Tableau VI.2 : Facteurs de sécurité des géogrille en polyester Secugrid® (fluage, dommage d'installation, effets de l'environnement)	107



Liste des Figures

Liste des Figures :

Figure I.1 : Principe de la méthode	03
Figure I.2 : Frottement le long des inclusions d'après Berthlot et al (2003)	04
Figure I.3 : pose des armatures longitudinales dans le remblai	04
Figure I.4 : pose de la "peau"	04
Figure I.5 : Types des sols améliorer par colonnes ballastées (documents de Keller).....	05
Figure I.6 : Principe de préchargement pour le contrôle des tassements (Magan J.P et Pimot G.....	06
Figure II.1 : La fonction de renforcement.....	10
Figure II.2 : Variation de la capacité portante après utilisation du géosynthétique (Das 1988). 11	
Figure II.3 : Différentes dispositions du renforcement horizontal dans la plateforme de transert.....	12
Figure II.4 : Différentes mécanismes de renforcements horizontaux	12
Figure II.5 : Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile a parements verticaux et indépendants.....	14
Figure II.6 : Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile a parements incliné	14
Figure II.7 : Stabilité interne et externe des ouvrages en remblai renforcé	15
Figure II.8 : Différents types de géosynthétique.....	18
Figure II.9 : Essai de frottement	29
Figure II.10 : Essai d'acrage	30
Figure II.11 : Prétention de la nappe.....	30
Figure II.12 : Le compactage	31
Figure II.13 : La mise en œuvre des géotextiles	31
Figure II.14 : La protection des géotextiles	31
Figure III.1 : Fiche d'un ouvrage renforcé par géosynthétique fondé sur u terrain incliné a l'aval.....	37
Figure III.2 : Zone d'étude de la stabilité mixte d'un ouvrage (zone d'influence du projet)	37
Figure III.3 : Exemple de surface de rupture non circulaire.....	43
Figure III.4 : calcule par la méthode des tranches	43
Figure III.5 : calcule par la méthode des tranches	44
Figure III.6 : Principe de la détermination de l'effort mobilisation par un renforcement	47
Figure III.7 : Limitation de la déformation du fluage ε_{flu}	50

Liste des figures

Figure IV.1 : carte géographique de la ville de sidi Abdellah et ses alentours	52
Figure IV.2 : Plan de construction routière	53
Figure IV.3 : Etat topographique de sidi Abdellah	54
Figure IV .4 : carte de reliefs	55
Figure IV.5 : cartes des pentes	55
Figure IV. 6 : aperçue hydrogéologique	56
Figure IV.7 : Etat géologique.....	59
Figure IV.8 : Nouvelle carte de zonage règles parasismiques algériennes RPA 99/2003	60
Figure IV. 9 : Position d'enquête.....	61
Figure IV.10 : classification de niveau des matériaux en fonction de la nature de sols	74
Figure IV.11 : Plan détaillé du drainage de l'inclinaison.....	86
Figure V.1 : Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte positive	91
Figure V.2 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol	91
Figure V.3 : Courbe dans un essai de traction.....	93
Figure V.4 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	94
Figure V.5 : Pyramide de Mohr-Coulomb	95
Figure V.6 : Définition de E_0 et de E_{50}	97
Figure IV.1 : Les différentes distances présent en compte dans les calculs de stabilité du massif renforcé	104
Figure VI.2 : Donnée geometrique et chargement	112
Figure VI.3 :Déplacement total $U_{tot}=31.43*10^{-3}m$	113
Figure VI.4 : Déplacement horizontal $U_x= 7.81*10^{-3}m$	113
Figure VI.5 : Nappe n°:11 ($U=6.70*10^{-3}m$).....	114
Figure VI.6 : Déplacement vertical $U_y=31.15*10^{-3}m$	114
Figure VI.7 : Influence de la surcharge sur le remblai.....	115
Figure VI.8 : Les points plastiques	115
Figure VI.9 : Chargement harmonique	116
Figure VI.10 : fenêtre de commande d'une excitation harmonique	117
Figure VI.11 : Accélérogramme arbitraire.(Dar el Beida).....	118
Figure VI.12 : déplacement total $U_{tot}=85.52mm$	118
Figure VI.13 : déplacement horizontal $U_x=47.73mm$	119
Figure VI.14 : déplacement horizontal de la nappe n°5 $U_x=82.46 mm$	119
Figure VI.15 : Déplacement vertical $U_y=84.73mm$	120

Liste des figures

Figure VI.16 : accélérogramme arbitraire de Blida.....	120
Figure VI.17 : déplacement total $U_{tot}=84.74\text{mm}$	121
Figure VI.18 : déplacement horizontal de la nappe n°2 $U_x=80.32\text{mm}$	121
Figure VI.19 : déplacement horizontal $U_x=47.90\text{mm}$	122
Figure VI.20 : déplacement vertical $U_y=83.99\text{mm}$	123
Figure VI.21 : les points plastiques	123
Figure VII.1 : schéma de renforcement du mur de soutènement.....	124
Figure VII.2 : Drainage sous et derrière le remblai renforcés situés en pente.....	128

A decorative scroll-like frame with a central text box. The frame consists of a horizontal line at the top, a vertical line on the left, and a vertical line on the right. The top-left corner is a simple curve. The top-right corner is a scroll-like curve with a shaded gray area. The bottom-right corner is a simple curve. The bottom-left corner is a scroll-like curve with a shaded gray area. In the center of the frame is a rectangular box containing the text "Abréviation".

Abréviation

Abréviations:	Signification:
R_c:	Résistance à la compression.
E:	Module d'élasticité.
GEO:	Géotechnique.
STR:	Structure.
ISO:	International organisation for standardisation.
CFG:	Comite français des Géotextiles.
ASTM:	Standard manual et différents types:
	1 Standard test methods.
	2 Standards of practice.
	3 Standard guides.
	4 Standard spécifications
NF EN:	Norme française
ELU:	Etat limite ultime.
ELS:	Etat limite de service.
Ø:	Le diamètre des pores des géotextiles.
Q:	Le débit d'écoulement.
k :	La vitesse de l'écoulement de l'eau, m/s.
i:	Le gradient hydraulique.
e:	L'épaisseur du matériau.
dh:	La perte de charge
J:	La rigidité sécante
σ_n:	La contrainte normale
P:	La force exercé.
S:	La section de l'essai
τ_{max}:	La contrainte tangentielle à la rupture.
T:	L'effort de tension
S:	La section
δ :	L'angle de frottement sol-géosynthétique
φ:	L'angle de frottement interne du sol
U:	Le déplacement (mm)
C:	La cohésion (bars).
γ_s :	Densité sèche (kN/m³).
γ:	Densité humide (kN/m³).
W_{nat}:	Teneur en eau (%).
W_L:	Limite de liquidité (%).

I_p:	Indice de plasticité (%).
I_c:	Indice de consistance
VBS:	Bleu de méthylène.
ES:	Equivalent de sable.
GTR:	Classification des sols.
LPC:	Laboratoire des ponts chaussées.
CBR:	
C_{cu}:	Cohésion non drainée,
φ_{cu}:	Angle de frottement interne.
e_0:	Indices des vides.
σ'_p:	Contrainte de consolidation.
C_c:	Indice de compression sous consolidation normale.
C_g:	Coefficient de gonflement.
P_g:	Pression de gonflement.
C_v:	Coefficient de consolidation.

A decorative border resembling a scroll or ribbon, with a grey shaded area on the left side and a grey shaded circular element at the top right.

Introduction générale

Introduction générale :

Le sol est généralement un matériau hétérogène avec des caractéristiques variables qui déroutent les chercheurs du génie civil à cause des principaux problèmes liés aux sols de manière générale se manifestent par des déformations (glissement, tassement) importantes sous une charge statique ou dynamique (séisme).

Le développement de la mécanique des sols, et les recherches dans le domaine de la géotechnique ont permis la mise au point d'une large gamme de techniques permettant l'amélioration des caractéristiques géotechnique ainsi que les propriétés mécanique des terrains.

Parmi les techniques d'amélioration de sol on citera, le renforcement de sol par les géosynthétique, ce qui sera l'objet de notre travail.

Cette technique, consiste à ajouter au sol une résistance à la traction (avec un remblai d'apport possédant de bonne caractéristiques en compression) .le renforcement est le résultat du transfert des contraintes de traction du sol vers le géosynthétique à l'aide du frottement développé entre les deux.

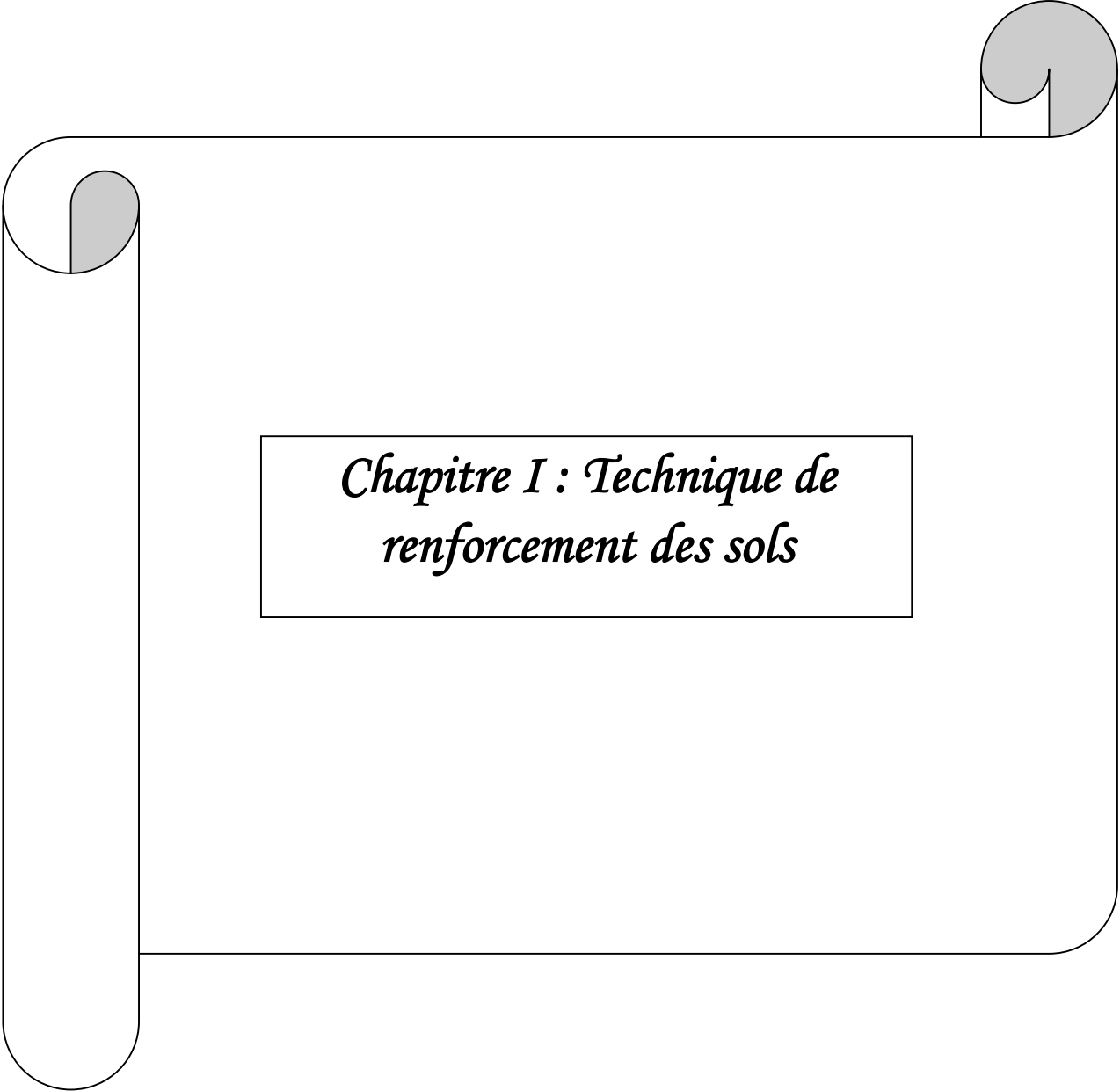
Plusieurs méthodes d'analyse de la stabilité des pentes ont été développées afin de définir le coefficient de sécurité, parmi lesquelles on utilisera la méthode des tranches (Bishop ou Fellenius).

Afin de bien structurer notre travail, nous l'avons subdivisé en deux parties :

La première partie, composée de 03 chapitres donne un aperçu général sur le renforcement de sol, plus une initiation et analyse de renforcement de sol par géosynthétique.

La deuxième partie, nous donnera une vision détaillée sur la résistance du massif renforcé aux différentes forces interne et externe exercé sur ce dernier. Une étude analytique et numérique du projet est ainsi exposée afin de justifier la stabilité de l'ouvrage.

Enfin, une conclusion générale tentera d'établir les enjeux de la mise en œuvre de cette technique.



*Chapitre I : Technique de
renforcement des sols*

Introduction :

Dans la construction, on peut choisir les matériaux mais, pour ce qui est du sol et de la roche, on est bien obligé de faire avec ce que la nature nous offre. Cependant, depuis le début des années quatre-vingt, les technologies de renforcement des sols et des roches utilisant des **inclusions** diverses ont fait des progrès considérables. Si les mélanges de plusieurs sols (stabilisation dite mécanique) ou l'addition de faibles quantités de ciment, de chaux ou de bitume (**stabilisation chimique**), le préchargement allié au drainage, ou les injections sont des méthodes employées depuis longtemps pour améliorer les terrains défectueux, les renforcements par inclusions ont permis d'obtenir des résultats spectaculaires. **La terre armée**, c'est-à-dire la mise en place, dans un remblai en construction par couches, d'armatures plates en acier galvanisé liées à une peau formée d'écaillés en béton armé, fut, dans les années soixante, le précurseur des renforcements par inclusions.

Le renforcement par **géogrilles**, par **géotextiles** perméables, par **géomembranes** étanches, éventuellement par des systèmes mixtes calandrés drainant d'un seul côté, par la création de massifs par projection de fils et de sable (**Texsol**), par clouage, par ancrages battus ou forés scellés, précontraints ou non, ont modernisé et étendu la gamme des procédés, cependant que des injections d'étanchéité ou de consolidation avec des coulis plus pénétrants ou au contraire plus épais pour serrer le sol par des « injections solides », l'obtention de colonnes in situ par malaxage à haute pression avec les coulis de ciment (**jet grouting**), par malaxage à la chaux du sol en place (**col mix**), **les pieux** en sable, **les colonnes ballastées**, la vibroflottation et le compactage par mouton très lourd, appelé **compactage dynamique**, permettent d'améliorer suffisamment les mauvais sols ou de renforcer les massifs rocheux de façon à les rendre aptes à supporter les efforts des structures qu'on doit y construire.

On peut diviser les techniques d'amélioration de sols en trois catégories en fonction de la manière avec laquelle l'amélioration est obtenue :

- dans la première catégorie on trouve celles qui conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol où on trouve le pilonnage, le vibrocompactage, les colonnes ballastées, le préchargement, les drains verticaux,...etc.
- en deuxième catégorie on trouve les techniques d'injection (Jet Grouting,...etc.) qui se base sur la notion de former un nouveau matériau plus résistant en injectant un liant dans le sol.
- Dans la troisième catégorie on trouve celles qui utilisent un autre matériau pour combler les défauts du matériau sol (les géosynthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction).

Dans ce qui suit nous allons définir quelques méthodes de renforcement de sol

I.1 : Renforcement de sol par inclusions rigides :

Le renforcement par inclusions rigides verticales est envisagé pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos... lorsque le sol est trop compressible pour supporter sans tassements importants l'ouvrage à construire.

On caractérise le renforcement par inclusions rigides verticales par la combinaison entre les inclusions qui assurent le renforcement et une plateforme de transfert de charge disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage ; cette plateforme assure la répartition de la charge entre les inclusions et le sol compressible (Figure). Les inclusions peuvent être de différentes natures et construites par différentes méthodes.

Ce type de fondation peut être défini par le fait que la charge s'applique simultanément aux têtes d'inclusions et au sol compressible, ce qui la différencie des méthodes de fondation traditionnelles.

Le dimensionnement des réseaux d'inclusions et de la plateforme de transfert de charge doit être tel que la part transmise aux inclusions soit beaucoup plus grande que celle transmise au sol.

Le rôle des inclusions est de transmettre la charge due au poids de l'ouvrage et les charges de service vers le substratum afin de réduire ou même annuler les tassements. Pour cela, les inclusions sont posées sur la couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions peuvent aussi être coiffées par une tête plus large afin d'augmenter le taux de couverture et optimiser l'efficacité du dispositif.

Les inclusions sont mobilisées d'une part par la charge directement appliquée sur leur tête mais aussi par l'effet d'accrochage du sol encaissant lorsque celui-ci tasse sous le chargement appliqué par le poids de l'ouvrage. La plateforme de transfert de charge a un rôle tout aussi important puisque les mécanismes assurant la répartition de la charge s'y développent. Cette plateforme peut être composée de matériaux granulaires traités ou non traités ; elle peut être renforcée ou non par une ou plusieurs nappes géosynthétiques ; sa hauteur et ses caractéristiques mécaniques sont des Paramètres importants vis à vis du développement des mécanismes de transfert de charge.

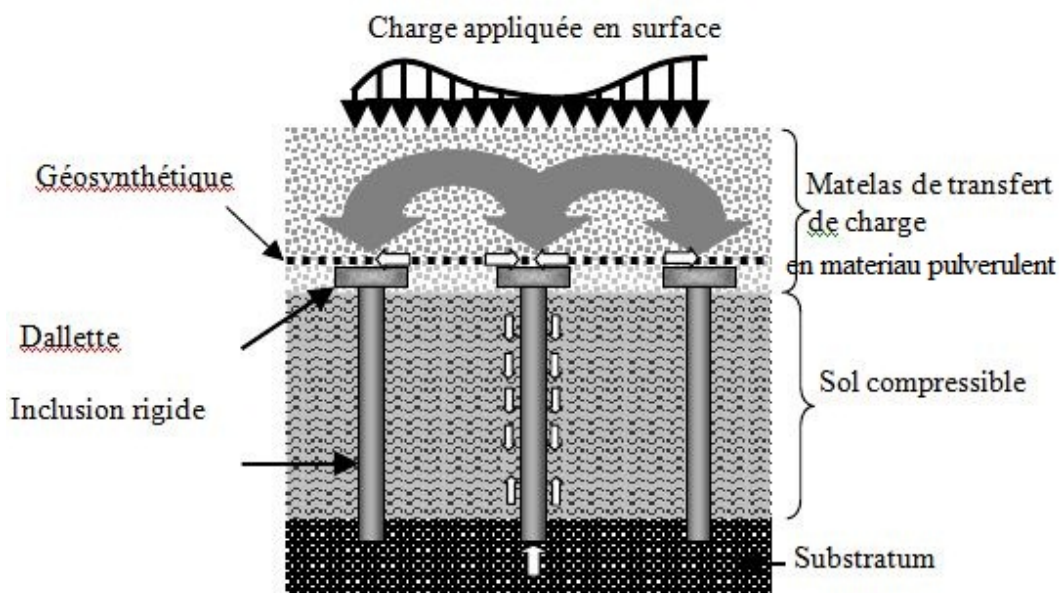


Figure I. 1: Principe de la méthode

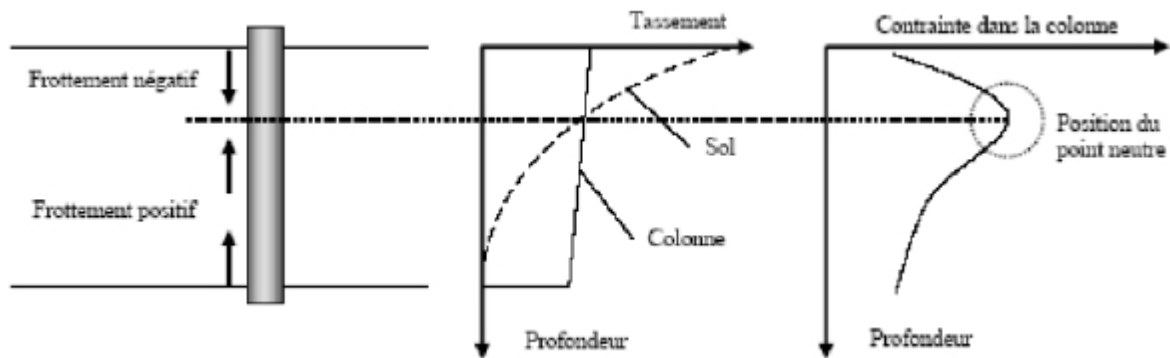


Figure I.2: Frottement le long des inclusions d'après Berthelot et al. (2003)

I.2 : La Terre armée :

Cette grande innovation française est venue révolutionner la technique des murs de soutènement dans les années 60 : le brevet de la « Terre Armée » déposé par Henri Vidal a apporté une solution élégante au problème des remblais à parements verticaux construits sur sols instables.

A l'instar du béton armé, la terre armée est un massif de terre dans lequel on a disposé à intervalles réguliers, et selon un plan de pose bien défini, des armatures métalliques plates permettant à ce nouveau matériau composite de résister aux efforts de traction, donc de pouvoir tenir verticalement.

Ce dispositif est complété par une « peau » qui n'est qu'un parement très léger destiné à protéger la surface de l'érosion mais qui n'est en aucun cas, et malgré les apparences, un soutènement. Cette peau est souvent constituée d'écailles préfabriquées en béton sur lesquelles les architectes apportent un effet décoratif. Cette invention française a des applications dans le monde entier et notamment aux USA.



Figure I.3: Pose des armatures longitudinales dans le remblai



Figure I.4 : pose de la "peau"

Les principales solutions de renforcement des ouvrages en terre armée, dont les armatures (ou les systèmes d'attache de celles-ci) n'offrent plus la résistance requise, peuvent être classées en fonction de l'importance de l'emprise dont il faut disposer devant le parement de l'ouvrage, de la façon suivante :

- les remblais de butée ;
- les ouvrages de soutènement ;
- les voiles et parois ancrés ;
- le clouage.

Dans de nombreux cas toutefois, il sera nécessaire de combiner entre elles ces différentes solutions, pour répondre au mieux aux contraintes particulières imposées par l'ouvrage lui-même ou par son état, par son environnement, par les qualités des terrains en place.

I.3 : Colonnes ballastées :

Les colonnes ballastées consistent dans le renforcement par compactage et incorporation de matériau granulaire, d'un terrain dont les caractéristiques sont insuffisantes pour une fondation directe sur le sol de charges réparties ou ponctuelles.

La colonne ballastée agit comme élément porteur et comme drain vertical. L'amélioration repose sur la réalisation d'inclusions souples de module élevé, sans cohésion, à fort pouvoir drainant, qui, par concentration et report de charges, augmentent la capacité portante du sol en diminuant et maîtrisant les tassements.

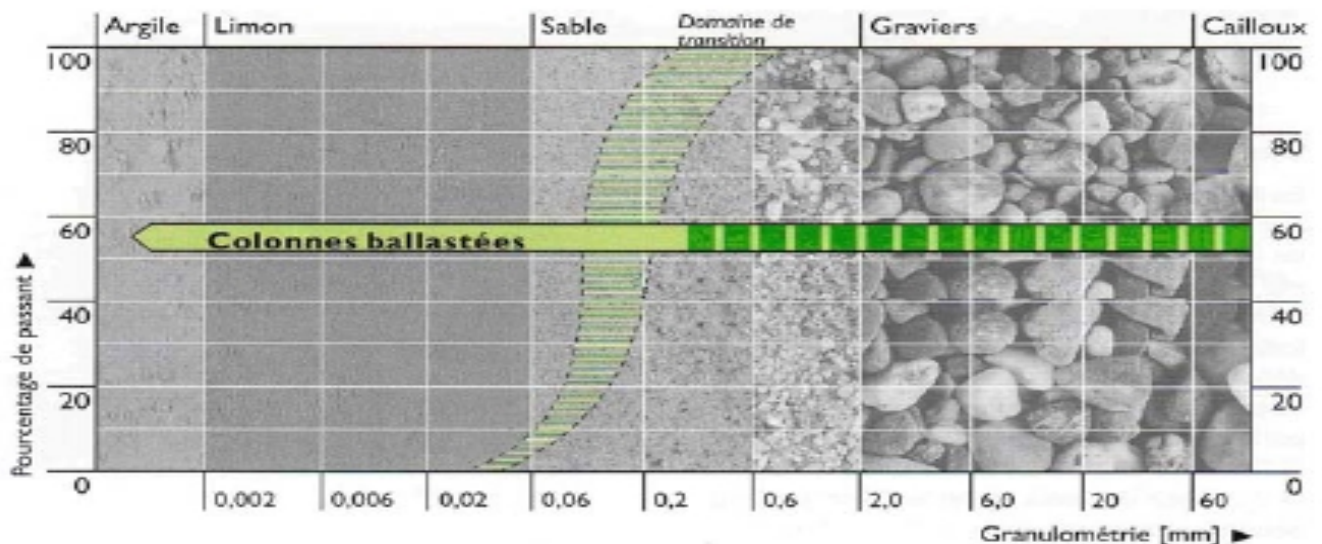


Figure I.5 : Types de sols à améliorer par colonnes ballastées (Document de Keller®)

Les colonnes ballastées sont utilisées pour améliorer les sols très faibles à médiocres (sables limoneux, limons, limons argileux, argiles, remblais hétérogènes, etc....).

I.4 : Préchargement :

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement évolue durant plusieurs années. Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive P_f augmentée éventuellement d'une surcharge P_s qui assure tout ou partie des effets suivants :

- produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;
- augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol.

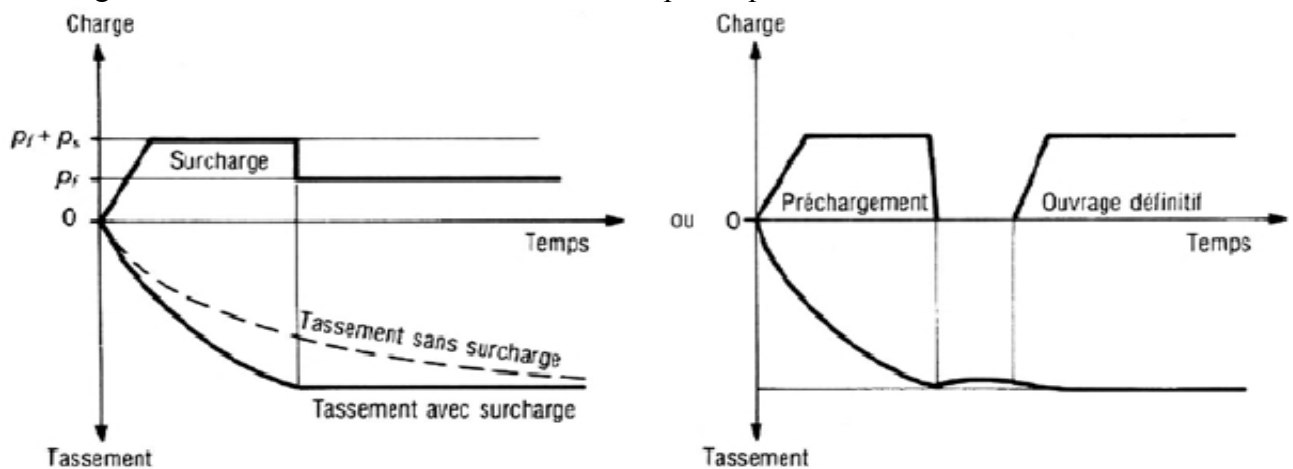


Figure I.6: Principe de préchargement pour le contrôle des tassements (Magnan, J.P. & Pilot, G).

I.5 : JET –GROUTING :

Cette technique, dont l'origine est recherchée dans la consolidation des parois des forages pétroliers, a connu un fort développement ces dernières années. Elle a pour objet de réaliser des colonnes rigides en mélangeant, in situ, un liant avec le terrain en place afin de former un béton de sol.

La réalisation d'une colonne par jet grouting passe par trois étapes :

- Réalisation d'un forage : le forage est réalisé avec une colonne de tiges dotée d'une tête de perforation classique (tricône par exemple) et d'un dispositif de lancement.
- Ouverture de la colonne de lancement : la colonne est équipée soit d'une buse d'injection (mono jet), soit de deux ou trois buses d'injections (double ou triple jets).
- Injection en remontant : dans la technique mono jet, un coulis de ciment à haute pression est injectée. Le coulis assure à la fois la déstructuration du terrain et sa consolidation par introduction de ciment. Dans les techniques à double ou triple jet, le sol est d'abord déstructuré par une injection d'air ou d'un mélange air et eau avant d'être injecté séparément par du coulis, à l'aide d'une buse située plus bas sur la colonne de forage.

Les colonnes en jet- grouting peuvent être utilisées pratiquement dans les terrains meubles de toute nature. Les applications les plus courantes sont :

- Les reprends-en sous œuvres,

- Les soutènements et voiles d'étanchéité, du type pieux sécants,
- Les radiers étanches,
- Les renforcements des sols par inclusions rigides,
- Les travaux préparatoires en tunnels (présoutènement, consolidation du terrain au dessus la voute de tunnels a faible recouvrement, consolidation subhorizontale au dessus du font de taille, etc.),
- La stabilisation des versants instables (clouages).

I.6 : COL MIX :

Cette technique développée sous le nom de COL MIX par l'entreprise SIF BACHY a également pour objectif de réaliser des colonnes plus ou moins rigides en mélangeant, in situ, un liant avec le terrain en place. A l'aide de tarières creuses couplées et tournants en sens inverse. la réalisation d'une colonne par COL MIX passe par deux étapes : le forage et la remontée.

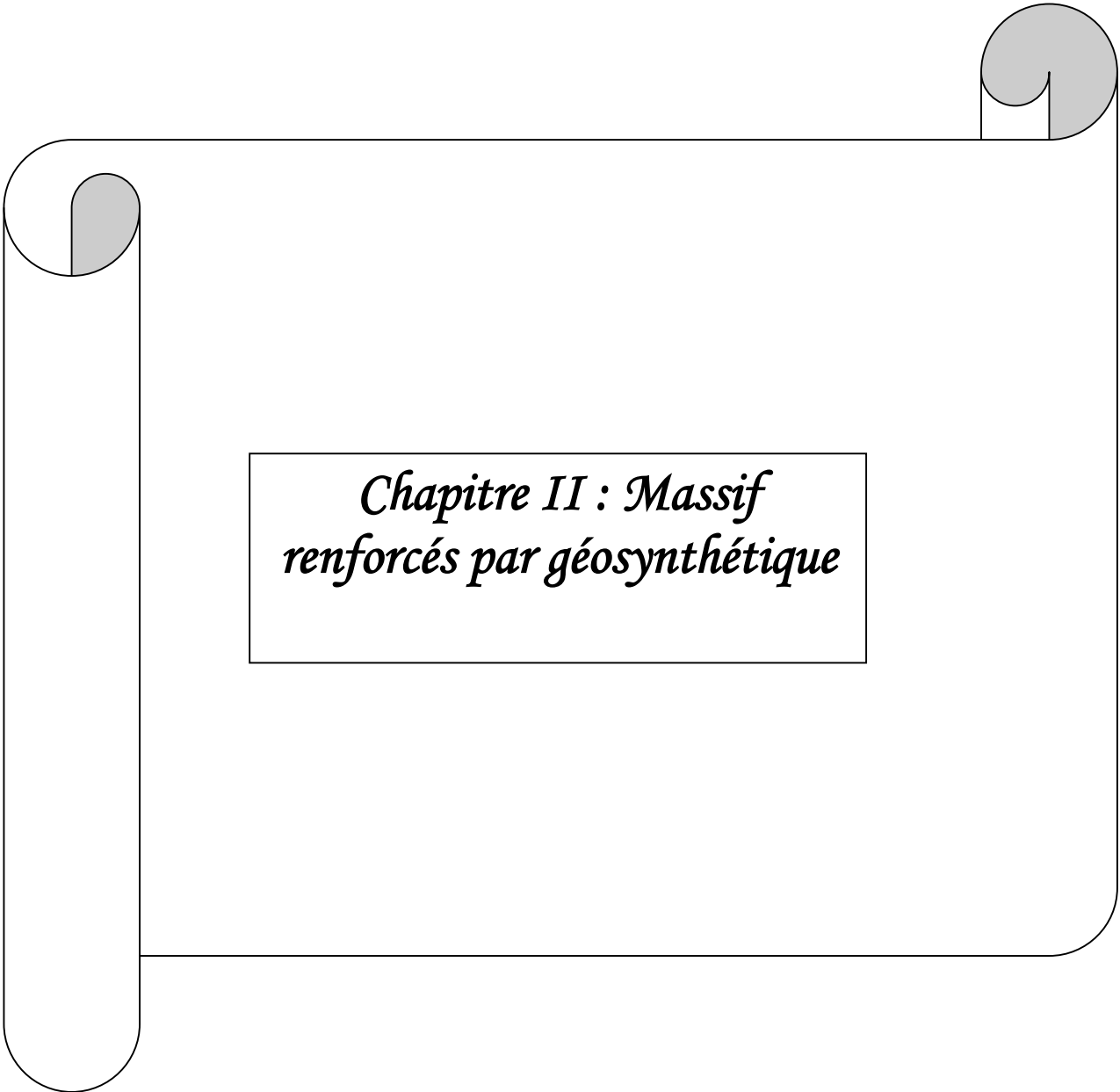
- La phase du forage permet la déstructuration du terrain et l'incorporation du liant par les tiges creuses. Cette opération est réalisée pendant la descente du train de tarières. La rotation provoque un mouvement ascendant qui favorise le malaxage et l'homogénéisation du mélange.
- Au court de la phase de la remontée, le sens de rotation est inverse, provoquant la circulation descendante des matériaux qui, avec l'application simultanée d'une poussée verticale à l'aide de la machine de forage, assure un compactage du mélange.

La colonne de COL MIX est caractérisée par deux types de paramètres : ses dimensions et sa résistance à la compression.

- L'association de 2,3 ou 4 tarières permet de réaliser des colonnes de forme oblongue ou carrée.
- La résistance à la compression simple dépend du liant utilisé :il s'agit généralement d'un mélange de chaux et de ciment. Avec un tel mélange, les caractéristiques obtenues sont couramment les suivantes :
 - Résistance à la compression $R_c=2$ à 8 MPa,
 - Module d'élasticité $E= 50$ à 300 MPa.

Les colonnes en COL MIX ne peuvent réalisées que dans les terrains sans blocs ni bancs rocheux susceptibles de bloquer les tarières, parmi ces applications on peut citées :

- Le renforcement de sol par inclusions rigides,
- La stabilisation des versants instables,
- La fixation in situ de terrains pollués par des déchets toxiques.

A decorative border resembling a scroll or ribbon, with three circular loops at the top-left, top-right, and bottom-left corners. The interior of the scroll is shaded light gray.

*Chapitre II : Massif
renforcés par géosynthétique*

Historique :

Un géosynthétique est défini, selon la société internationale de géosynthétiques (IGS, 1998), comme un matériau polymérique (synthétique ou naturel) utilisé en contact avec le sol/roche et / ou autre matériau géotechnique dans les applications de l'ingénierie. Selon la même société, ces matériaux peuvent assurer les fonctions suivantes : soutènement, drainage, filtration, séparation, protection et renforcement (résister aux contraintes et déformations dans les structures géotechniques).

Le renforcement à l'aide des géosynthétiques est aussi ancien que la civilisation : il a été utilisé dans les anciennes constructions (temples des Babyloniens avant 3000 ans).

Plus récemment, le renforcement par géosynthétiques a été introduit en premier lieu dans les années 70. Selon John (1987), l'utilisation des géonets fut commencée dans les remblais aux environs de 1968 ; en 1971 on a commencé à utiliser les géotextiles pour la même application, et on a construit le premier mur renforcé par géotextile. La première application du géotextile entre les agrégats et la couche de base dans la construction d'une route temporaire été en 1972. Actuellement, beaucoup d'ouvrages renforcés par géosynthétiques sont construits à travers le monde dans une grande gamme d'applications et de nouveaux types de géosynthétiques sont développés.

Les principaux domaines d'application des géosynthétiques sont :

- Les remblais routiers et ferroviaires ;
- Les fondations ;
- Les remblais ;
- les murs de soutènement et stabilisation des talus.

Giroud (1986) a donné quelques raisons pour le succès des géosynthétiques après avoir interrogé plusieurs parties concernées par ce procédé : entrepreneurs, concepteurs et propriétaires. Pour les entrepreneurs, l'avantage de l'utilisation de ce type de matériau est que leur construction est très rapide et dépend peu des conditions climatiques. Les géosynthétiques conviennent bien pour les concepteurs, vu leurs propriétés uniformes : ils sont capables de limiter les défauts locaux du sol et sont faciles à mettre en place. Les géosynthétiques sont très attractives pour les propriétaires surtout pour leur coût plus ou moins faible ainsi que leur durée de maintenance.

II.1 : Définition du géosynthétique :

Le nom "géosynthétiques" désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis des années dans le domaine du Génie Civil.

Ce sont des produits manufacturés en usine disposant d'une qualité industrielle, de caractéristiques précises et régulières dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel (polypropylène, polyester, polyéthylène).

Les géosynthétiques sont principalement utilisés sous forme de nappe pour assurer bien un rôle de drain, de filtre de séparation ou de renforcement.

II.2 : La fibre textile :

Les géosynthétiques sont constitués principalement de fibre synthétique pour des raisons de coût et de résistances aux actions chimiques et biologiques des sols. Les fibres sont obtenues par filage puis étirage de structure macromoléculaire appelées aussi polymères.

Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géosynthétiques sont les suivants :

- Les vinyliques, tels que le chlorure de polyvinyle, très résistants à l'eau et à l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ils sont très utilisés comme drains
- Les acryliques sont utilisés dans les géosynthétiques sans forme de résine ou d'émulsion pour les consolider.
- Les polyamides (PM ex : Nylon) sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés.
- Les polyesters (PS) possèdent de propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants ils sont cependant attaqués en surface par les bases.
- Les polyoléfiniques telles que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leurs bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

II.3 : La fonction de renforcement :

Dans la fonction de renforcement, le rôle de géosynthétique est d'ajouter les propriétés de résistance à la traction au sol (qui est un matériau avec de bonnes caractéristiques en compression). Le renforcement est le résultat du transfert des contraintes de traction du sol vers le géosynthétique à l'aide du frottement développé entre les deux. Fluet (1998) a divisé la fonction de renforcement en deux catégories :

- le géosynthétique travaille comme élément de traction qui supporte les efforts dans son plan (a).
- le géosynthétique travaille comme membrane qui reprend, en plus des efforts dans son plan, les efforts normaux (b).

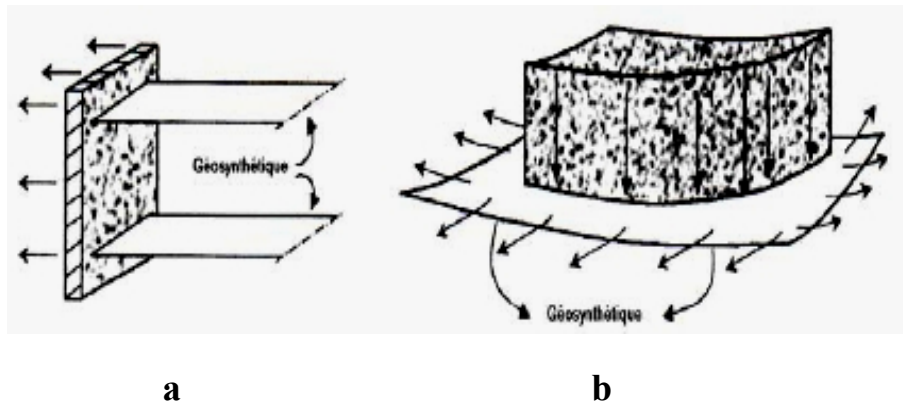


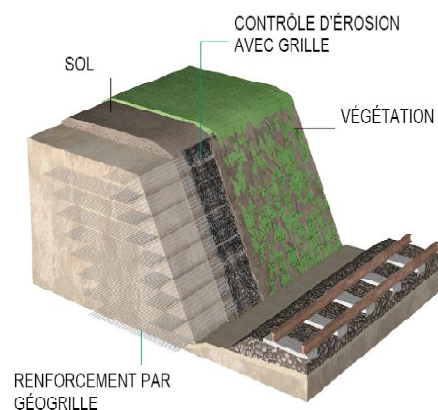
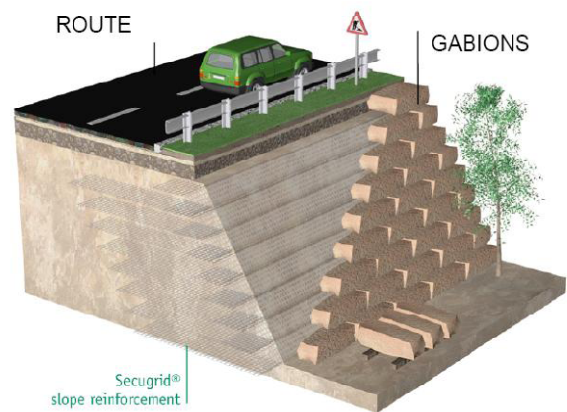
Figure II.1 : la fonction de renforcement

II.4 : Les différents domaines d'application :

II.4.1 : Les routes et les chemins de fer :

Les routes et chemins de fer sont souvent construits à travers des couches de sols faibles et compressibles. Pour distribuer les charges du trafic afin de diminuer les contraintes sur le sol d'assise, on place une couche d'agrégats avec de bonnes propriétés mécaniques. A long terme, l'interaction entre les agrégats et le sol de fondation sous chargement dynamique, va causer l'érosion du sol porteur et la pénétration des agrégats qui donne à la fin des déflexions et éventuellement la rupture.

Pour réduire les déflexions et obtenir une meilleure performance du système, on introduit une couche de géosynthétiques entre la couche d'agrégats et le sol support. Cette couche de géosynthétiques ne joue pas seulement le rôle de séparation entre les deux matériaux mais aussi un rôle de renforcement.



II.4.2 : Les fondations :

Les fondations superficielles qui sont construites sur un mauvais sol ont une capacité portante très basse et enregistrent des tassements importants. Pour améliorer cette situation, ces fondations peuvent être placées dans un sol granulaire de bonnes caractéristiques et le séparer du mauvais sol par une nappe de géosynthétiques qui permet de bien répartir les efforts venant de la superstructure, qui s'applique uniquement dans le cas des ouvrages souples (dallage industriel, fond métallique d'un bac de stockage,....etc.)

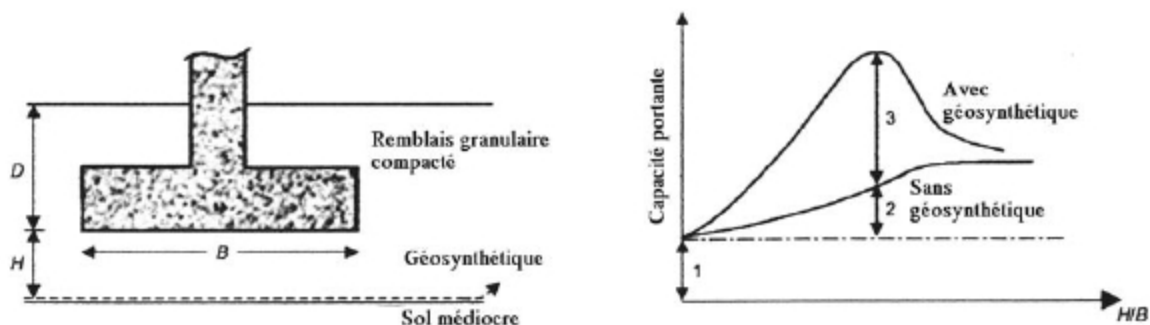


Figure II.2 : Variation de la capacité portante après utilisation du géosynthétiques (Das, 1988).

II.4.3 : Renforcements horizontaux :

Le renforcement horizontal de la plateforme de transfert de charge, lorsqu'il existe, est le plus souvent de nature synthétique ou de type treillis.

Parmi les géosynthétiques utilisés pour ce renforcement, on rencontre soit des géotextiles soit des géogrilles. Selon leur disposition dans le matelas granulaire, ils peuvent avoir des rôles différents :

- Le géosynthétique est mis en œuvre directement sur les têtes d'inclusions : il assure, par effet membrane, le transfert de la charge q_s appliquée sur le sol compressible vers les têtes d'inclusions ; le géosynthétique peut être dans ce cas, soit une géogrilles, soit un géotextile ;
- La ou le géosynthétique est mise en œuvre à l'intérieur du matelas granulaire par enchevêtrement, cette configuration assure une meilleure rigidité du matelas granulaire ayant un comportement semblable à une poutre rigide, il est nécessaire dans ce cas de mettre une géogrille.

En plus de son rôle dans le renforcement, le géosynthétique empêche l'extension latérale du remblai, cet étalement étant souvent la cause de tassement (voies de chemin de fer par exemple) ; ce processus se fait par frottement sol/géosynthétiques lorsque le géosynthétiques est un géotextile ou par enchevêtrement des granulats dans le géosynthétiques lorsque celui-ci est une géogrilles.

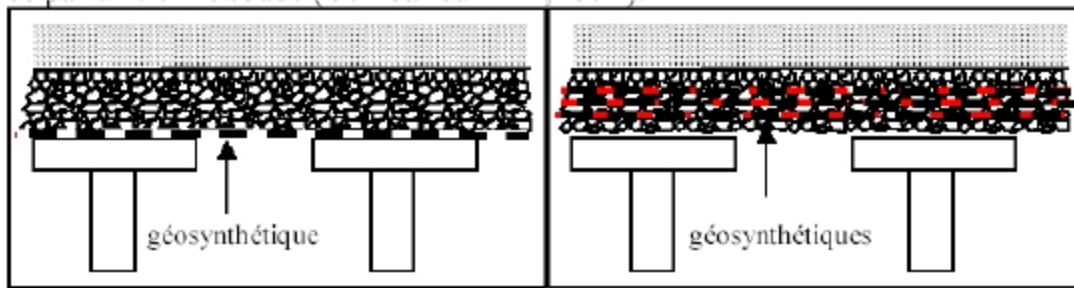
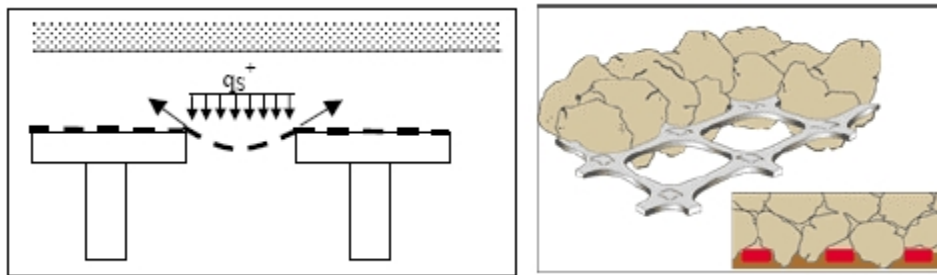


Figure II.3 : Différentes dispositions du renforcement horizontal dans la plateforme de transfert.



a : Effet membrane

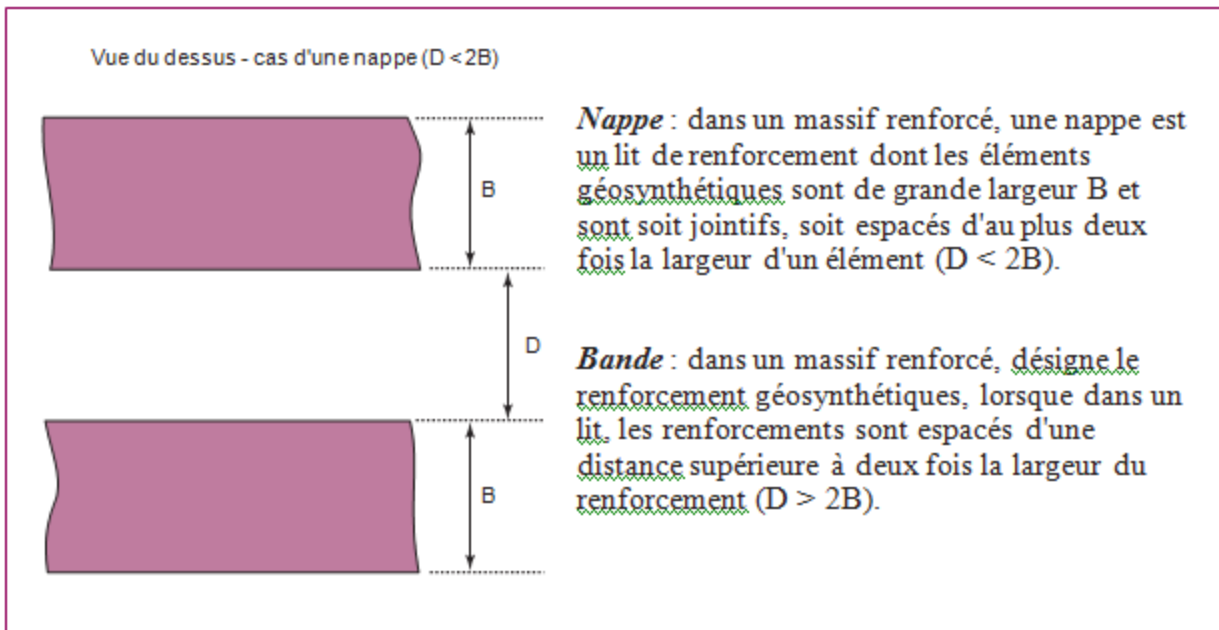
b : Enchevêtrement

Figure II.4 : Différents mécanismes de renforcements horizontaux

L'augmentation de rigidité par la mise en place d'une géogrille a été démontrée par les autorités allemandes des rails (Seiler, 1995), en effet pour une même épaisseur de ballast, l'apport d'une géogrille double le module E_{v2} déterminé à la plaque et une couche de ballast renforcée de 400 mm d'épaisseur à la même raideur qu'une couche de ballast non renforcée de 600 mm d'épaisseur.

II.4.4 : Mur de soutènement en remblai :

Les ouvrages de soutènement en remblai renforcé par inclusions géosynthétique sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement géosynthétiques : les nappes de géotextile, de géogrille ou de bandes.



Les longueurs des éléments de renforcement (bandes ou nappes) et les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage. Les éléments de renforcement sont disposés horizontalement. De plus, la pente longitudinale doit être nulle.

Comme le montrent les figures II.5 et II.6, le parement aval peut être vertical ou assez fortement incliné et de nature très variée selon les procédés de construction. Différentes technologies peuvent être utilisées pour constituer le parement. On peut mettre en place, par exemple :

- Un parement constitué de panneaux de pleine hauteur, généralement non liaisonnés aux éléments de renforcement géosynthétique et servant uniquement de protection (Figure II.5) ;
- Un parement constitué d'écailles où sont fixés les éléments de renforcement (bandes géosynthétiques) ;
- Un parement cellulaire, constitué d'éléments empilés (généralement, des blocs préfabriqués). Les renforcements sont fixés au parement par un dispositif d'accrochage ou simplement pincés entre deux blocs ;
- Une protection par végétalisation (Figure II.6).

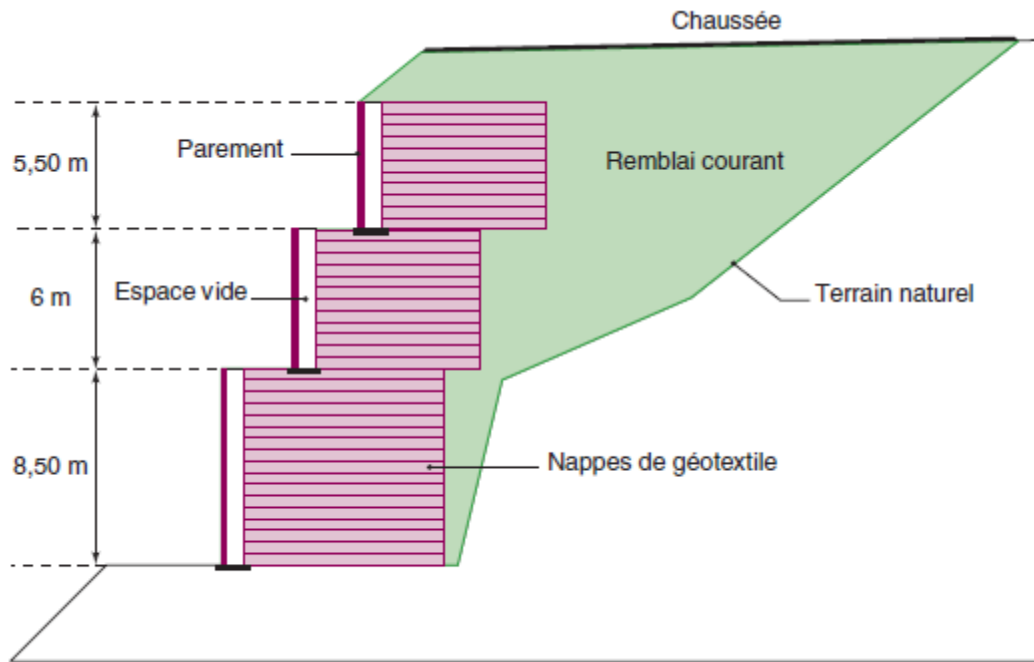


Figure II.5 : Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parements verticaux et indépendants.

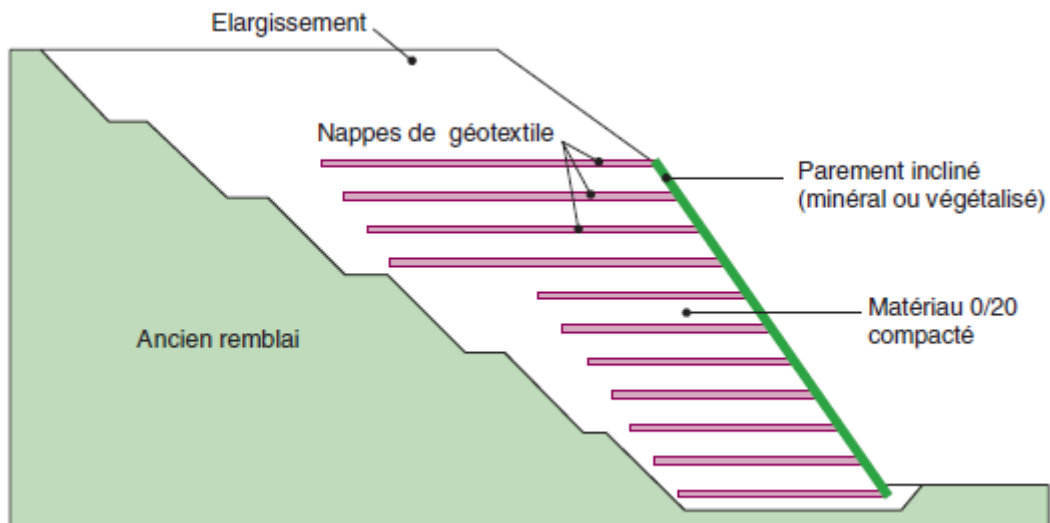


Figure II.6 : Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parement incliné.

II.4.4.1 : Fonctionnement interne :

La stabilité des ouvrages en remblai renforcé par éléments géosynthétiques est assurée, comme pour les ouvrages en remblai renforcé par armatures peu extensibles (Terre Armée, etc...).

Le remblai transmet par frottement aux inclusions géosynthétiques les efforts qui se développent dans la masse ; ces inclusions se mettent alors en tension et tout se passe comme si le remblai possédait, dans les directions où sont placés les éléments de renforcement, une résistance à la traction dont la valeur est directement proportionnelle aux efforts repris par les nappes ou les

bandes.

Celles-ci reportent les efforts de la zone active, à l'aval (zone où le remblai a tendance à entraîner les nappes ou les bandes), vers la zone d'ancrage à l'arrière du massif (zone où le remblai a tendance à retenir ces nappes).

La figure II.7 schématise les principes de base de ce fonctionnement. Le calcul de stabilité interne consiste à vérifier pour les surfaces potentielles de rupture les plus critiques que, d'une part, les longueurs d'ancrage sont suffisantes pour reprendre les efforts par frottement et, d'autre part, tous les éléments géosynthétiques (nappes ou bandes) ont une résistance suffisante pour reprendre ces efforts.

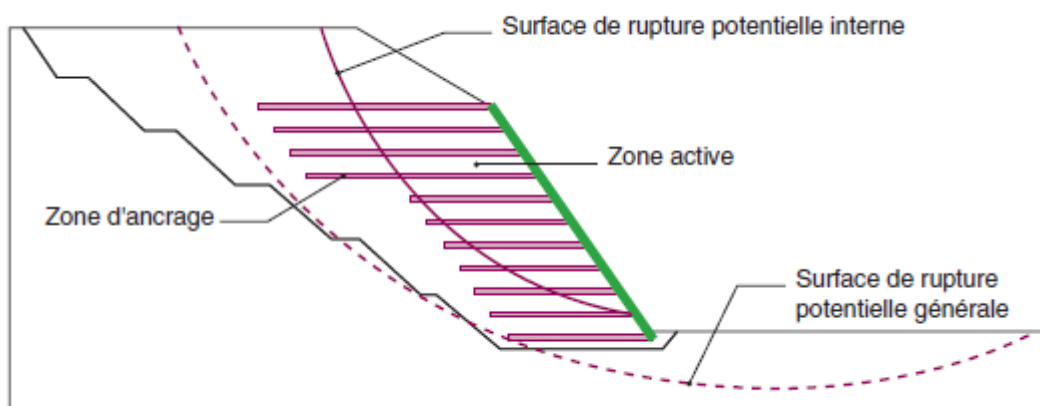


Figure II.7 : Stabilité interne et externe des ouvrages en remblai renforcé.

La stabilité interne fait aussi intervenir d'autres critères, tels que la résistance au cisaillement du sol et la résistance à l'ancrage de géosynthétique, fonction du frottement relatif sol - géosynthétique et de leur résistance ultime.

Selon le type de parement, le géosynthétique peut être libre ou accroché au parement, ce qui correspond à un fonctionnement mécanique différent dont il est tenu compte dans les méthodes de calcul. Dans le cas d'un accrochage au parement, il existe une tension de liaison dont il faudra contrôler la pérennité. Si la liaison est libre, le parement n'intervient pas directement dans la stabilité générale ; toutefois, il faut vérifier la stabilité propre du parement, dont la dégradation peut avoir des conséquences préjudiciables (érosion régressive, perte de matériau, etc.), difficiles à évaluer. Même si théoriquement, seule l'esthétique de l'ouvrage renforcé est concernée.

On notera que dans tous les cas il existe un parement, dont la fonction est, en particulier, d'assurer la stabilité locale du talus, dont la pente est généralement plus forte que la pente naturelle du matériau de remblai.

II.4.4.2 : Fonctionnement externe :

En tant qu'ouvrage de soutènement des terres situées à l'arrière, ces ouvrages ont un fonctionnement du type « mur-poids ».

Le fonctionnement externe de ces ouvrages en remblai renforcé ne diffère donc pas de celui des ouvrages de soutènement les plus classiques, de type mur-poids en maçonnerie ou en béton.

Il repose sur la portance du sol de fondation et sur la résistance au glissement de l'ouvrage à son interface avec le sol de fondation. S'agissant d'un ouvrage souple et de grande largeur à la base, le problème du renversement ne se pose généralement pas.

La stabilité globale est vérifiée vis-à-vis du grand glissement selon une surface enveloppe du massif renforcé (Figure II.7). Les calculs de stabilité globale sont souvent déterminants dans le dimensionnement de ces ouvrages (emprises, longueur des nappes).

II.5 : Différent types de géosynthétiques :

Parmi les géosynthétiques voués au renforcement de sol, on distingue les géotextiles : tissés, non tissés, tricotes, composés de fibres, des géotextiles, des géogrilles et Géospaceur redises à partir de plaques de polymères.

Le mode d'assemblage des fils entre eux permettra d'obtenir différents types de nappes géotextiles.

II.5.1 : Les tissés :

Ils sont obtenus par l'entrecroisement de deux nappes perpendiculaire de fils ou de bandelette, il en existe de différents types. Assemblés entre elle, les fibres textiles sont maintenues par torsion pour former des fils d'épaisseurs voulue. Le mode d'entrelacement s'appelle "armure", il en existe trois principales : la toile, le croisé, et le satin.

II.5.2. Les non tissés :

Sont constitués de fibres disposés de façon désordonnées et liées par différents procédés et on distingue principalement :

II.5.2.1 : Les non tissés aiguilletés :

L'aiguilletage est un procédé purement mécanique dans lequel des aiguilles hérissées d'ergot traversant la nappe dans un mouvement alternatif rapide.

II.5.2.2 : Les non tissés thermo-liés :

L'assemblage consiste à comprimer les nappes des fibres lorsqu'ils sont soumises à la chaleur. Il résulte une soudure superficielle de ces fibres.

II.5.3 : Les tricotés : Peu réponsus, ils sont obtenus par entrelacement des fils à l'aide d'aiguilles.

II.5.4 : Les tissés tricotés :

Il s'agit d'un textile non tissé au sein duquel l'on vient tricoter afin d'apporter une résistance importante.

II.5.5 : Les géotextiles :

Les géotextiles sont définis comme des produits textiles à base de fibres polymères se présentant sous forme de nappes perméables, souples, résistantes et filtrantes, utilisés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Ce sont en fait des textiles, au sens commun du terme, utilisés au contact du sol.

II.5.6 : Les géogrilles :

Structure plane constituée par réseau ouvert d'éléments résistants à la traction reliés entre eux selon un motif régulier et utilisés dans le domaine de la géotechnique et de génie civil.

II.5.7 : Géospaceur :

Structure polymère tridimensionnelle utilisée dans les applications de la géotechnique et génie civil permettant de maintenir l'espace entre eux deux matériaux notamment en vue d'un drainage.

II.5.8. Géocomposites :

Ceux-ci résultent l'association de plusieurs surfaces textiles différentes (tissés, non tissés,...) afin d'élaborer un géosynthétique adapté à des besoins spécifiques et pouvant remplir simultanément plusieurs fonctions (drain, filtre, renforcement).

II.5.9 : Géoconteneurs :

Structure tridimensionnelle alvéolaire permettant le confinement, la stabilité et le renforcement de matériaux de remplissage.

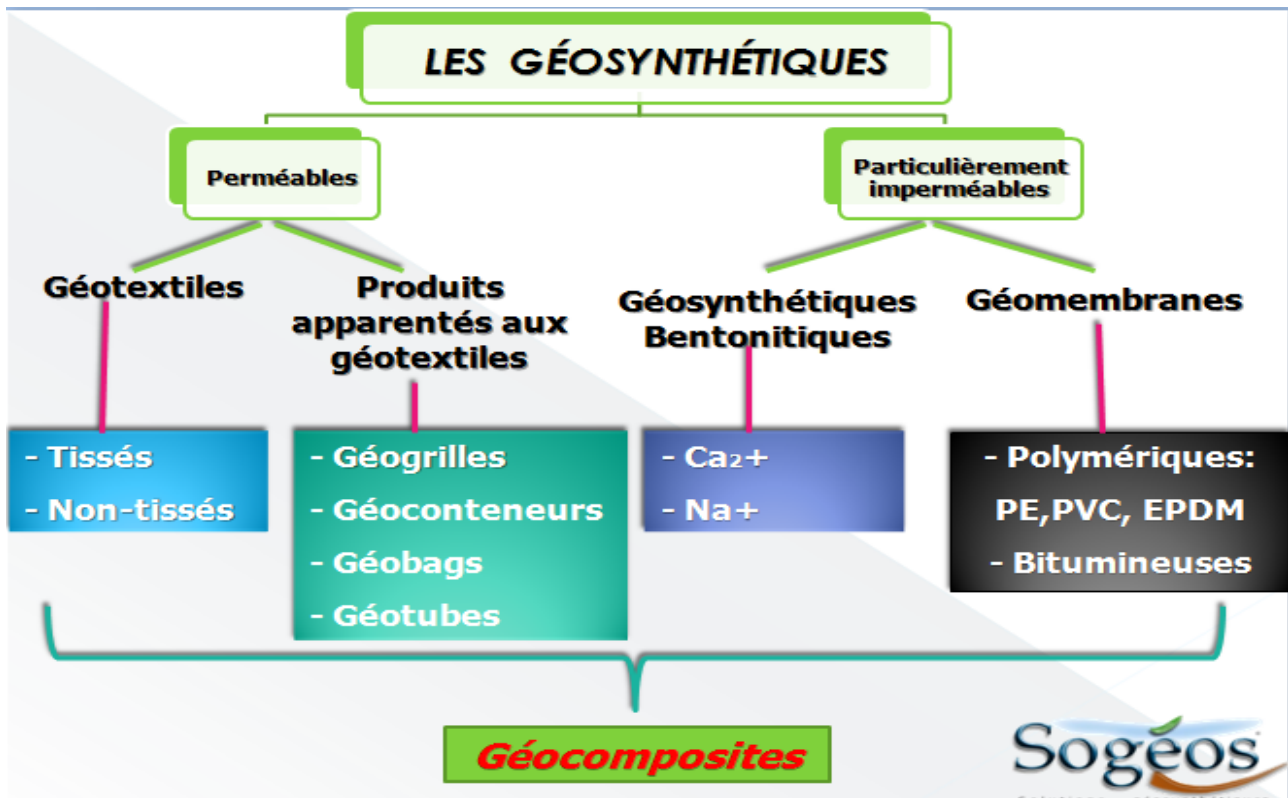


Figure II.8 : différents types de géosynthétiques.

II.6 : Caractérisation des géosynthétiques :

Les géosynthétiques sont définis par leurs caractérisations physique, mécanique et hydraulique et ce selon des essais normalisés, identifiés par des normes internationales de types ISO, européennes de type EN.

Pour cela des différents facteurs apparaissent :

- La nature chimique.
- Les caractéristiques physiques et mécaniques (permittivité, résistance à la traction).
- Le traitement physique et chimique.

Afin de donner aux géosynthétiques des fonctions telles que le renforcement mécanique des massifs de soutènement ou le drainage et la filtration des écoulements dans des ouvrages hydrauliques, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des caractéristiques à prendre en compte dans la conception et le dimensionnement des ouvrages, ceci peut être fait grâce à des essais spécifiques.

De même, il existe trois catégories de phénomène qui risquent de détériorer le comportement géosynthétique qui sont :

- Le phénomène physico-chimique.
- Le phénomène biologique.
- Le phénomène de fluage.

Différents types d'essais normalisés (ISO, CFG83) permettent de caractériser ces matériaux.

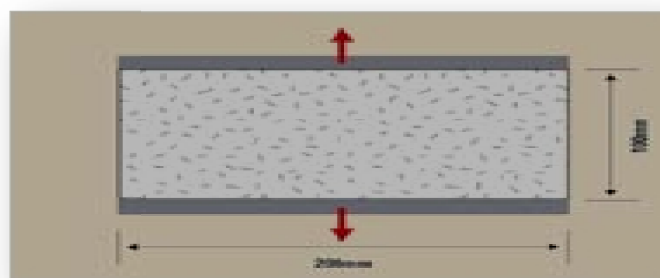
II.6.1 : Propriétés physique :

Les propriétés physiques du géosynthétiques sont les propriétés de base liées à la composition des matériaux pour fabriquer le géosynthétique et incluaient le type de structure, densité, masse par unité de superficie, épaisseur et rigidité. La structure du géosynthétique dicte souvent le domaine d'application pour lequel le matériel est approprié. Pour l'exemple, une géogrille uniaxial est approprié pour des applications où la charge est prévue dans une direction principale du matériel, tel que de dans un long mur de pente ou de soutènement. La structure la plus souvent est décrit pour des géogrilles.

II.6.2. Propriétés mécaniques :

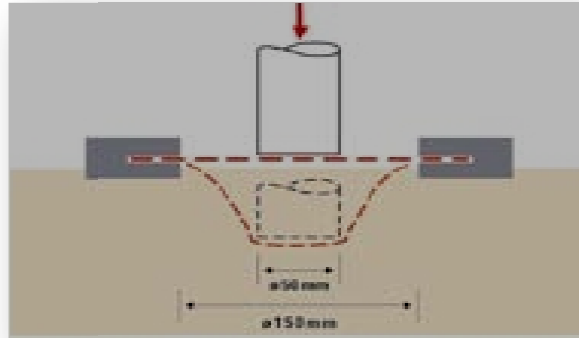
✓ Essai de traction des bandes larges EN ISO 10319 :

Cet essai est réalisé pour toutes sortes de géotextiles et de géo grilles sur une éprouvette de 200 mm de longueur et 100 mm de largeur. Une force longitudinale est appliquée à l'éprouvette jusqu'à ce qu'elle casse. La résistance de traction maximum, l'élongation et l'absorption d'énergie sont mesurées. La principale différence entre cette méthode et d'autres telles que DIN 53857, ASTM D1682, etc. est la largeur de l'éprouvette ou le taux de déformation.

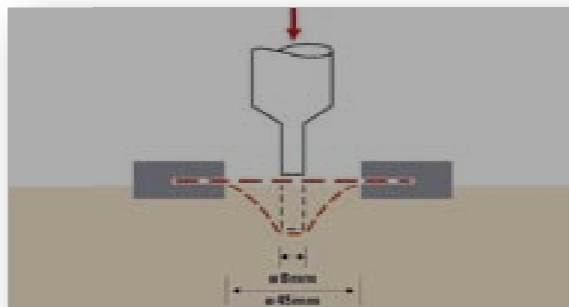


✓ Essai de poinçonnement statique (CBR) EN ISO 12236

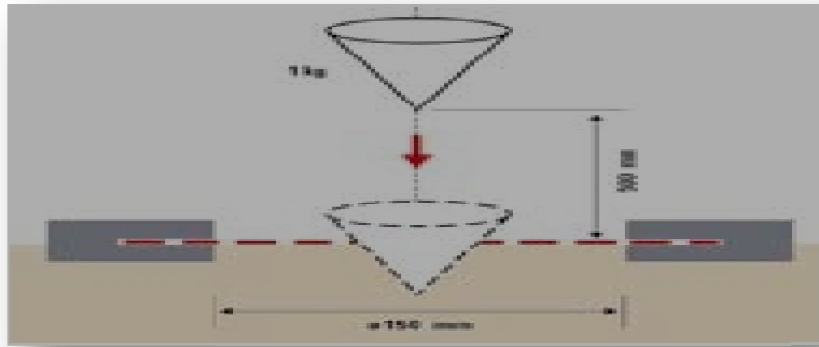
Un piston d'acier (50 mm de diamètre) est poussé à une vitesse constante vers le centre du spécimen, jusqu'à ce qu'il le transperce. La résistance maximale et le déplacement du piston sont mesurés.

**✓ Essai de poinçonnement (tige US) ASTM D4833 :**

Cet essai est similaire à l'essai de poinçonnement statique (CBR) mais un piston différent (\varnothing 8 mm) est utilisé et l'éprouvette est plus petite. Koerner recommande cependant l'essai CBR car il donne des résultats plus cohérents.

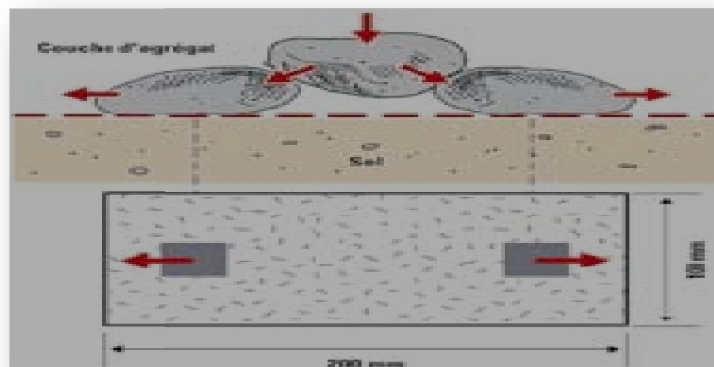
**✓ Essai de perforation dynamique (chute du cône) EN ISO 13433 :**

Un cône d'acier est lâché d'une distance de 50 cm sur une éprouvette de géotextile fixée dans des mors. Le degré de pénétration est mesuré par le diamètre du trou.



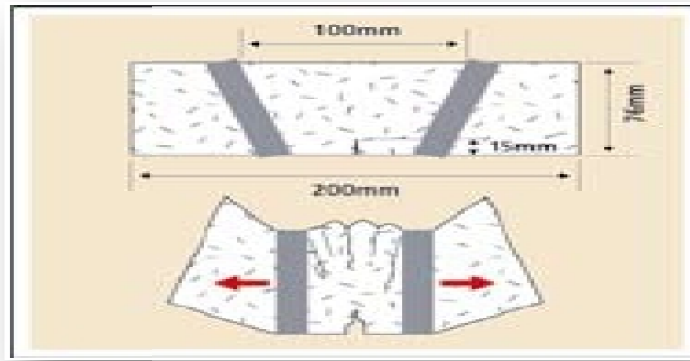
✓ Essai d'arrachage ASTM D4632 :

Une charge croissante est appliquée longitudinalement sur l'éprouvette et l'essai est réalisé jusqu'à la rupture. Les valeurs correspondant à la résistance d'arrachage et à l'élongation maximale de l'éprouvette sont mesurées. Cet essai simule le comportement du géotextile pendant qu'il est soumis en traction et que la pression de surface est appliquée de telle façon que la pierre tend à se déplacer vers les côtés.



✓ Résistance à la déchirure ASTM D45

Une éprouvette est prédécoupée et la résistance de propagation de la déchirure est enregistrée.



✓ Essai d'éclatement au Mullen ASTM D3786 :

Une membrane en caoutchouc gonflable est utilisée pour déformer le géotextile en un hémisphère de 30 mm de diamètre jusqu'à ce qu'il éclate. En raison de la petite taille de l'éprouvette, les résultats de cet essai varient de manière importante, notamment entre les différents instituts.

II.6.3 : Propriétés hydrauliques :

Les géosynthétiques jouent un rôle de drain ou d'un filtre afin de maîtriser l'écoulement des eaux. Le rôle d'un filtre, si l'écoulement est perpendiculaire au plan du géosynthétiques et de laisser l'eau circuler sur une direction privilégiée en empêchant l'entraînement d'une partie des sols par les eaux. Pour accomplir son rôle on doit avoir une permittivité faible pour empêcher le passage des particules fins mais suffisamment forte pour éviter le colmatage.

Ensuite, le rôle de drain est réalisé lorsque on assure le transport d'eau dans son épaisseur, phénomène s'appelle transmissivité, afin de rebatte les nappes contrôler les écoulements intermittent, diminuer et maîtriser les pressions d'eau, et accélérer les phénomènes de consolidation.

Le débit de l'eau à travers une couche simple de géotextile normalement au plan du géotextile est mesuré selon des conditions spécifiques :

✓ Perméabilité à l'eau (Indice de vitesse) EN ISO 11058 :

Méthode à charge constante : une couche simple de géotextile est soumise à un flux unidirectionnel d'eau normal au plan selon un éventail de hauteurs d'eau constantes. Méthode de la chute d'eau : comme la méthode de hauteur d'eau constante mais avec une chute d'eau. Le résultat est l'indice de vitesse (VIH50) en m/s correspondant à une perte de charge de 50 mm à travers une éprouvette, exprimée au mm⁻¹ près.

✓ Perméabilité sous charge DIN 60500-4 :

La perméabilité perpendiculaire au plan est mesurée sous une hauteur d'eau constante et selon un éventail de charges différentes. Ceci est particulièrement intéressant lorsque l'on compare des géotextiles de différentes épaisseurs.

La perméabilité k [m/s] (vitesse de l'écoulement de l'eau) décrit l'écoulement de l'eau perpendiculaire au plan et est mesurée grâce à un perméamètre avec de l'eau déminéralisée et désaérée. La mesure du débit Q et du gradient hydraulique i permet la détermination du coefficient de perméabilité de l'eau $K_n = Q/i$ pour un flux laminaire constant. Le gradient hydraulique i est défini de manière générale comme le rapport entre la perte de charge dH et l'épaisseur e du matériau : $i = dH/e$. Pour les géotextiles, on adapte cette formule en introduisant l'épaisseur du géotextile $i = dH/e$. Il serait préférable pour les géotextiles d'utiliser un gradient hydraulique égal à 1 pour supprimer l'influence de l'épaisseur. Sans cela, des géotextiles d'épaisseurs différentes mais présentant la même vitesse d'écoulement de l'eau auraient des perméabilités différentes, ce qui est incorrect. Il convient donc plutôt de déterminer la permittivité du géotextile.

✓ Tamisage à sec (ASTM D 4751) :

Un échantillon de géotextile est placé dans un cadre de tamis et des billes de verre dimensionnées sont placées sur le géotextile. Le géotextile et le cadre sont mis en vibration pour que les billes passent à travers l'éprouvette. La procédure est répétée sur le même échantillon avec différentes répartitions des billes de verre selon leur taille jusqu'à ce que leur taille d'ouverture apparentes O_{95} soit déterminée à partir de la répartition des particules qui sont passées à travers l'éprouvette.

✓ Tamisage humide (EN ISO 12956) :

Une procédure similaire au tamisage à sec, mais comportant une vaporisation supplémentaire d'eau sur un matériau granulaire spécifié, lequel doit être tamisé à travers le géotextile. O_{90} est la taille d'ouverture caractéristique du géotextile déterminée à partir de la répartition des particules qui sont passées à travers l'éprouvette.

✓ L'essai de permittivité (KN en s-1) :

Cet essai caractérise l'aptitude d'un géosynthétique à laisser s'écouler un certain débit d'eau dans la direction perpendiculaire à son plan : $K_n = Q / (S \cdot \delta h) \cdot e$.

✓ L'essai de transmissivité (Kl en m².s-1) :

Qui traduit l'aptitude d'un géosynthétique à laisser s'écouler un certain débit d'eau dans son plan : $Kl = Q / e.L/\delta h.b$. On peut citer également l'essai de porométrie Of (m). La mesure de la dimension des pores d'un géosynthétique permet de le caractériser vis-à-vis du passage d'un matériau en suspension. L'essai de filtration d'un sol avec immersion alternée a été retenu. Ce critère tient compte d'un certain nombre de paramètres : la compression qui doit être analogue à celle appliquée in-situ, la vitesse d'écoulement et l'ouverture de filtration Of.

II.6.4 : Propriétés due au fluage :

L'étude du comportement mécanique à long terme se limite à des études soumises à des contraintes déviatorique qu'on peut admettre que c'est la seule à entraîner une déformation plastique.

Dans le temps, l'échantillon subira des déformations pour laquelle on définit trois phases du fluage :

- Le fluage primaire (vitesse décroissante).
- Le fluage secondaire (vitesse constante).
- Le fluage tertiaire (vitesse croissante conduisant à la rupture).

En plus, il dépend aussi de la durée de l'essai, du type de matériau, et du niveau de contrainte.

II.6.5 : Propriétés physico-chimique :

Il paraît difficile de simuler le vieillissement des géosynthétiques dans le sol grâce à des essais de laboratoire accélérés et à échelle réduite. Cela résulte à la fois de la complexité du système réel impliquant le sol avec son caractère multiphasique, les écoulements d'air et d'eau, les contraintes mécaniques, les variations cycliques des différents facteurs et du fait qu'aucun processus de vieillissement spécifique des géosynthétiques placés dans le sol n'a pu être identifié jusqu'à présent sur le terrain. Malgré les dommages (coupures ou trous dus à la mise en place ou aux racines, les géosynthétiques étaient toujours aptes à remplir leur rôle), il n'existe pas de pathologie spécifique.

Aucune action chimique du sol sur le polymère n'a été identifiée. Une perte de résistance à la traction pouvant aller jusqu'à 40 % a été constatée ne provenant pas d'un processus de vieillissement mais des efforts mécaniques appliqués tel que le poinçonnement intense du à des pierres et graviers, pendant les travaux et en service. La perte de résistance est plus grande pour les géosynthétiques sollicités de façon cyclique. Le seul cas identifié d'évolution physico-chimique mesurable à l'abri de la lumière est l'hydrolyse en milieu fortement basique. En effet les géosynthétiques placés dans un environnement ayant un pH élevé (pH > 12), par exemple noyé dans du béton frais voient leur titre et leur résistance diminuer de façon notable. Il y a dissolution du produit qui se manifeste par une

perte de poids. Dans cette configuration, le polyester résiste moins bien que le polypropylène. Il suffira alors de préciser que le pH maximal des sols utilisables pour le renforcement est inférieur à ce seuil.

II.6.6 : Propriétés biologiques :

Sur des ouvrages existant n'ont montré aucune attaque de la part des micro-organismes, si ce n'est un colmatage par colonisation de la surface pour des porométries très faibles.

II.7. Durabilité des géosynthétiques :

La longévité est une issue très importante pour le matériau polymère, y compris les géosynthétiques. Leur durée de vie de service est de 30 ans aux centaines d'années, et cela dépend de la nature du polymère, et sa formulation spécifique. Si la formulation change (en particulier les additifs), la vie prévue également change.

✓ Polyéthylène :

Le polyéthylène (PE) est un polymère thermoplastique commun utilisé dans le monde entier. Son nom provient de l'éthène de monomère employé pour créer le polymère.

✓ Polypropylène :

Le polypropylène (pp) est un thermoplastique commun utilisé dans tout le géosynthétique parce que dans la grande partie de sa rentabilité. Pp est créés par la polymérisation du gaz de propylène. Il est obtenu à partir de fendre à hautes températures du pétrole hydrocarbures et propane. Il n'étonne pas que Pp et PE (polyoléfines).

✓ Polyester :

Le polyester est une catégorie des polymères ou, plus spécifiquement, de la condensation polymères qui contiennent le groupe fonctionnel d'ester dans leur chaîne principale. Tels des composés sont constitués par la réaction des alcools avec des acides par l'intermédiaire d'une liaison chimique sous le nom de tringlerie d'ester.

✓ Polyamide :

Un polyamide (PA) est un polymère contenant des monomères jointifs par des liens de peptide. Ils peuvent se produire tous les deux naturellement, les exemples étant des protéines telles que des laines et la soie, et peuvent être faits artificiellement, des exemples étant en nylon et le Kevlar.

✓ Polystyrène :

Le polystyrène (picoseconde) est un polymère fait à partir du styrène de monomère, un hydrocar- liquide fève qui est commercialement manufacturée du pétrole. Sous le bon ensemble de

circonstances, tous les matériaux, y compris les polymères.

Divers mécanismes de dégradation affectent les matériaux polymères qui peuvent agir en isolation ou synergiquement.

II.7.1 : Effets due à l'isolement :

- **Dégradation légère (UV) ultra-violet :**

Se produit seulement quand le géosynthétique est exposé à la lumière UV. Son intensité change dépendre de l'endroit du globe, atmosphère et période d'année.

- **La dégradation des rayonnements :**

C'est pas un facteur à moins que le polymère soit exposé à matériaux radioactifs de l'intensité suffisamment élevée pour causer la scission à chaînes, par exemple : matériaux de déchets fortement radioactifs.

- **La dégradation des produits chimiques :**

Peut se produire pour tous les polymères et change de l'eau (mineur agressif) aux dissolvants organiques (les plus agressifs).

- **La dégradation de l'hydrolyse :**

Est le mécanisme primaire de dégradation pour des polyesters, l'hydrolyse est une réaction avec de l'eau. C'est ce qui se produit quand des esters sont hydrolysés par les solutés de diverses valeurs du pH. Jailloux *et autres.*(1992) suggéré que l'hydrolyse alcaline des esters implique réellement réaction aux ions d'hydroxyde.

- **Le gonflement :**

Se rapporte à une croissance en vrac en raison de la prise ou de l'adsorption de liquides.

- **L'extraction :**

Se rapporte à un dégagement ou à un retrait des composants au moyen d'a non force d'entraînement d'équilibre tel que la chaleur, la pression, la diffusion, la dispersion ou la convection.

- **Le décollement :**

Se rapporte à se dédoubler à part ou à séparation dans des couches.

- **La dégradation oxydante :**

Se produit en tous les polymères et est la dégradation principale du mécanisme dans le PE et les Pp .

- **La dégradation biologique :**

C'est généralement pas un facteur à moins que biologiquement sensible des additifs (tels que les plastifiants de faible poids moléculaire) sont inclus dans la formulation de polymère.

II.7.2 : Effets synergiques :

- **Une température élevée :**

Est une variable qui influence sur la géosynthétique. Plus la température est haute, plus la dégradation plus rapide.

- **Efforts appliqués :**

Sont des facteurs compliqués, ils sont des emplacements spécifiques et ils devraient être convenablement modelé dans le procédé d'incubation.

- **Des mécanismes multiples et/ou changeants avec le temps :**

Doivent être prise en considération. Notamment l'un des mécanismes décrit une dégradation temporaire et l'isolation due à la durée de vie qui varie entre 30 ans à une centaine d'année. Cependant, une situation extrêmement difficile à modeler en raison de l'imprévisibilité de futurs événements et actions.

II.8 : Caractérisation du sol et de l'interface :

Le sol constitue l'essentiel en volume de la structure et peuvent être traités ou non. Leur comportement ainsi que celui de leur interface avec les géosynthétiques interviennent de façon importante dans le comportement de la structure. Dans le cadre de notre étude, nous allons présenter les paramètres de ces matériaux qui à introduire dans les modèles de calcul.

III.8.1 : Comportement mécanique du sol de remplissage :

Nous supposons que le sol est homogène, isotrope et élastique et nous cherchons à lui attribuer des caractéristiques mécaniques caractérisant sa déformabilité et sa rupture. La détermination de ces paramètres peut se faire à l'aide d'essais normalisés de laboratoire tels que essai de cisaillement à la boîte de Casagrande, essai oedométrique ou essai triaxial. D'autres essais réalisés in situ permettent d'obtenir directement certains paramètres (essai pressiométrique) ou indirectement par l'utilisation de relations empiriques (essai CBR, essai de plaque, et essai pénétrométrique). Ces essais sont largement utilisés par les ingénieurs pour obtenir les éléments nécessaires à leurs études. Nous n'allons pas aborder dans ce travail le comportement hydraulique, au fluage et à la fatigue du sol, sujets vastes. Un certain nombre de ces phénomènes est pris en compte par l'utilisation de facteurs partiels de sécurité.

II.8.2 : Caractérisation de l'interface sol-géosynthétique :

L'interface est caractérisée à partir d'essais de frottement et d'arrachement. Ces essais ont été réalisés à l'INSA de Lyon [BAC 81], à l'IRIGM [COL 87] [RAT 87] au moyen d'une boîte de Casagrande de grande dimension. Soit φ l'angle de frottement interne du sol, δ l'angle de frottement sol-géosynthétique et les résultats mesurés lors de l'essai : $\sigma_n = P/S$ la contrainte normale et $\tau_{max}=T/S$ la contrainte tangentielle à la rupture, on obtient alors $\tan(\delta)=\tau_{max} / \sigma_n$. On détermine alors le niveau d'interaction sol-géosynthétique $f = \tan(\delta)/\tan(\varphi)$. Grâce à ces essais, l'influence de différents paramètres a pu être déterminée :

III.8.2.1 : Essai de frottement :

➤ Influence de l'effort de confinement P :

Une augmentation de l'effort normal entraîne une diminution de l'angle de frottement. Sous faible contrainte, le sol est dilatant dans la zone adjacente au géosynthétique et sous forte contrainte il est contractant.

➤ Influence de la granulométrie :

Plus la granulométrie est grande plus f est grand. En effet si la granulométrie du sol support augmente, la surface du géosynthétique est de moins en moins plane, ce qui donne une surface de frottement effective plus grande. Si la granulométrie du sol de couverture augmente, f diminue, quel que soit le sol support. L'arrangement des particules du sol support au voisinage du géosynthétique est d'autant plus lâche que sa granulométrie est forte. Le géosynthétique joue un rôle séparateur, perturbant l'arrangement granulaire.

➤ Influence de l'angularité :

f croit lorsque l'angularité du sol de couverture augmente car le poinçonnement du support dû à l'angularité augmente le frottement résultant. De même f augmente lorsque l'angularité du sol support augmente $J=\Delta l/l_0$.

Influence de la rigidité en traction Le géosynthétique le plus rigide est le moins efficace, l'interface étant plus plane, il entraîne un déplacement relatif moins important pour mobiliser le frottement maximal.

➤ Influence de la dimension des pores :

Pour une granulométrie de sol donnée, il existe une dimension de pores, c'est-à-dire un diamètre moyen approximatif des pores, optimale ; les particules de sol s'imbriquant dans le

maillage du géosynthétique celui-ci constitue alors un lien entre les particules granulaires analogue à une cohésion.

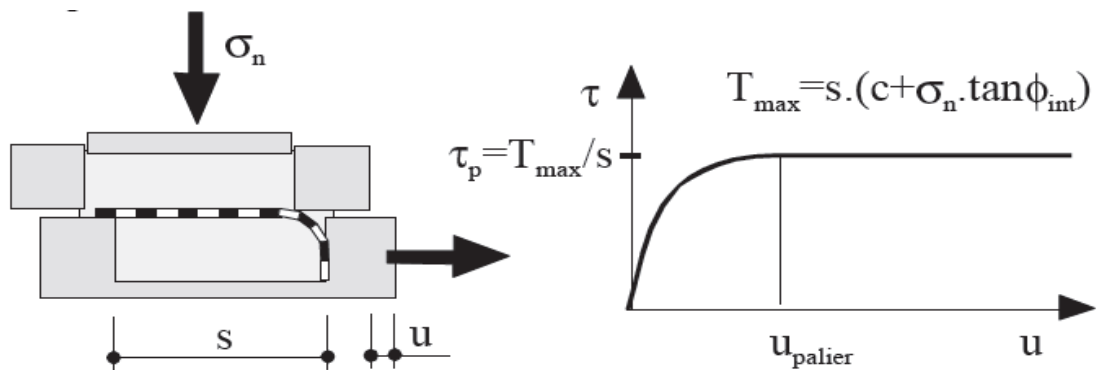


Figure II.9 : Essai de frottement.

II.8.2.2 : Essai d'ancrage :

➤ Influence de l'effort de confinement P :

L'angle de frottement en ancrage est inférieur à l'angle de frottement classique présenté ci-dessus. Ici une augmentation de la contrainte normale entraînera une augmentation de f . L'état de surface est très important, une armature non plane entraîne un déplacement d'une zone de sol adjacente au géosynthétique alors qu'une armature lisse glissera sans désarrangement important du sol adjacent. L'extraction de l'armature entraîne une mise en plasticité du sol adjacent. L'effort d'ancrage augmente très vite avec la densité en place. La répartition des tractions dans l'armature dépend de son module de déformation. Ainsi plus le géosynthétique sera " rigide " plus le glissement de rupture sera atteint en tous points en même temps ; plus il sera " souple " plus la progression du phénomène de rupture à partir de la tête de l'ancrage sera lente. La loi d'interaction sol-géosynthétique définie par Collios et Ratel utilisée pour le développement des différents logiciels utilisés en France est :

- pour $u < U_{\text{palier}}$ comportement linéaire $\tau = E_{\text{int}} \cdot u$.
- pour $u > U_{\text{palier}}$ comportement linéaire $\tau = \tau_p$.

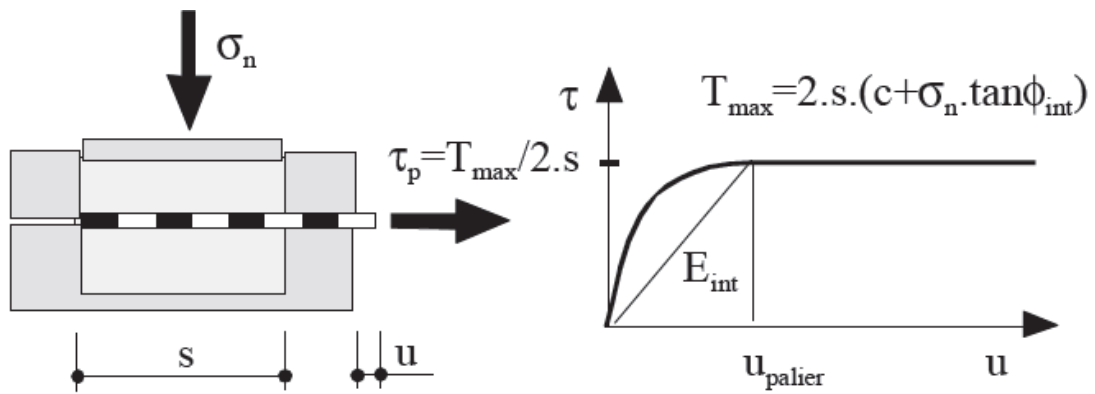


Figure II.10 : Essai d’ancrage.

III.9. La mise en œuvre des géosynthétiques (géotextiles) :

La méthode de fonctionnement des massifs renforcés par les géotextiles sont de manière générale :

- Une mise en prétention des nappes au moment de leur recouvrement par les matériaux de remblais (voir la figure II.11).

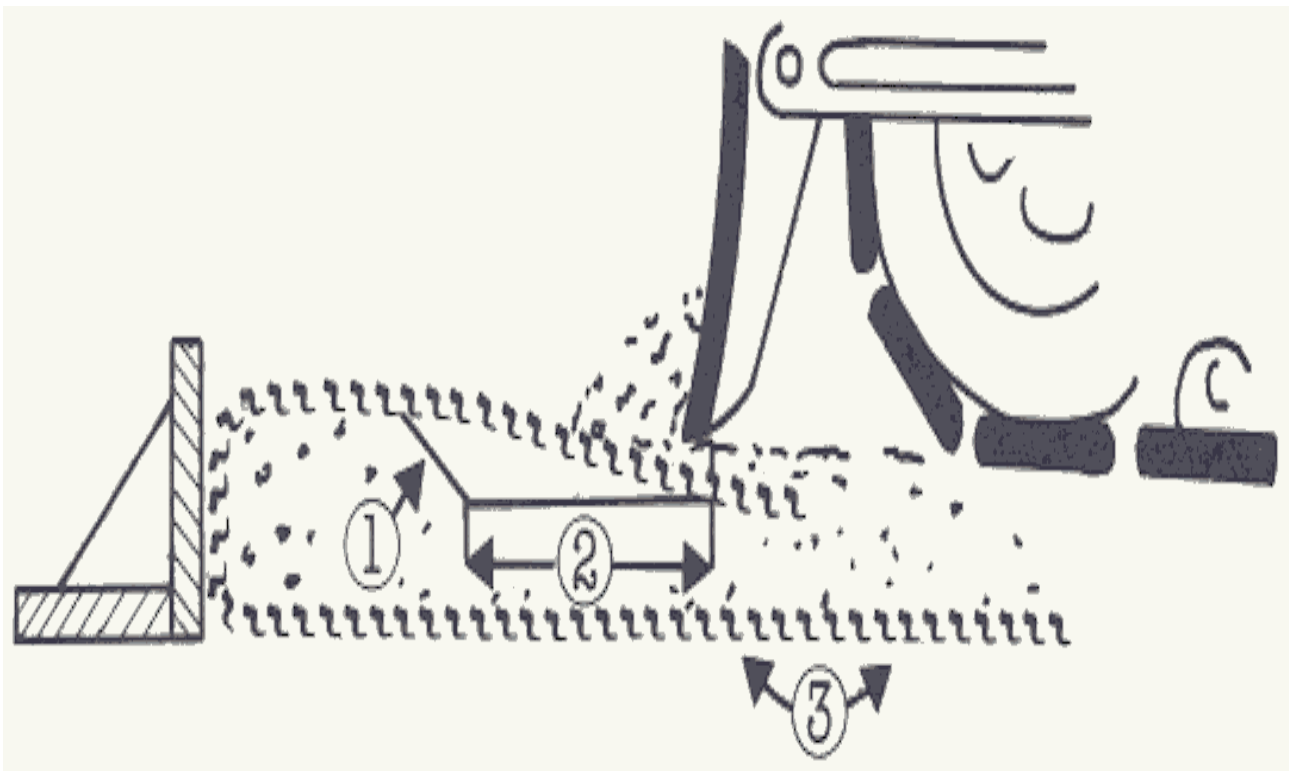


Figure II.11 : prétention de la nappe.

- Un compactage soigné du matériau de remblai et tout particulièrement à proximité du talus et du parement. (voir Figure II.12).

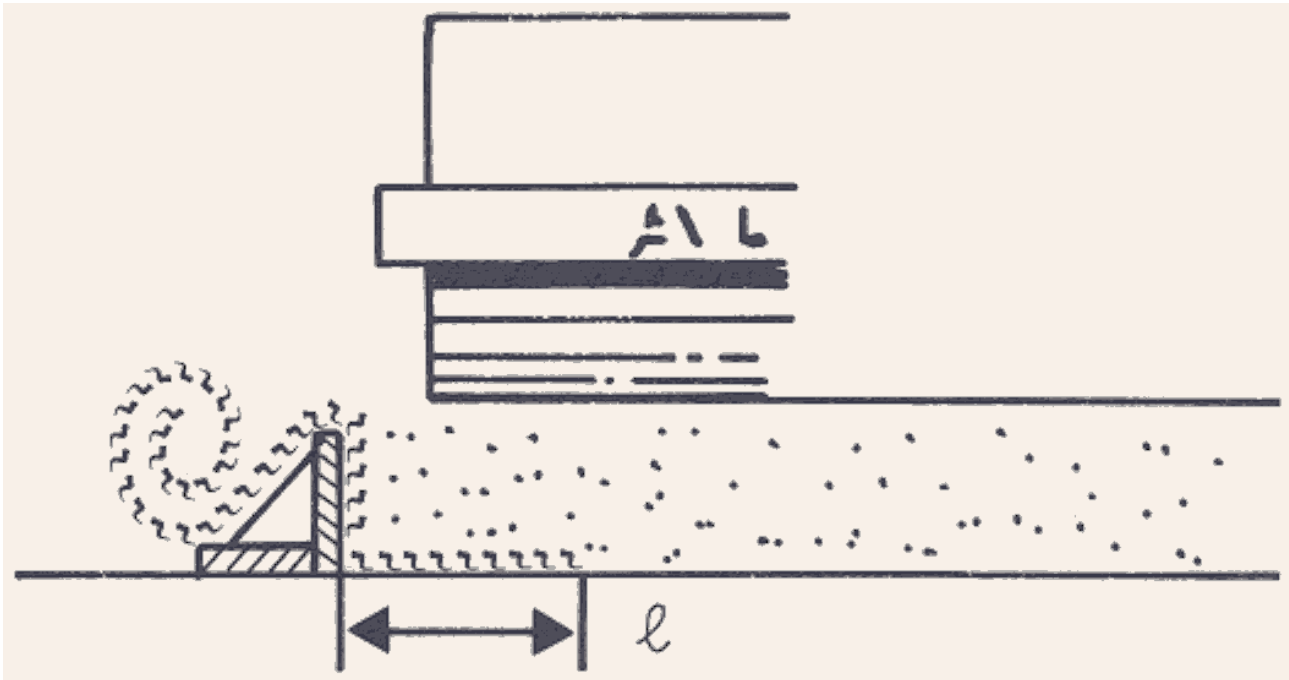


Figure II.12 : le compactage.

- La mise en œuvre de dispositions constructives particulières permettant d'assurer le respect de la géométrie des talus avec celle définie dans les plans d'exécution.

- 1) Mât inclinable constituant une référence géométrique
- 2) Dispositif de coffrage rétractable
- 3) Tirant ancré dans le massif (éventuel)
- 4) Espace vide non comblé après construction
- 5) Réglages de positions
- 6) Ancrage du mât

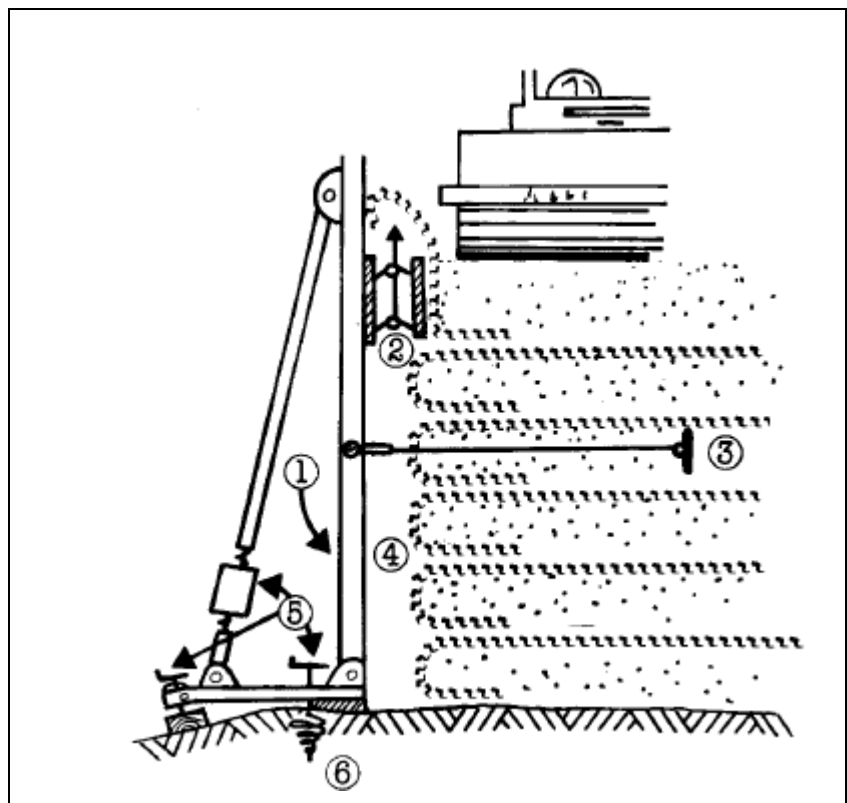


figure II.13 : la mise en œuvre des géotextiles.

- La protection si elle est nécessaire, l'aménagement décoratif de la partie visible des nappes sur les talus par tout procédé approprié.

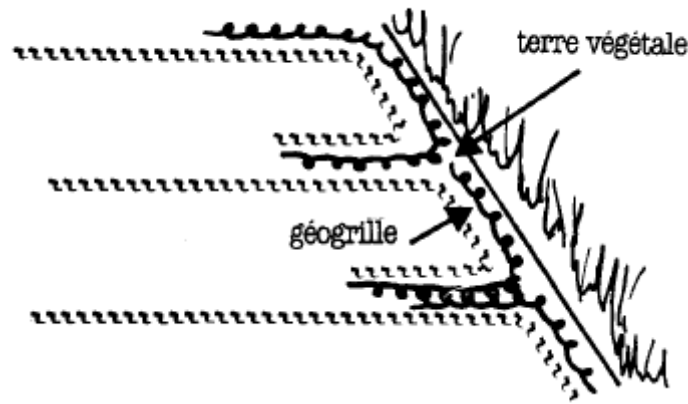
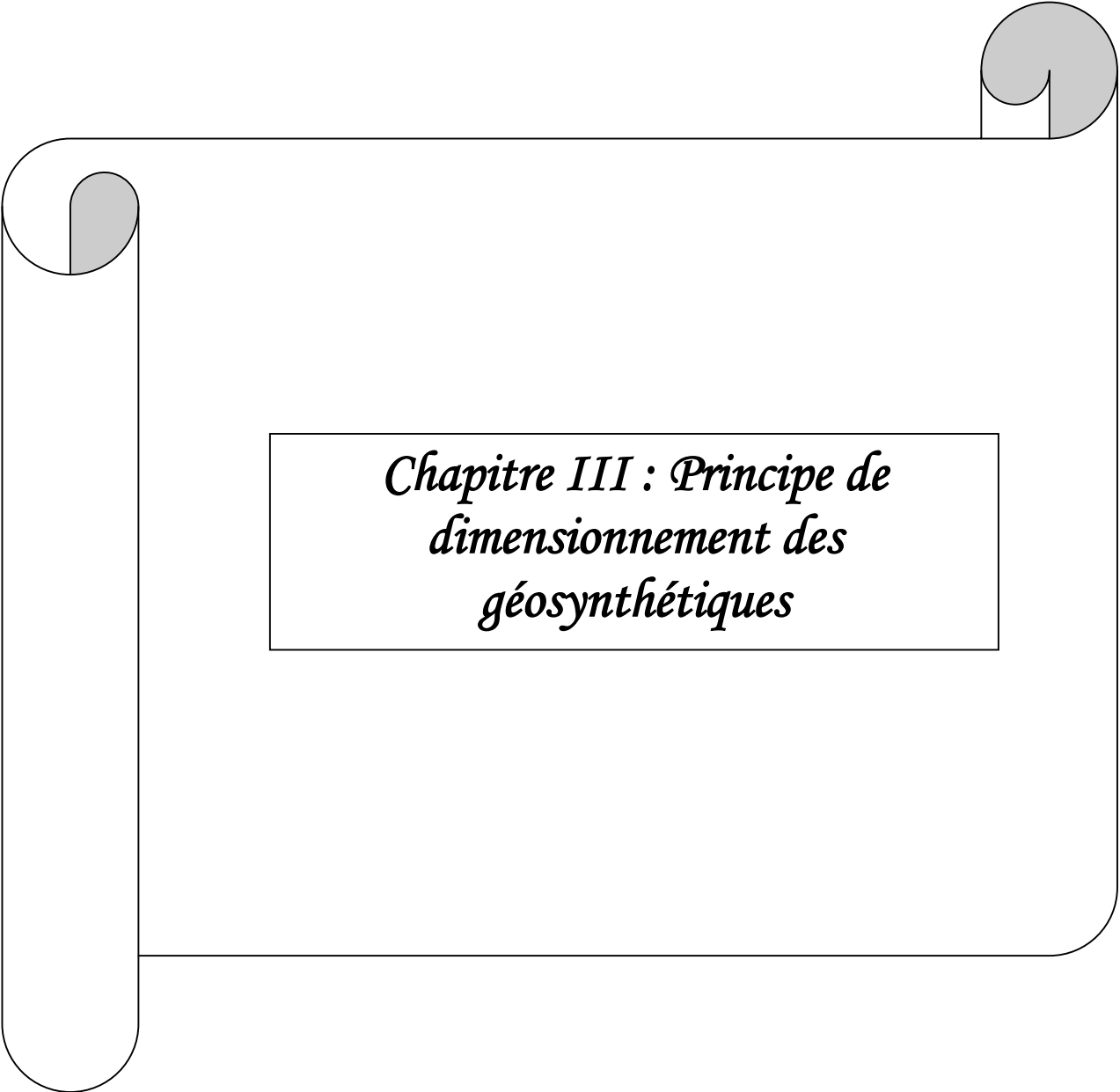


Figure II.14 : la protection des géotextiles.

Conclusion :

Les géotextiles sont des produits techniques et de plus en plus employés. Ces produits ne sont cependant pas passe partout ; leur fonctionnement dans les ouvrages repose sur des principes complexes renvoyant à de nombreuses caractéristiques, et le mode de fonctionnement dans les différents domaines. La conception d'ouvrages les intégrant doit ainsi s'appuyer sur un dimensionnement réel et conforme à l'état de l'art. Pour cela, les concepteurs et maîtres d'œuvres disposent notamment de guides de dimensionnement établis conjointement par tous les acteurs du domaine.



*Chapitre III : Principe de
dimensionnement des
géosynthétiques*

INTRODUCTION :

Les ouvrages renforcés par géosynthétiques sont caractérisés par la possibilité d'atteindre des niveaux de déformation élevée avant la rupture des armatures. Il s'en suit la nécessité de prendre en compte et d'assurer la compatibilité des déformations à court et à long terme avec les exigences de l'ouvrage.

Pour les calculs d'ouvrages on utilisera en général des méthodes de calcul à la limite de rupture.

De plus, on attachera une importance particulière à l'évaluation des déformations engendrées par les efforts dans les géotextiles de renforcement.

Le calcul est réalisé suivant les méthodes usuelles et reconnues en mécanique des sols, parmi lesquelles on peut citer :

- Méthodes des tranches de FELLINIUS,
- Méthodes des tranches de BISHOP.

III.1: Généralités :**III.1.1: Armature ou inclusion :**

C'est un terme générique définissant les éléments de renforcement incorporés dans un remblai au fur et à mesure de son exécution. Dans notre projet, il s'agit de nappes de renforcement géosynthétiques.

III.1.2: Renforcement :

L'ensemble d'inclusions géosynthétiques mises en place dans un remblai et disposées dans un même plan horizontal ou sub-horizontale (pente par rapport à l'horizontale inférieure à 4 %).

III.1.3: Nappe :

Dans une structure renforcée, renforcement constitué de géosynthétiques de grande largeur, jointifs ou avec un léger recouvrement.

III.1.4: Parement :

Revêtement de la face d'un remblai renforcé, lié aux renforcements et qui retient le remblai entre les renforcements. Il a pour rôle essentiel de retenir les matériaux du remblai renforcé.

III.1.5: Ecran:

Une structure placée devant le parement d'un remblai renforcé, pour en améliorer l'esthétique et/ou le protéger contre l'érosion.

III.1.6: Élément de parement en retournement :

Il enveloppe l'extérieure d'un remblai renforcé par des nappes géosynthétiques, retournées du côté de la face extérieure du remblai renforcé, lors de sa construction.

III.1.7: Structure provisoire :

Une structure dont la durée d'utilisation est inférieure ou égale à 10 ans.

III.1.8: Structure permanente:

Une structure dont la durée d'utilisation est supérieure à 10 ans.

III.1.9: Structure renforcée:

Un remblai renforcé considéré comme un bloc pesant peu déformable, pouvant transmettre à sa base des efforts de compression et de cisaillement résultant de la poussée des terres et d'autres efforts extérieurs transmis par le remblai.

III.1.10: Ouvrage renforcé:

Une construction constituée d'une ou de plusieurs structures renforcées pouvant avoir des fonctions variées (soutènement, merlon, seuil, etc.).

III.1.11: Lignes de rupture potentielle:

Ce sont des lignes dessinées sur une coupe verticale transversale de l'ouvrage, suivant lesquelles des ruptures peuvent se produire.

III.1.12: Zone d'ancrage aval:

La partie de l'ouvrage située sur une coupe transversale entre une ligne de rupture potentielle et le parement.

III.1.13: Zone d'ancrage amont:

La partie de l'ouvrage située, sur une coupe transversale, à l'arrière d'une ligne de rupture potentielle.

III.1.14: Longueur d'ancrage:

La longueur de la partie de l'inclusion située entre la surface de rupture et de l'extrémité arrière de la nappe.

III.1.15: Contour conventionnel de l'ouvrage renforcé:

Une ligne fictive séparant le remblai renforcé du sol situé à l'arrière de l'ouvrage. Elle est définie par la longueur des nappes situées en bas et en haut de l'ouvrage renforcé.

III.1.16: Zone d'influence du projet:

La zone définie sur le profil de l'ouvrage renforcé, qui s'étend sur environ trois fois la hauteur de l'ouvrage renforcé, de part et d'autre du pied du parement.

III.2. Eléments de conception :**➤ Définition du projet :**

Les données du projet concernent les éléments imposés et qui correspondent au choix du site à l'implantation du massif renforcé, à la durée d'utilisation et à la catégorie géotechnique de l'ouvrage. Les données nécessaires à la justification du dimensionnement de l'ouvrage sont les suivantes :

- Données géométriques.
- Phases de construction.
- Données géotechniques.
- Données climatiques.
- Actions.
- Ouvrages existants se trouvant dans la zone d'influence du projet (zone concernée par la stabilité mixte de l'ouvrage).
- Hydrologie et hydrogéologie.

- Nature et caractéristiques géotechniques des sols de remblai de l'ouvrage renforcé et des remblais courants.

- Deux types de site d'implantation de l'ouvrage renforcé sont à distinguer :
 1. les ouvrages en site terrestre «hors d'eau», qui ne sont jamais immergés.
 2. les ouvrages ou parties d'ouvrages immergés dans l'eau, en permanence ou par intermittence.

➤ Utilisation des matériaux de remblais :

L'utilisation d'un matériau de remblai nécessite de connaître les caractéristiques mécaniques et physiques afin d'identifier la nature et l'état hydrique du matériau, il doit être identifié selon la norme NF P 11-300.

➤ Utilisation des parements :

Le parement a un rôle important sur la protection des géosynthétiques contre la lumière ou ultra violet qui provoque le vieillissement, et les endommagements accidentels.

➤ Utilisation des géosynthétiques :

Le choix du géosynthétique doit s'effectuer en fonction de :

- Sa résistance a la traction.
- Coefficient d'interaction sol-géosynthétique.
- La durabilité.

➤ Le drainage des massifs :

Les ouvrages renforcés en remblai doivent être protégé contre les infiltrations des eaux conformément a la norme NF EN 14475.

➤ La profondeur d'encastrement :

Les ouvrages doivent comporter une profondeur d'encastrement D (figure III.1) supérieure ou égale à la fiche minimale D_m (définie dans le Tableau 1), en fonction de la contrainte de référence q_{ref} calculée sous l'ouvrage. Il convient de prendre pour q_{ref} la valeur de la pression verticale moyenne transmise par l'ouvrage au niveau de sa base :

$$q_{ref} = V_d / B_e$$

V_d : est la valeur de calcul de la composante verticale de la résultante des actions au niveau de la base de l'ouvrage en sol renforcé

B_e : est la largeur de l'emprise du massif.

Lorsque le terrain à l'aval de l'ouvrage est en pente, il faut prévoir une plate-forme horizontale d'au moins 1 m.

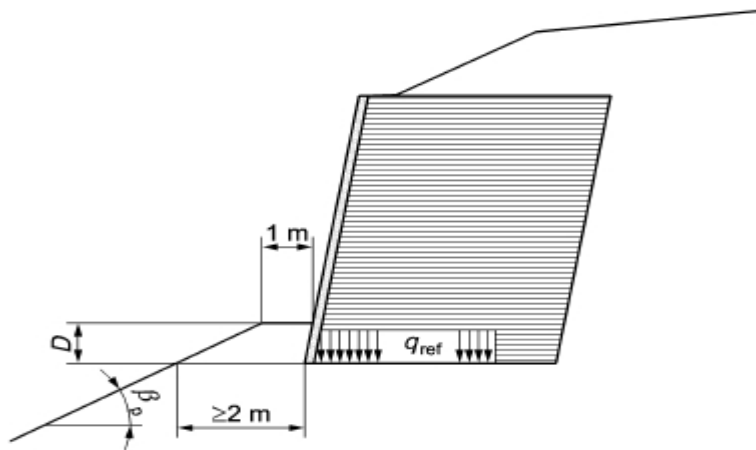


Figure III.1 : Fiche d'un ouvrage renforcé par géosynthétique, Fondé sur un terrain incliné à l'aval.

Pente du terrain à l'aval	D_m / q_{ref} (m/kPa)
$\beta_p = 0$	$1,5 \times 10^{-3}$
$\beta_p = 18^\circ$ ($\tan\beta_p = 1/3$)	$3,0 \times 10^{-3}$
$\beta_p = 27^\circ$ ($\tan\beta_p = 1/2$)	$4,5 \times 10^{-3}$
$\beta_p = 34^\circ$ ($\tan\beta_p = 2/3$)	$6,4 \times 10^{-3}$

Tableau III.1 : Rapport D_m / q_{ref} en fonction de la pente β_p du terrain à l'aval.

III.3: Principes de justification :

Le dimensionnement d'un ouvrage de ce type relève de justifications aux États Limites Ultimes et aux États Limites de Service. La justification aux ELU consiste à justifier sa stabilité externe, sa stabilité générale, sa stabilité mixte et sa stabilité interne. La justification aux ELS consiste à vérifier les déplacements et les déformations qui pourraient être préjudiciables à la fonction de l'ouvrage et le cas échéant aux constructions voisines.

Justification aux états limites ultimes :

III.3.1: Stabilité externe :

La justification de la stabilité externe d'un ouvrage renforcé doit comprendre les vérifications suivantes :

- la stabilité d'ensemble.
- la stabilité au glissement.
- la stabilité au poinçonnement.

- la stabilité au renversement.

La vérification de la stabilité externe relève de l'état limite de type GEO. Elle doit s'effectuer suivant l'approche de calcul 2 (Tableau 2).

III.3.2: Stabilité générale :

La justification du site où est construit l'ouvrage renforcé doit s'effectuer en considérant un nombre suffisant de lignes de rupture potentielle par grand glissement, extérieures au massif. Il consiste à évaluer l'impact de l'ouvrage sur la stabilité du site, en comparant le niveau de stabilité avant travaux avec celui après réalisation du projet. Puis, La vérification relève de l'état limite de type GEO. Elle doit s'effectuer suivant l'approche de calcul 3 (Tableau III.2).

III.3.3: Stabilité mixte :

La justification de la stabilité mixte est menée dans la «zone d'influence du projet», où toutes les lignes de rupture potentielles sont étudiées (figure12). Il consiste à vérifier le choix des géosynthétiques en type, nombre, longueur et disposition à l'intérieur du massif, de façon à assurer l'équilibre pour toutes les surfaces de rupture qui coupent un ou plusieurs renforcements ou suivent le plan d'un renforcement.

La vérification relève des états limites de type GEO et STR. Elle doit s'effectuer suivant l'approche de calcul 3.

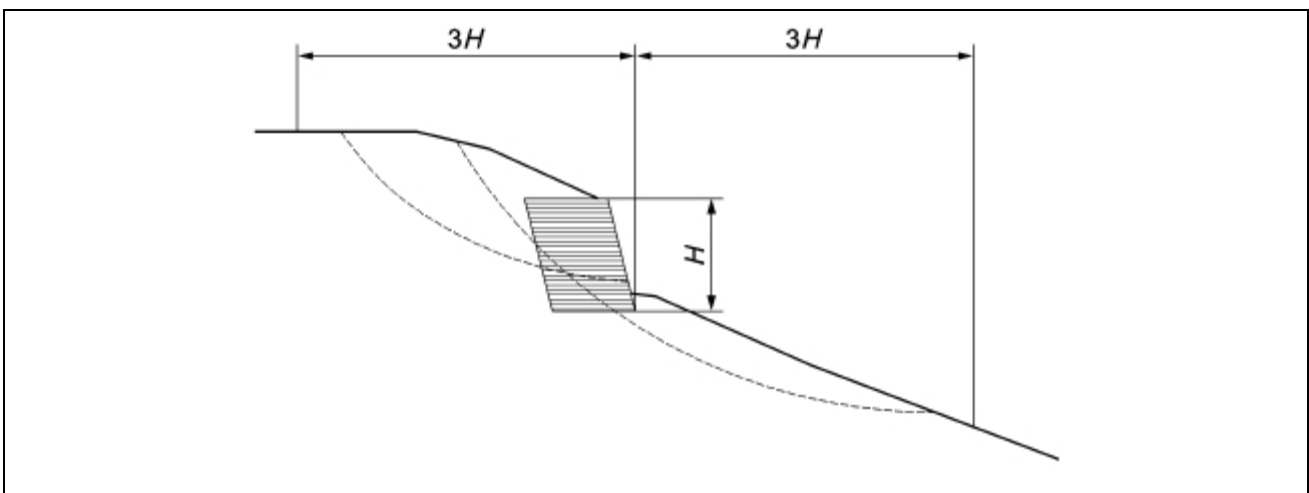


Figure III.2 : Zone d'étude de la stabilité mixte d'un ouvrage

(«Zone d'influence du projet»).

III.3.4: Stabilité interne:

Pour justifier la stabilité interne d'un ouvrage renforcé, il convient que la distribution, avec la profondeur, des efforts de traction mobilisables en un point d'un renforcement ($T_{\max ;d}$), suive la même évolution que la poussée des terres.

III.4: Récapitulatif des approches de justification employées :

Le Tableau 2 résume les vérifications minimales à effectuer aux états limites ultimes pour justifier la stabilité d'un ouvrage renforcé par nappes géosynthétiques, en cours de construction et d'exploitation. Le détail des combinaisons d'actions à considérer est présenté dans l'Annexe F de la norme NF P94-270.

	ELU type	Approche
Stabilité externe		
Glissement sur le sol support	<i>Géo</i>	2
Poinçonnement du sol support	<i>Géo</i>	2
Stabilité générale	<i>Géo</i>	3
Stabilité mixte	<i>Géo et STR</i>	3

Tableau III.2 : Vérifications minimales à mener aux états limites ultimes pour justifier la stabilité d'un ouvrage renforcé par nappes géosynthétiques.

III.5: Combinaisons d'actions :

Les effets des actions doivent être déterminés en combinant les actions conformément aux dispositions du paragraphe 6.4.3 de la norme NF EN 1990. Dans une combinaison donnée, les différents termes doivent désigner des actions d'origine et de nature différentes, ce qui exclut de partager une même action entre deux termes d'une même combinaison (principe de cohérence).

III.5.1: Combinaisons d'actions vis-à-vis des états limites ultime :

Les différentes combinaisons d'actions à considérer pour les états limites ultimes sont les suivantes :

- les combinaisons d'actions pour les situations de projet durables et transitoire (Combinaisons fondamentales) ;

- les combinaisons d'actions pour les situations de projet accidentelles (combinaisons accidentelles) ;
- les combinaisons d'actions pour les situations de projet sismiques (combinaisons sismiques).

➤ **Combinaison fondamentale :**

$$Ed = E \{ \Sigma \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \Sigma \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \}$$

Notations :

- «+» signifie «doit être combiné à» ;
 - Σ signifie «l'effet combiné de» ;
 - A_d : valeur de calcul de l'action accidentelle ;
 - A_{ed} : valeur de calcul d'une action sismique ;
 - G_{sup} : action permanente défavorable ;
 - G_{inf} : action permanente favorable ;
 - $\psi_{0,1} Q_{k,1}$: valeur de combinaison de l'action variable défavorable dominante ;
 - $\psi_{0,i} Q_{k,i}$: valeur de combinaison de l'action variable défavorable d'accompagnement i ;
- ;
- $\psi_{1,1} Q_{k,1}$: valeur fréquente de l'action variable défavorable dominante ;
 - $\psi_{1,i} Q_{k,i}$: valeur fréquente de l'action variable défavorable d'accompagnement i ;
 - $\psi_{2,1} Q_{k,1}$: valeur quasi-permanente de l'action défavorable dominante ;
 - $\psi_{2,i} Q_{k,i}$: valeur quasi-permanente de l'action défavorable d'accompagnement i ;
 - $\gamma_{G,sup}/\gamma_{G,inf}$: sont les facteurs partiels pour les actions permanentes défavorable/favorable ;
 - $\gamma_{Q,1}/\gamma_{Q,i}$: sont les facteurs partiels pour les actions variables dominantes/d'accompagnement i.

Remarque :

Les indices de ψ pour les valeurs de combinaison des actions variables Q ont la signification suivante :

- le premier indice : (0) indique qu'il s'agit d'une valeur de combinaison, (1) indique qu'il s'agit d'une valeur fréquente, (2) d'une valeur quasi-permanente ;
- le second indice fait référence au numéro de l'action variable

- Les valeurs des facteurs partiels γ sont fonction de l'approche de calcul retenue.

Elles sont indiquées dans le tableau 3.

- Les valeurs des coefficients Ψ_0 sont inférieures ou égales à 1 pour tenir compte de la probabilité de combinaison des actions variables. Elles sont données pour les charges usuelles aux endroits appropriés des normes NF EN 1990 et NF EN 1991.

➤ **Combinaison accidentelle :**

$$E_d = E \{ \sum G_{kj, \text{sup}} + \sum G_{kj, \text{inf}} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \}$$

Remarque :

Les valeurs des coefficients ψ_1 et ψ_2 sont inférieures à 1 pour tenir compte de la probabilité de combinaison des actions variables.

III.5.2: Combinaisons d'actions vis-à-vis des états limites de service

Les différentes combinaisons d'actions à considérer pour les états limites de service sont les suivantes :

- les combinaisons caractéristiques.
- les combinaisons fréquentes.
- les combinaisons quasi-permanentes.

➤ **Combinaison caractéristique :**

$$E_d = E \{ \sum G_{kj, \text{sup}} + \sum G_{kj, \text{inf}} + \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i} \}$$

➤ **Combinaison fréquente :**

$$E_d = E \{ \sum G_{kj, \text{sup}} + \sum G_{kj, \text{inf}} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \}$$

➤ **Combinaison quasi-permanente :**

$$E_d = E \{ \sum G_{kj, \text{sup}} + \sum G_{kj, \text{inf}} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \}$$

Action		Symbole	A1	A2
			Permanente	Défavorable
Favorable	γ_{Ginf}	1,0		1,0
Variable	Défavorable	γ_{Qsup}	1,50	1,3
	Favorable	γ_{Qinf}	0	0

Tableau III.3: facteur partiel pour γ pour les actions.

III.6: Stabilité générale d'un ouvrage :

La stabilité générale du site ou il est prévu de construire un ouvrage en sol renforcé doit être vérifié tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé.

La construction d'un massif en sol renforcé peut provoquer une instabilité générale du site des travaux, en entraînant une rupture de grand glissement dans les terrains avoisinants l'ouvrage.

III.6.1: Principe de calcul:

On doit vérifier que, pour toute surface de rupture potentielle qui englobe le massif renforcé, l'ensemble des actions qui tendent à faire glisser le massif limité par cette surface est équilibré par la résistance au cisaillement du sol le long de celle-ci.

On vérifie que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et combinaisons de charges et toutes les surfaces de glissements potentiels :

$$\gamma_{s;d} * T_{ds;d} = R_{st;d}$$

$\gamma_{s;d}$: Facteur partiel du modèle.

$T_{ds;d}$: Valeur de calcul des actions déstabilisantes sur le massif étudié.

$R_{st;d}$: Valeur de calcul de la résistance stabilisatrice.

III.6.2: Surface de rupture et modèle de calcul:

Il convient de bien choisir les schémas de ruptures et de chercher leur géométrie la plus défavorable.

Dans le cas d'un sol homogène on peut généralement ne considérer que les surfaces circulaires.

Quand le sol comporte plusieurs couches de caractéristiques géotechniques différentes, il convient que les surfaces de rupture considérées tiennent compte de cette particularité (figure III.3).

Légende :

- 1 massif renforcé
- 2 surface de rupture non circulaire
- 3 couche de sol de mauvaise qualité

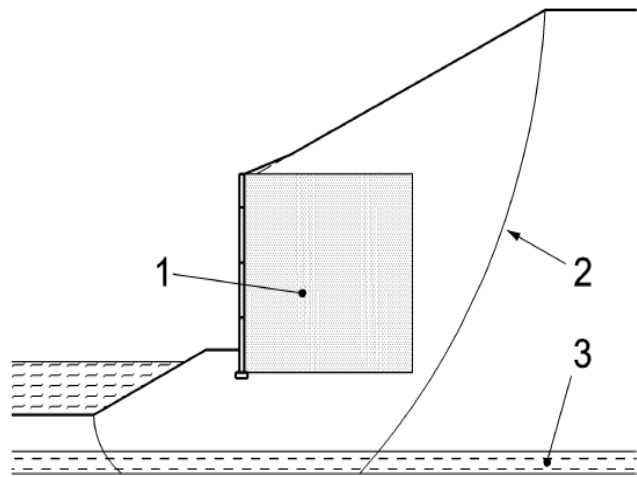


Figure III.3 : Exemple de surface de rupture non circulaire.

Différents modèles de calculs, dont principalement la méthode par tranches dite de « bishop » peuvent être utilisées (figure III.4) .quel que soit le modèle retenu, on doit vérifier au moins les équations d'équilibre des moments et des forces verticales.

Sachant que dans un modèle par tranches, si l'équilibre des forces horizontales n'est pas vérifié, les forces inter tranches doivent être prises horizontales.

Légende :

- 1 surface de rupture potentielle
- 2 tranche

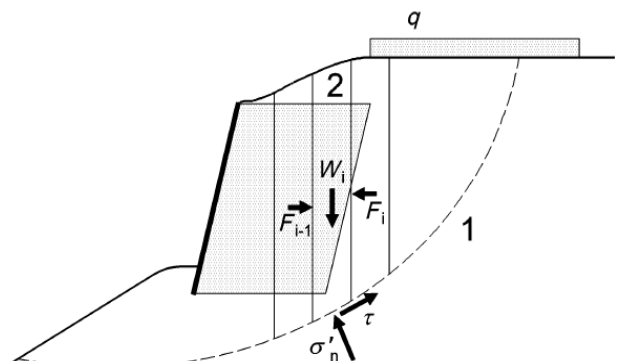


Figure III.4: Calcul par la méthode des tranches

Le coefficient de mobilisation $\gamma_{s,d}$ doit d'être pris égal à 1.1 quand on utilise la méthode par tranches associée à des surfaces de rupture circulaire (figure III.4).

Il convient éventuellement d'adopter une valeur supérieure à 1.10 quand la destination de l'ouvrage le rend très sensible aux déformations qui pourraient être liées à la mobilisation de la résistance au cisaillement du sol. Il convient par exemple de prendre $\gamma_{s;d}=1.20$ quand l'ouvrage soutient une voie ferrée.

III.7: Stabilité mixte d'un ouvrage :

La stabilité mixte d'un ouvrage en sol renforcé, doit être vérifié vis-à-vis du risque de rupture par glissement le long de surfaces qui recoupent ou longent au moins un renforcement, et assurer que des mesures adéquates sont prises en compte en cours de construction que pendant toute la durée d'utilisation du projet.

La vérification de la stabilité mixte relève des états limites ultimes de type GEO et STR. Elle doit s'effectuer suivant l'approche de calcul.

III.7.1: Principe de calcul :

La vérification doit être faite pour toute surface de glissement potentiel, l'ensemble des actions qui tendent à faire glisser le bloc limité par cette surface est équilibré par des efforts présents dans les renforcements interceptés ou longés par la surface de glissement, ainsi que par les résistances au cisaillement sol/sol, sol/géosynthétiques, développées long de celle-ci.

Pour toutes les combinaisons de charges et toutes les surfaces de glissements potentielles, l'inégalité suivante doit être satisfaite.

$$\gamma_{s;d} * T_{ds;d} \leq R_{st;d}$$

Légende

- 1 Surface potentielle de glissement
- 2 Tranche
- W_i Poids d'une tranche
- F_i Interaction entre tranches
- T Résistance d'un lit de renforcement
- σ'_n, τ Contraintes dans le sol

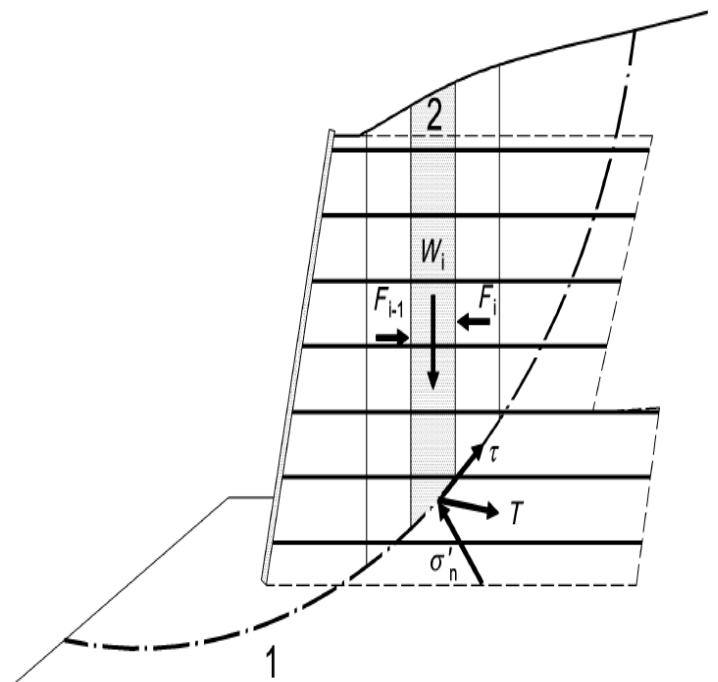


Figure III. 5: calcul par la méthode des tranches

III.7.2: Modèle de calcul:

Le dimensionnement d'un ouvrage doit comprendre les vérifications suivantes :

- Stabilité externe : elle comprend
 - ✓ La stabilité d'ensemble
 - ✓ La stabilité au glissement
 - ✓ stabilité au poinçonnement
 - ✓ La stabilité au renversement

- Stabilité interne :

1- Comportement et équilibre global :

✓ Choix d'une surface de calcul : l'analyse de la stabilité globale sera réalisée suivant les surfaces de calcul potentiellement les plus défavorables.

✓ Prises en compte des actions et des caractéristiques des matériaux : les paramètres définissant les actions et les caractéristiques des matériaux, seront introduits dans le calcul après prise en compte de coefficients de sécurité.

Ainsi, à titre d'exemple :

Sol		Coefficient de sécurité
	Poids volumiques	1.0
	Cohésion c' et c'_u	1.5
	Angle de frottement Φ' et Φ'_u	1.5
Géotextiles		
	Resistance à la traction α_f	F_{mat}
	Raideur en traction $J(t)$	1.0
Interaction sol – géotextiles		
	Adhérence c'_g ou c'_{ug}	1.5
	Angle de frottement Φ'_g ou Φ'_{ug} sur la tangente	1.5
Surcharges extérieures		
	Surcharges statiques q	1.0
	Surcharges dynamiques q_d	1.2

✓ Equation d'équilibre du bloc : l'analyse de la stabilité suivant la surface de calcul envisagée aura pour but de déterminer :

La somme des efforts à mobiliser dans les géotextiles interceptés par la surface de calcul $\Sigma_i H_i$

Elle sera réalisée en vérifiant les équations d'équilibre suivant les méthodes usuelles en mécanique des sols.

2- Comportement local. Equilibre de la nappe de géotextile :

✓ Rupture du géotextile : afin de garantir vis-à-vis de la rupture du géotextile par traction, un coefficient de sécurité F_{mat} sera pris en compte.

Dans l'absolu, il conviendrait de prendre le coefficient, de sécurité par rapport à la valeur estimée de la traction maximale mobilisable à la fin de la durée de l'ouvrage compte tenu de la perte initiale de la résistance due au compactage, ainsi que d'un éventuel vieillissement physico-chimique.

Dans la pratique, on procédera en se rapportant à la valeur de résistance en traction initiale du produit soit :

$$\alpha_{adm} = \frac{1}{F_{mat}} (\alpha_f(t) - 2.91\sigma) \eta_{comp}$$

Avec :

α_{adm} : Effort de traction admissible dans le géotextile.

$\alpha_f(t)$: Effort maximale du produit, à la date correspondant à la durée de service (t) de l'ouvrage.

F_{mat} : Coefficient de sécurité sur le géotextile.

σ : Écart type obtenu sur la valeur de l'effort maximale de traction $\alpha_f(t)$ (10 essais minimum)

η_{comp} : Coefficient caractérisant la perte de résistance en traction induite par compactage.

Le coefficient de sécurité F_{mat} sera pris égal à $F_{mat}=1.2$

α_f Correspondant à la plus petite valeur de résistance à la traction du géotextile pour la durée de vie de l'ouvrage. Celle-ci pourra être obtenue à partir d'un essai de fluage du produit.

III.8: Caractéristique de cisaillement des matériaux du remblai renforcé:

La résistance au cisaillement du terrain doit être déterminée et prise en compte conformément aux dispositifs de la norme NF EN 1997-1.

Quand une surface de glissement potentiel longe un renforcement sur une certaine longueur, il convient de prendre en compte la résistance au cisaillement de l'interface sol – renforcement.

Le matériau de remblai est choisi, mis en œuvre et contrôlé, selon les prescriptions détaillées dans l'annexe G de la norme XP G 38-064 « Mise en œuvre et contrôle », conformément aux prescriptions de la norme NF EN 14475.

Les caractéristiques de la résistance au cisaillement du sol de remblai (cohésion C et angle de frottement Φ) seront définies sur la base des conditions de mise en œuvre du matériau, soit une masse volumique sèche correspondant à 95% de l'optimum Proctor.

III.9: Contribution des éléments de renforcement :

L'effort de traction mobilisable en un point d'un renforcement est limité au maximum, par mètre de parement.

$$T_{\max d} \leq \min(R_{t,d}, R_{fe,d}, R_{fi,d})$$

Avec :

$R_{t,d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courante du renforcement ;

$R_{fe,d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction sol — renforcement mobilisable à l'extérieur de la surface de rupture potentielle ;

$R_{fi,d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction sol — renforcement mobilisable à l'intérieur de la surface de rupture potentielle, augmentée de la valeur de calcul de la résistance ultime de la résistance ultime de l'attache au parement.

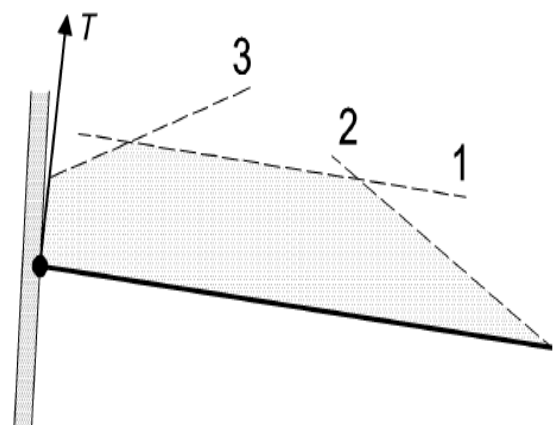


Figure III.6 : principe de la détermination de l'effort mobilisable par un renforcement

Légende :

- 1 limitation par la résistance à la traction
- 2 limitation par la résistance d'interaction depuis l'extrémité libre
- 3 limitation par la résistance de la liaison au parement et la résistance d'interaction depuis la tête du renforcement

III.10: Calcul des résistances de nappes:

III.10.1: Résistance en traction caractéristique :

La méthode des tranchés de « bishop » permet de calculer, dans chaque renforcement, l'effort de traction maximale $R_{t,d}$, par mètre, nécessaire pour justifier la stabilité de l'ensemble des surfaces de ruptures potentielles considérées.

Considérons les coefficients de réduction Γ_{flu} , Γ_{vieil} , Γ_{instal} et le facteur partiel de matériau, spécifique à l'utilisation de produit géosynthétique $\gamma_{M,t}$. La justification de la résistance des renforcements choisis, consiste à vérifier que le produit installé dans un remblai compacté, pour un chargement constant appliqué pendant la durée d'utilisation de l'ouvrage, à la température de dimensionnement, a des caractéristiques qui satisfont l'équation suivante :

$$R_{t,d} = R_{t,k} / [\gamma_{M,t} \cdot \Gamma_{flu} \cdot \Gamma_{vieil} \cdot \Gamma_{instal} \cdot \Gamma_{con}]$$

Dans laquelle :

$R_{t,k}$: est la résistance en traction « à court terme » caractéristique du produit ;

$R_{t,d}$: est la valeur de calcul de résistance ultime de traction à considérer dans la justification de la stabilité mixte

$\gamma_{M,t}$: est le facteur partiel de matériau, pris égal à 1.25 ;

Γ_{flu} : est le coefficient de réduction lié au comportement en fonction du temps des géosynthétiques. L'application de ce coefficient permet, pour la durée d'utilisation de l'ouvrage, de considérer l'influence du fluage sur la résistance en traction des renforcements géosynthétiques et limiter les déformations de l'ouvrage (voir le tableau III.4).

Γ_{vieil} : est le coefficient de réduction lié au vieillissement des produits géosynthétiques, (voir le tableau III. 4).

Γ_{instal} : est le coefficient de réduction correspondant à l'endommagement des renforcements géosynthétiques produit par leur installation et le compactage des remblais (voir le tableau III. 4).

Γ_{con} : est le coefficient lié aux connections des lés (voir le tableau III. 4). La raideur du géosynthétiques est calculée suivant la norme NF EN ISO 10319.

Afin d'éviter la rupture du sol, par une déformation excessive, conduisant à un état limite de rupture de l'ouvrage, il convient de limiter la déformation du géosynthétique après compactage due au fluage (ϵ_{flu}). Celle-ci, elle se calcule Comme la déformation maximale du géosynthétique diminuée de la déformation du géosynthétique après compactage. Celle-ci s'évalue de la manière suivante :

- ✓ la déformation maximale du géosynthétique est sa déformation pour la durée d'utilisation de l'ouvrage sous la charge de dimensionnement ;
- ✓ la déformation après compactage correspond à la déformation du géosynthétique après la mise en place de deux couches de sol sus-jacentes ; de façon forfaitaire il est proposé de prendre la valeur de déformation après 10 h sous la charge de dimensionnement

Secugrid® R6 et Q6 (PET)						
Γ_{flu}	Γ_{instal}		Γ_{vieil}			
1,2	1,3		1,4	1,5,6		
[-]	[-]		[-]	[-]		
				Valeurs de pH		
	d_{max}	d_{max}		pH 2.0	pH 4.1	pH 9.0
	< 32 mm	< 63 mm		-	-	-
				pH 4.0	pH 8.9	pH 12.5
1.36	1.05	1.1	1.0	1.1	1.0	1.18

Tableau III.4: Facteurs de sécurité des géogrille en polyester Secugrid® (fluage, dommage d'installation, effets de l'environnement).

On peut représenter la déformation de fluage ε_{flu} sur la figure des courbes isochrones par l'écart de déformation entre la courbe isochrone à 10 h et la courbe isochrone correspondant à la durée de vie de l'ouvrage (figure III.7).

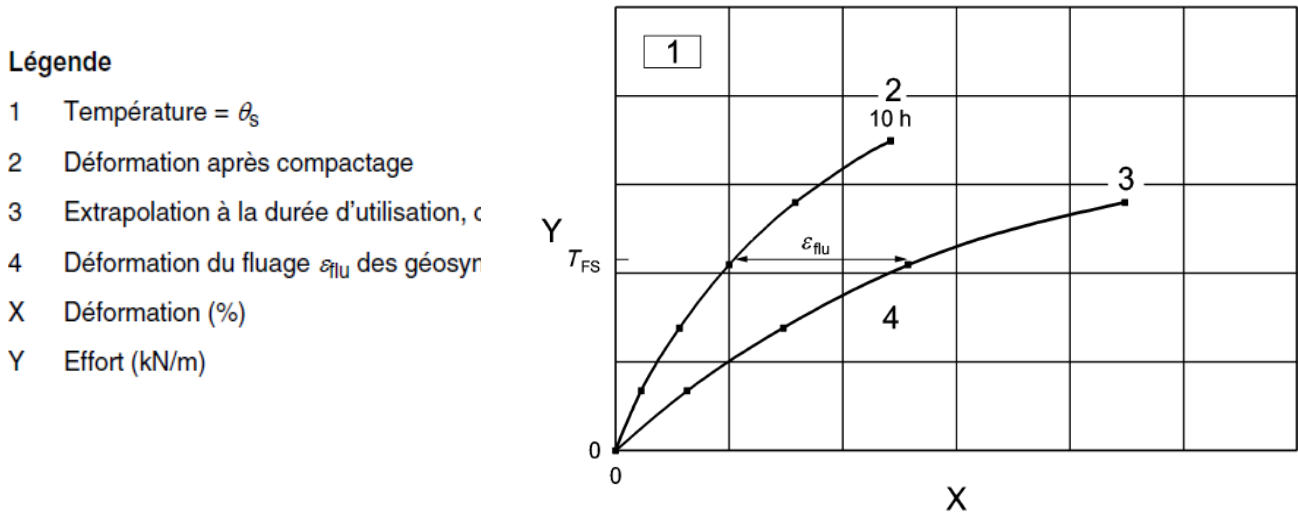


Figure III.7: Limitation de la déformation du fluage ε_{flu}

III.10.2: Résistance d'ancrage des nappes :

Le calcul doit déterminer les tensions mobilisables par ancrage de part et d'autre de la surface de rupture. la loi de frottement sol/géosynthétique est donné par la relation :

$$\tau_{sg} = c_{sg} + \sigma_v \tan \varphi'_{sg}$$

Ou :

τ_{sg} : est la résistance au cisaillement à l'interface sol/géosynthétique ;

c_{sg} : est l'adhérence à l'interface /géosynthétique.

σ_v : est la contrainte verticale, effective ;

φ'_{sg} : est l'angle de frottement à l'interface sol/géosynthétique.

L'évaluation des caractéristiques de frottement est définie dans Annexe D norme XP G 38-064.

Cependant,

si l'adhérence c_{sg} est nulle.
$$\tau_{sg} = \sigma_v c_{i\varphi} \tan \varphi_s$$

Les paramètres mécaniques de dimensionnement seront définis sur la base des facteurs partiels de sécurité appliqués aux paramètres d'interactions sol/géosynthétique.

La valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction à l'extérieur de la surface de rupture $R_{fe,d}$ est calculée en appliquant l'équation :

$$R_{fe,d} = \tau_s g P_s L_a / \gamma_{M,f}$$

où :

P_s : est deux fois le taux de couverture de la nappe par mètre linéaire de parement ;

L_a : est la longueur d'ancrage entre la surface de rupture et de l'extrémité arrière de la nappe ;

$\gamma_{M,f}$: est le facteur partiel de la résistance d'interaction sol / nappe de renforcement.

La valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction à l'intérieur de la surface de rupture $R_{fi,d}$ est calculée en appliquant l'équation :

$$R_{fi,d} = \frac{R_{ta,k}}{\gamma_{M,t}} \pm \frac{T_{sg} P_s (L - L_a)}{\gamma_{M,f}}$$

Où :

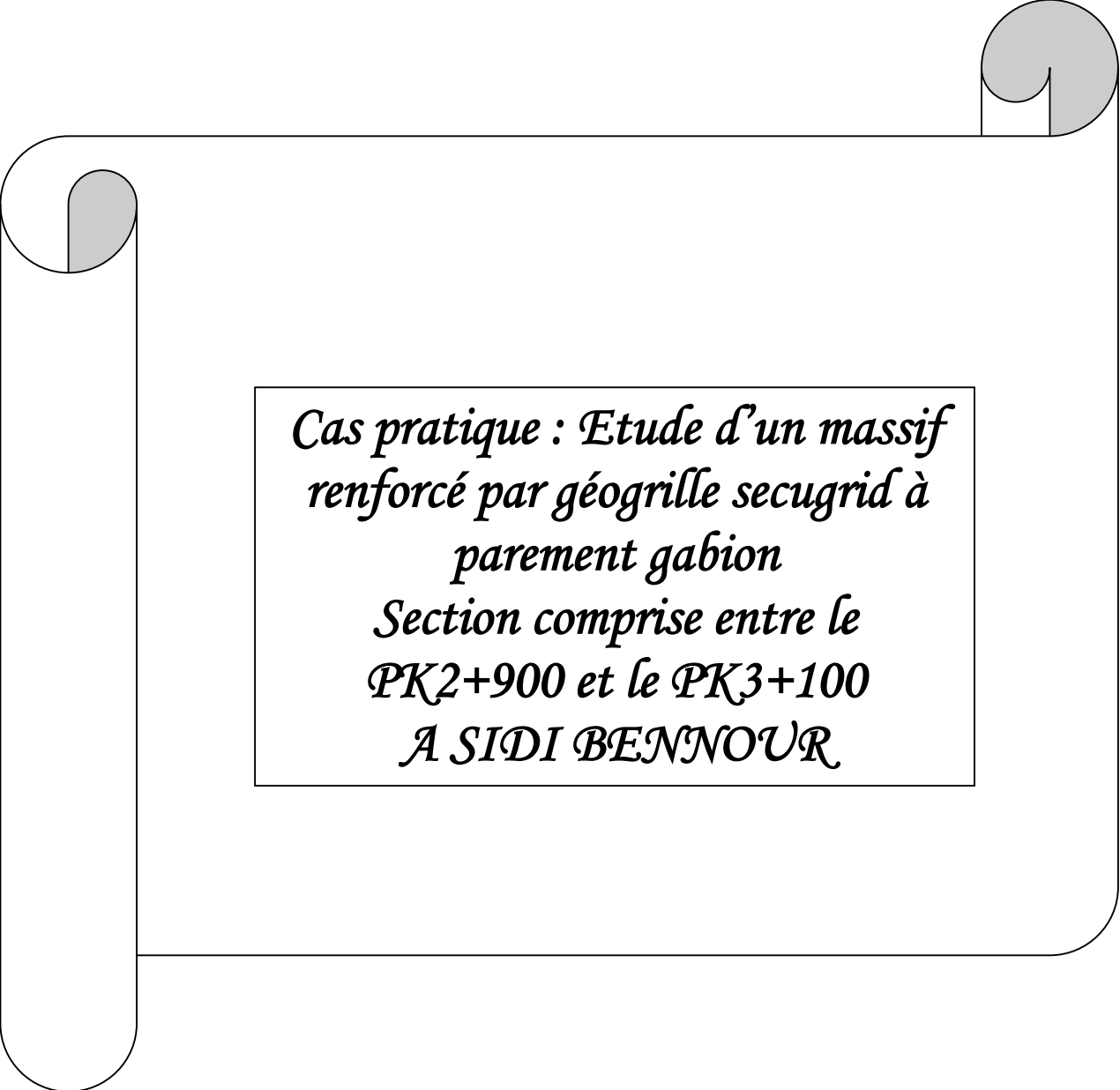
$R_{ta,k}$: est la valeur caractéristique de la résistance de traction de l'attache par mètre linéaire de parement ;

$\gamma_{M,t}$: est le facteur partiel de la résistance du matériau de fixation ;

L : est la longueur totale de la nappe.

Conclusion :

Notre chapitre décrit les différentes techniques de dimensionnement pour les ouvrages renforcés par les géosynthétiques (talus, mur en poids, les glissements,...), afin d'étudier la stabilité de l'ouvrage et les risques d'endommagement.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and horizontal lines at the top and bottom. The scroll is unrolled at the top corners, with the unrolled portion shaded in light gray.

*Cas pratique : Etude d'un massif
renforcé par géogridle secugrid à
parement gabion
Section comprise entre le
PK2+900 et le PK3+100
A SIDI BENNOUR*



Chapitre IV : Enquête géotechnique

Introduction :

Le programme de l'enquête sur site a consisté en des sondages, puits d'essai, essais de pénétromètre dynamique, et divers essais de laboratoire ont également été effectués pour identifier et examiner les données géologiques et les différentes propriétés géotechniques, telles que la dureté et la qualité du terrain de la section d'enquête, afin de constituer la base de données des structures fondamentales, ainsi que pour fournir ces données à la conception des travaux de terrassement destinés.

IV.1 : Présentation du projet :

La ville nouvelle de Sidi Abdellah est prévue dans les localités de Mahelma et Rahmania à environ 20 km au sud-ouest d'Alger, pour la zone d'environ 3000 ha.

Ce projet est prévu, à fin de construire le réseau routier nécessaire pour le développement de la nouvelle ville de Sidi Abdellah ainsi que l'infrastructure de base (eau potable, assainissement, électricité, télécommunications, gaz, etc.) le long de la route qui est nécessaire pour le fonctionnement d'une ville.



Figure IV.1 : carte géographique de la ville de sidi Abdellah et ses alentours.

Le cas de notre projet est une ancienne voie primaire à SIDI BENNOUR, qui est déjà renforcé par un mur en gabion plus contrefort chaque 4m et cela sur 200m de longueur et 14m de hauteur.

En surface, on a observé des cuvettes de tassement suite à l'infiltration des eaux souterraines.

Le mur présente des déformations importantes induites probablement par la poussée des terres, ce qui a provoqué des fissurations sur les contreforts.

IV.2 : État actuel des voies :

Le réseau routier prévu se compose de 11 voies primaires (longueur totale de 30 272,1 m) et de 9 voies secondaires (longueur totale de 11 915,2 m).

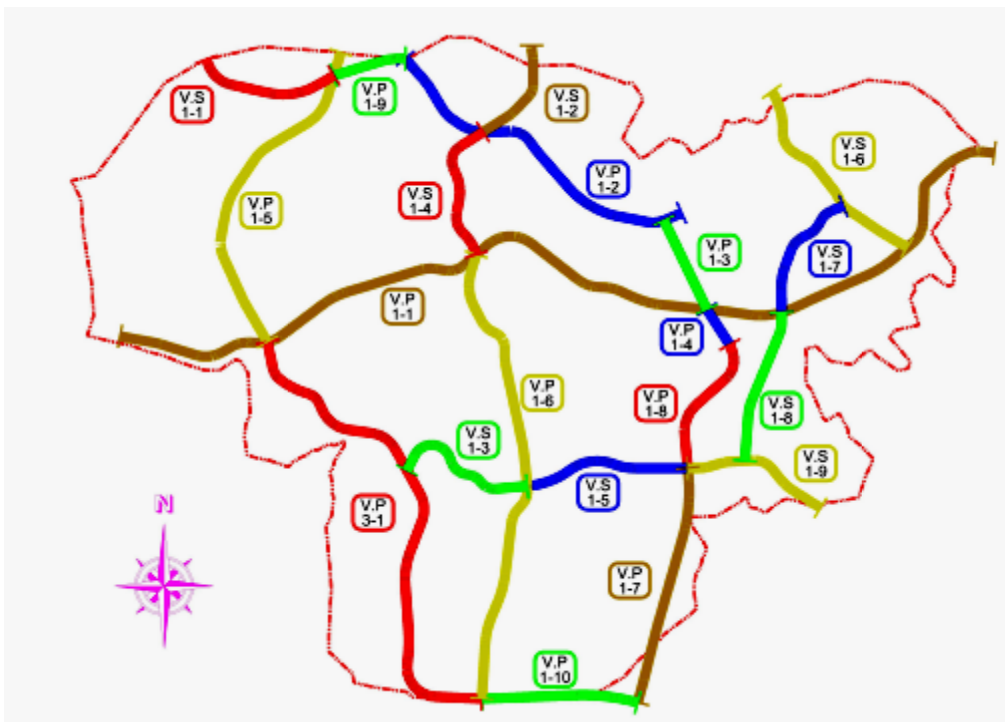


Figure IV.2 : Plan de construction routière.

Type	V.P1.1	V.P1.2	V.P1.3	V.P1.4	V.P1.5	V.P1.6	V.P1.7	V.P1.8	V.P1.9
L(m)	8915.5	2938.0	879.0	371.0	3082.4	4172.5	2147.9	1272.5	652.5
Type	V.S1.1	V.S1.2	V.S1.3	V.S1.4	V.S1.5	V.S1.6	V.S1.7	V.S1.8	V.S1.9
L(m)	1271.4	800.0	1350.9	1294.8	1474.3	1815.7	1197.3	1377.5	1333.3

Tableau IV .1 : les longueurs des différents types de voies.

Note : V.P : voie primaire.

V.S : voie secondaire.

IV.3 : La topographie du site :

Le projet d'étude de la viabilisation de la nouvelle ville de Sidi Abdellah est situé dans le sahel comprenant les localités de Rahmania, Mahelma, Zaatria, et Bennour dans la wilaya d'Alger. Le site constitué de vallonements, s'étend dans la direction Nord-Sud autour de la route nationale 63 (RN 63) et dans la direction Est-ouest autour du chemin de Wilaya CW 112.

Du point de vue topographique, le Nord de la RN63 fait partie du bassin versant du fleuve de Béni Messous tandis que le Sud couvre les cinq (05) petites zones collinaires, chaque zone collinaire est délimitée par les lacs et cours d'eau des vallées ; les cours d'eau alimentent la rivière Patis confluent du fleuve Mazafran.

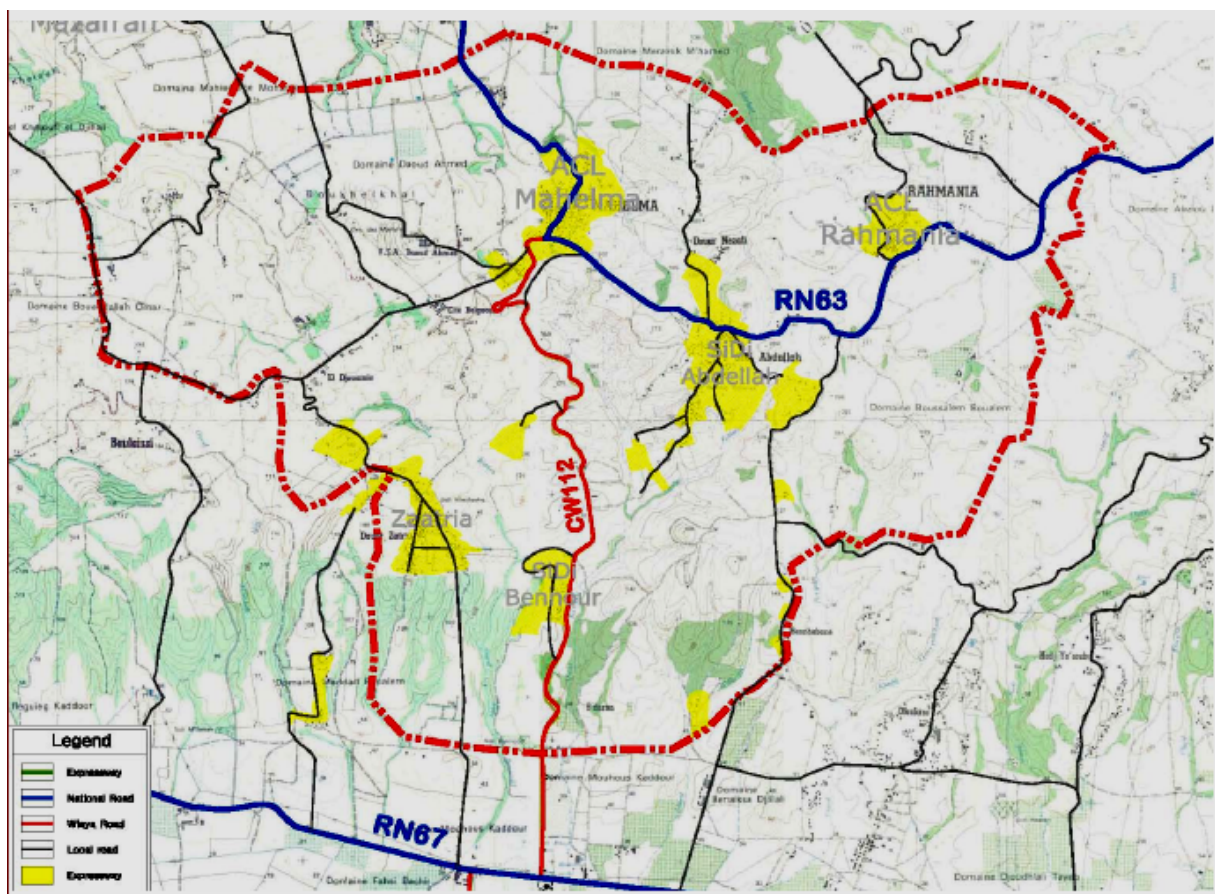


Figure IV.3 : Etat topographique de sidi Abdellah.

Les niveaux des terres varient entre 38 et 210 m. 81,9% des terrains sont situés entre 100 et 200 m. Le centre du territoire présente des reliefs importants. Le sud et le nord du site sont traversés par de larges oueds induisant des connexions inter-quartiers difficiles.

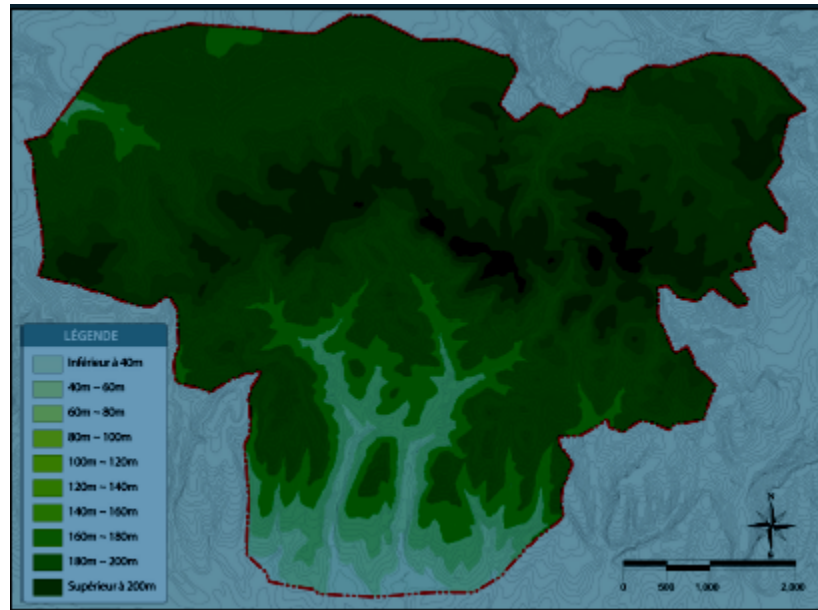


Figure IV .4 : carte de reliefs

Les collines du centre et les fortes pentes des versants des vallées situées au sud constituent les principales contraintes d'aménagement.

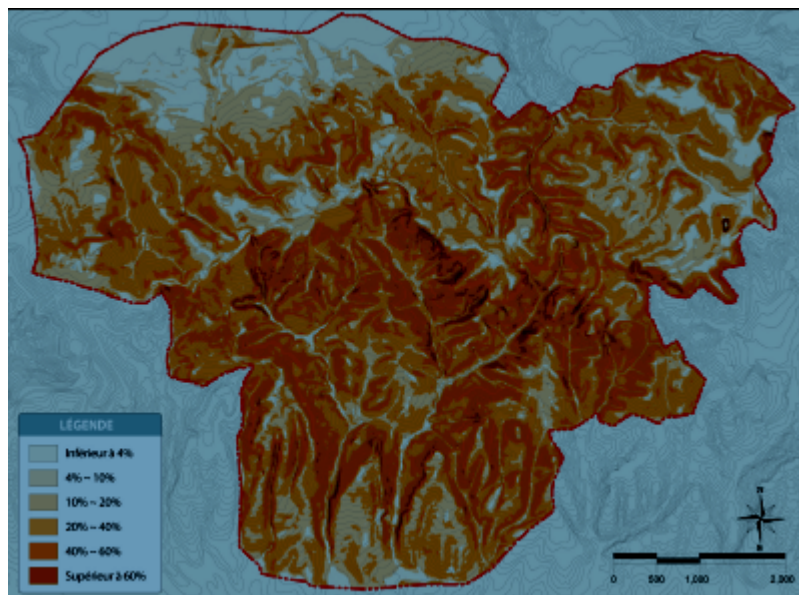


Figure IV.5 : cartes des pentes

IV.4 : Hydrogéologie :

Les eaux s'écoulent dans les creux des vallées lors des périodes pluvieuses hivernales. L'hydrosphère du site est divisée en 2 bassins versants (nord et sud) de part et d'autre de la RN63. Les oueds sont le plus souvent à sec en dehors de la saison des pluies. Les débits les plus importants concernent les oueds Sidi Bennour et Rebaï. Sur les 5 retenues collinaires existantes (carte ci-dessous), 3 concernent l'oued Sidi Bennour (El Menzah, la "Mare aux canards" et Oued

Saboune), et celle disposant de la plus grande capacité (Lac des Mille et une nuits) est localisée au niveau de l'oued Rebaï. La 5ème retenue (Boukhelkhal) est quant à elle implantée au nord de la ville nouvelle.

Dans la région de Mahelma –Rahmania et jusqu'à la plaine de la Mitidja au sud, trois réservoirs d'aquifères sont définis, soit ;

- une nappe du Sahel : elle est située au nord de la ville nouvelle de Sidi Abdallah, sur une superficie de 150km². La formation est constituée d'un substratum composé de marnes plaisanciennes et par le socle Primaire vers l'Est .le substratum est recouvert de sables dunaires fins, légèrement argileux par endroit.

- un réservoir Astien : ce réservoir se compose généralement d'une partie supérieure libre, exploitée au moyen de forage, et une partie plus profonde, semi –perméable, habituellement exploitée à l'aide de forage crépines profonds.

- un réservoir quaternaire : ce réservoir se localise sous la plaine de la Mitidja et s'étend sur une surface de 80km de long par 16 km de large en direction Est-Ouest .il est constitué par les alluvions du quaternaire moyen et la base des alluvions récent.

- Les niveaux aquifères s'établissent nettement au-dessus de l'assise argilo-marneuse. Les plateaux et terrasses de grès et sables alimentent des nappes aquifères assez régulières.

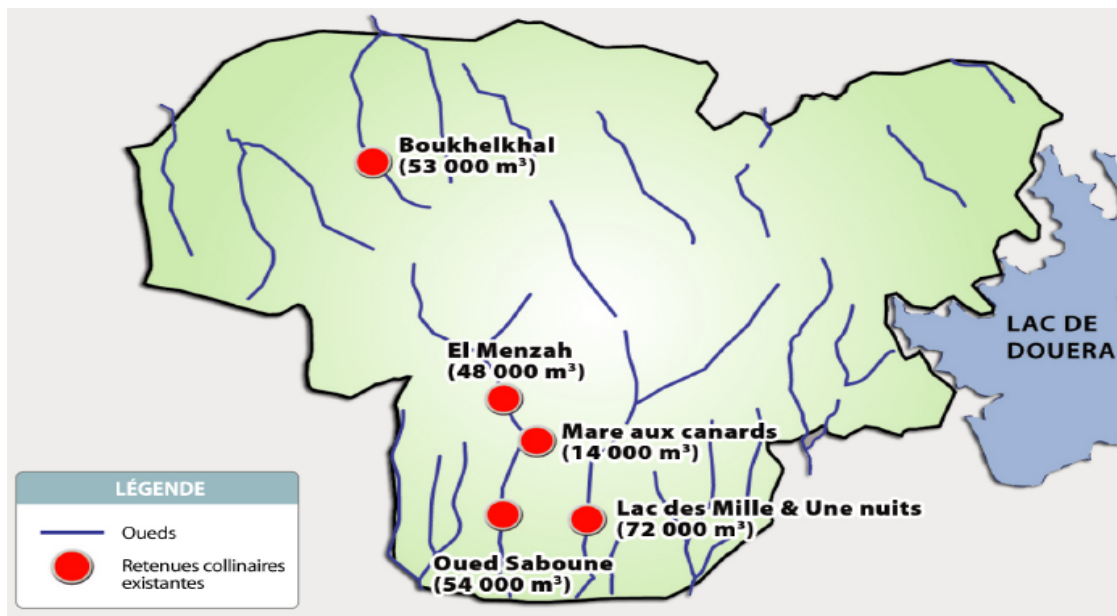


Figure IV. 6 : aperçue hydrogéologique

IV.5 : Aperçu géologique et tectonique régionale :

La zone d'étude fait partie des monts du Sahel d'Alger, un anaclinal mis en place au cours de l'orogénèse post-astienne, c'est un bourrelet côtier formé par un ensemble de formation constitué essentiellement des dépôts néogènes (Moi-plio quaternaire).

➤ Les dépôts actuels sont de faible extension et proviennent essentiellement de l'altération des formations pliocènes, et sont constitués d'alluvions limoneuses des vallées du Sahel.

➤ Les formations quaternaires quand à elles, sont présentes sous forme de terrasses alluviales .Elles sont produites par la désagrégation de la roche en place (substratum marneux) sous l'action de l'érosion. Le quaternaire est représenté essentiellement de bas en haut par :

- Un substratum marneux.
- Des poudings marins.
- Les lumachelles.
- Des grès coquilliers.
- Des dunes consolidées.

➤ En ce qui concerne les formations pliocènes, elles occupent une grande partie de la zone d'étude et sont représentées par le Plaisancien et l'Astien. Elles constituent l'essentiel du long bourrelet du sahel et une partie du remplissage de la plaine de la Mitidja .l'étage du Plaisancien, constitue le substratum des formations alluviales avec une épaisseur de 100 à 250m et se compose de marnes et argiles , les marnes sont de couleur bleue , mais une fois altérées surtout en surface , elles deviennent de couleur grise , elle affleurent en épaissements réduits au sud et en lambeaux au sud-est de Mahelma , ces formation sont très sensibles à l'eau (gonflement altération). L'Astien quant à lui débute par un niveau à glauconie et se poursuit par de la molasse.

➤ Quant aux formations miocènes, elles sont représentées par une assise argileuse marneuse de teinte gris bleuâtre et attribuée à l'étage sahélien, elle constitue le substratum du Pliocène. Cette assise occupe une grande partie du territoire de l'agglomération nouvelle de Sidi Abdellah et présente une grande prédisposition à l'érosion.

IV.6 : Géologie locale:

La reconnaissance géologique du tracé est exprimée par un levé géologique à l'échelle du 1/5000ème. Des termes les plus récents aux plus anciens, la série stratigraphique reconnue est la suivante :

➤ ***Les limons rouges et argiles du Quaternaire récent :***

• Ces terrains correspondent à des dépôts de faible pente (glacis) renfermant de rares galets patinés et sont reconnaissables par leur couleur rouge caractéristique.

• Ils sont recouverts par une terre végétale de même nature, un peu plus oxydée, organique, et fertile.

• Son épaisseur est très variable. Elle paraît atteindre plusieurs mètres.

➤ ***Les terrasses marines sableuses et conglomératiques du Quaternaire moyen à ancien :***

- Elles affleurent très peu et se présentent sous forme de lambeaux de poudingue et grès poreux.

➤ **La molasse du Pliocène supérieur (Astien) :**

- Cette formation représentée par des bancs gréseux d'épaisseur décimétrique à demi-métrique et de joints sableux et gréseux friables. Comme pour les terrasses quaternaires, largement recouverte par des limons roux superficiels.

➤ **Les marnes du Pliocène inférieur (Plaisancien) :**

- Cette formation correspond au terrain le plus ancien. Elle est représentée par des marnes ocre, sableuses au sommet et des marnes grises, épaisses à la base.

- Les marnes ocre forment un faciès de transition vers la molasse du Pliocène supérieur.

- Les marnes grises sont épaisses (plusieurs dizaines de mètres) et forment le substratum du projet.

- Elles sont fréquemment altérées et décomprimées dans leur partie sommitale et leur sensibilité à l'eau les expose à de fréquents glissements de terrain.

- Sur le plan tectonique, les terrains du Quaternaire ancien et du Pliocène sont très plissés.

- L'intense déformation des terrasses quaternaires est un argument tout à fait conforme à la tectonique récente bien connue dans le Sahel et la Mitidja et qui s'explique par une forte sismicité. Nous rappelons que plusieurs travaux de recherche en sismo-tectonique avancent la présence d'une faille sismogène, orientée sensiblement Est-Ouest (flanc sud du Sahel) et passant à proximité de la branche sud du périphérique et de la ville nouvelle de Sidi Abdellah.

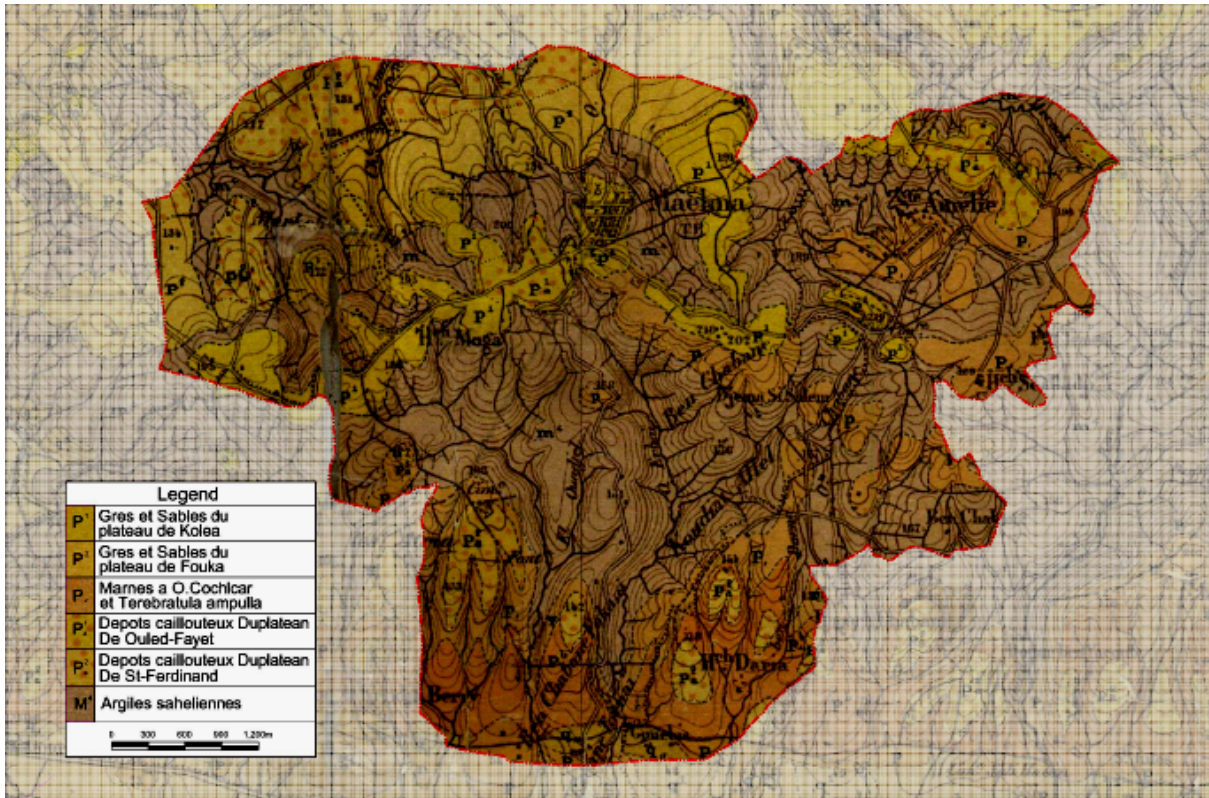


Figure IV.7 : Etat géologique.

IV.7 : La sismicité de la région :

La wilaya d'ALGER est l'une des régions propices aux activités sismiques. En se basant sur la sismicité historique, l'Algérie a été subdivisée en quatre zones macrosismiques (R.P.A.2003).

- Zone III : sismicité élevée.
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone 0 : sismicité négligeable.

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques algériennes RPA99/2003, la région de SIDI Abdellah est classée en Zone III (sismicité élevée).

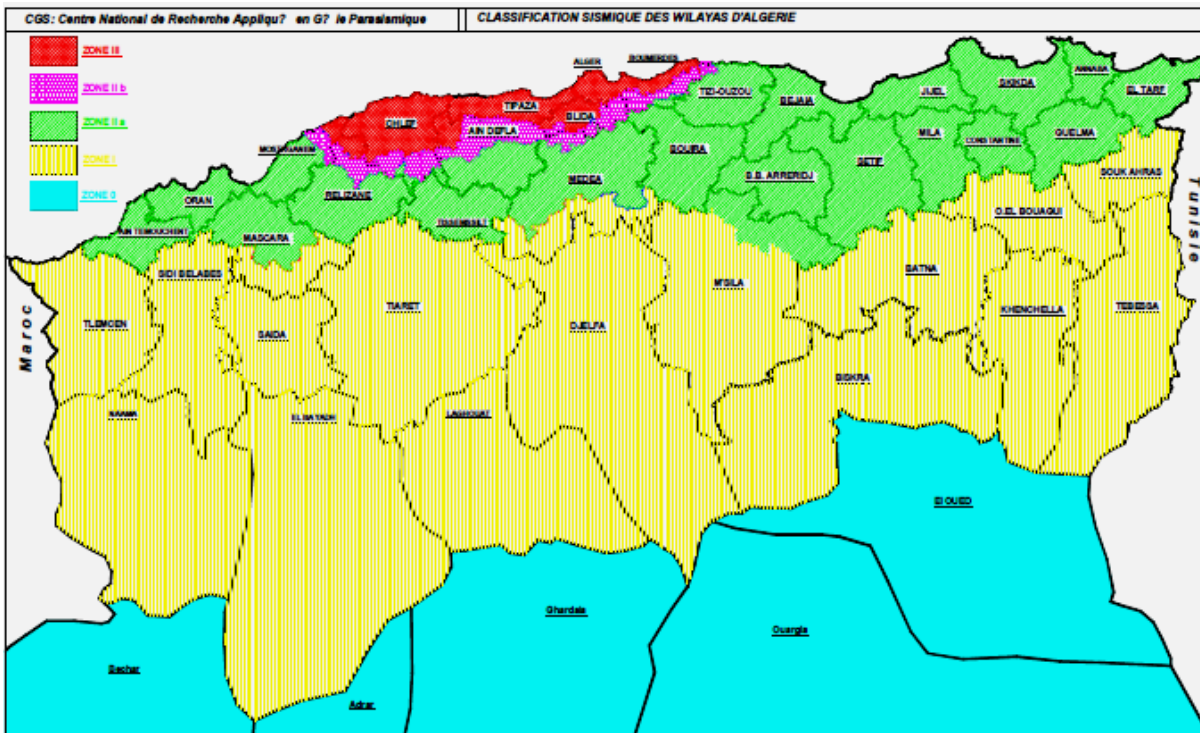


Figure IV.8 : Nouvelle carte de zonage règles parasismiques algériennes RPA 99/2003.

IV.8 : Programme d'enquête :

IV.8.1 : Enquête sur le site :

L'enquête sur le site a été effectuée pour comprendre les caractéristiques géologiques de la couche du terrain de la ville nouvelle de Sidi Abdellah, pour obtenir les échantillonnages pour les essais en laboratoire et pour l'identification de la distribution des eaux souterraines.

Les puits d'essais ont été effectués au long de toute les routes afin de comprendre les caractéristiques géologiques de la couche du terrain de la ville nouvelle de Sidi Abdellah, en plus les sondages (y compris SPT) et les essais au pénétromètre dynamique à cône ont été procédés sur les sections principales du déblai et du remblai pour l'analyse de stabilité et de l'examen du niveau de tassement.

En outre, puisque un manque de matériaux du remblai est attendu en tenant compte des caractéristiques du sol du terrain, l'enquête de la provenance des matériaux pour la section sélectionnée de la provenance des matériaux prévue a été étudiée. Toutefois, les recherches effectuées sur la section de la provenance des matériaux et les analyses détaillées sur ces résultats sont enregistrées dans le rapport distinct d'examen de la provenance des matériaux (2011.03.), et dans ce rapport, principalement les enquêtes sur la section routière ont été enregistrés.

Et aussi, l'essai in situ sont projetés conformément aux dispositions de la reconnaissance technique algérienne (D.T.R. B.C 2.32, D.T.R. B.E 1.1) et ceux de la reconnaissance technique française (Recommandations pour la Reconnaissance Géologique et Géotechnique des traces d'autoroutes). Les enquêtes effectuées sur le site pour le présent terrain sont comme les suivants :

Division	Sondage	Puits d'essais	DCPT
Route	41	71	25
Matériau	13	15	0
Total	54	86	25

Tableau IV.2 : Nombre d'enquête effectué sur le site.

IV.8. 1.1 : Les essais utilisés sur le site:

Les essais utilisés pour l'enquete du sol sont:

- les sondages.
- les puits d'essais.
- Essai au pénétromètre dynamique à cône.
- Essais de pénétration dynamique du type "SPT" [NF P 94-116] .
- Pénétromètres dynamiques lourds [NF P 94-115] .

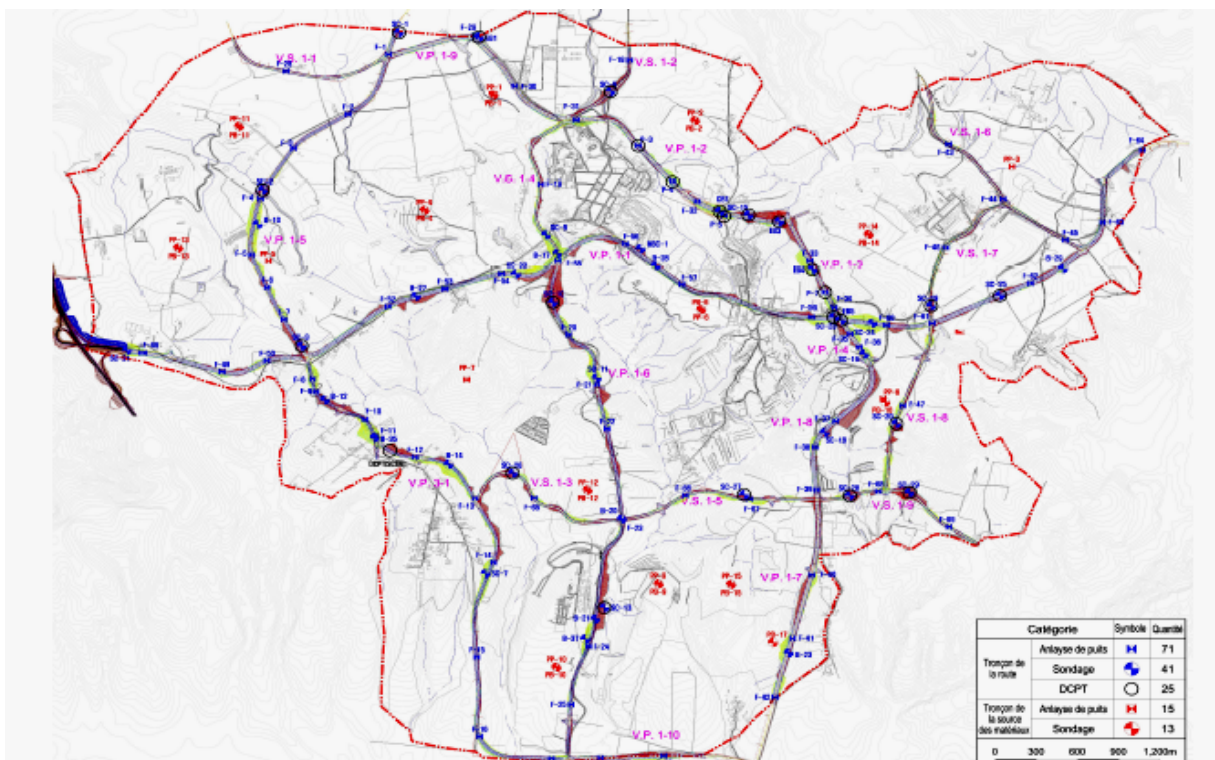


Figure IV. 9 : Position d'enquête.

IV.8. 1.2 : Résultats des essais :

Dans notre cas, on s'intéresse à l'étude de la voie primaire 1.6 (V.P1.6). Cette voie est une ligne de l'extension cumulative de 4 172,5 m, en fonction de la condition du terrain et du plan de traverse, sont prévues les déblais et les remblais, et la hauteur maximale du remblai atteint 18,38 m ainsi que la hauteur maximale du déblai est 17,99 m, basées sur la ligne centrale de la route.

le programme des essais sont donnés sur le tableau suivant :

Division	Puits d'essai	Sondage	DCPT
N°	F 55 F 20, F 21, F 22, F 23 F 24, F 25	B 17, SC 10, SC 11, B 20, SC 13, B 21, B 37	DCPT SC 10, DCPT SC 13
Quantité de l'enquête	07	07	02

Tableau IV.3 : Programme d'essai.

a) Remblai et déblai :

L'état actuel de remblai et déblai sur la V.P1.6 est représenté sur le tableau suivant :

P.K		Distance (m)	Hauteur max		Investigations géotechniques		Observations
De	à		Déblai	remblai	S.C	Puits	
0+000	0+020	20	3,15		B 17	F 55	Déblai en hauteur de bas niveau
0+020	0+480	460		18,38	S.C10		Remblai en hauteur de haut niveau
0+480	0+680	200	4,66			F 20	Déblai en hauteur de bas niveau
0+680	0+820	140		5,80			Remblai en hauteur moyenne
0+820	1+140	320	17,99		SC 11		Déblai en hauteur de haut niveau
1+140	1+280	140		12,28		F 21	Remblai en hauteur de haut niveau
1+280	1+480	200	7,53			F22	Déblai en hauteur moyenne
1+480	2+260	780		7,03	B 20		Remblai en hauteur moyenne
2+260	2+360	100	1,30			F 23	Déblai en hauteur de bas niveau
2+360	3+200	840		6,71	SC 13, B 21		Remblai en hauteur moyenne
3+200	3+360	160	5,33		B37	F 24	Déblai en hauteur moyenne
3+360	3+800	440	2,44	1,15		F 25	Déblai et remblai en hauteur de bas niveau
3+800	4+172,49	372,49		3,66			Remblai en hauteur de bas niveau
Total		4 172,49			07	07	

Tableau IV.4 : Résultat de déblai et remblai de la voie.

b) Résultat des sondages :

Le sondage a été effectué à la profondeur de 40 m pour l'examen du tassement dans la section avec le niveau du sol particulièrement élevé dans les locaux de grand remblai ($H \geq 10m$), en dehors de cette zone du remblai, l'essai au pénétromètre dynamique à cône a été effectué jusqu'à la profondeur de pénétration impossible (refus) pour d'abord vérifier la souplesse et la dureté du fondation du terrain et par au moins 15 ~20m de profondeur..

Le sondage a été effectuée par le forage de rotation avec l'eau en utilisant l'équipement de forage hydraulique (Longyear 38, etc.) et le diamètre du sondage a été effectuée en 4 pouces pour obtenir les échantillonnages intacts prélevés pour les essais de laboratoire.

Les résultats des sondages carottés sont dans le tableau récapitulatif suivant :

N°SC	PK	Déblai/ Remblai	Prof. (m)	Description Sommaire.	NSPT
B 17	0+000,00	déblai	0,00/1,20	Sable limoneux + ou - argileux brune foncée à noire avec passage de terre végétale au sommet (environ 0,30 cm) Ces sables sont dures avec un passage plastique et imbibe entre 0,60 à 0,80	-
			1.20/2.0	Sable limoneux + ou - argileux jaune ocre, oxydé, dure	-
			2.0/3.0	Argile sableuse brune moyennement plastique, dure	19
			3.0/10.0	Argile marneuse devenant marne argileuse à la base de couleur brune à taches gris- verdâtres. Ces argiles marneuses sont moyennement plastiques	23-50>
			10.0/12.0	Marnes grise dures compactes	50>
SC 10	0+360,00	remblai	0.0/5.5	Argiles limoneuses. Inclusions peu sableuses au sommet. Dur à très dur. Brun clair ~ gris foncé	13-17
			5.5/40.0	Marne. Au-dessous de 34,0 m: présence d'un peu de cailloux par endroits. Gris foncé.	50>
SC 11	1+073,50	déblai	0.0/2.0	Argiles. Argiles à un peu de limons mélangés avec un peu de sable. Brun clair ~ brun ~ jaune-brun.	-
			2.0/5.5	Argiles limoneuses. traces de sable limoneux jaune à brun. Carottes mal récupérées. Très ferme	24-31
			5.5/12.0	Argiles limoneuses. Dur brun foncé.	50>
B 20	2+196,60	remblai	0,00/4,00	Argiles marneuses brunes à grisâtrés, plastique avec partie sommitale (0,00 a 0,20) formée de terre végétale	12
			4,00/5,40	Marnes grises plastiques à très plastiques.	13

			5,40/12,00	Marnes grises plastiques	19-22
SC 13	2+940,00	remblai	0,0/10,5	Argiles. Argiles mélangées avec sable fin à moyen et coquilles 6,0~8,0 m: trace de matières organiques comme racines mortes. Moyen à très ferme. Brun clair gris, gris foncé	4-19
			10,5/40,0	Marnes. Marnes mélangées avec sable fin à moyen et coquilles. 13,0~14,0 m: alternance de sable et de marne 14,0~15,5 m : carottes non récupérées 19,6~20,0 m : présence de sable 20,0~22,0 m : carottes non récupérées 22,0~23,0 m : présence de graviers de 1,0~3,0cm de diamètre 23,0 m : traces d'un peu de sable 32,6~34,0 m : présence de graviers de 1,0~5,0cm de diamètre 34,0~36,0 m : présence d'un peu de sable et coquilles 36,0~38,0 m : carottes non récupérées 38,0~40,0 m : coquilles mélangées avec graviers de 1,0~3,0cm de diamètre Très ferme à dur. Brun clair brun gris foncé.	19-44
B 21	3+036,50	remblai	0,00/0,30	Terre végétale	-
			0,30/2,00	Limons argileux à cailloux et à concrétions calcaires. Ces limons sont de couleur brune avec un passage ocre oxydé entre 1m et 2m	-
			2,00/4,00	Graviers argileux brunes	9
			4,00/6,00	Limons brunes devenant noires à la base avec présence de cailloutis millimétriques par endroits; le passage entre 4m et 4,50m est moyennement plastique; entre 4,50 et 6,00m, ces argiles sont peu plastiques	14
			6,00/12,00	Argiles brunes à beiges, peu plastiques à fermes à concrétion carbonatées blanchâtres	17-37
B37	3+211.19	déblai	0,0/2,8	Ni colluvion aire ni alluvionnaire Ni colluvion aire ni argileuse, contenant Petit fragments de roches blanches et rouges Diamètre de cailloux : 2~4cm. Calcaire	44
			2.8/9.7	Marne argileuse. Sable et, cailloux (0.4~2.0cm) par endroits Présence d'alternance de couleurs bruns et grises foncées	9-20
			9.7/20	Marne (calcaireuse). Marne limoneuse à sable fin. Grains blancs carbonatés mélangés avec cailloux fins graveleux. Contenant coquillart depuis 12m	11-31

Tableau IV.5 : Résultat des sondages.

➤ Analyse des résultats SPT(Standard Pénétration Test):

NSPT s'indique typiquement dans la gamme de la distribution de 4-50, en général cette valeur montre une tendance à la hausse avec la profondeur au dessous de la surface inférieure du terrain. Selon le résultat de NSPT, on peut noter que le limon, l'argile et la marne de la voie primaire 1-6 sont en condition molle ~ dure, et les sables sont distribués en condition compacte ~ dense.

➤ Observations des eaux souterraines :

Par conséquence des sondages de la voie primaire 1-6, dans certains cas de sondage (SC 10, SC_11, SC 13, B 37) ont été observés les niveaux des eaux souterraines dans le court terme, toutefois qu'il est conclu, par l'observation à long terme du niveau des eaux souterraines, que c'est un phénomène due à l'utilisation de l'eau au cours des travaux de sondage et il est considéré que le niveau réel des eaux souterraines est en effet très profonde sous-sol.

Ainsi, les eaux souterraines peuvent s'écouler par l'aquifère particulièrement dans la saison des pluies. Cependant cela est aussi un phénomène temporaire, car le niveau des eaux souterraines ne puisse pas être trouvé dans la profondeur d'enquête de la voie primaire 1-6 en examinant l'état de fondation et le degré de saturation dans le terrain.

c) Résultats des puits :

N° du puits	P.K	Déblai/remblai	Profondeur(m)	Description sommaire
F 55	0+024,70	déblai	0,0/0,5	Argile grise légèrement sableux
		déblai	0,5/3,1	Sable argileux jaunâtre très humide
F 20	0+620,00	déblai	0,0/0,5	Argile grise légèrement oxyde
		déblai	0,5/2,5	Marne grise claire compacte humide
F 21	1+125,00	déblai	0,0/0,2	Terre végétale
		déblai	0,2/1,5	Argile grise avec inclusion blanchâtre
		déblai	1,5/2,8	Argile grise claire compacte avec inclusion blanchâtre légèrement oxyde
F 22	1+480,00	déblai	0,0/1,1	Argile jaunâtre meuble
		déblai	1,1/2,6	Argile grise plastique
F 23	2+200,00	déblai	0,0/3,2	Marne grise plastique oxyde
F 24	3+260,00	déblai	0,0/0,4	grés blanchâtre

		déblai	0,4/1,4	grès sableuse jaunâtre un peu calcaireuse très dur
F 25	3+740,00	déblai	0,0/1,4	Argile sableuse jaunâtre
			1,4/2,9	Marne grise plastique humide

Tableau IV.6 : Résultats de puits.

d) Résultats de l'essai pénétromètre dynamique à cône :

N° DCPT	P.K	Remblai/déblai	Profondeur (m)	Rp	remarque
DCPT S.C 10	0+360.0	Remblai	6.80	585.0	
DCPT S.C 13	2+940.0	Remblai	11.6	458.0	

Tableau IV.7 : résultats de l'essai pénétromètre dynamique à cône.

➤ Analyse des résultats de DCPT :

Le résultat de l'essai au pénétromètre dynamique à cône nous indique que la pénétration est refusée (Refus) à la profondeur de 6,8 m~11,6 m, la résistance de pointe était 458,0bars~585,0bars.

Selon cette étude, la fondation en bas du terrain de la voie primaire 1-6 est en condition dure ou dense au-dessous de la profondeur 10 m et ce résultat est concorde avec le résultat de l'essai de pénétration du tuyau standard (SPT).

IV.8.2 : Programme des essais en laboratoires :

Pour caractériser la couche du site de sidi Abdallah, nous avons effectué divers essais en laboratoire telle que l'essai des caractéristiques mécaniques et physiques. Les essais en laboratoire sont planifiés et effectués afin de comprendre les caractéristiques générales du sol dans le site, afin de comprendre les essais des caractéristiques physiques pour la classification et la compréhension de la propriété du sol. Puis, les essais des caractéristiques mécaniques pour saisir la résistance au cisaillement, la compressibilité et la caractéristique du compactage, et les essais pour comprendre les caractéristiques chimiques.

Les résultats des essais en laboratoire sont arrangés par les résultats obtenues des sondages et de puits d'essai, ils sont enregistrés par l'ordre de l'essai des caractéristiques physiques, des caractéristiques mécaniques, de la teneur en matière organique et les essais chimiques du sol.

Les résultats détaillés de l'essai en laboratoire et leur interprétation sont :

a) Résultats des essais de sondage :

a.1) Résultats d'essai des caractéristiques physiques :

On représente les résultats d'essai par sondage dans le tableau suivant :

N°S.C	Remblai/déblai	Prof (m)	γ_s (t/m ³)	γ (t/m ³)	W_{nat} (%)	W_L (%)	I_p (%)	I_c	2m m (%)	0.08 m m (%)	VB S (%)	ES (%)	GT R	LP C
B17	Déblai	2.0/2.45			12,6	40,5	20,1	1,4	88,0	62,3	3,07	3,85	A2s	Ap
B17	Déblai	6.0/6.45			16,4	55,0	30,7	1,3	100,	98.1	4.77		A3s	At
B21	Remblai	2.0/2.45			16.9	44.3	23.1	1.2	70.5	49.7	1.66	10.76	A2m	GA
B21	Remblai	4.0/4.45			21.0	53.7	20.2	1.6	97.0	90.2	3.66		A2ts	Lt
B21	Remblai	8.0/8.45			10.8	47.0	24.8	1.5	98.0	96.6	3.5		A2ts	Ap
B37	Déblai	2.0/2.45	2.71		8.0	28.0	9.6	2.1	59.0	45.0			A1	GA
B37	Déblai	6.0/6.45	2.72	2.11	14.3	27.5	10.0	1.3	90.9	50.0			A1	SA
S.C10	Remblai	1.55/1.8	2.7	2.2	14.5	32.8	12.3	1.5	98.0	74.0			A2ts	Ap
S.C10	Remblai	13.1/13.5	2.72	2.19	15.1	57.1	29.8	1.4	100.0	99.9			A3ts	At
S.C10	Remblai	25.7/26		2.37	10.7	39.7	19.3	1.5	100.0	99.9			A2ts	Ap
S.C11	Déblai	0.0/0.3	2.74	1.99	19.4	52.0	29.7	1.1	99.9	98.0			A3m	At
S.C11	Déblai	8.1/8.4	2.74	2.24	12.9	43.4	21.7	1.4	100.0	99.9			A2ts	Ap
S.C11	Déblai	11.2/11.5		2.27	12.8	44.9	22.5	1.4	100.0	99.9	4.0		A2ts	Ap
S.C13	Remblai	9.0/9.4	2.74	1.97	25.5	54.1	28.6	1.0	100.0	99.9	2.50		A3h	At
S.C13	Remblai	19.0/19.35	2.74	2.04	22.3	31.3	13.9	0.6	100.0	99.9	2.5		A2th	Ap
		Min	2.7	1.97	8.0	27.5	9.6	0.6	59.0	45.0	1.66	3.85		
		max	2.74	2.37	25.5	57.2	30.7	2.1	100.0	100.0	4.77	10.76		
		moy	2.72	2.17	16.75	42.35	20.15	1.35	79.5	72.5	3.215	7.31		

Tableau IV.8 : résultats des caractéristiques physiques des couches de sol.

➤ Analyse des résultats du tableau :

- La densité humide est montrée entre $1,97(t/m^3) \sim 2,37(t/m^3)$ et la teneur en eau naturelle est entre $8,0\% \sim 25,5\%$ respectivement. La densité séchée qui est calculée par ces valeurs est entre $1,57(t/m^3) \sim 2,14(t/m^3)$, par conséquent, le sol est classifié en condition entre lâche et très dense.
- L'indice de plasticité (IP) est entre $9,6\% \sim 30,7\%$ et, par conséquent, le sol est classifié comme entre non plastique et plastique.
- L'indice consistence (Ic) a été trouvé entre $0,6 \sim 2,1$, et en conséquence, le sol est classifié comme entre ferme et dure.
- La classification des sols a été effectuée et la classification GTR de A1, A2 et A3 sont montrés et la catégorie LPC sont classifiées comme Ap, At, SA, GA et Lt.

a.2) Résultats d'essai des caractéristiques mécaniques :

N°S. C	Déblai/r emblai	Prof (m)	Cisaillement rectiligne	Compressibilité à l'oedomètre									
			C _{cu} (bars)	φ _{cu}	e ₀	σ' _p	C _c (%)	C _c /(1+ e ₀)	C _g (%)	P _g (bars)	C _v (cm ² /sec)		
											3.95 (bars)	8.06 (bars)	16.2 (bars)
S.C10	Remblai	1.55/1. 8	0.46	22.6	0.448	2.74	12.77	8.82	2.03	0.5	5.6E- 04	4.5E-04	7.4E-04
S.C10	Remblai	13.1/13 .5			0.414	6.05	6.54	4.63 3.0	1.3				
S.C10	Remblai	25.7/26 .0	7.4	21.8	0.305	8.18	4.36	3.34	1.35	2.0			
S.C11	Déblai	8.1/8.4	3.1	39.9									
S.C11	Déblai	11.2/11 .5	3.9	29.1	0.362	3.71	4.29	3.15	1.65	5.0	2.6E- 03	3.4E-04	
S.C13	Remblai	9.0/9.4	0.67	19.0	0.80	3.33	20.78	11.54	6.56	1.0	3.1E- 04	3.9E-04	
S.C13	Remblai	19.0/19 .35	0.81	27.6	0.662	1.74	6.83	4.11	1.75	0.34	2.6E- 04		
		Min	0.46	19.0	0.305	1.74	4.29	3.15	1.35	0.34	2.6E- 04	3.4E-04	7.4E-04
		Max	7.4	39.9	0.8	8.18	20.78	11.54	6.56	5.0	2.6E- 03	4.5E-04	7.4E-04
		Moy	3.93	29.45	0.55	4.96	12.53	7.34	3.95	2.67	9.33E- -04	3.93E- 04	7.4E-04

Tableau IV.9 : résultats des caractéristiques mécaniques des couches de sol.

➤ Analyse des résultats d'essai des caractéristiques mécaniques :

- Le résultat des essais de cisaillement rectiligne a révélé que la force de cohésion, C_{CU} se trouve entre 0,46 bars ~ 7,40 bars et l'angle de frottement interne, φ_{CU} était de 19° ~ $39,9^{\circ}$.
- L'indice des vides, e_0 est identifié entre 0,305~0,800 et le coefficient de compressibilité, C_c , est montré entre 4,29%~20,78%.
- Ainsi, $C_c/(1+e_0)$ est obtenu entre 3,15%~11,54%, et cela signifie que le sol soit classifié comme peu compressible ou soit moyennement compressible.

a.3) Résultats d'essai de tenue en matière organique :

N° S.C	Prof (m)	Teneur en matière organiques (%)	Qualificatif
B37	6.0/6.45	Trace	Non organique

Tableau IV.10 : résultats de la tenue en matière organique.

➤ Analyse du résultat :

- La tenue en matière organique est en trace, alors le sol est classifié comme non organique.

a.4) Résultats d'essai chimique :

N° S.C	Prof (m)	Chlorure (%)	Sulfates (%)	Classe d'agressivité	Carbonate (%)	Qualificatif
B37	6.0/6.45	0.58	Trace	Non agressif	20.12	Faiblement marneux

Tableau IV.11 : résultats d'essai chimique.

➤ Analyse de résultats :

- La tenue en chlorures est 0,58%, et celle de sulfates s'affiche peu (trace), qui classifie le sol comme non agressif. Et sa tenue en carbonate est 20,12% qui se classifie le sol comme faiblement marneux.

b) Résultats de l'essai de puits :**b.1) Résultats d'essai des caractéristiques physiques :**

N° Puit	Déblai/remblai	Prof (m)	γ (t/m ³)	W _{nat} (%)	WL (%)	I _p (%)	I _c	2mm (%)	0.08 mm (%)	VBS (%)	ES (%)	GTR	LPC
F20	Déblai	2.0/2.5	2.17	14.6									
F21	Déblai	2.3/2.8			42.2	21.2		100.0	99.9			A2	Ap
F22	Déblai	1.3/1.8	2.0	17.2	40.4	21.4	1.1	100.0	99.9	9.33		A2m	Ap
F23	Déblai	0.86/1.36	1.97	27.9	44.4	23.2	0.7	100.0	99.9			A2th	Ap
F24	Déblai	0.9/1.4	2.32	2.8	26.4	10.4	2.3	35.0	33.0	8.17	17.31	B6ts	GA
F25	Déblai	2.4/2.9		7.4	41.8	19.2	1.8	99.9	99.9				
F55	Déblai	2.6/3.1		6.2	21.0	4.8	3.1	99.9	29.0	7.58	13.88	B6ts	SA-SL
Min			1.97	2.8	21.0	4.8	0.7	35.0	29.0	7.58	13.88		
Max			2.32	27.9	44.4	23.2	3.1	100	99.9	9.33	17.31		
Moy			2.14	15.35	32.7	14	1.9	67.5	64.45	8.45	15.6		

Tableau IV.12 : résultats des caractéristiques physiques dans les puits.

➤ Analyse des résultats :

- La densité humide est montrée entre $1,97(t/m^3) \sim 2,32(t/m^3)$ et la teneur en eau naturelle est entre $2,8\% \sim 27,9\%$ respectivement. La densité sèche qui est calculée par ces valeurs est entre $1,54(t/m^3) \sim 2,26(t/m^3)$, par conséquent, le sol est classifié en condition entre lâche et très dense.

- L'indice de plasticité (IP) est entre $4,8\% \sim 23,2\%$ et, par conséquent, le sol est classifié comme entre non plastique et peu plastique.

- L'indice consistance (Ic) a été trouvé entre $0,7 \sim 3,1$, et en conséquence, le sol est classifié comme dure.

- La classification des sols a été effectuée et la classification GTR de A2 et A3 sont montrés et la catégorie LPC est parmi Ap, GA et SA-SL.

b.2) Résultats d'essai des caractéristiques mécaniques :

N° Puit	Déblai/remblai	Prof (m)	Essai Proctor (modifié)			Indice CBR
			Wop	γ_{dmax}	$\gamma_{d95\%}$	
F20	déblai	2.0/2.45	14.5	1.74	1.65	1.85
F21	Déblai	2.3/2.8	14.2	1.75	1.66	2.06
F22	Déblai	1.3/1.8	13.0	1.79	1.7	4.6
F23	Déblai	0.86/1.36	14.6	1.8	1.71	2.17
F24	Déblai	0.9/1.4	10.0	2.03	1.93	31.0
F25	Déblai	2.4/2.9	16.4	1.7	1.62	1.98
F55	déblai	2.6/3.1	7.7	1.98	1.88	9.7
Min			7.7	1.7	1.62	1.85
Max			16.4	2.03	1.93	31.0
Moy			12.1	1.86	1.78	16.42

Tableau IV.13 : résultats des caractéristiques mécaniques des puits.

➤ Analyse des résultats :

- Le résultat d'essai de compactage a révélé que γ_{dmax} est entre $1,70t/m^3 \sim 2,03t/m^3$, et ainsi Wop est montré entre $7,7\% \sim 16,4\%$.

- Le projet est réalisé en zone I (pluviométrie supérieure à 600 mm/an) l'indice CBR du sol support à prendre en considération est celui du CBR imbibé à 4 jours ; La moyenne arithmétique des indices CBR imbibés à 4 jours est 16,42, le sol support est donc de classe de portance S3 (CBR compris entre 5 et 10)

b.3) Résultats d'essai de tenue en matière organique :

N° Puits	Prof (m)	Teneur en matière organique (%)	qualificatif
F20	2.0/2.5	Trace	Non organique
F23	0.86/1.36	Trace	Non organique
F25	2.4/2.9	Trace	Non organique

Tableau IV.14 : résultats de la tenue en matière organique des puits.➤ Analyse des résultats :

- La tenue en matière organique est en trace, alors le sol est classifié comme non organique.

b.4) Résultats d'essai chimique :

N°Puits	Prof (m)	Chlorures (%)	Sulfates (%)	Classe d'agressivité	Carbonate (%)	qualificatif
F20	2.0/2.5	0.33	néant	Non agressif	23.28	Faiblement marneux
F23	0.86/1.36	0.21	Néant	Non agressif	31.3	Marneux
F25	2.4/2.9	0.24	néant	Non agressif	33.25	marneux

Tableau IV.15 : résultats d'essais chimiques.➤ Analyse des résultats :

- La tenue en chlorures est 0,21%~0,33%, et celle de sulfates ne s'affiche pas du tout (néant), qui classifie le sol comme non agressif. Et sa tenue en carbonate est 23,28%~33,25% qui se classifie le sol comme faiblement marneux ~ marneux.

IV.9 : Examen des matériaux des remblais dans le site du projet :

Le plan de la voirie et de l'infrastructure dans le site de la ville nouvelle de Sidi Abdellah provoque la création des grands déblais et des remblais dans le cadre topographique du site, de ce fait, les grands travaux de terrassement sont été projetés.

Et cependant, le résultat de l'examen de la situation des sols sur le site de la ville nouvelle en réalisant la visite de site et la reconnaissance géotechnique montre que la plus part des sols consiste à l'argile de haute plasticité, au limon, à la marne et on prévoit la limite de l'utilisation de déblais en remblais. Comme il est très nécessaire de vérifier l'utilité des déblais pour l'exécution des travaux des remblais et d'assurer les matériaux afin de réaliser ces travaux avec succès, on a étudié les déblais et l'utilité en tant que remblais des matériaux prévus et on envisage de montrer son résultat à l'aide de l'analyse globale des résultats de la reconnaissance géotechnique exécutée dans la zone projetée de la voirie et dans les matériaux prévus dans le site.

IV.9.1 : Résultats des essais laboratoires et leur classification selon GTR :

L'étude géotechnique a été menée par la reconnaissance de lot Route pour décider l'utilité des déblais du lot Route projetée du site et ainsi que par la vérification des gites supplémentaires dans le site du projet en désignant ces gites prévisibles en prévision de manque des matériaux des remblais avec le volume des déblais de lot Route.

Conformément à la classification du GTR (NF P 11-300), et les essais de laboratoire tels que l'essai géophysiques, l'essai de compactage, l'essai chimiques sont réalisés afin d'évaluer le matériau des remblais dans le site.

a. Méthode de classification :

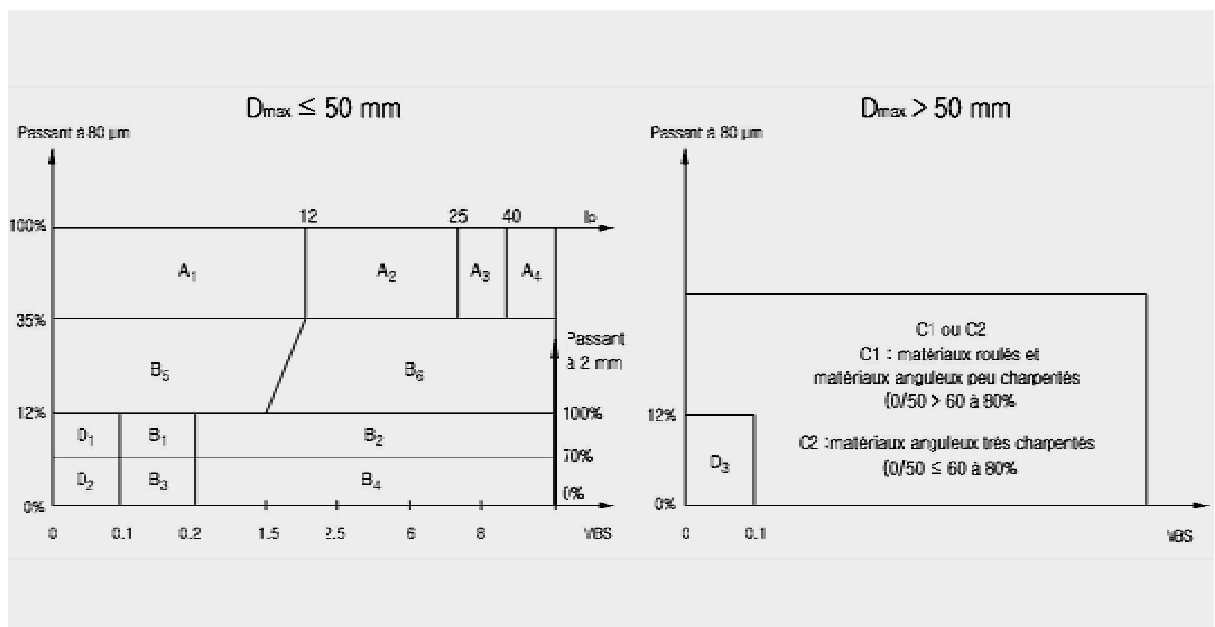


Figure IV.10 : classification de niveau des matériaux en fonction de la nature de sols :

b. Résultats des essais pour les sondages et les puits :

N°	Prof. (m)	Analyse granulométrique		Ip (%)	VBS (%)	ES (%)	W _{NAT} (%)	W _{OPN} (%)	Ic	C _{MO} (%)	GTR
B17	2,00/2,45	88,00	62,37	20,1	3,07	3,85	12,6		1,4		A2s
SC10	1,55/1,80	98,00	74,00	12,3			14,5		1,5		A2ts
	13,10/13,50	100,00	99,99	29,8			15,1		1,4		A3ts
	25,70/26,00	100,00	99,99	19,3			10,7		1,5		A2ts
SC11	0,00/0,30	99,99	98,00	29,7	4,00		19,4		1,1		A3m
	8,10/8,40	100,00	99,99	21,7		12,9		1,4		A2ts	
	11,20/11,50	100,00	99,99	22,5		12,8		1,4		A2ts	
SC13	9,00/9,4	100,00	100,00	28,6	2,83		25,5		1,0		A3h
	19,00/19,35	100,00	99,99	13,9	2,50		22,3		0,6		A2th
B21	2,00/2,45	70,50	49,78	23,	1,66	10,76	16,9		1,2		A2m
	4,00/4,45	97,00	90,23	1	3,66		21,0			A2ts	
	8,00/8,45	98,00	96,64	20,	3,50		10,8			A2ts	
				2 24, 8							
B37	2,00/2,45	59,00	59,00	9,60			8,000		2,1		A1
	6,00/6,45	90,00	90,00	10,00			14,300		1,3		A1
F55	2,60/3,10	99,00	29,00	4,80	7,58	13,88	6,20	7,7	3,1		B6ts
F20	1,30/1,80	100,00	99,99	21,4	9,33		17,20	13,0	1,1		A2m
				3							
F22	2,30/2,80	100,00	99,99	21,2				14,2			A2
				6							
F23	0,86/1,36	100,00	99,99	23,2			27,90	14,6	0,7	Trace	A2th
				4							
F24	0,90/1,40	35,00	33,00	10,4	8,17	17,31	2,86	10,0	2,3		B6ts
				6							
F25	2,40/2,90	99,99	99,99	19,2			7,40	16,4	1,8	Trace	A2ts
				7							

Tableau IV.16 : résultats de la classification.

Indice: B,SC: sont des sondage.

F: sont des puits.

➤ Analyse des résultats de tableau:

La plupart de sols sont composées des sols fins, compris des grains fins dont le volume passant à 80µm atteint à 100%, et des argiles de moyenne à haute plasticité. Le résultat de la réalisation de la classification de GTR montre que les groupes A2 (51%), A3 (30%) sont dominants dans le site de la ville nouvelle Sidi Abdellah et que les groupes A1, A4 et B sont restés en petite partie.

La caractéristique générale de la teneur en eau est "très sèche (56%)" et "sèche 21%", on peut comprendre que les sols dans le site de la ville nouvelle sont généralement secs.

IV.9.2 : Critère d'évaluation de l'utilité des sols :

Lors d'évaluation de l'utilité des sols, les questions suivantes sont considérées.

➤ Condition d'utilisation selon la classification de GTR :

- Sol d'A4 est Inutilisable :

-Sol de la teneur en eaux 'très sec' ou 'très humide'

- Sol de la teneur en matière organique plus de 10% (Sol classé de F12)

- Condition du site et Constructivité :

- Changement de la teneur en eau par la facteur climatique, saisonnière

- Traitement des marnes de mauvaise qualité géotechnique (Plus de 30% de la teneur en CaCO₃)

En tenant compte de ces questions ci-dessus, le plan de l'utilisation de déblais en remblais est représenté par les trois points suivants.

➤ A Inutilisable :

- A4 classé par GTR : Ce sol est difficile à exécuter et son utilisation provoque le risque du gonflement et de rétrécissement.

Marne (Plus de 30% de la teneur en CaCO₃) : la marne est ferme et stable en nature mais son exposition atmosphérique en déblais, en remblais provoque rapidement son altération et sa désagrégation en plus, il n'est pas souhaitable d'utiliser comme matière de remblais en raison d'une forte sensibilité de l'eau.

➤ B Utilisable de manière sélective :

- Sol de la teneur en eau " très humide" ou " très sec" : En principe, le sol " très humide" ou " très sec" n'est pas utilisé pour les travaux des remblais selon la classification de GTR mais comme ils sont variables en fonction de la période de réalisation dû au facteur climatique, saisonnière, il est utilisable sélectivement par la vérification du site lors de réalisation.

• Marne (Classement sur place) : pour la marne non sélectionnée par l'essai de la teneur en eau CaCO₃, il est utilisable sélectivement par l'essai de vérification en déblais actuels.

➤ C Utilisable :

En tant que le sol utilisable dans le site à part des sols indiqués ci-dessus, il faut l'utiliser en respectant les conditions d'utilisation sur "Réalisation des remblais et des couches de forme".

IV.9.3 : Résultat de l'évaluation de l'utilité :

A la base du critère ci-dessus, le résultat de l'évaluation de l'utilité en tant que les matières remblais de chaque point d'étude pour le sondage, le puits d'essai est indiqué comme suit et Le mode l'indication sur l'évaluation de l'utilité est à la manière suivante.

A. Inutilisable : Indiquer 'X'

B. Sélectif Utilisable : Indiquer "Δ"

C. Utilisable : Indiquer "○"

Le tableau récapitulatif suivant:

No SC	Prof. (m)	Nature de Sol	Carbonate (%)	Classification GTR	Utilité
B 17	2,00/2,45 6,00/6,45	Argile sableuse Argile marneuse		A2s A3s	○ ○
B 21	2,00/2,45 4,00/4,45 8,00/8,45	Graviers Limos Argiles		A2m A2ts A2ts	○ Δ Δ
B 37 B 37	2,00/2,45 6,00/6,45	Argile limoneuse Marne argileuse	20,12	A1 A1	○ ○
SC 11 SC 11 SC 11	0,00/0,30 8,10/8,40 11,20/11,50	Argiles Marne Marne		A3m A2ts A2ts	○ Δ Δ
SC 13	9,00/9,40	Argiles		A3h	○

SC 13	19,00/19,35	Marne		A2th	△
SC 15	9,15/9,50	Marne		A3ts	△
SC 15	17,25/17,60	Marne		A3ts	△
SC 15	29,50/30,00	Marne	11,21	A3ts	△
SC 15	37,45/37,95	Marne		A3ts	△
F 21	2,30/2,80	Argile		A2	○
F 22	1,30/1,80	Argile ²		A2m	○
F 23	0,86/1,36	Marne	31,30	A2th	X
F 24	0,90/1,40	Grès		B6ts	△
F 25	2,40/2,90	Marne	33,25	A2ts	X
F 55	2,60/3,10	Sable argileux		B6ts	△

Tableau IV.17 : résultat de l'évaluation de l'utilité.

➤ Analyse des résultats:

Selon l'analyse du résultat de la classification de GTR, les sols principaux existants dans le site de la ville nouvelle de Sidi Abdellah sont variés avec les couches différents et la teneur en eau variée jusqu'à 10m de la partie supérieure de la surface du sol tandis que les sols fins de la plasticité de moyenne-haute (Limon, argile ou marne) sont dominants dans la partie inférieure de la surface du sol.

IV.10 : Analyse de la stabilité des pentes :

IV.10.1 : Objet d'examen :

La présente étude concerne "le projet de la nouvelle ville de Sidi Abdellah". Elle analyse la stabilité de l'inclinaison du remblai et du déblai produits durant les travaux, en sondant sur place et en testant dans le laboratoire. Elle a pour but de proposer une solution en cas de nécessité.

IV.10.2 : Inclinaison référence et critères de l'installation des bermes :

IV.10.2.1 : Définition de l'inclinaison de référence et de bermes :

L'inclinaison référence est une valeur obtenue après la considération globale de la géographie, du fondement, de la matière et de la hauteur. Elle permet de composer la coupe transversale de l'inclinaison et d'analyser la stabilité. Avec le résultat de cette analyse, on peut modifier l'inclinaison pour fixer la coupe transversale définitivement. Cette méthode est couramment utilisée lors de l'examen de la stabilité de l'inclinaison.

En somme, la coupe transversale obtenue grâce à l'inclinaison référence est la base de l'analyse de la stabilité.

Les bermes sont à installer à un intervalle régulier pour réguler l'écoulement de l'eau sur l'inclinaison.

Sinon, en cas de précipitation, l'eau peut provoquer l'érosion et diminuer la solidité du sol.

IV.10.2.2 : Etablissement de l'inclinaison référence et des critères de l'installation des bermes d'inclinaison du remblai :

➤ Inclinaison référence de l'inclinaison du remblai (association des routes du japon) :

Matière du remblai	Hauteur du remblai	Inclinaison	Remarque
Sable régulière (SW), caillou et sable caillouteuse (GW, GP, GM, GC)	Moins de 5 m	1:1,5 ~ 1:1,8	A appliquer au remblai dont le fondement est suffisamment solide et qui ne risque pas d'infiltration
	5 ~ 15 m	1:1,8 ~ 1:2,0	
Sable irrégulière (SP)	Moins de 10 m	1:1,8 ~ 1:2,0	
Bloc de rocher (et pierre cassée)	Moins de 10 m	1:1,5 ~ 1:1,8	
	10 ~ 20 m	1:1,8 ~ 1:2,0	
Bloc de rocher (et pierre cassée)	Moins de 5 m	1:1,5 ~ 1:1,8	
	5 ~ 10 m	1:1,8 ~ 1:2,0	
Sol cohésif fragile	Moins de 5 m	1:1,8 ~ 1:2,0	

- **Inclinaison de référence et critères de l'installation des bermes de l'inclinaison du remblai (Etude du sol du site des travaux près de Sidi Abdellah, Algérie, données réelles) :**

Classement	Hauteur du remblai	Inclinaison	Installation des bermes	Remarque
Remblai	Sans distinction	1:2.0~2.5	Installer une berme de 1 -3 mètres à tous les 4 – 5 mètres de hauteur	A appliquer après l'examen de la stabilité

IV.10.2 .3 : Etablissement de l'inclinaison référence de l'inclinaison du déblai :

- **Inclinaison référence du déblai (Association des routes du Japon) :**

Condition du sol		Hauteur de la inclinaison (m)	Inclinaison	Remarque
Sable		-	Plus de 1:1,5	SW, SP
Sol sableux	Compact	Moins de 5	1:0,8~1:1,0	SM, SP
		5 ~ 10	1:1,0~1:1,2	
	Non compact et irrégulier	Moins de 5	1:1,0~1:1,2	
		5 ~ 10	1:1,2~1:1,5	
Sol sableux mélangé de cailloux ou de blocs de rocher	Compact et régulier	Moins de 10	1:0,8~1:1,0	SM, SC
		10 ~ 15	1:1,0~1:1,2	
	Non compact ou irrégulier	Moins de 10	1:1,0~1:1,2	
		10 ~ 15	1:1,2~1:1,5	
Sol cohésif		0 ~ 10	1:0,8~1:1,2	ML, MH, CL, CH
Sol cohésif mélangé de blocs de rocher ou de boulders		Moins de 5	1:1,0~1:1,2	GM, GC
		5 ~ 10	1:1,2~1:1,5	
Rocher érodé		-	1:1,0~1:1,2	Rocher ne formant pas de couches

- **Inclinaison référence et critère de l'installation des bermes du déblai (Etude du sol du site des travaux près de Sidi Abdellah, Algérie, données réelles) :**

Classement	Hauteur du remblai	Inclinaison	Installation des bermes	Remarque
déblai	Sans distinction	1:1,5~3.0	Installer une berme de 1 -3 mètres à tous les 4 – 5 mètres de hauteur	A appliquer après l'examen de la stabilité

➤ **Résultat de l'examen de l'inclinaison référence et du critère de l'installation des Bermes (valeurs appliquées) :**

Classement		Inclinaison	Installation des bermes
Déblai	0 ~ 5 m	1:1,8	Une berme de 1 m à tous les 5 m de hauteur, sauf la première dont la largeur est de 3 m
	Plus de 5 m	1:2,0	
Remblai	0 ~ 5 m	1:2,0	Une berme de 1 m à tous les 5 m de hauteur
	Plus de 5 m	1:2,5	

Cela est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites :

- L'inclinaison doit prendre en compte la géographie, le fondement, la matière de l'inclinaison, la hauteur, etc. Et pour le remblai ou le déblai de plus de 10 m, il faut analyser leur stabilité. Si l'inclinaison s'avère instable, il faut diminuer l'inclinaison.
- Pour les inclinaisons de plus de 5 mètres, il faut installer les bermes pour l'entretien de l'inclinaison et pour aménager le drainage. Les bermes sont de largeur de 1 à 3 m et seront posées à hauteur de 5 à 10 m. Si un plus grand espace est nécessaire pour l'accès des équipements, etc., on peut régler la largeur des bermes.
- Le site des travaux en question se montrant sensible à l'eau, en cas de précipitation, l'inclinaison peut être érodé. Il faut donc protéger la surface de la totalité des inclinaisons et prévoir le drainage.

Le déblai en marne est plus particulièrement sensible à l'eau, il est absolument nécessaire d'avoir une protection et un drainage efficaces.

IV.10.3 : Méthode de l'analyse de la stabilité de l'inclinaison :

- **Théorie de la limite d'équilibre :**

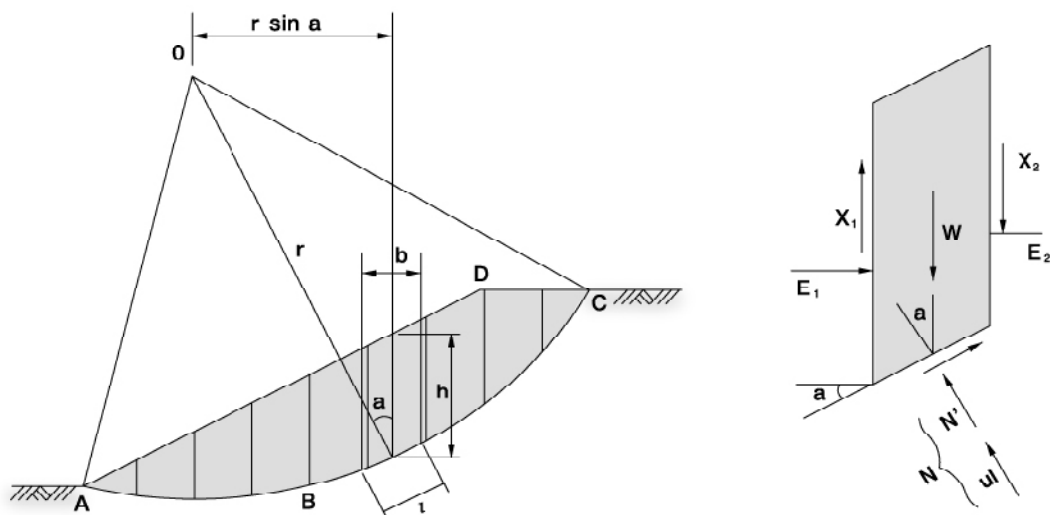
- Nous appliquons la théorie de la limite d'équilibre qui analyse la stabilité du sol sur le moment de la destruction. Cette méthode de permet d'obtenir facilement une solution avec une théorie dynamo-statique simple dans une condition donnée.

- Plusieurs méthodes ont été développées selon les conditions hypothétiques concernant la force opératoires sur le latéral de la tranche.

Théorie	Hypothèse	Condition de la limite d'équilibre		
		Moment	Force verticale	Force Horizontale
Fellenius (1972)	La direction du pivot de la tranche est parallèle avec la surface basse de chaque tranche Considérer uniquement l'équilibre de la force qui agit verticalement sur la surface basse de la tranche	0	x	x
Bishop simplifiée	L'addition des forces verticales de la direction du pivot est de zéro Considérer uniquement l'équilibre de la force verticale	0	0	x

- Dans cette étude, nous adoptons la méthode Bishop, largement répandue et dont le résultat est le plus proche de la solution théorique. Le principe de la méthode simplifiée Bishop est comme suit :

➤ Principe de l'analyse de la inclinaison selon la méthode simplifiée Bishop :



$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha_n} \sum (c' b_n + (W - u b_n) \tan \phi')$$

$$m(\alpha_n) = \cos \alpha_n \left(1 + \tan \alpha_n \times \frac{\tan \phi'}{F_s} \right)$$

F_s : Taux de la sécurité,

W : Charge générale de la terre de la tranche

ϕ' : Angle de friction de la terre, c' : Force adhésive de la terre, α_n : Angle de inclinaison
 u : Pression hydraulique de la brèche, b_n : Largeur de la tranche, l : Longueur de la tranche

➤ **Logiciel de l'analyse de l'inclinaison :**

Pour l'analyse de la stabilité de l'inclinaison, il est important de modéliser exactement la maquette de l'inclinaison à partir des résultats de l'étude du fondement et des essais, et d'utiliser précisément la valeur des propriétés physiques.

Actuellement, plusieurs logiciels sont utilisés pour l'analyse de la stabilité de l'inclinaison dont les caractéristiques principales sont résumées comme suit :

Logiciel	Méthode de l'analyse	Surface opératoire imaginaire	Charge extérieure	Pression hydraulique de la brèche	
				Pression hydraulique normale	Coefficient de la pression hydraulique de la brèche
STABL	Bishop Fellenius Janbu Spencer	Circulaire, non circulaire, bloc	Prise en compte	Prise en compte	Prise en compte
TALREN	Bishop Fellenius	Circulaire, non circulaire, bloc	Prise en compte	Prise en compte	Prise en compte
SLOPE/W	Bishop Janbu Spencer Ordinary	Circulaire, non circulaire, bloc	Prise en compte	Prise en compte	Prise en compte

➤ **Méthode du facteur de sécurité permis et méthode de l'état limite :**

L'analyse de la stabilité de l'inclinaison est exécutée par la théorie de l'état limite, mais on distingue deux grandes méthodes selon l'application du coefficient ou du facteur de sécurité.

1) Méthode du facteur de sécurité permis : méthode consistant à comparer le facteur de sécurité permis avec le facteur de sécurité obtenu en appliquant les valeurs réelles de la charge opérée, le poids unitaire, la solidité du fondement, etc.

$F_s > F_{sa}(= 1,4 \sim 2 \ 1,5)$: Condition de la stabilité

Ici, F_s : facteur de sécurité de la inclinaison obtenu par l'analyse de la inclinaison au moyen de la charge réelle et les données numériques de la qualité du sol

F_{sa} : facteur de sécurité permis (en général 1,4 ~ 1,5)

2) Méthode de l'état limite : méthode consistant à vérifier si le facteur de sécurité obtenu en appliquant les facteurs partiels à la charge opératoire, au poids unitaire, à la solidité du sol, etc. s'approche de l'état limite.

$F_{fp} > 1$: Condition de la stabilité

Ici, F_{fp} : facteur de sécurité de la inclinaison obtenu par l'analyse de la inclinaison au moyen des facteurs partiels.

➤ **Facteur de sécurité permis lors de l'analyse de la stabilité de la inclinaison (Etude du sol du site des travaux près de Sidi Abdellah, Algérie, données réelles) :**

Classement	Facteur permis (F_{sa})	Remarque
conditions de long terme	1,5	Temps ordinaire
conditions de court terme	1,0	Lors du séisme

➤ **Considération du séisme :**

- Selon le rapport technique DTR BC 2–48 rédigé d'après les règlements antisismiques algériens RPA99/2003, l'environ de Sidi Abdellah est dans la zone III (activité sismique fréquente).
- D'après la classification, les inclinaisons des routes de Sidi Abdellah sont considérées comme faisant parti du groupe 1B. Mais ceci ne concerne que l'étude de la stabilité de l'inclinaison des routes lors du séisme. Pour les divers bâtiments à aménager dans la ville, il faut procéder des études antisismiques particulières.
- Le site de la nouvelle ville de Sidi Abdellah fait partie de la région d'Alger, qui, à son tour, est dans la zone III de la carte sismique. La inclinaison de ses routes sont classée groupe 1B, ce qui nécessite le coefficient de l'accélération A de 0,30.

✓ **Définition des coefficients sismiques horizontal et vertical :**

Coefficient	Méthode du calcul	Justification du calcul	Résultat du calcul
kh	0,5 A	$0,5 \times 0,3 = 0,15$	0,15
kv	0,3 kh	$0,3 \times 0,15 = 0,045$	0,045

Les coefficients sismiques horizontal et vertical à appliquer pour l'analyse de la stabilité de l'inclinaison du site de la nouvelle ville de Sidi Abdellah sont comme suit :

- Coefficients de la zone sismique et de l'importance : Zone III - 1B
- Coefficient de l'accélération (A) : 0,30
- Coefficients sismiques : coefficient horizontal (kh) = 0,15, coefficient vertical (kv) = 0,045

➤ **Valeurs particulières du fondement soumis à l'analyse :**

Les valeurs particulières du fondement utilisées pour l'analyse de la stabilité sont comme suite :

Catégorie		Recherches bibliographiques	Résultats d'essai en laboratoire		Application	
			Etendue	Moyenne		
Matière du remblai (compactage)	Remblai A Argile et limon	γ (tf/m ³)	1,63 ~ 1,99	1,81 ~ 2,09	1,97	1,9
		C (bars)	Moins de 0,5 0,7 ~ 1,38	-	-	0,20
		Φ (°)	15 14 ~ 24	-	-	15
	Remblai B Sable et caillou	γ (tf/m ³)	1,9 ~ 2,22	1,88 ~ 2,22	2,08	2,0
		C (bars)	Moins de 0,3 0,17 ~ 0,29	-	-	0,15
		Φ (°)	25 ~ 35 30 ~ 36	-	-	25
Sol naturel	Sable et caillou	γ (tf/m ³)	1,9 ~ 2,0	1,86 ~ 2,32	2,01	2,0
		C (bars)	0 ~ 0,3	-	-	0,05
		Φ (°)	25 ~ 30	28 ~ 41	34,5	30
	Argile et limon	γ (tf/m ³)	1,7 ~ 1,8	1,7 ~ 2,34	2,05	2,0
		C (bars)	0,3 ~ 0,5	0,32 ~ 1,78	0,9	0,30
		Φ (°)	15 ~ 20	10,39 ~ 5,67	21,67	20
	Marne	γ (tf/m ³)	1,7 ~ 1,8	1,9 ~ 2,37	2,16	2,2
		C (bars)	0,3 ~ 0,5	0,53 ~ 7,40	3,26	0,30
		Φ (°)	15 ~ 20	11,04 ~ 1,52	29,29	20

IV.11 : Etude des travaux de drainage :

II.11.1 : Aperçu de l'étude :

- Le fondement du site de la nouvelle ville de Sidi Abdellah étant composé principalement d'argile et de marne susceptibles à l'eau de pluie ou à l'infiltration de l'eau souterraine, il faut un examen minutieux pour le remblai et le déblai.
- La marne en particulier est facilement infiltrable par l'eau de pluie à cause de ses composants calcaires. Et dans le cas d'infiltration, la solidité est gravement touchée.
- Par ailleurs, le site en question est soumis à l'alternance de saison sèche et de saison humide, chaque saison durant 6 mois. En saison sèche, la surface du sol peut subir la fissure dû à la

tension, et en saison humide, l'eau de pluie infiltre de sorte que la solidité du sol diminue gravement. Et tout ceci se répète chaque année.

- Si on ne traite pas la surface, celle-ci sera donc détruite. Il est donc absolument nécessaire des travaux de drainage et de protection.

IV.11.2 : Etude des travaux de drainage :

- Le drainage de l'inclinaison est une installation contre l'érosion due à la précipitation et au cours d'eau, et pour la sécurité des ouvrages de la route et de l'inclinaison.

Types de drainage : ils existent plusieurs types de drains, dans notre cas de projet on peut citer : canal crête, canal berme, canal vertical, tapis de drainage ... etc.

Les détails de drainage sont illustrés dans la figure suivante :

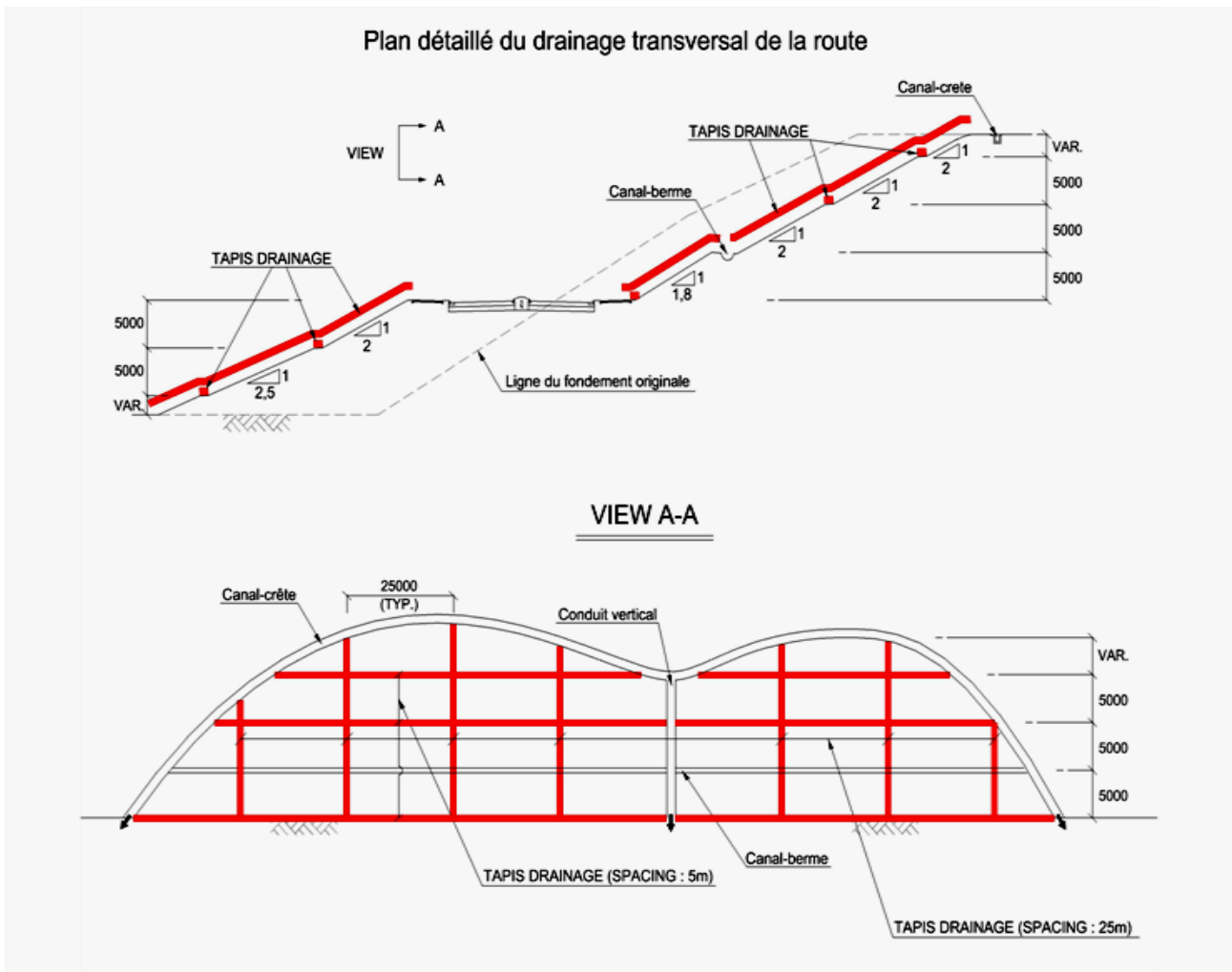


Figure IV.10 : Plan détaillé du drainage de l'inclinaison

IV.12 : Analyse de la stabilité de l'inclinaison de la voie primaire 1-6 :

IV.12 .1 : Coupes de l'analyse :

Nom de la coupe	PK	remblai/déblai	Hauteur (m)	Méthode appliquée
H - H'	2+800,0	déblai	18,5	SC-13
I - I'	2+960,0	remblai	20,1	SC-13
J - J'	3+120,0	déblai	19,3	B-37

IV.12 .2 : Résultat de l'analyse de la stabilité :

➤ **H - H' : PK. 2+800,0 (remblai, H=18,5m, sondage SC-13) :**

Classement	Temps ordinaire	En cas de séisme
Résultat de l'analyse		
Facteur de sécurité	1,896 > 1,5	1,305 > 1,0
Verdict	Stable	Stable

➤ I - I' : PK. 2+960,0 (remblai, H=20,1m, sondage SC-13):

Classement	Temps ordinaire	En cas de séisme
Résultat de l'analyse		
Facteur de sécurité	1,628 > 1,5	1,169 > 1,0
Verdict	Stable	Stable

➤ J - J' : PK. 3+120 (déblai, H=19,3m, sondage B-37) :


Classement	Temps ordinaire	En cas de séisme
Résultat de l'analyse		
Facteur de sécurité	1,594 > 1,5	1,117 > 1,0
Verdict	Stable	Stable

➤ **Analyse du résultat :**

- Selon le résultat, les inclinaisons du présent tracé assurent le facteur de sécurité de la norme, lors de l'application de l'inclinaison référence.

- Mais ce résultat est basé sur l'étude du sol limitée, et s'il s'avère que les conditions du fondement sont différentes de l'étude, il faudra un réexamen complet en considérant les conditions réelles et il faudra une solution pour la stabilité de la inclinaison.

- A cause de la qualité du sol du site des travaux, il faut absolument un projet de drainage pour empêcher l'infiltration et une protection de la surface immédiatement après la coupe de l'inclinaison. L'étude de la stabilité de l'inclinaison ne peut se faire qu'après l'achèvement des travaux de la protection de la surface de l'inclinaison.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and horizontal lines at the top and bottom. The scroll is shaded in light gray.

*Chapitre V : Exploitation du
programme PLAXIS*

Introduction :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux ou trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (**Input, Calculations, Output et Curves**).

Il est conçu par des géotechniciens numériques, le PLAXIS est un outil d'analyse non linéaire en elasto-plasticité avec prise en compte des pressions interstitielles, doté de méthode de résolutions et d'algorithme robuste. Il est très fiable sur le plan numérique, et il fait appel à des éléments de haute précision.

V.1: Conventions de signes:

La génération d'un modèle d'éléments finis à deux dimensions avec PLAXIS est basée sur un modèle géométrique. Il est créé dans un plan cartésien (x,y), alors que la direction z est perpendiculaire à ce plan. Dans le système de coordonnées global, la direction z positive pointe vers l'utilisateur.

Bien que PLAXIS version 8 soit un programme 2D, les contraintes sont basées sur un système de coordonnées cartésiennes 3D, indiqué sur la figure V.1.1. Dans une analyse en déformations planes, σ_{zz} correspond à la contrainte perpendiculaire au plan de la coupe. Dans une analyse axisymétrique, x représente la direction radiale, y la direction axiale et z représente la direction tangentielle. Dans ce cas, σ_{xx} représente la contrainte radiale et σ_{zz} la contrainte circonférentielle.

Donc, l'utilisateur a le choix entre deux conventions de signes qui sont:

- La MEF et la RDM prennent les contraintes de tractions et les allongements de signes positives, tandis que les contractions ou compressions sont négatives.
- La convention géotechnique prend les contraintes de compressions positives.

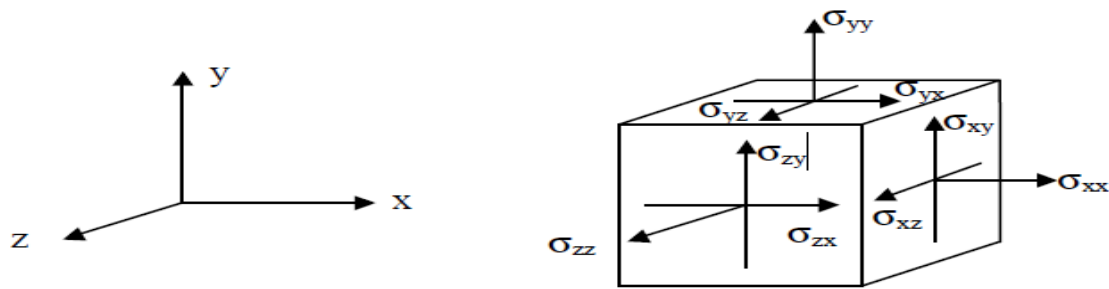


Figure V.1: Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte positives.

V.2: Les éléments:

L'utilisateur a le choix de sélectionner les éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss.

Les différents types d'éléments sont sur la figure V.2:

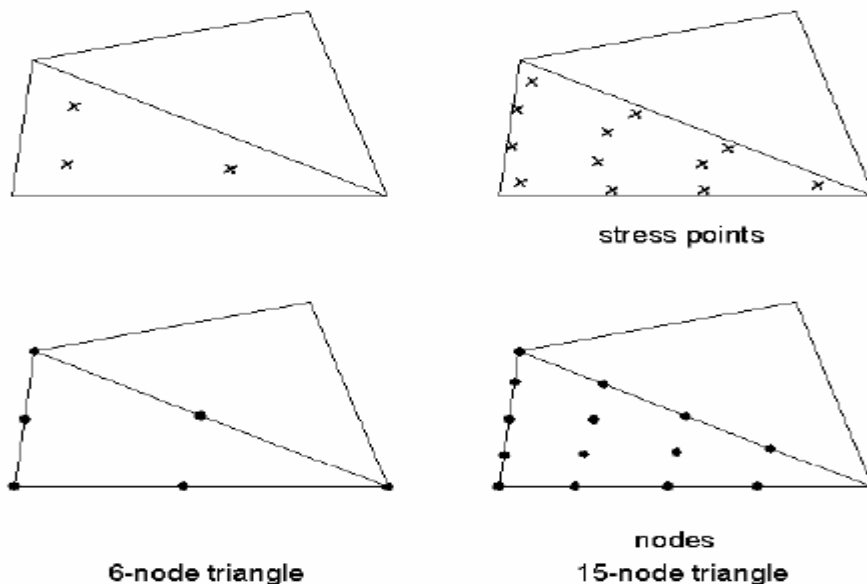


Figure V.2: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

V.3: Modèles de comportement utilisés dans PLAXIS:

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux d'amélioration. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré d'amélioration. Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle élastique parfaitement plastique nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion, c , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance Ψ .

➤ *Modèle élastique linéaire:*

L'élasticité classique est l'étude du comportement des solides déformables, élastiques, isotropes, en petites déformations, avec une loi de comportement linéaire. Le couple d'hypothèses petits déplacements et petites déformations est souvent appelé *Hypothèse des petites perturbations*. On verra plus loin que toutes ces hypothèses ont pour conséquence de rendre linéaires les équations différentielles de l'élasticité. L'élasticité classique est donc souvent appelée aussi *élasticité linéaire*.

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. La relation entre le module de Young et les autres modules sont:

$$G = E / 2(1 + \nu) ; K = E / 3(1 + \nu) ; E_{\text{oed}} = (1 - \nu) E / (1 - 2\nu)(1 + \nu)$$

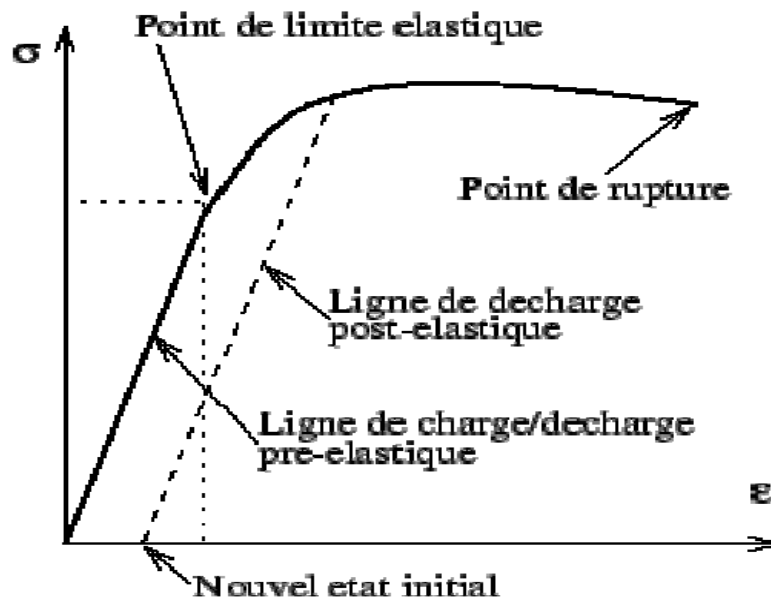
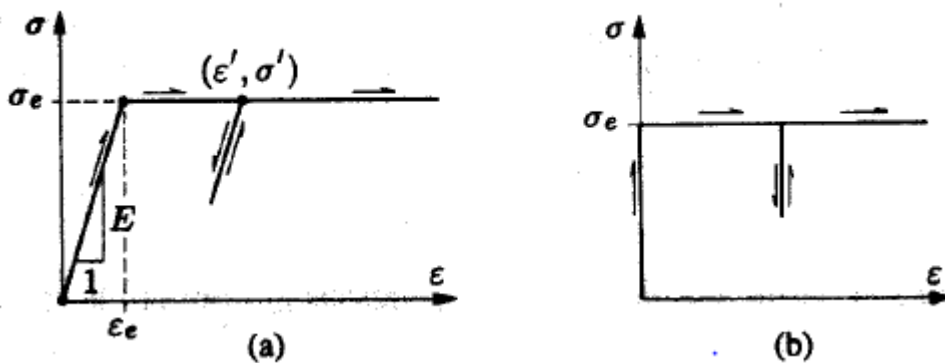


Figure V.3: Courbe dans un essai de traction.

➤ *Modèle élastoplastique:*



Modèles plastiques sans écrouissage : (a) élastique parfaitement plastique, (b) rigide parfaitement plastique.

$\sigma = E\epsilon$	$\text{si } \epsilon \leq \epsilon_e = \frac{\sigma_e}{E}$	(Hooke)
$\sigma = \sigma_e$	$\text{si } \epsilon > \epsilon_e$	(chargement)
$\sigma - \sigma' = E(\epsilon - \epsilon')$	$\text{si } \epsilon < \epsilon_e$	(déchargement)

Matériau à palier plastique important (acier), et calcul plastiques.

➤ **Modèle de Mohr-Coulomb:**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement ϕ , et l'angle de dilatance Ψ .

le comportement de Mohr coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Vu les bons résultats obtenus dans les calculs, il est caractérisé par le critère donné par la fonction de charge:

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_2| - (\sigma_1 + \sigma_2) \sin\phi - 2C \cos\phi \leq 0$$

- σ_1, σ_2 : Les contraintes principales.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par: $\tau = \sigma_n \tan\phi + c$.

τ et σ_n : sont respectivement les contraintes tangentielles de cisaillement et les contraintes normales.

La courbe intrinsèque est représentée sur la figure V.4.

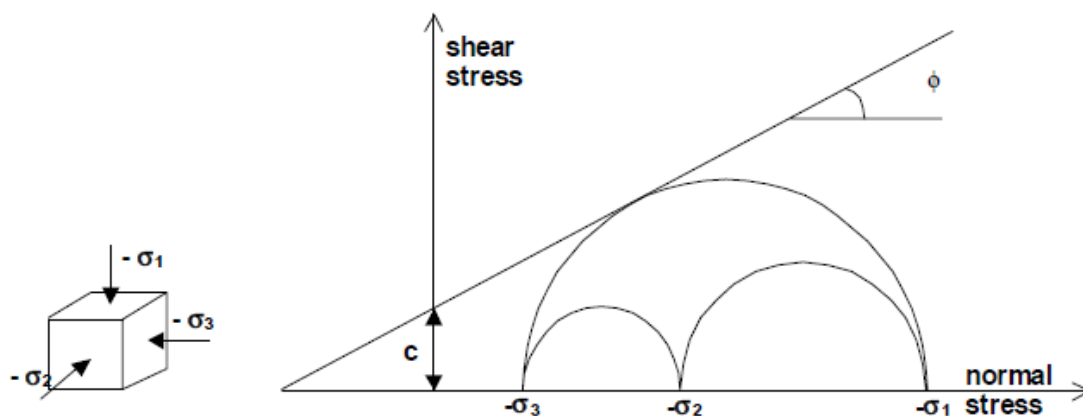


Figure V.4: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

La forme du critère est celle d'une pyramide construite autour de la trisectrice sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb. Voir la Figure V.5.

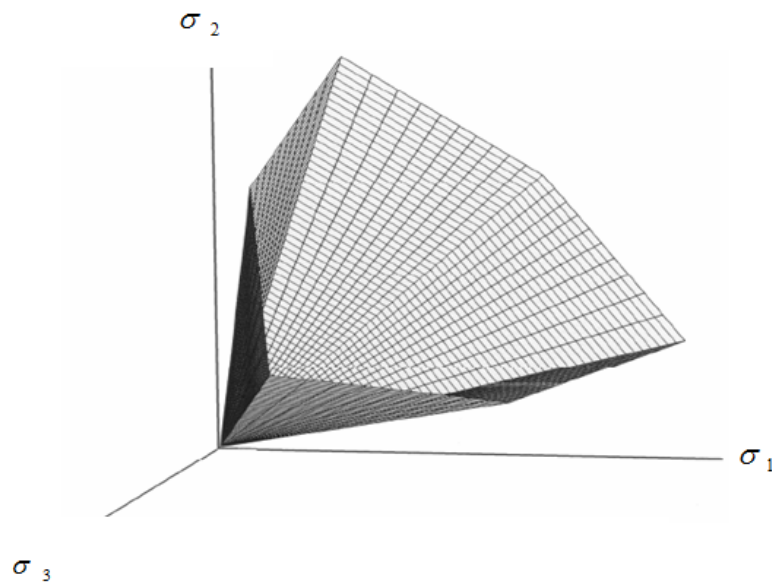


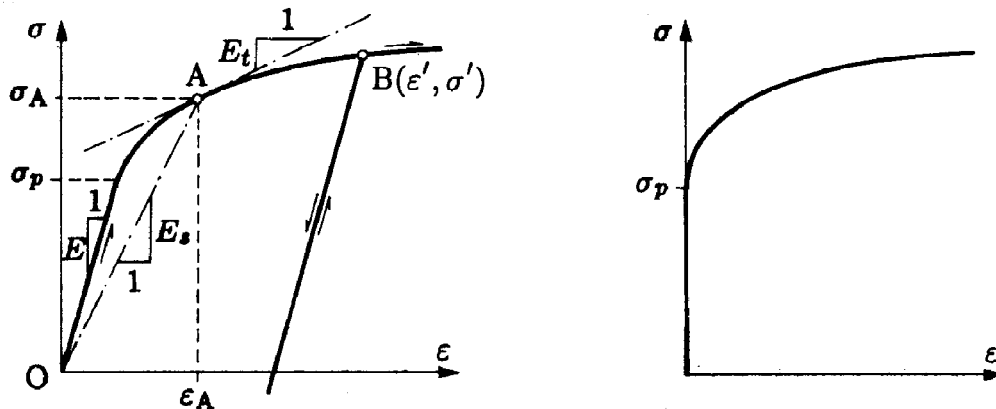
Figure V.5: Pyramide de Mohr-Coulomb.

➤ ***Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model):***

C'est un modèle élastoplastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

➤ ***Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) :***

C'est un modèle hyperbolique de type élastoplastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graviers, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.



$$\begin{array}{ll} \sigma = E\varepsilon & \text{si } \sigma \leq \sigma_p \quad (\text{Hooke}) \\ \sigma = \sigma_e & \text{si } \sigma > \sigma_{pe} \quad (\text{chargement}) \\ \sigma - \sigma' = E(\varepsilon - \varepsilon') & \text{si } \sigma < \sigma' \quad (\text{déchargement}) \end{array}$$

➤ **Modèle pour les sols mous (Soft Soil model):**

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

➤ **Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model):**

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

V.4: Les paramètres utilisés:

➤ **Le module d'Young (E)**

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement. Le Module d'Young E a la dimension d'une contrainte et se mesure généralement en [GPa]. Il représente la contrainte qu'il faudrait

appliquer pour obtenir une déformation unitaire soit doubler la longueur initiale. Aucun matériau ne répond linéairement à une telle contrainte.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} . Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} . Voir la figure V.6.

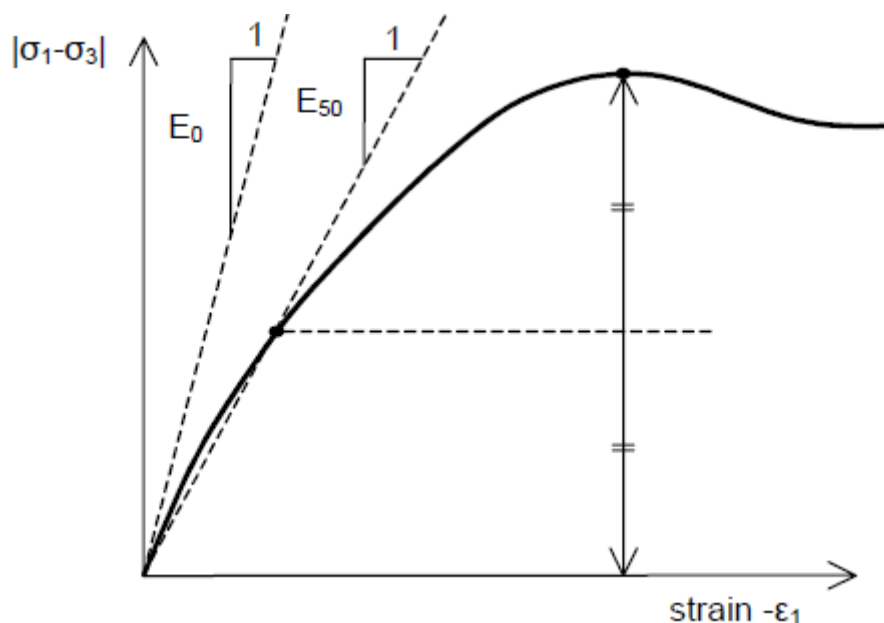


Figure V.6 : Définition de E_0 et de E_{50} .

➤ Le coefficient de Poisson (ν):

Le coefficient de Poisson ν est un nombre sans dimension compris dans l'intervalle $[0, 1/2]$. A l'exception des élastomères comme le caoutchouc dont le coefficient de Poisson, la plupart des matériaux isotropes continus ont un coefficient de Poisson compris dans l'intervalle $[0.25, 0.35]$.

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson. Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée.

Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le

cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire. Dans ces types de chargement, PLAXIS devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$.

Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1-\nu)$ pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour K_0 . Ainsi, ν est évalué par l'intermédiaire de K_0 .

En plus du module d'Young, PLAXIS permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement G , et le module oedométrique E_{oed} . Ces modules sont en relation avec le module de Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson ν .

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

Lorsque on définit l'un de ces paramètres, PLAXIS retient la valeur du coefficient de Poisson et calcule le module d'Young correspondant.

➤ **La cohésion (c):**

Il est préférable d'entrer une valeur faible de cohésion qui varie entre 0.1 et 0.2 KPa pour les sables de cohésion nul, même si le PLAXIS peut manipuler en désactivant certaines options, PLAXIS offre l'option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

➤ **L'angle de frottement (φ):**

L'angle de frottement φ (phi) est entré en degrés. On obtient parfois des angles de frottement élevés pour des sables denses.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés. L'angle de frottement à introduire est soit celui de pic ou de palier.

➤ *L'angle de dilatance (ψ)*

L'angle de dilatance ψ (psi), est donné en degrés. Il peut être fixé facilement par la règle:

$$\Psi = \varphi - 30 \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0 \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ$$

A decorative border resembling a scroll or ribbon, with a grey shaded area at the top right and bottom left corners, framing the central text.

*Chapitre VI : Calcul et
dimensionnement*

Application au cas d'un mur de soutènement en remblai renforcé par géogridle secugrid à parement gabion

VI.1: Description :

Le soutènement sera assuré par un massif renforcé par des géogridles .il sera implanté conformément à la coupe représentée sur la figure VI.1

VI.2 : Paramètres de sol et de charges :

Suites aux informations transmises par l'entreprise, les caractéristiques des différents matériaux pris en considérations pour l'étude de dimensionnement, sont reprises dans le tableau VI.1.

Sol	ϕ'	c'	γ
	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]
Matériau de remblaiement	25	10	20
Sol in situ (support et arrière)	20	30	22

Tableau VI.1 : Caractéristiques des sols des sections PK 2+900 et le PK 3+100

Pour l'étude de dimensionnement, une surcharge de 33.3 kN/m² au-dessus des remblais renforcés sur la partie d'exploitation de la route (Charge correspondante à un véhicule de 60 tonnes) est prise en compte et cela conformément à la norme allemande DIN 1072.

Pour la partie restante au-dessus des remblais nous avons considéré une surcharge de 5 kN/m².

Le projet étant situé sur une zone sismique (Zone VI.3 : sismicité élevée). Nous avons tenu compte d'un coefficient d'accélération horizontal de 0.15 x g et une accélération verticale de 0,09 x g.

VI.3 : Les géogridles :

Secugrid® 200/40 R6

Fabriquées par NAUE GmbH & Co. KG ont été dimensionnées pour une durée de service de 120 ans. Les caractéristiques techniques des Secugrid® en polyester PET (Géogridles rigides fabriquées à partir de barres monolithiques aux jonctions soudées) assurent une interaction optimale entre le sol et la géogridle. Les paramètres et les propriétés techniques des géogridles font partie intégrante de l'étude.

VI.4 : Prédimensionnement :

$H=14.5\text{m}$ (voir la figure VI.1)

$L=0.7h_m$ (Selon la norme NF P94-270)

$h_m= 16.43 \text{ m.}$

$S_v=1\text{m}$ (hauteurs des lits de renforcements)

On doit adopter une pente du parement (ou talus) au voisinage 70° .

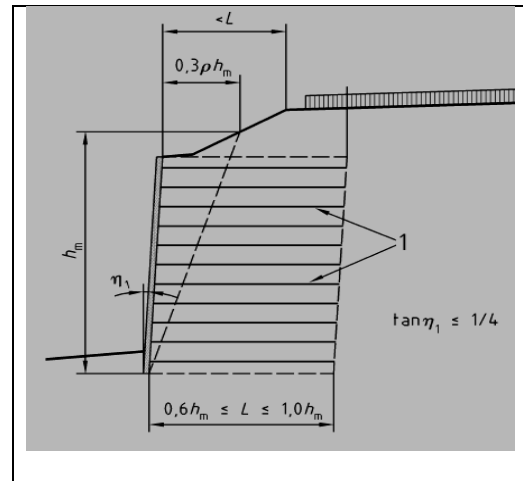
Sur le plan pratique, les pentes des talus sont définies suivant leur hauteur et leur largeur : 2/3, 1/1, 2/1

Ce rapport correspond à la tangente de l'angle formé par le talus avec l'horizontale.

Dans notre cas, on se fixe une pente du talus coté amont de β_1 égale à 45° soit 1 /1,

Et on fixe une inclinaison du mur à 75° .

Ce genre de soutènement au comportement souple, ne nécessite pas un ancrage dans un sol compacte de bonne portance. il sera ancré de 2 m dans la couche de sol marneux.

**VI.4.1 : Calcul de capacité portante du sol :** (selon la norme NF P94-270 et XP G38-064) :**VI.4 .1.1: A partir des essais de laboratoire :**

$$R_d = (q_u - q_0) / F + q_0$$

$$q_u = 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + q \cdot N_q$$

Application :

On a:

$$C=30[\text{kN/m}^2], \gamma=22 [\text{kN/m}^3], \phi' = 20^\circ$$

$$q_u = 972 \text{ KN/m}^2$$

$$R_d = 353 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d = 3.53 \text{ bars}$$

VI.4.1.2 : A partir des résultats du pénétromètre dynamique :

Selon la relation de Meyerhoff :

$$Q_{adm} = R_p / F = 2.40 \text{ bars}$$

Avec :

R_p : résistances de pointe minimale.

F : facteur de portance.

Les résultats des essais sont illustrés dans l'annexe.

Pour démontrer que la capacité portante du terrain de fondation d'un ouvrage en sol renforcé est suffisante, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$V_d \leq R_d$$

Ou :

- V_d : est la valeur de calcul de la totalité du poids des terres et des charges situées à l'aplomb de l'emprise du massif renforcé ;
- R_d : est la valeur de calcul de la résistance (portance) ultime du terrain de fondation.

$$V_d = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 145 \cdot 22 + 1.5 \cdot 5 \cdot 11.5 = 4\,392.75 \text{ kN.}$$

$$V_d / (B_e \cdot L) = 1.91 \text{ bars}$$

Avec:

$$B_e = B + H \tan \eta_2 \text{ (emprise de l'ouvrage voir la figure suivante)}$$

$$B_e = 26 \text{ m.}$$

$1.91 < 3.51$ donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

VI.4.2 : Stabilité externe du massif :

VI.4.2.1 : Glissement :

Détermination du coefficient de poussée K_a :

$$K_a = \tan^2(45 - \Phi/2) = 0.405$$

$$F = \sum \text{forces résistantes} / \sum \text{forces motrices}$$

Force résistante : (poids du massif, G+ surcharge ,Q) * μ

$$145 \text{ m}^3 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 + 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 11.5 \text{ m}^2 = 2\,957.5 \text{ kN}$$

μ : coefficient de frottement sol / géogridde : 0.9

$$2\,957.5 \cdot 0.9 = 2\,661.75 \text{ kN}$$

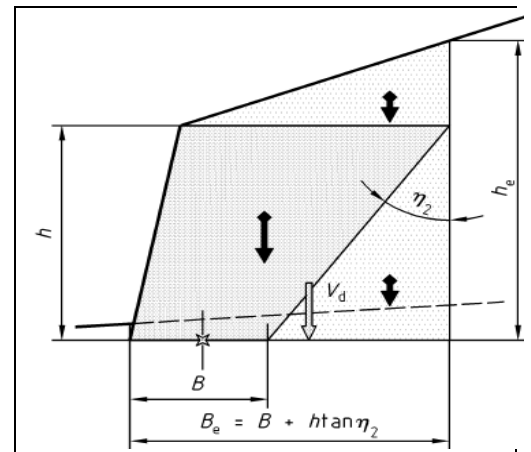
Force motrices:
$$\sum T_i + Q_i$$

Somme des forces de traction dans chaque nappe.

T_i : force de poussée due au poids propre

Q_i : force de poussée due à la surcharge

D'après la norme NF P 94-270 les coefficients de majorations d'actions sont :



- Poussée due au sol : 1.20.
- Poussée due à la surcharge : 1.33.

Forces motrices : $1.20 \sum T_i + 1.33 Q_i$

$$0.5 \cdot 20 \cdot 14.5^2 \cdot 0.405 \cdot 1.20 + 0.405 \cdot 5 \cdot 14.5 \cdot 1.33 = 1\,162.17 \text{ kN}$$

$$F = 2\,661.75 / 1\,029.62 = 2.58$$

$F \geq 1.5$ la condition de non glissement est vérifiée conformément à la norme NF P94-270.

VI.4.2.2 : Renversement :

$F = \frac{\sum \text{moment résistants}}{\sum \text{moments moteurs}}$

(Poids du massif, G+surcharge, Q)

$$145 \text{ m}^3 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 + 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 11.5 = 2\,957.5 \text{ kN.}$$

Moment résistant : (poids du massif +surcharge)*L

$$2\,957.5 \text{ kN} \cdot 11.23 \text{ m} = 33\,212.725 \text{ kN.m.}$$

Moment moteur : Poussée T*H1+Poussée Q*H2

D'après la norme NF 94-270, les coefficients de majoration d'actions sont :

- Poussée due au sol : 1.20.
- Poussée due à la surcharge : 1.33.

Majoration des forces motrices : T (1.20), Q (1.33).

$$1.20 \cdot 851.51 \cdot 14.5/3 + 1.33 \cdot 29.36 \cdot 14.5/2 = 5\,221.86 \text{ KN.}$$

$$F = 33\,212.725 / 5\,221.86 = 6.36.$$

$F \geq 2$ la condition de non renversement est vérifiée conformément à la norme NF P94-270.

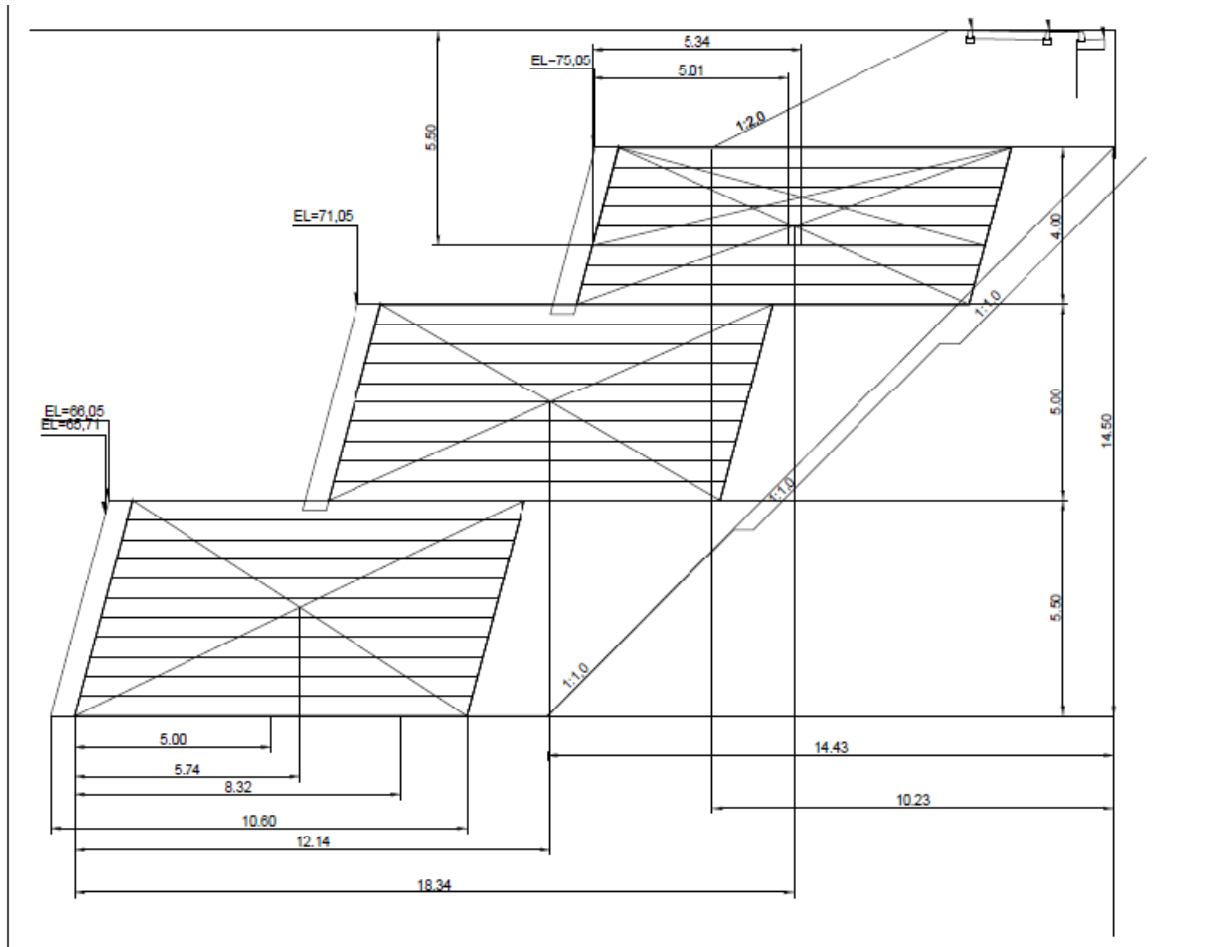


Figure VI.1 : Les différentes distances présent en compte dans les calculs de stabilité du massif renforcé.

VI.4.3 : Stabilité interne du massif :

La procédure consiste à définir la géométrie de la ligne des tractions maximales, puis à déterminer au niveau de chaque lit de renforcement, les valeurs de calcul de l'effort de traction maximal $T_{max;d}$ et de l'effort de traction au point d'accrochage au parement $T_{par;d}$.

Pour démontrer qu'un lit de renforcement supportera l'effort de traction de calcul avec la sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture ou d'un allongement excessif, on doit vérifier que les inégalités suivantes sont satisfaites pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

- Au point de traction maximale : $T_{max;d} \leq T_{tc;d}$.

$T_{max;d}$: l'effort de traction maximal du lit de renforcement.

$T_{tc;d}$: résistance ultime de traction du lit de renforcement.

- A l'attache au parement : $T_{par;d} \leq R_{ta;d}$.

$T_{par;d}$: l'effort de traction au point où le lit de renforcement est attaché au parement.

$R_{ta;d}$: résistance ultime de traction du lit de renforcement en ce point d'attache .

VI.4.3.1 : Effort maximaux de traction dans les nappes de géogrilles :

La méthode pratique pour dimensionner un massif renforcé par géogrilles est exposée dans le bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées (Ph. DELMAS et J.P GOURC.1986).

Le principe de dimensionnement s'accorde sur les points suivants :

- Le calcul des tensions dans les géogrilles se fait en supposant une répartition triangulaire de la poussée le long de la ligne de tensions maximales en prenant en considération un coefficient de poussée K_a .
- La plupart des auteurs s'accordent à considérer que la surface des tensions maximales ou plan de glissement est incliné de $(45-\Phi/2)$ par rapport à l'assise du massif avec Φ l'angle de frottement interne du matériau du massif .les lits de géogrilles doivent être ancrés dans la zone passive et la zone active pour mobiliser la résistance à la traction.
- La répartition de l'effort global au niveau de chaque lit de renforcement est alors réalisée en supposant que chaque nappe reprend la poussée déterminée par $(h=K_a * \sigma_v)$ Pour les demi-épaisseurs de couche inférieure et supérieure.

L'effort de traction maximale dans le lit de renforcement est donné par la formule

suivante :
$$T_{\max;d} = K_a \sigma_v S_v$$

Ou :

- S_v : est l'espacement vertical des lits de renforcement.
- K_a : coefficient de poussée active des terres.
- A : aire de l'armature dans la zone passive.
- σ_v : contrainte verticale moyenne au niveau de la nappe de géogrille.

Application :

Les caractéristiques physico mécanique du remblai sont :

$$\gamma=20 \text{ KN/m}^3 ; C=10 \text{ KN/m}^3 ; \Phi=25^\circ$$

$$K_a=0.405.$$

$$\sigma_v = \gamma * h + q = 20 * 14.5 + 5 = 295 \text{ kN}$$

$$T_j^{\max} = K_a * \sigma_v * S_v = 0.405 * 295 * 1 = 119.475 \text{ kN}$$

VI.4.3 .2 : Non ruptures des géosynthétiques :

Dans le cadre de cette vérification, on se base sur le cas de la nappe la plus sollicitée, dans notre cas c'est la nappe (N11).

Coefficient partiels sur les géosynthétique suivant la norme NF P94 270

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \left(\Gamma_{flu} * \Gamma_{vieil} * \Gamma_{instal} * \Gamma_{con} * \gamma_{M.t} \right)$$

$R_{t,k}$: est la résistance en traction « à court terme » caractéristique du produit ;

$R_{t,d}$: est la valeur de calcul de résistance ultime de traction à considérer dans la justification de la stabilité mixte ;

$\gamma_{M.t}$: est le facteur partiel de matériau, pris égal à 1.25 ;

Γ_{flu} : est le coefficient de réduction lié au comportement en fonction du temps des géosynthétiques. L'application de ce coefficient permet, pour la durée d'utilisation de l'ouvrage, de considérer l'influence du fluage sur la résistance en traction des renforcements géosynthétiques et limiter les déformations de l'ouvrage (voir le tableau 20) ;

Γ_{vieil} : est le coefficient de réduction lié au vieillissement des produits géosynthétiques, (voir le tableau20) ;

Γ_{instal} : est le coefficient de réduction correspondant à l'endommagement des renforcements géosynthétiques produit par leur installation et le compactage des remblais (voir le tableau20).

Secugrid® R6 et Q6 (PET)						
Γ_{flu} 1,2 [-]	Γ_{instal} 1,3 [-]		Γ_{vieil} 1,4 [-]	1, 5,6 [-]		
	d_{max} < 32 mm	d_{max} < 63 mm		Valeurs de pH		
				pH 2.0 - pH 4.0	pH 4.1 - pH 8.9	pH 9.0 - pH 12.5
1.36	1.05	1.1	1.0	1.1	1.0	1.18

Tableau VI.2 : Facteurs de sécurité des géogrille en polyester Secugrid® (fluage, dommage d'installation, effets de l'environnement).

Applications :

➤ Condition statique :

Secugrid® 200/40 R6: $R_{t;d} = 200 \text{ kN/m} / (1,36 * 1,05 * 1,0 * 1,0 * 1,4) = \mathbf{100 \text{ kN/m}}$

Secugrid® 120/40 R6: $R_{t;d} = 120 \text{ kN/m} / (1,36 * 1,05 * 1,0 * 1,0 * 1,4) = \mathbf{60 \text{ kN/m}}$

Secugrid® 80/20 R6: $R_{t;d} = 80 \text{ kN/m} / (1,36 * 1,05 * 1,0 * 1,0 * 1,4) = \mathbf{40 \text{ kN/m}}$

➤ Conditions sismiques :

Secugrid® 200/40 R6: $R_{t;d} = 200 \text{ kN/m} / (1,36 * 1,05 * 1,0 * 1,0 * 1,2) = \mathbf{116,7 \text{ kN/m}}$

Secugrid® 120/40 R6: $R_{t;d} = 120 \text{ kN/m} / (1,36 * 1,05 * 1,0 * 1,0 * 1,2) = \mathbf{70 \text{ kN/m}}$.

Secugrid® 80/20 R6: $R_{t;d} = 80 \text{ kN/m} / (1,36 * 1,05 * 1,0 * 1,0 * 1,2) = \mathbf{46,7 \text{ kN/m}}$.

Dans notre cas de projet c'est les géogrilles Secugrid® 200/40 R6 que nous allons utiliser pour le renforcement du massif.

NB : dans ce qui suit nous allons calculer la traction maximale $T_{max;d}$ au niveau du lit de renforcement le plus sollicité, à une profondeur z (comme illustrer dans la figure).

Et cela suivant la norme NF P94 270.

$$T_{max} = \sigma_{h;d} * S_v$$

$$\sigma_{h;d} = k \sigma_{v;d} + \sigma_{hq;d}$$

$$\sigma_{v;d} = (R_{v;d(z)}/L(z)) + \sigma_{vq;d(z)}$$

Calcul de K :

- si $z \leq z_0$:

$$\Rightarrow K(z) = \Omega_1 * K_a * [1.6 * (1 - \frac{z}{z_0}) + \frac{z}{z_0}]$$

- si $z > z_0$:

$$\Rightarrow K(z) = \Omega_1 * K_a$$

Avec : $z_0 = 6m$.

$$\Omega_1 = 1.$$

$$K_a = 0.405.$$

Dans notre cas : $z = 5.50 \Rightarrow K(z) = 0.425$.

$$\sigma_{hq;d} = 0 \text{ kN}.$$

Application :

$$R_{v;d(z)} = \gamma * z + q = 20 * 5.5 + 5 = 115 \text{ kN}.$$

$$\sigma_{vq;d(z)} = 0.5 * K * \gamma * z^2 + K * q * z = 140.25 \text{ kN}.$$

$$\sigma_{v;d} = 150.25 \text{ kN}.$$

$$\sigma_{h;d} = 63.85 \text{ kN}.$$

$$T_{\max} = 63.85 \text{ KN}.$$

VI.4.3 .2 : Calcul des efforts au point d'attache au parement $T_{Par;d}$:

L'effort de traction au parement dans le lit de renforcement est égale :

$$T_{par,d(z)} = (k\alpha\sigma_{v;d(z)} + \sigma_{hq,d(z)})s_v$$

Ou :

α dépend de la flexibilité du système de parement (au sens de la norme NF EN 14475) et de la position de la ligne des tractions maximales. La valeur qui lui est attribuée, de façon conservatrice, varie suivant la profondeur de α_0 à 1.0 .Comme c'est défini par la Figure :

- $\alpha_0 = 0,75$ pour les systèmes de parement flexibles.
- $\alpha_0 = 0,85$ pour les systèmes de parement semi-flexibles.
- $\alpha_0 = 1,00$ pour les systèmes de parement rigides.

Applications :

$$K=0.425.$$

$$\alpha_0 = 0,85.$$

$$\sigma_{v;d}=150.25 \text{ kN}.$$

$$\sigma_{hq;d}=0 \text{ kN}.$$

$$S_v=1.$$

$$T_{\text{par};d(z)}= 54.27 \text{ KN}.$$

VI.4.3.3 : Resistance à l'arrachement :

L'équilibre local de chaque nappe est vérifié vis-à-vis de l'équilibre de l'ancrage sous l'effet des efforts d'arrachement.

Le calcul de la résistance d'ancrage est conditionné par la valeur de la contrainte verticale σ_v sur la longueur ancrée dans la partie passive du massif.

La longueur à prendre en compte dans la vérification de la résistance à l'arrachement est toute la longueur des nappes qui est constante sur toute la hauteur.

Il revient donc à vérifier cette condition pour la nappe la plus tendue.

Si le cas est concluant, toutes les autres nappes (moins sollicitées) sont admises.

L'effort d'arrachement limite sol géogrille donné par la formule suivante :

$$T_{al} = 2.A. \sigma_v. \text{tg}\varphi_{gs}$$

φ_{gs} : angle de frottement sol – géogrille.

K : coefficient de corrélation qui prend généralement la valeur $K=0.8$.

$$\varphi : \text{angle de frottement interne du sol} = (45 - \varphi/2) = 32.5.$$

Le frottement limite à la rupture entre le sol et le géogrille est donné par :

$$\text{tg}\varphi_{gs} = k \text{tg}\varphi_{\text{sol}} = 0.80 \text{tg} 32.5 = 0.448.$$

$$T_{al} = 2 * 11.5 * 0.448 * 295 = 3039.68 \text{ KN}.$$

L'effort de traction dans la nappe la plus tendue étant déterminé précédemment égale à 63.85 KN.

$$F = 3039.68 / 63.85 = 47.60.$$

$$F \geq 1.5$$

Donc la résistance à l'arrachement est vérifiée conformément à la norme NF P94-270.

VI.5 : Simulation avec le code Plaxis:

Le logiciel Plaxis permet de modéliser le comportement des géomatériaux ou bien les géogrilles. Les modélisations ont supposé un comportement elastoplastique répondant au modèle de Mohr-Coulomb, modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols, en particulier dans l'étude de la stabilité des pentes.

VI.5.1 : Données par interfaces:

- Les données géométriques sont introduites directement par coordonnées x et y lors de la construction du modèle.
- Les données relatives interfaces du sol et du remblai du massif.
- Les données relatives aux géotextiles. (voir la fiche technique secugrid 200/40 R6) fabriqué par la société NAUE.

Résistance a la traction T_{max}200 kN/m.

Déformation à l'effort de traction.....8%.

Epaisseur.....2.5mm.

$E \cdot A = (200/0.08) \cdot 2.5 = 6250 \text{ kN/m}$.

VI.6 : Etude et simulation sur plaxis :

VI.6.1 : Etude statique:

VI.6.1.1 : Caractéristique du massif renforcé :

Remblais:

Mohr-Coulomb - remblai

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification:

Material model:

Material type:

General properties

γ_{unsat} kN/m³

γ_{sat} kN/m³

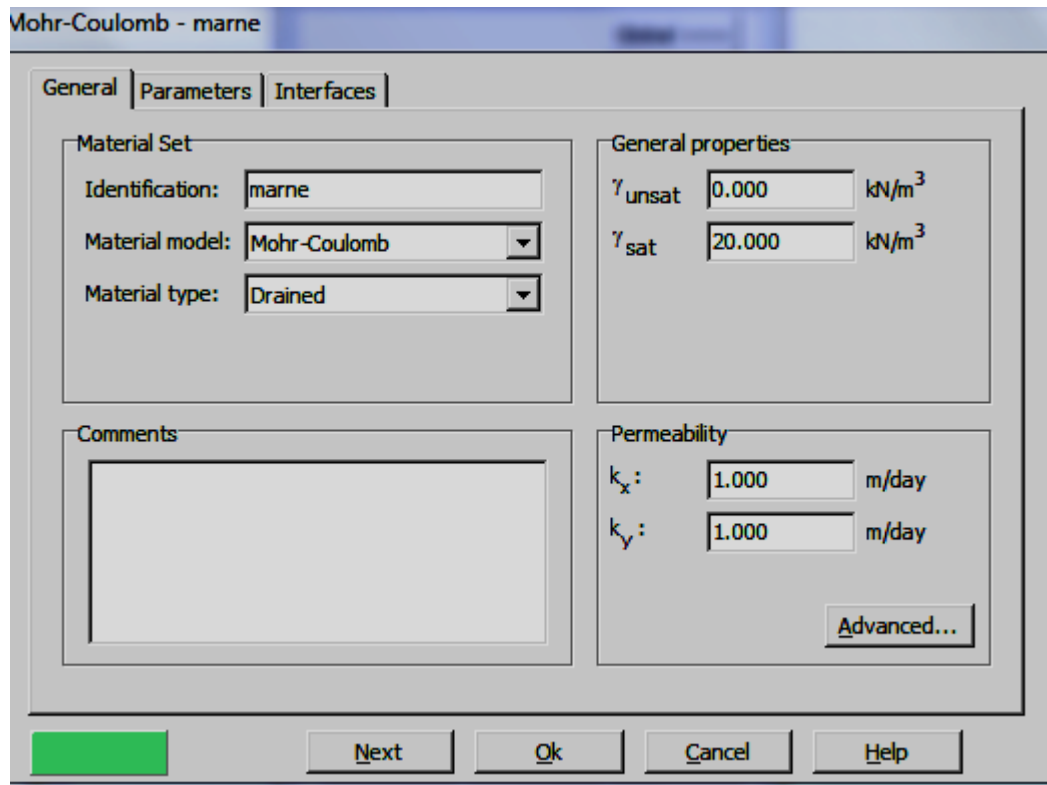
Comments

Permeability

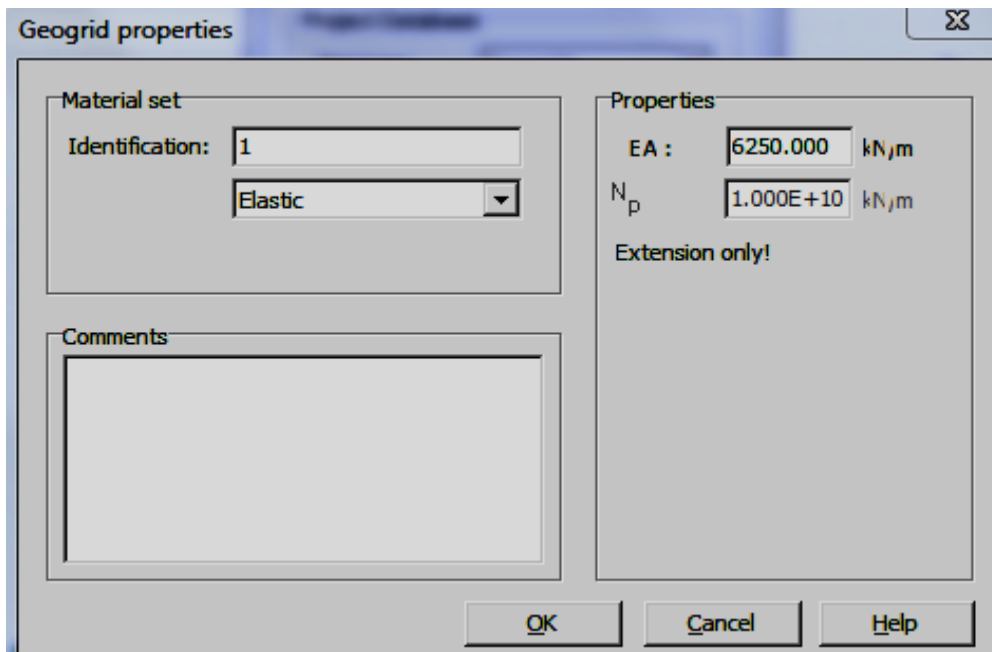
k_x : m/day

k_y : m/day

Marne:



Géogrilles:



VI.6.1.2 : Distribution des charges:

Distributed load - static load system A

Geometry point 1	Geometry point 2
X-Value : 0.000 kN/m ²	X-Value : 0.000 kN/m ²
Y-Value : -5.000 kN/m ²	Y-Value : -5.000 kN/m ²

Perpendicular

OK Cancel Help

Distributed load - static load system A

Geometry point 2	Geometry point 3
X-Value : 0.000 kN/m ²	X-Value : 0.000 kN/m ²
Y-Value : -33.300 kN/m ²	Y-Value : -33.300 kN/m ²

Perpendicular

OK Cancel Help

Distributed load - static load system A

Geometry point 4	Geometry point 3
X-Value : 0.000 kN/m ²	X-Value : 0.000 kN/m ²
Y-Value : -5.000 kN/m ²	Y-Value : -5.000 kN/m ²

Perpendicular

OK Cancel Help

- Note 1: Pas de nappe d'eau prise en compte dans le calcul (mais le drainage à prévoir dans le massif).
- Note 2 : La surcharge est prise en compte 33.3 kN/m² (suivant la norme allemand DIN1072) et une surcharge de 5 kN/m².

VI.6.1.3 : Analyse des résultats:

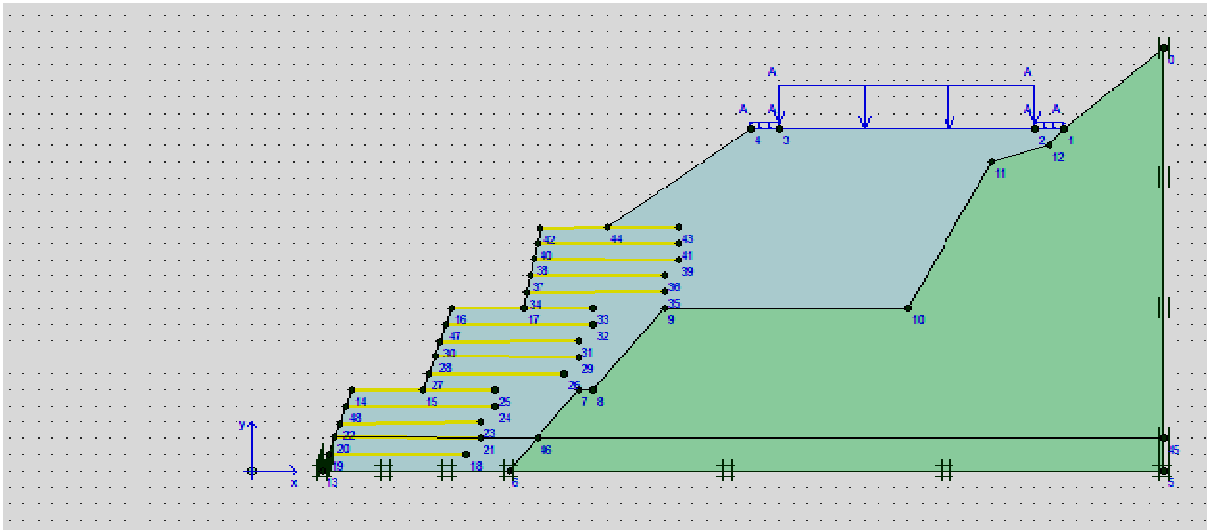


Figure VI.2: Donnée geometrique et chargement.

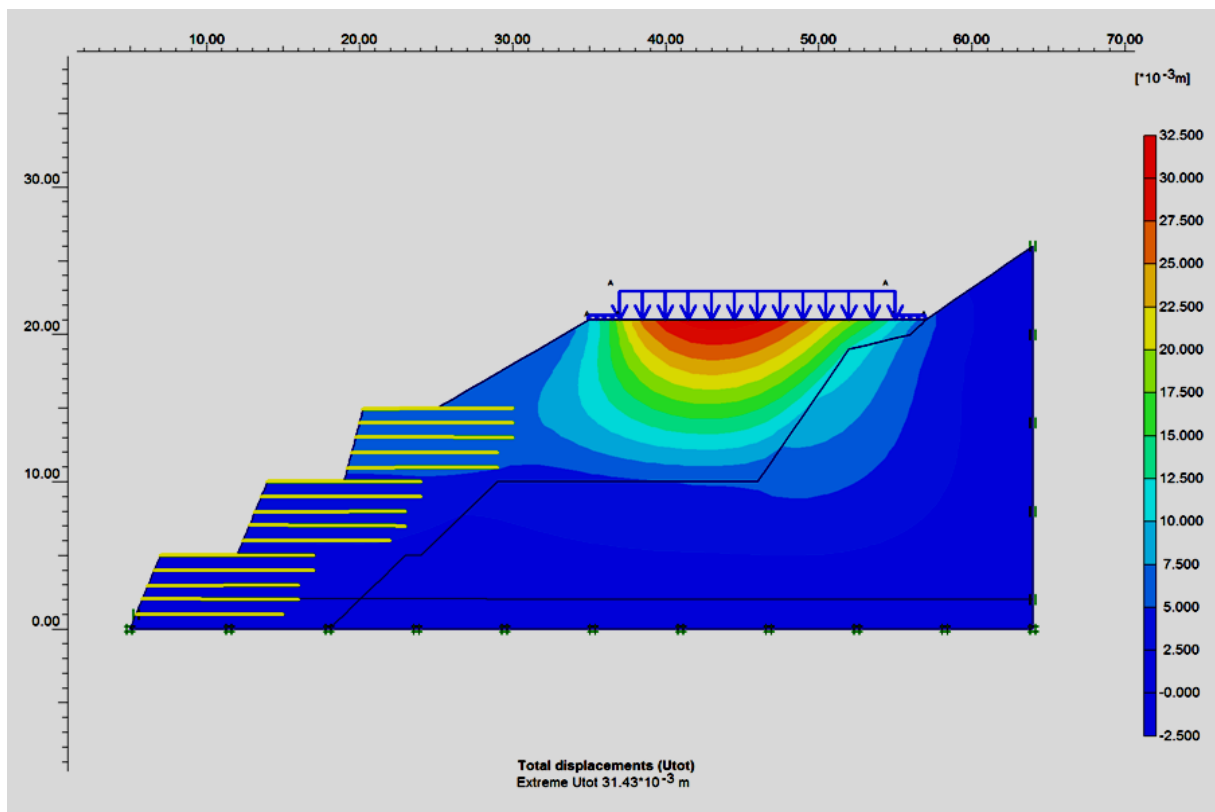


Figure VI.3: Déplacement total $U_{tot}=31.43 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

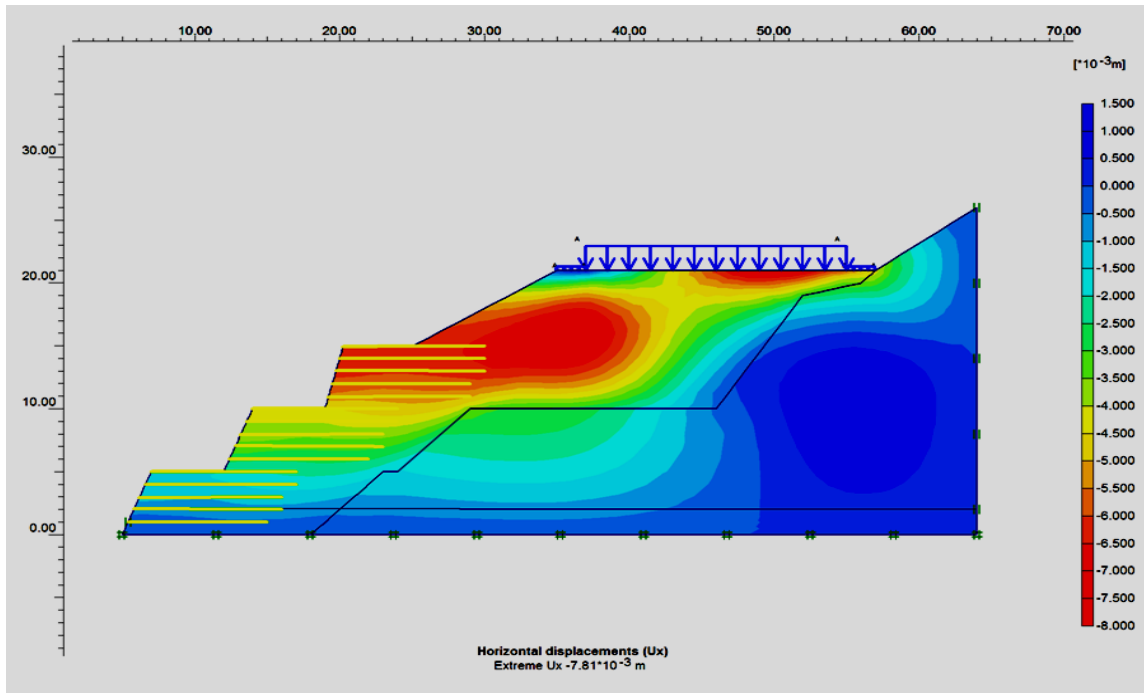


Figure VI.4: Déplacement horizontal $U_x = 7.81 \cdot 10^{-3}$ m.

- Le déplacement le plus important, dans le massif est enregistré au niveau des nappes supérieur, il est de $7.81 \cdot 10^{-3}$ m, soit de 8 mm.

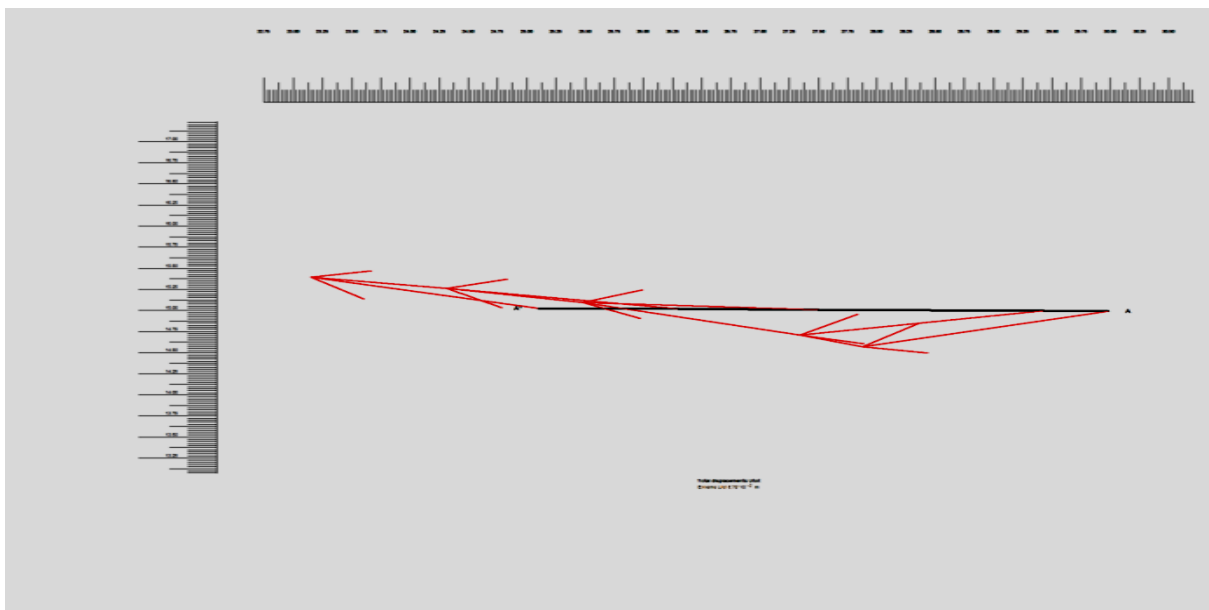


Figure VI.5: Nappe n°:11 ($U = 7.80 \cdot 10^{-3}$ m).

- Le déplacement est compatible avec le fonctionnement du massif.
- Le manuel d'ingénierie des fondations de la société canadienne de géotechnique fixe la limite de déformation des massifs à $H/75$. Soit dans notre cas à $H/75 = 193$ mm.
- L'allongement de $7.80 \cdot 10^{-3}$ mm ne représentent que 0.0030% de la longueur des nappes 11.5 m. La géogrilles conserve une grande réserve de déformation.

- L'allongement des nappes diminue en fonction de la profondeur.(de haut vers le bas)

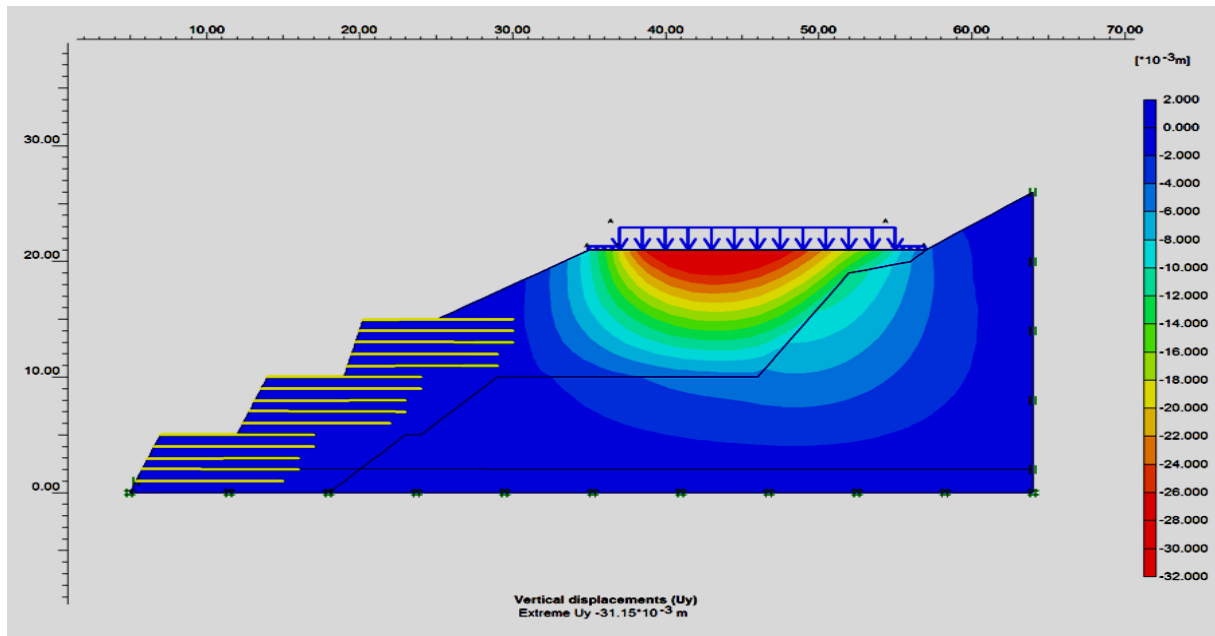


Figure VI.6: Déplacement vertical $U_y=31.15 \cdot 10^{-3} \text{m}$

- Le tassement du sol est de 31.15mm, soit de 3.115cm, Le tassement permis généralement pour la route étant de 10 cm, le résultat semble stable.

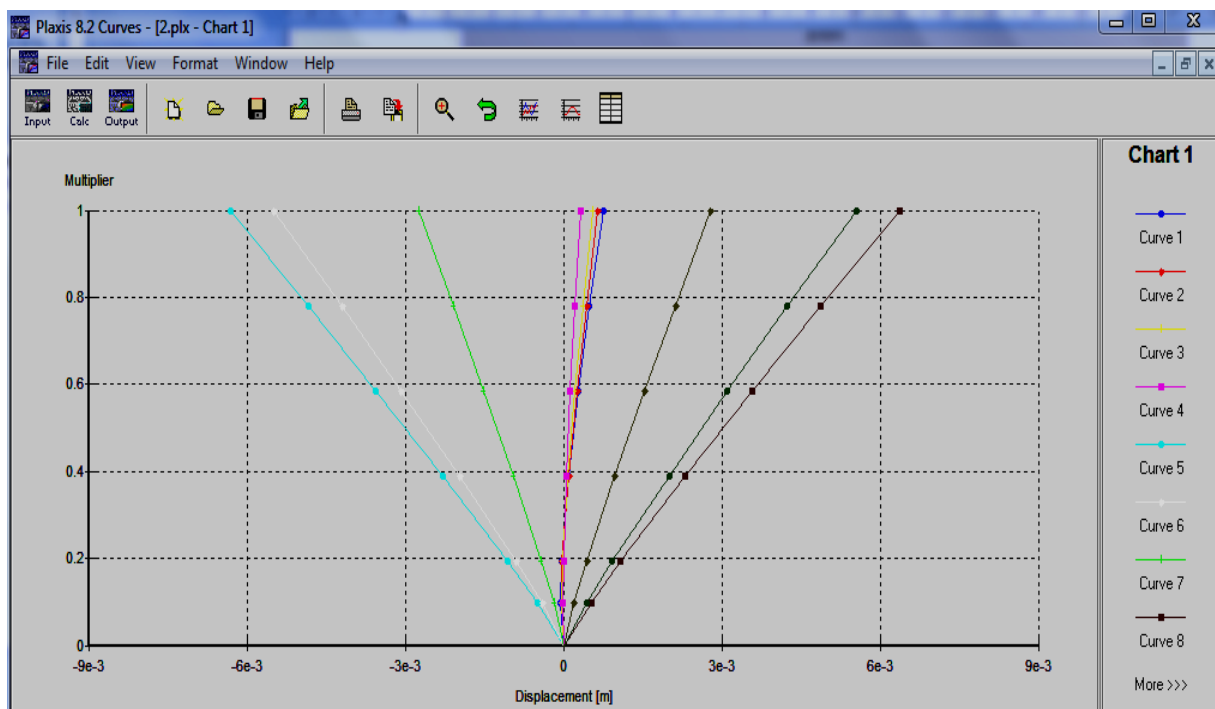


Figure VI.7: Influence de la surcharge sur le remblai.

- L'application de la surcharge sur le terrain, on constate la diminution des différents déplacements (horizontal, vertical, total) d'un point à un autre et cela de haut en bas.
 - U_x : curve 5, curve 6, curve 7.

- U_y : curve 1, curve 2, curve 3, curve 4.
- U_{tot} : curve 8, curve 9, curve 10.

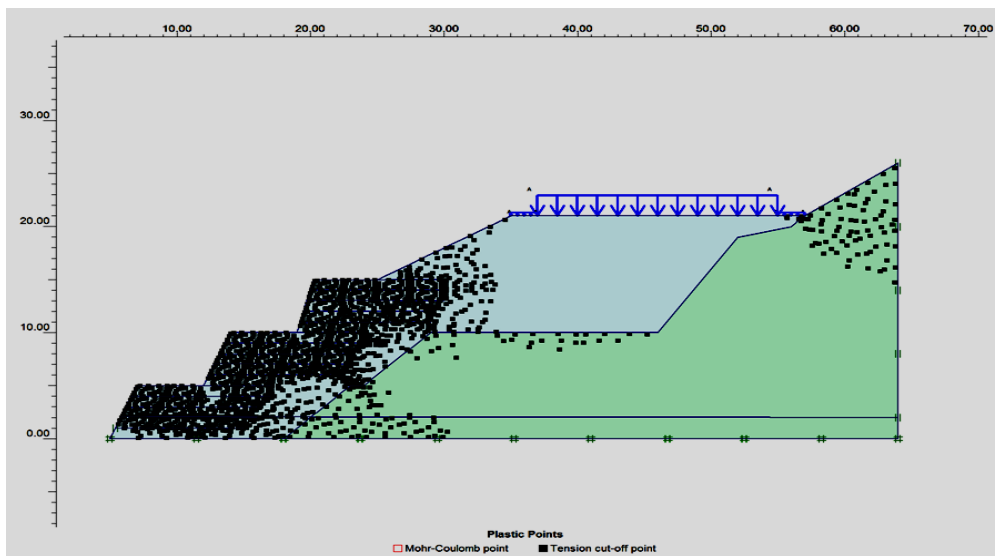


Figure VI.8: Les points plastiques.

VI.6. 2 : Etude dynamique:

VI.6. 2.1 : Massif soumis à l'action sismique:

Le programme Plaxis permet d'étudier un problème dynamique en spécifiant le système de chargement qu'on a choisit pour représenter l'action dynamique.

La charge dynamique est appliquée le long du substratum. Cette action peut être représentée par une force, vitesse, ou par une accélération variable en fonction de temps. Dans le programme de calcul on peut attribuer la charge dynamique de plusieurs façons harmoniques ou arbitraires, comme expliqué si dessous:

Chargement harmonique:

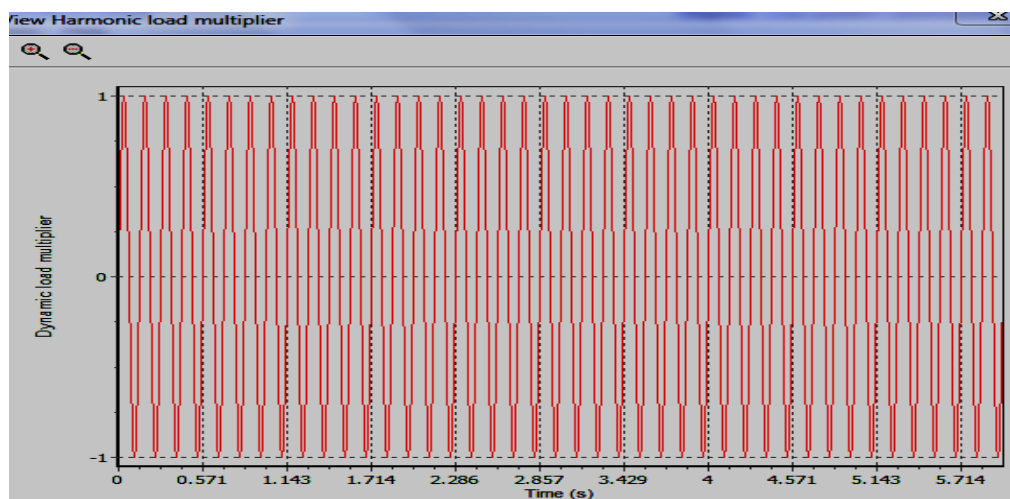


Figure VI.9: Chargement harmonique.

$$F = \sin(6 \pi t).$$

Comme on peut modifier les caractéristiques du mouvement de vibrations.

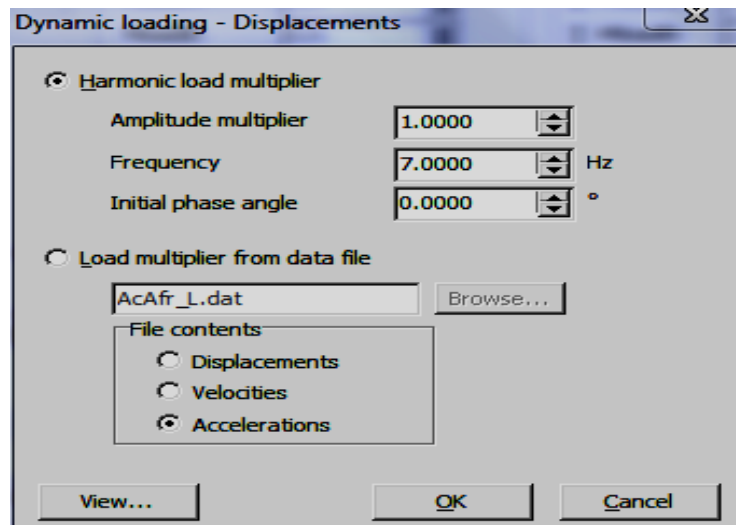
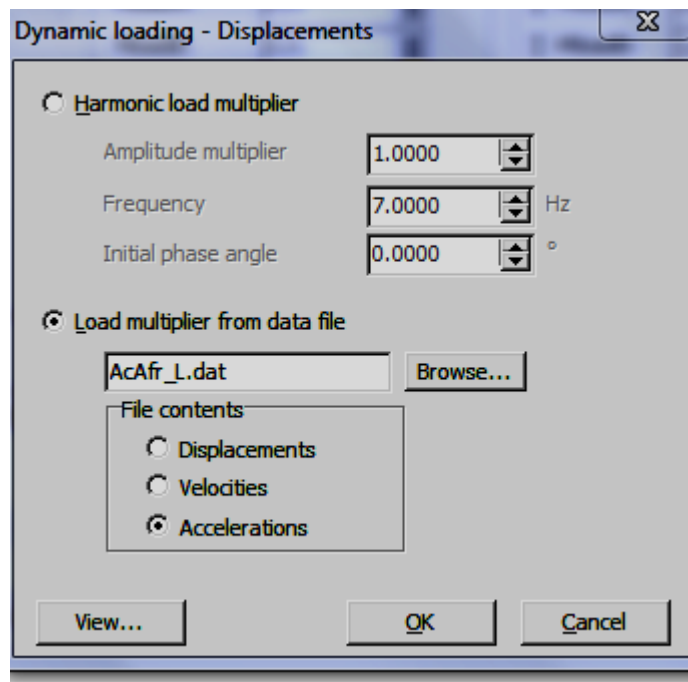


Figure VI.10 : fenêtre de commande d'une excitation harmonique.

Chargement arbitraire:

Plaxis donne la possibilité de simuler n'importe quel séisme par l'utilisation du fichier (acceleros). Ce fichier porte les informations sur les seisme ou des vibrations (date, site, amplitude, fréquence, magnitude,...).



Cas N°01:

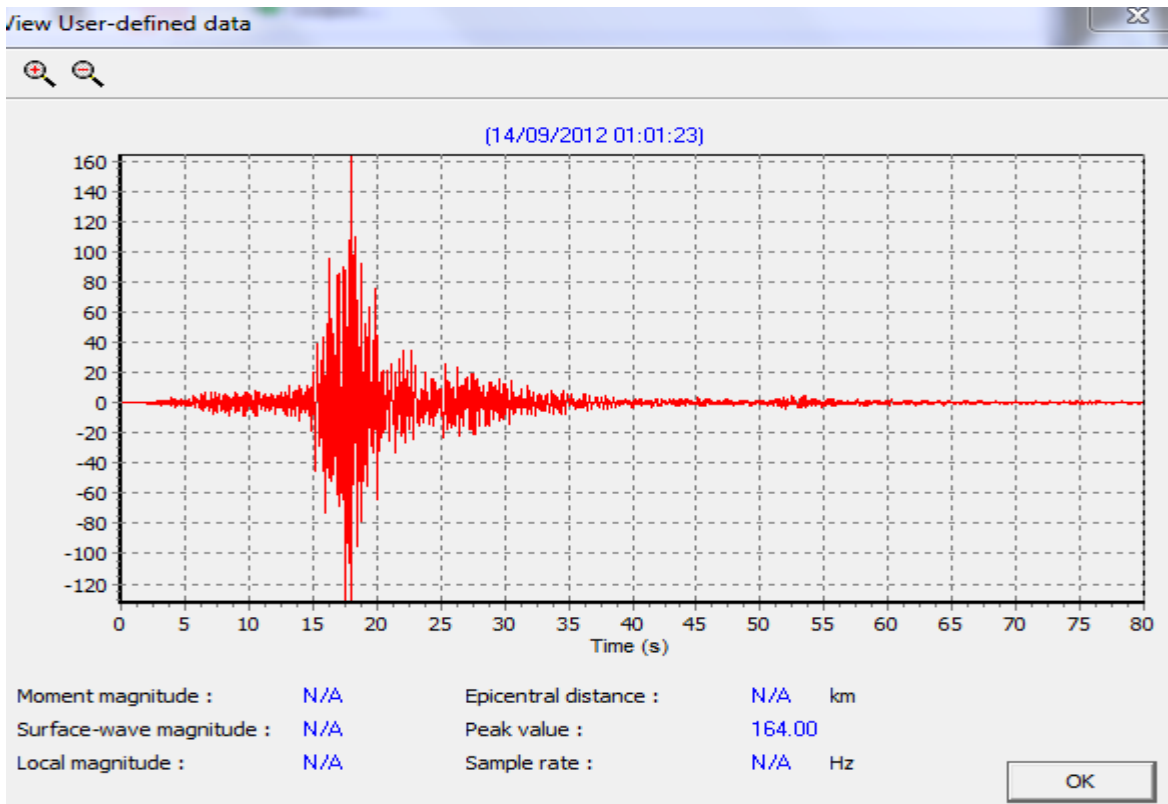


Figure VI.11: Accélérogramme . (Dar el Beida).

- Cet accélérogramme représente les caractéristiques de la région de Dar el Beida.

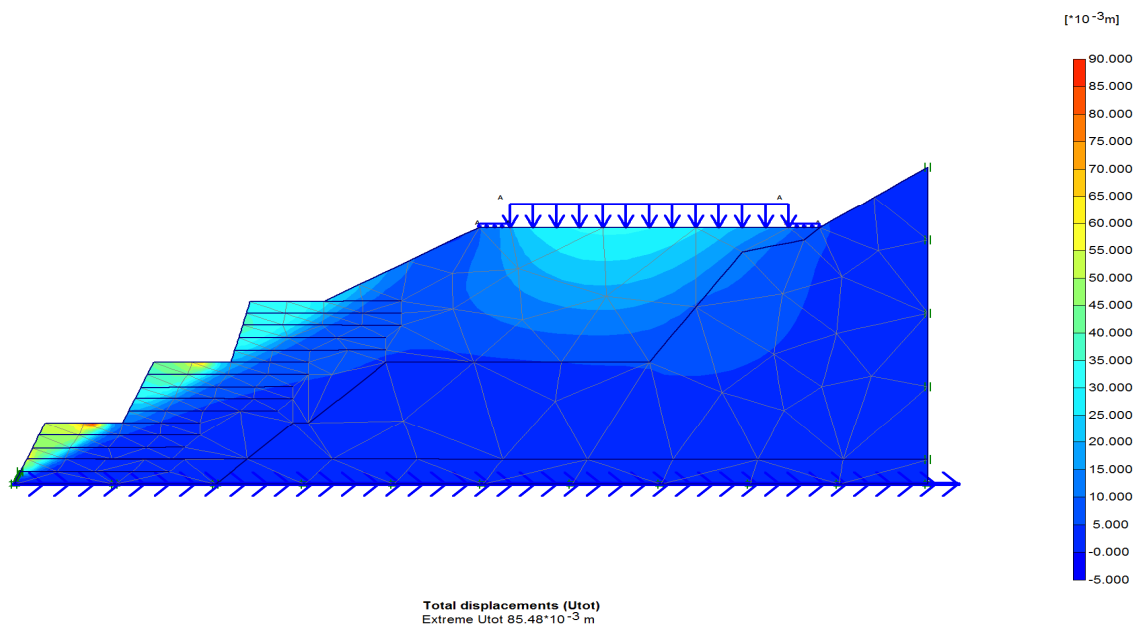


Figure VI.12 : déplacement total $U_{tot}=85.48\text{mm}$.

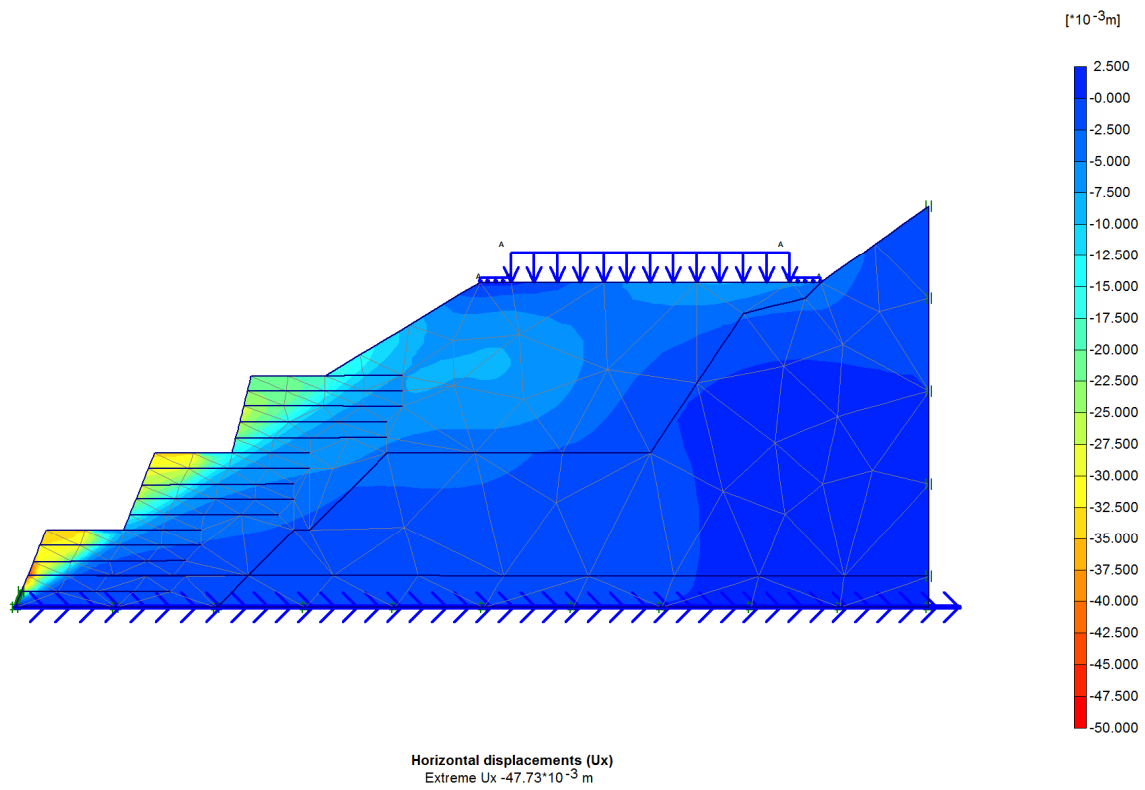


Figure VI.13: déplacement horizontal $U_x=47.73$ mm.

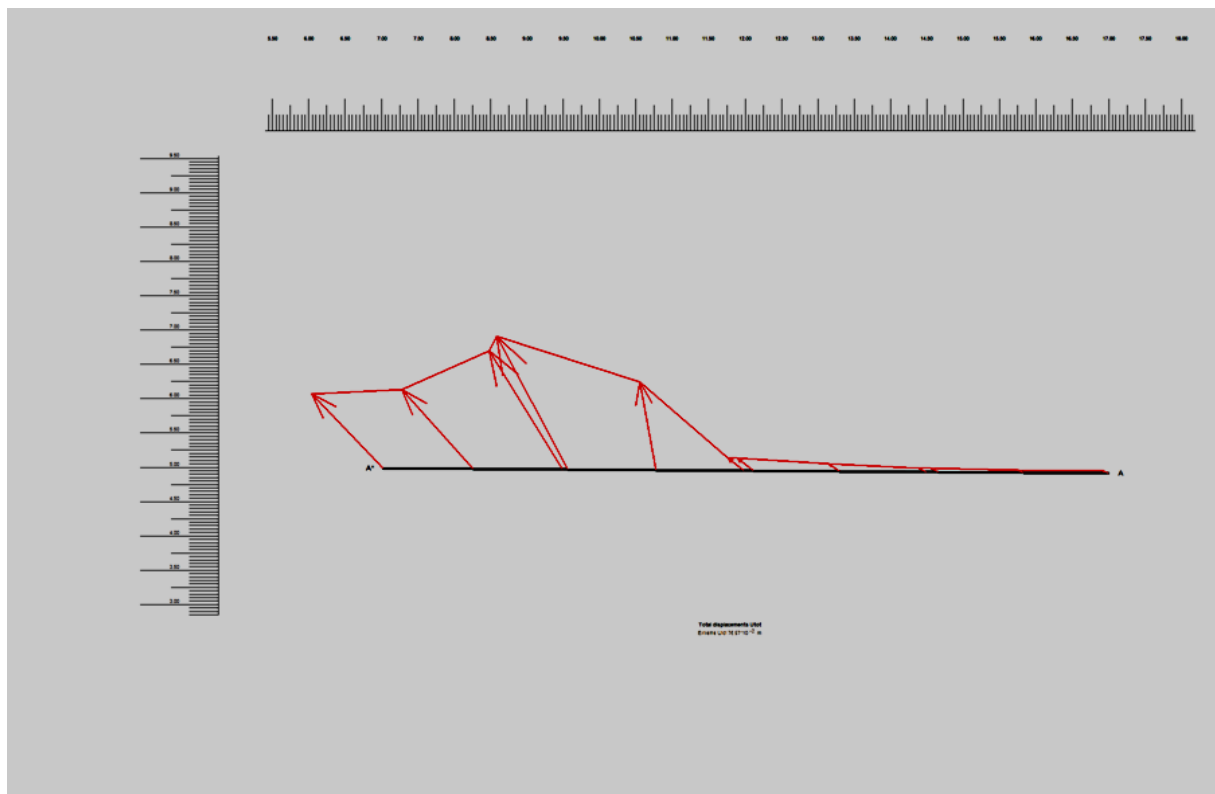


Figure VI.14 : déplacement horizontal de la nappe n°5 $U_x=82.46$ mm.

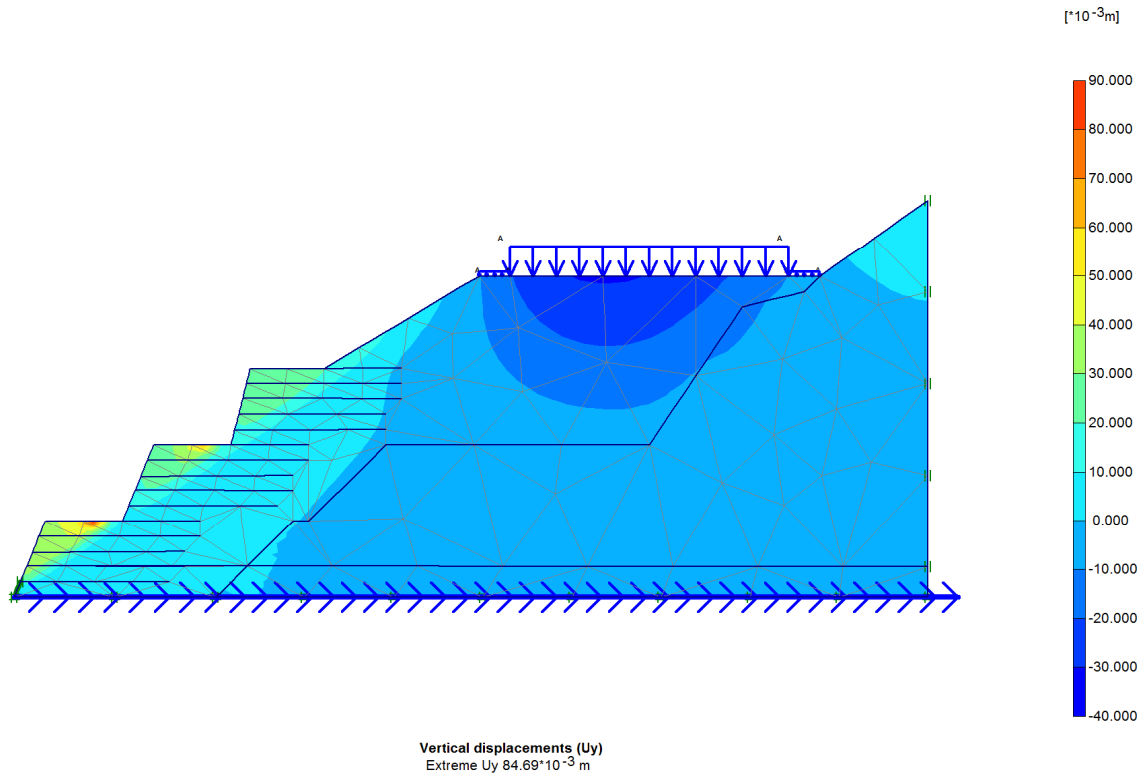


Figure VI.15: Déplacement vertical $U_y=84.69$ mm.

- Le tassement du sol est de 8.50 cm. Le tassement permis généralement pour la route étant de 10 cm, le résultat semble stable conformément a la norme SETRA.

Cas N°02:

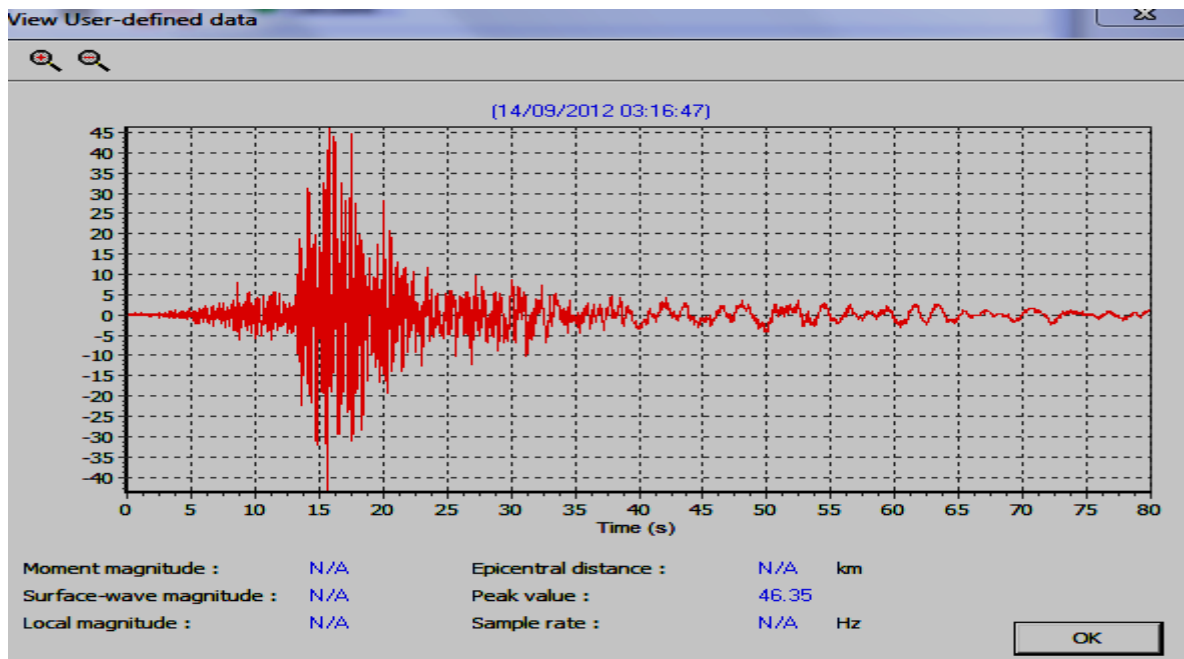


Figure VI.16 : accélérogramme arbitraire de Blida.

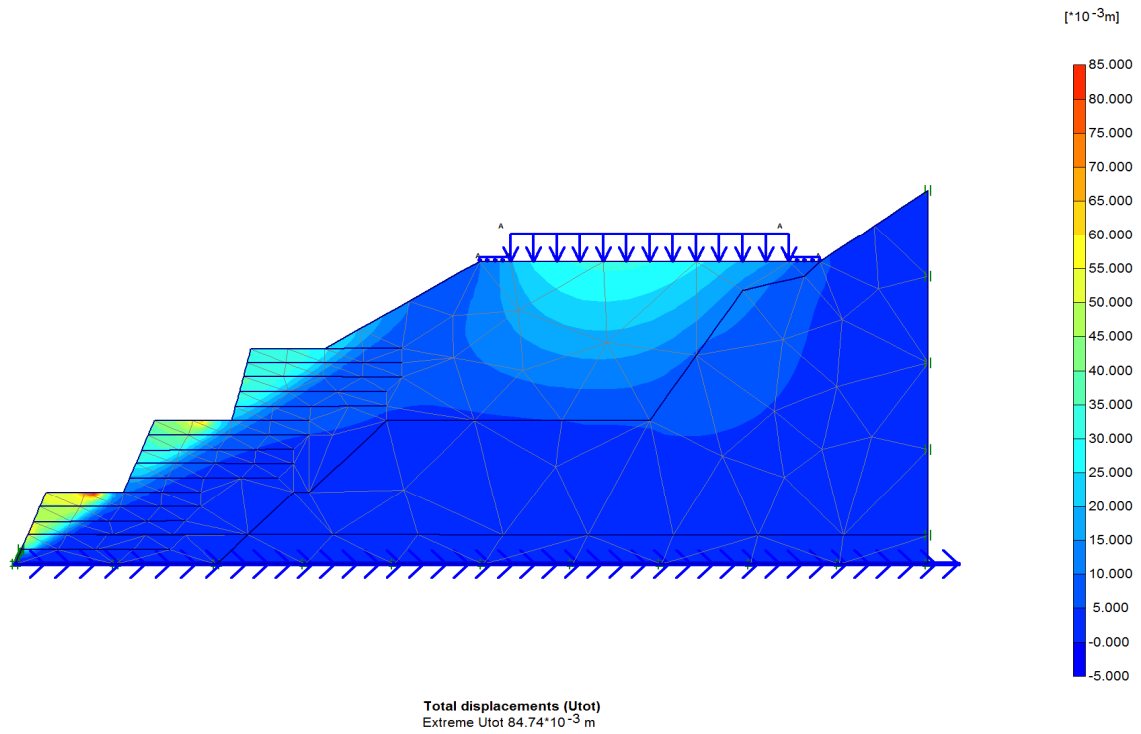


Figure VI.17 : déplacement total $U_{tot}=84.74mm$.

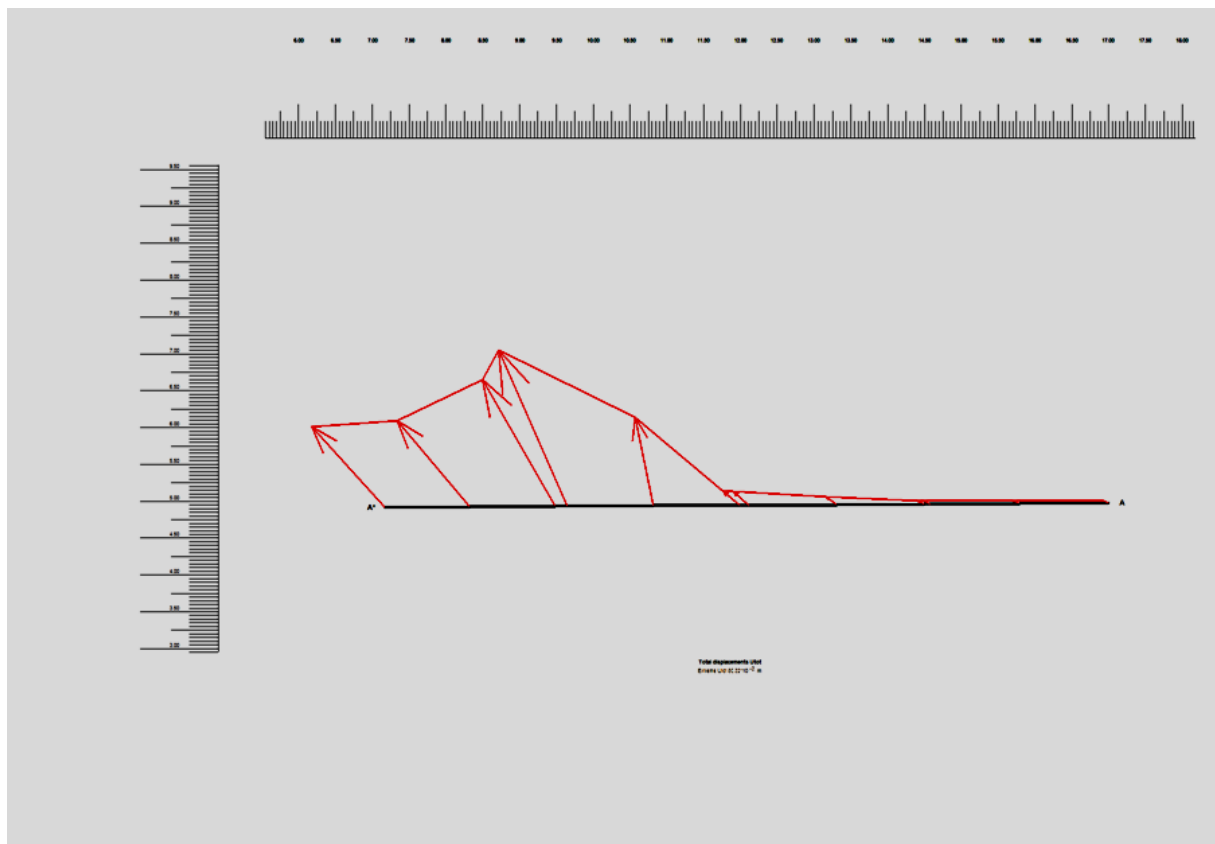


Figure VI.18: déplacement horizontal de la nappe n°2 $U_x=80.32mm$.

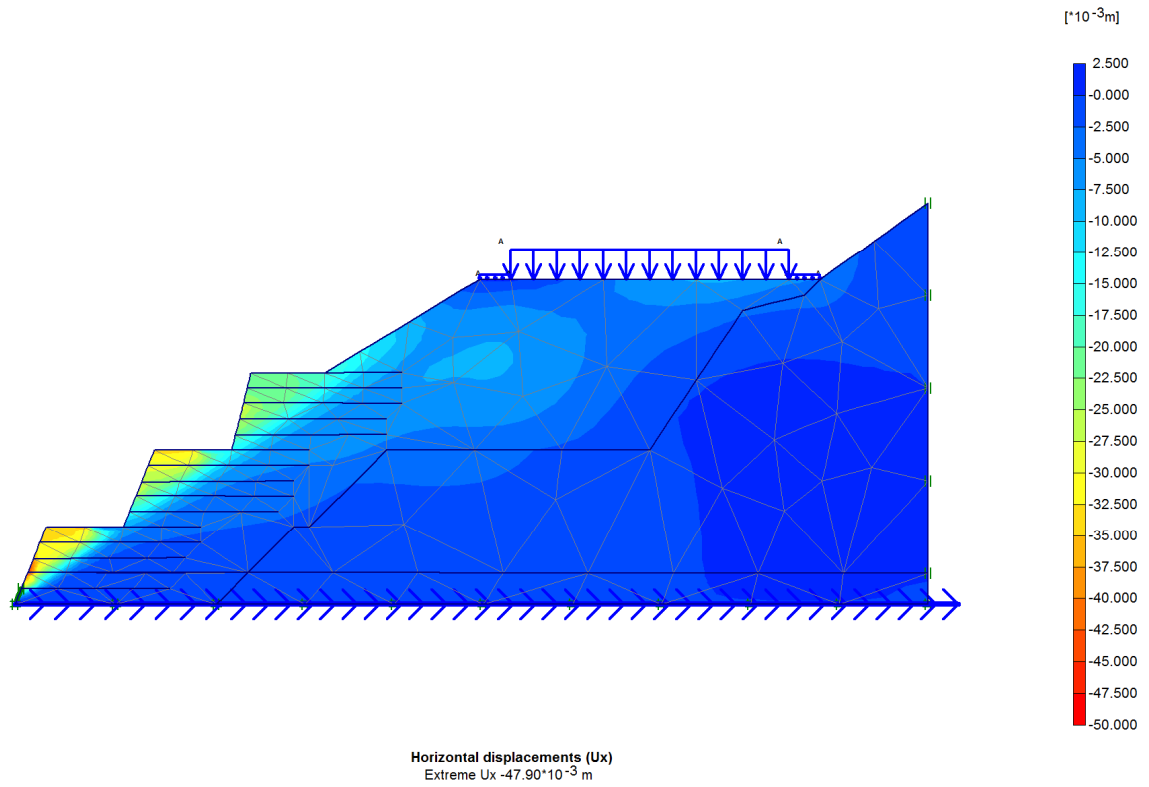


Figure VI.19: déplacement horizontal $U_x=47.90mm$.

- Le déplacement le plus important, dans le massif est enregistré au niveau des nappes inférieures, il est de 8.034cm, soit de 8 cm.
- L'allongement de 8.034 cm ne représente que 0.033% de la longueur des nappes.
- Dans le cas dynamique, l'allongement diminue du bas vers le haut.

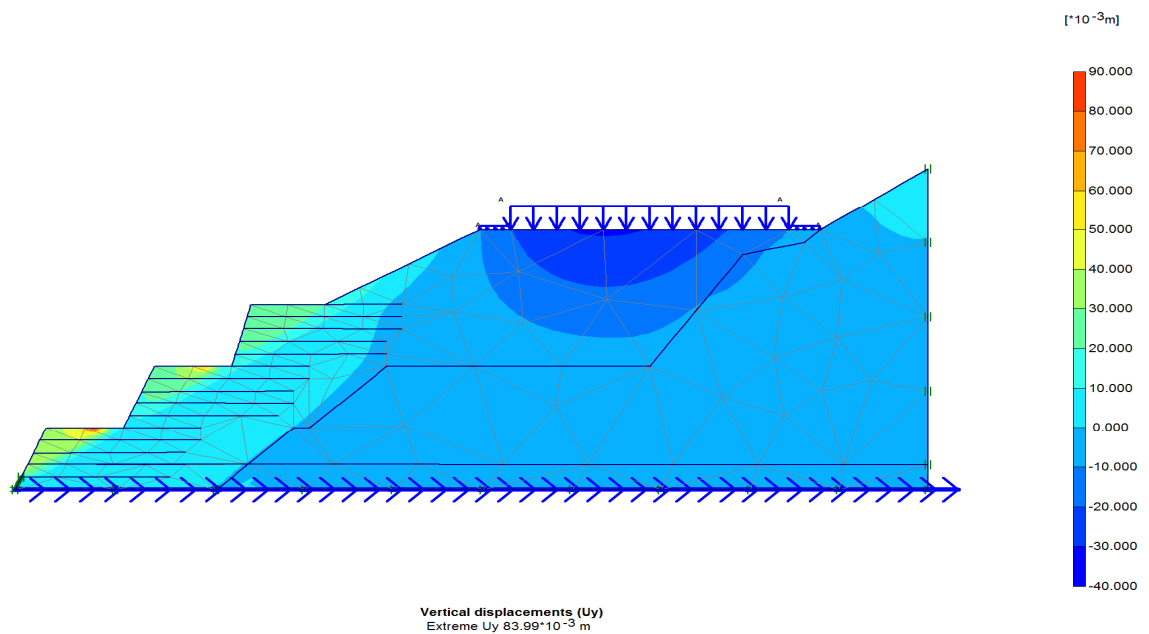


Figure VI.20 : déplacement vertical $U_y=83.99mm$.

- Le tassement du sol enregistré dans cette phase est de 83.99 mm, soit de 8.399 cm. Le tassement permis généralement pour la route étant de 10 cm, et le résultat semble stable.

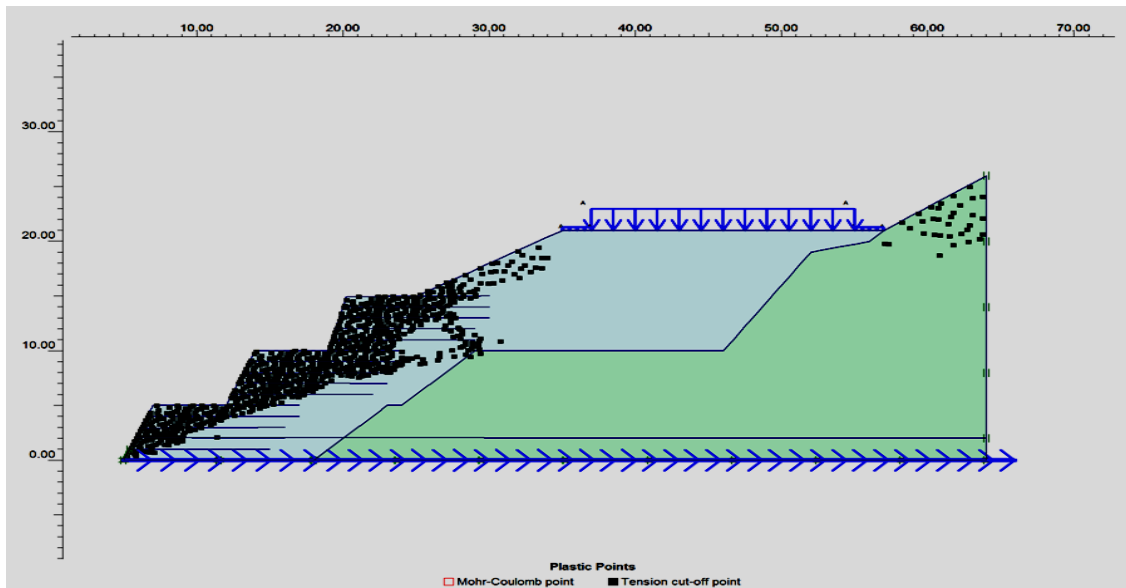


Figure VI.21 : les points plastiques.

Conclusion :

Les résultats obtenus manuellement nous ont permis de vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Le logiciel PLAXIS permet de déterminer les différents points déformés dus au chargement.

A decorative border resembling a scroll, with a grey shaded area on the left side and a grey shaded area on the top right corner.

*Chapitre VII : Mise en œuvre
et recommandation*

VII.1. La mise en œuvre :

VII.1.1 : Introduction :

La conception appliquée à cet ouvrage vis-à-vis de la stabilisation avec une intégration importante dans l'environnement et qui se présente sous la forme d'un remblai renforcé de géogrilles avec parement en gabion enrobé de *PVC* couleur verte appelé à être planter,

Un dispositif de drainage derrière le massif est prévu avec un géocomposite synthétique, pour les eaux de ruissellement des fossés souples pour chaque berme sont à disposer pour l'évacuation des eaux, ci-après le schéma de principe (figure VII.1).

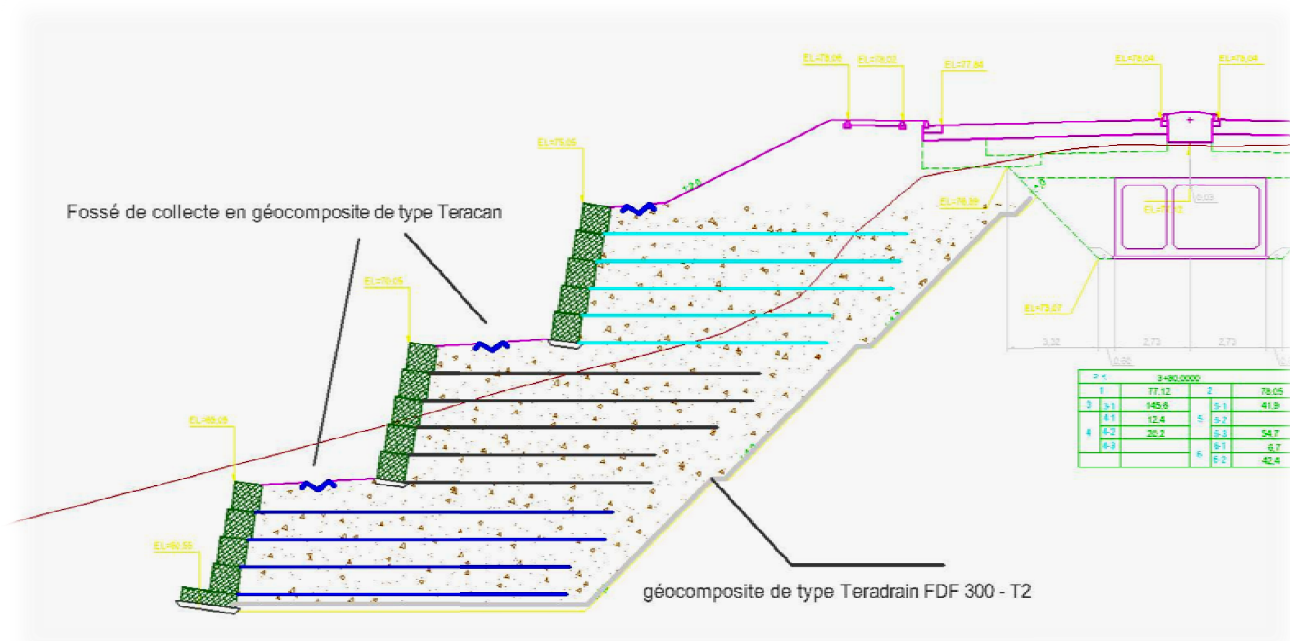


Figure VII.1 : schéma de renforcement du mur de soutènement

VII.1.2 : Methode de construction :

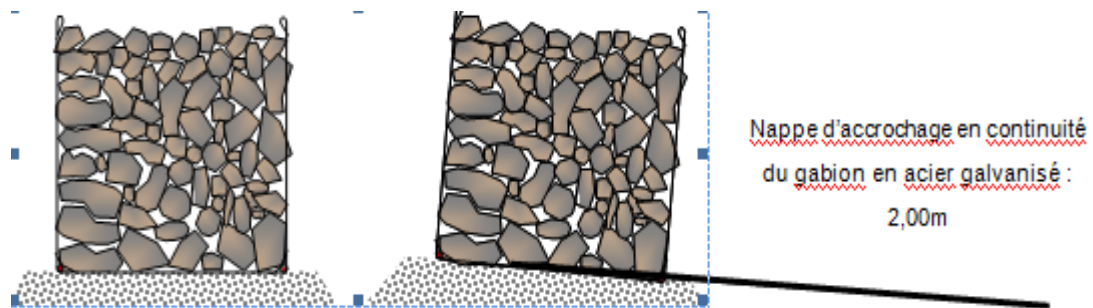
La résistance des ouvrages dépend essentiellement de l'installation, du compactage et des paramètres mécaniques du remblai renforcé.

La technique de construction arrêtée consiste en l'utilisation du gabion en parement et exécuter les remblais couches par couches avec arrosage et compactage en intercalant une grille comme indiqué sur la coupe en travers du massif. La compacité obtenue devra être au moins égale à 95 % de l'optimum *Proctor* normal.

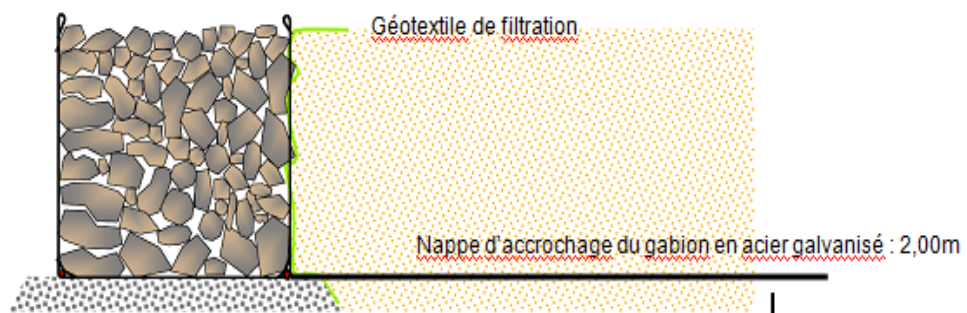
➤ **Mise en Oeuvre du massif renforcé avec parement en gabion:**

Mode opératoire :

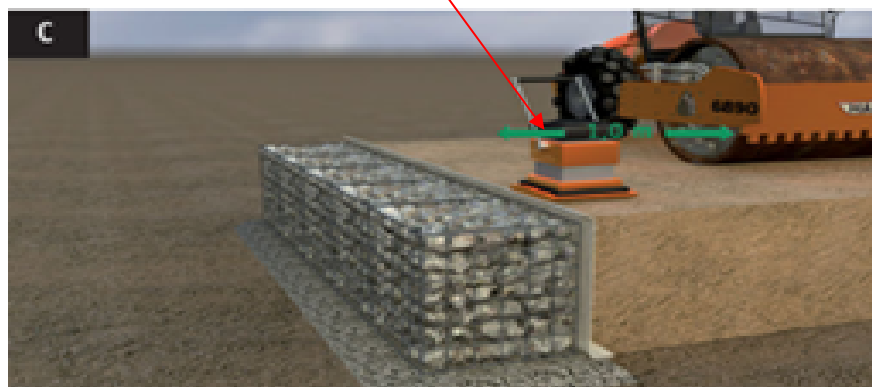
a- Pose de la cage sur une assise en gravier ou un béton de propreté



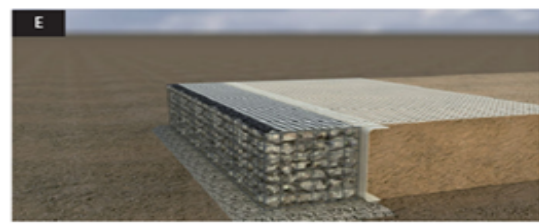
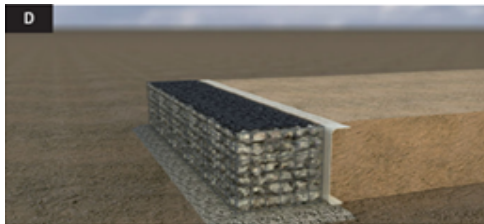
b- Pose d'un géotextile de filtration contre la face interne de la cage et réalisation des remblais par couches successives.



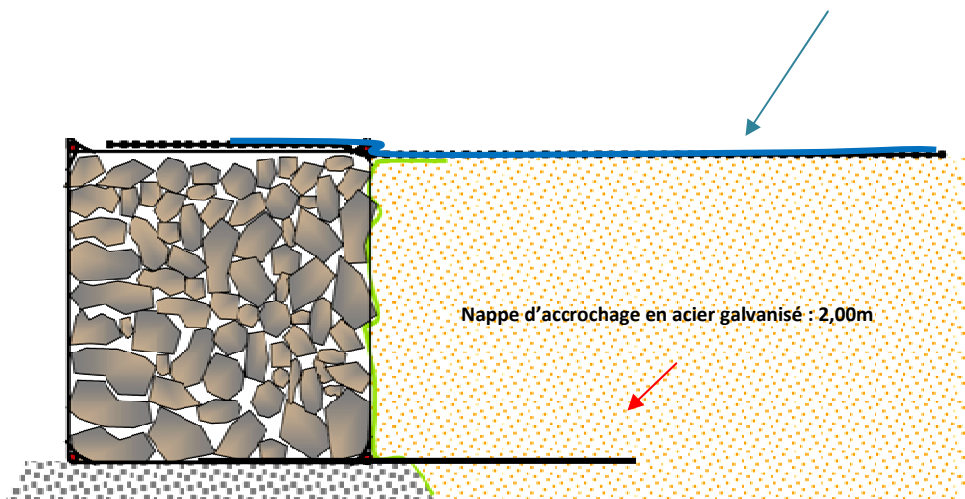
Compactage adapté aux abords du parement



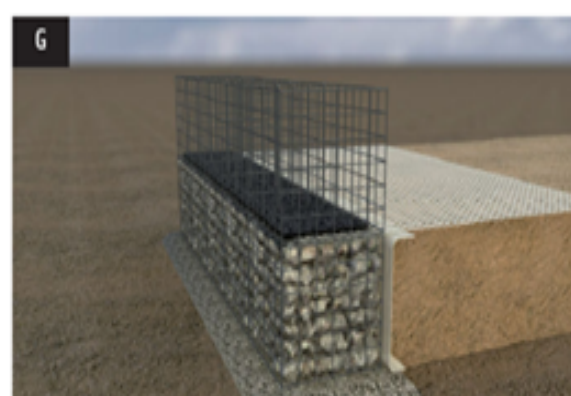
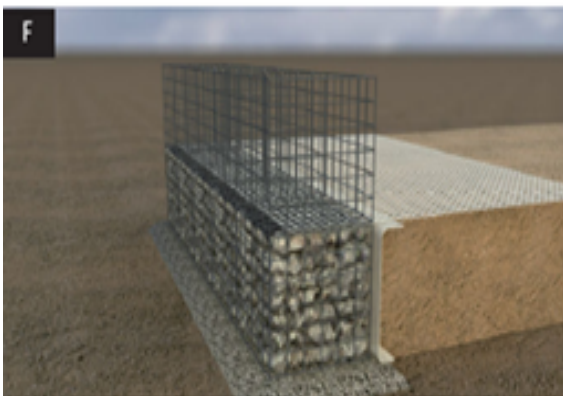
C- On pose une couche de gravier sur la face supérieure de la cage de gabion disposition permettant d'améliorer l'ancrage des géogrilles dans les gabions (interlocking et frictions). Puis, on pose une géogrille étendue du bord extérieur du gabion jusqu'à la profondeur de calcul dans les remblais.



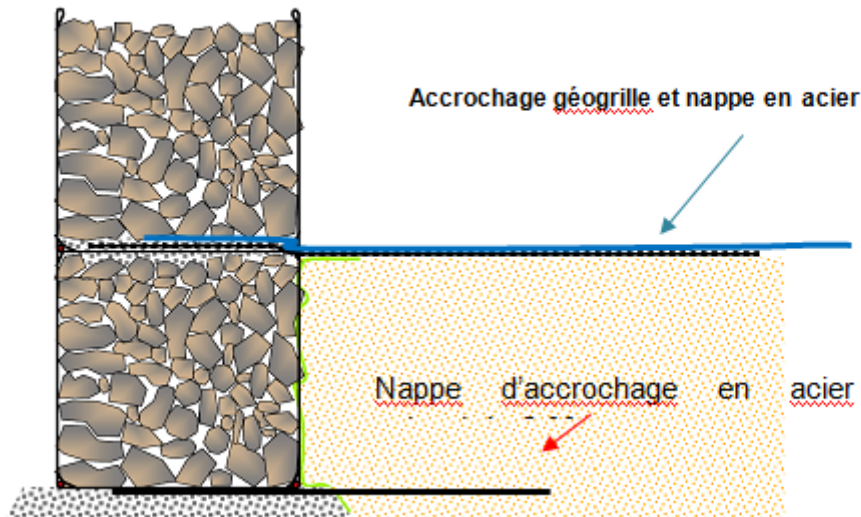
Nappe de géogrille de renforcement Secugrid®



d- On pose une nouvelle cage de gabion avec le décalage par rapport à la rangée du bas comme indiqué sur plan et puis une deuxième couche de gravier au fond de la cage sur la face supérieure de la géogrille. Et cela dans le but d'améliorer l'ancrage des géogrilles dans les gabions (interlocking et frictions), voir la figure suivante :



e- On remplit la cage avec des matériaux de grand diamètre et on le ferme.



Ainsi se fera le déroulement de l'exécution de l'ensemble des rangées de gabions et des couches de remblai.

➤ Mise en œuvre du drainage et collecte des eaux de surface:

Les ouvrages en remblai renforcé doivent être protégés contre les infiltrations d'eau, conformément aux indications de la norme NF EN 14475, qu'elles proviennent du ruissellement ou du terrain en place. La surface des ouvrages doit être protégée contre les eaux de ruissellement, qu'il s'agisse d'un talus, d'une terre-plein, d'une chaussée ou d'une plateforme revêtue.

Afin de limiter le risque d'accumulation d'eau dans le massif renforcé, ce qui pourrait induire pression et altération des matériaux, un Géocomposites de drainage type TERADRAIN est recommandée sous et derrière le remblai renforcé, voir la figure suivante:

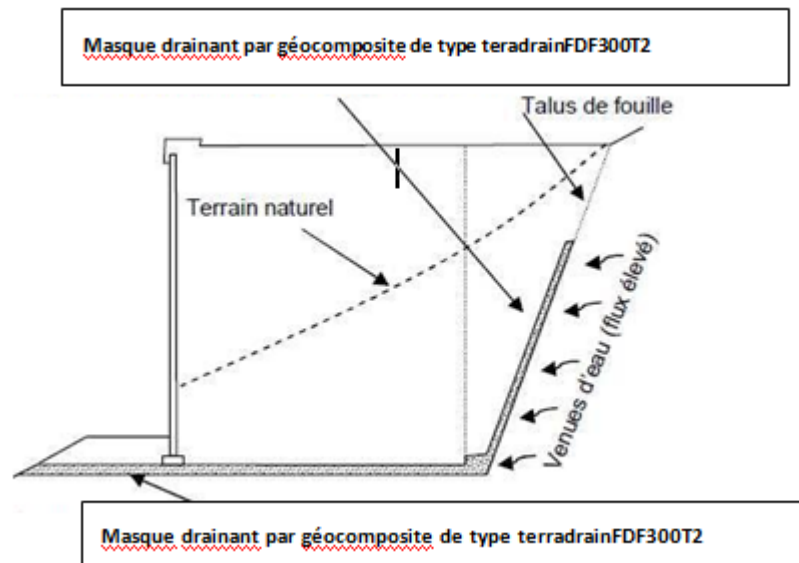


Figure VII.2 : Drainage sous et derrière le remblai renforcés situés en pente.

La collecte des eaux de ruissèlement se fait par le biais de fossés disposés sur les bermes. Ces fossés sont composés de géocomposite de type Teracan (voir fiche technique). Ce type de fossé souple s'adapte au terrain tout en ayant une bonne résistance mécanique et aux UV.



VII.2 : Recommandations :

- **Ancrage géogrilles/Gabions :**

Il est recommandé de donner une inclinaison à la fondation pour permettre une inclinaison de 75°, favorable du parement en gabions et permettre ainsi d'ancrer la géogrille convenablement entre les gabions.

- **Maintien des matériaux de remblai :**

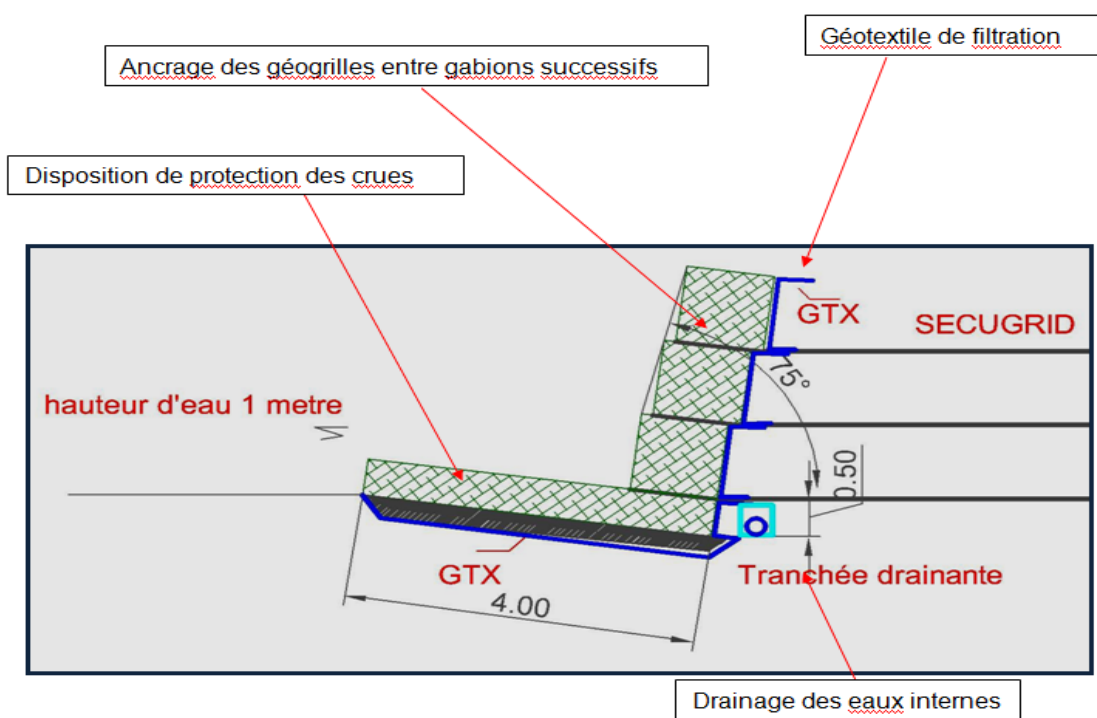
Il y a lieu de disposer un géotextile de filtration entre le remblai et le gabion pour maintenir correctement les remblais.

- **Protection contre les crues :**

Une protection à la base du massif contre la crue d'hauteur d'eau de 1 mètre est prévue par la disposition de la première rangée de gabion avec une largeur de 4 mètres et une hauteur de 50 cm, posée sur un géotextile de filtration pour éviter l'affouillement.

- **Collecte des eaux interne par une tranchée drainante :**

Une tranchée drainante à la base du massif sera disposée derrière la première rangée de gabion, comme le montre le schéma ci-dessous.



VII.3 : Ouvrage similaire :

Image en cours de réalisation



Image d'une vue finale



Conclusion :

Le gabion est une technique ancienne qui approuvé son efficacité depuis son apparition, il est devenu une structure durable autant que le mur de soutènement.

L'emploi de gabion due à :

- Sa flexibilité.
- Sa durabilité.
- Sa perméabilité.
- Sa Résistance.
- Facilité de mise en Oeuvre.

A decorative scroll graphic with a central text box. The scroll is a continuous line that starts at the top right, goes left, then down, then right, and finally up to the top right again, forming a rectangular path with rounded corners. At the top right and bottom left corners, the line forms a scroll-like curl, with a grey shaded area on the inner side of the curl. In the center of the scroll's path is a rectangular box containing the text.

Conclusion générale

Conclusion générale

En guise de conclusion, nous tenons à rappeler que l'objectif de notre travail est de vulgariser en Algérie, la technique de renforcement de sol par géosynthétique et de contribuer à la compréhension du mode de fonctionnement d'un massif renforcé par cette technique.

La solution géosynthétique est l'une des techniques les plus utilisées dans les pays développés et cela pour leurs avantages :

- Economiques.
- Faciles à mettre en œuvre.
- Réduction de l'impact environnementale.
- 100 minimale de durée de vie.

Le dimensionnement d'un massif renforcé par géogrille constitue un exercice délicat à cause des difficultés consistant à définir les paramètres intervenants dans le dimensionnement, c'est pour cela que la plus part des études sur le terrain se font avec des logiciels (Talren, stability, géoslope, Plaxis...).

L'utilisation de Plaxis (2D) pour la modélisation du massif, nous a permis d'obtenir les déformations horizontale et verticale sous un chargement statique ou dynamique, à l'aide d'un calcul manuel. Pour ce faire nous avons adopté la norme NF P94-270 dans le but d'évaluer l'effort de traction dans la nappe la plus sollicitée, et ainsi on pourra valider la stabilité interne.

L'usage d'un parement en gabion permet de protéger le massif de toute agression extérieure, de résister aux efforts engendrés par les poussées de terres, d'éviter les ruptures locales pouvant affecter le remblai, tout cela est perçu d'un point de vue purement esthétique qui consiste à améliorer l'apparence extérieure de l'ouvrage.

La technique de renforcement du sol par géosynthétique ne cesse d'évoluer d'année en année et sa nécessité et son efficacité deviennent indispensables, dans une grande partie de projets en génie civil.

A decorative scroll-like frame with a central text box. The frame consists of a horizontal line at the top, a vertical line on the left, and a horizontal line at the bottom. The top-left and top-right corners are rolled up into circular shapes, with the top-right roll being shaded gray. The bottom-left corner is rounded. In the center of the frame is a rectangular box containing the word "Annexe" in a cursive font.

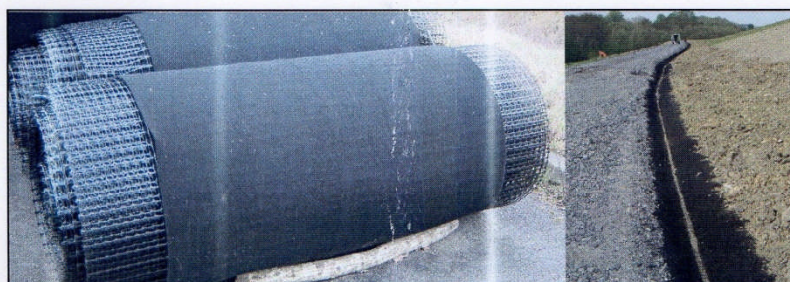
Annexe

FICHE TECHNIQUE

Edition le 23/01/2012 Copyright teragéos ©

TERACAN 220

Caniveau souple géosynthétique composé d'un film imperméable en polyéthylène 400g/m² protégé par un géotextile non tissé 600g/m² et renforcé par une géogrille en polyéthylène. Le produit est livré prêt à l'emploi, en largeur de 2m, 3m, 4m.
Conditionnement des rouleaux : largeur x 25m

**Caractéristiques mécaniques**

		Nominal	Tolérance
Résistance à la traction (kN/ml)	SP	20	-2,60
NF ISO 10319	ST	20	-2,60
Déformation à l'effort de traction maximale (%)	SP	11	±2.5
NF ISO 10319	ST	10	±2.3
Poinçonnement pyramidal (kN)		> 4	-1.2
NF G 38 019			
Chute de cône (mm)		4	+1 mm
NF EN ISO 13433			
CBR (kN)		4	-0,8
NF ISO 12236			

Caractéristiques descriptives

Epaisseur nominale sous 2 kPa (mm)	fond	7.1	±1,4
NF EN 964-1			
Masse surfacique de la nappe support (g/m ²)		1470	±147
Non tissée			
NF EN 965			

teragéos 
la solution géosynthétique



terageos la solution géosynthétique fabricant de géocomposites

s.a.r.l. capital 100000 € - RCS Grenoble B 397 479 536 - SIRET 397 479 536 00013 - APE 515F - FR 63 397 479 536
siège social: ZI les îles cordées - 38113 VEUREY-VOROIZE- FRANCE ☎ 04.76.53.96.66 FAX 04.76.53.96.67

teragéos 
la solution géosynthétique

DESCRIPTIF TERACAN®

Caniveau souple géosynthétique composé d'un film imperméable en polyéthylène 400g/m² protégé par un géotextile non tissé 600g/m² et renforcé par une géogrille en polyéthylène. Le produit est livré prêt à l'emploi.



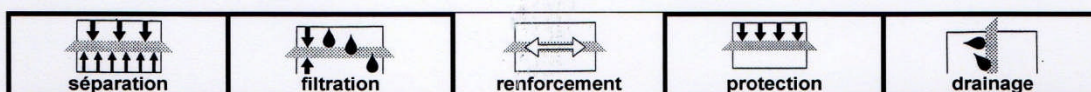
Terageos _la solution géosynthétique_ACTIPOLE_404 & 364 Allée de l'Emporey_38113 Veurey Voroize
Tel : 04 76 53 96 66 / Fax : 04 76 53 96 67
SIRET : 397 479 536 000 21

bontec

a bonar technical fabrics product

**NW 25**

Géotextile non-tissé en polypropylène aiguilleté et thermofixé

Fiche technique selon spécifications internes TF: édition 02 du 01/12/2008
Fiche CE accompagnée: édition 02 du 01/12/20081137-CPD-615
09

	Méthode de test	valeur nominale	tolérance
Caractéristiques mécaniques			
Résistance à la traction (SP)		25 kN/m	- 3,0 kN/m
Résistance à la traction (ST)	EN ISO 10319	25 kN/m	- 3,0 kN/m
Déformation à l'effort de traction max. (SP)		50 %	+/- 11,50 %
Déformation à l'effort de traction max. (ST)	EN ISO 10319	50 %	+/- 11,50 %
Poinçonnement statique	EN ISO 12236	4,0 kN	- 0,8 kN
Perforation dynamique (chute de cône)	EN ISO 13433	11 mm	+ 2,20 mm
Efficacité de protection	EN ISO 14574	300 N	- 60 N
Caractéristiques hydrauliques			
Perméabilité normalement au plan		55x10 ⁻³ m/s	- 16,5x10 ⁻³ m/s
Perméabilité (*)	EN ISO 11058	55 l/m ² .s	- 16,5 l/m ² .s
Capacité de débit dans leur plan (sous 20 kPa)	EN ISO 12958	8x10 ⁻⁶ m ² /s	- 10% log q
Porométrie	EN ISO 12956	70 µm	+/- 21,00 µm
Caractéristiques descriptives			
Épaisseur sous 2 kPa (*)	EN 9863-1	2 mm	+/- 0,4 mm
Masse surfacique (*)	EN 9864	300 g/m ²	+/- 30,0 g/m ²
Composition	géotextile 100 % polypropylène non-tissé		

 construction de routes EN 13249:2000	 stabilisation de voies ferrées EN 13250:2000	 stabilité des talus et murs verticaux EN 13251:2000	 dispositifs drainants EN 13252:2000	 érosion de talus EN 13253:2000
 réservoirs & barrages EN 13254:2000	 canaux EN 13255:2000	 tunnels & constructions souterraines EN 13256:2000	 stockage de solides EN 13257:2000	 stockage de liquides EN 13265:2000

1. Ce géotextile a été développé pour les fonctions et applications indiquées ci-dessus (cadre imprimé en gras).
 2. C'est la responsabilité de tous les utilisateurs de s'assurer que les données susmentionnées sont à jour
 3. Les dimensions des rouleaux sont: 5,25 m x 100 m; autres dimensions sur demande.
 4. Bonar Technical Fabrics se réserve le droit de changer les spécifications sans préavis.
 5. Les données correspondent à l'état actuel de la science. Il s'agit de valeurs indicatives qui ont été obtenues dans nos laboratoires.
 6. Bonar Technical Fabrics décline toute responsabilité concernant la performance du géotextile car les conditions d'usage sont hors de notre contrôle.
- (*) Caractéristiques non exigées par le marquage CE



BONAR Technical Fabrics nv/sa, Industriestraat 39, 9240 Zele, BELGIUM - ☎ +32(0)52 457 411 - 📠 +32(0)52 457 495
 BONAR Yarns & Fabrics Ltd, St. Salvador Street, Dundee DD3 7EU, UK - ☎ +44(0)1382 346102 - 📠 +44(0)1382 202378



ASQUAL

CERTIFICAT DE QUALITE DES GEOTEXTILES ET PRODUITS APPARENTES

Date : 12.11.11

CERTIFICAT N° : 1001 CQ 11

DEMANDEUR :

BONAR TECHNICAL FABRICS

DESIGNATION COMMERCIALE :

Appellation :

NW 25

Référence :

Largeur maximale :

5,25 m

Certification de caractéristiques pour une fonction concernée

FONCTIONS CONCERNÉES	FILTRATION	SEPARATION (1)	DRAINAGE/ FILTRATION	RENFORCEMENT	PROTECTION
	X	X			

CARACTERISTIQUES DESCRIPTIVES

	VNAP (2)	PRV 95 (3)
Epaisseur nominale sous 2kPa (mm) NF EN ISO 9863-1	1,60	± 20 %
Masse surfacique (g/m ²) NF EN ISO 9864	300	± 10 %

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Résistance à la traction (kN/m) NF EN ISO 10319	SP	25	- 13 %
	ST	25	- 13 %
Résistance à 5 % de déformation (kN/m)	SP	NR	-
	ST	NR	-
Déformation à l'effort de traction maximale (%) NF EN ISO 10319	SP	50	+ 23 %
	ST	50	+ 23 %
Perforation dynamique (mm) NF EN ISO 13433		12	+ 25 %
Poinçonnement (kN) NF G 38-019		1,20	- 30 %
Poinçonnement statique CBR (kN) NF EN ISO 12236		3,60	- 10 %

CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES

Perméabilité (m .s ⁻¹) NF EN ISO 11058	0,055	- 30 %
Ouverture de filtration (µm) NF EN ISO 12956	65	+ 30 %

Capacité de débit dans leur plan et fluage voir au verso SP : Sens production ST : Sens travers NR : Non requis

- (1) la fonction séparation n'est jamais certifiée seule (2) VNAP : Valeur Nominale Annoncée par le Producteur
(3) PRV : Plage Relative de Variation, noter la PRV 95 la plus sévère en cas de fonctions multiples.

La certification garantit la conformité du produit fabriqué aux performances annoncées par le producteur. Elle ne garantit en aucune manière l'adéquation du produit certifié aux contraintes techniques du projet. Il appartient au concepteur d'assurer pleinement sa mission et de déterminer les performances requises pour l'application considérée, pouvant justifier l'emploi de produits spécifiques. L'ASQUAL, ne pourra être tenu responsable de désordres consécutifs à une mauvaise adéquation produit certifié / application.

13/07/11

Système de drainage composé d'une nappe non-tissée aiguilletée de fibres de gros deniers, d'un filtre sur chaque face et d'un réseau de mini-drains en polypropylène. Les mini-drains sont espacés de 0,5 mètre et apportent une grande capacité de drainage sous les charges de compression.

<i>Caractéristiques descriptives :</i>			Unité	Valeurs	Tolérance
Epaisseur :	NF EN 964-1	Sous 2 kPa	mm	6	± 1,2
		Sous 20 kPa	mm	5	± 1,0
Masse surfacique :	NF EN 965		g/m ²	650	± 65

Caractéristiques mécaniques:

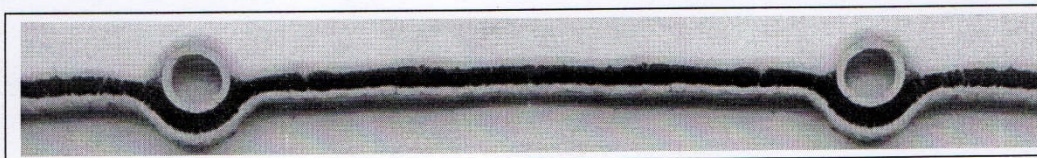
Résistance à la traction:	NF EN ISO 10319	SP	KN/m	28	- 3,6
		ST	KN/m	27	- 3,5
Déformation à l'effort de traction maximale :	NF EN ISO 10319	SP	%	42	± 9,7
		ST	%	64	± 14,7
Perforation dynamique :	EN ISO 13433		mm	8	+ 1,6
Résistance au poinçonnement CBR :	EN ISO 12236		kN	4,5	- 0,45
Résistance au poinçonnement pyramidal :	NF G 38019		kN	2,6	± 0,78

Caractéristiques hydrauliques:

Perméabilité normale au plan du filtre :	NF EN ISO 11058		m/s	0,125	- 0,04	
Perméabilité normale au plan de l'âme drainante :	NF EN ISO 11058		m/s	0,144	- 0,04	
Perméabilité normale au plan du complexe :	NF EN ISO 11058		m/s	0,039	- 0,012	
Ouverture de filtration du complexe:	NF EN ISO 12956		µm	78	+23,4	
Capacité de débit dans le plan sous gradient de $i = 1$	NF EN ISO 12958	Sous 20 kPa	SP	m ² /s	5,0×10⁻⁴	- 1,5×10 ⁻⁴
			ST	m ² /s	2,5×10⁻⁵	- 7,5×10 ⁻⁶
		Sous 100 kPa	SP	m ² /s	4,0×10⁻⁴	- 1,2×10 ⁻⁴
			ST	m ² /s	6,2×10⁻⁶	- 1,9×10 ⁻⁶

<i>Conditionnement standard :</i> Rouleau de 4m × 50m	Diamètre : 0,80m environ	Poids d'un rouleau : 130 KGr
	SP : sens production	ST : sens travers

teradrain® est dimensionné à l'aide du logiciel DRAINSOFT® disponible auprès de terageos, élaboré dans le cadre d'une convention de recherche avec LIRIGM (Université Scientifique de Grenoble)



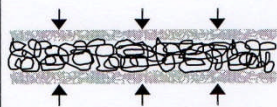
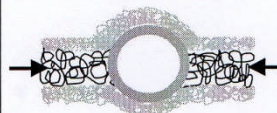
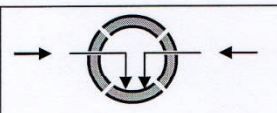
BTF NV est un fabricant de géosynthétiques certifié QUALITE ISO 9001

terageos la solution géosynthétique fabricant de géocomposites

s.a.r.l. capital 100 000 € - RCS Grenoble B 397 479 536 - SIRET 397 479 536 00013 - APE 515F - FR 63 397 479 536
siège social: ZI les îles cordées - 38113 VEUREY-VOROIZE- FRANCE ☎ 04.76.53.96.66 FAX 04.76.53.96.67

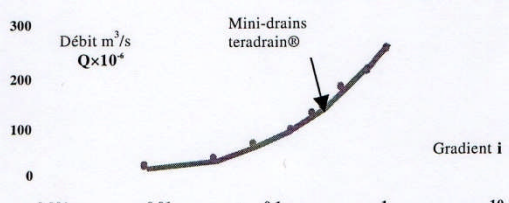
13/07/11

PRINCIPES DE FONCTIONNEMENT ET NORMES DE MESURE DU teradrain®

L'eau contenue dans le sol est filtrée par les nappes géotextiles disposées sur les faces du produit.		Mesure de la perméabilité au plan normalisée NF EN ISO 11058 de la nappe filtre
Une fois à l'intérieur de la nappe dans la partie géotextile drainante, l'eau choisit le chemin le plus facile dans la direction des pertes de charge les plus faibles, c'est à dire perpendiculairement aux mini-drains perforés.		Capacité de débit dans le plan NF EN ISO 12958 de la nappe sens travers
L'entrée de l'eau dans les mini-drains est instantanée grâce à la perte de charges mesurée en laboratoire extrêmement faible. Une longueur de 30 cm seulement permet de recueillir le débit maximal des mini-drains ! Les perforations en fond de gorge des cannelures sont donc optimales.		Mesure de la perte de charge à l'entrée des mini-drains

CARACTERISTIQUES DES MINI-DRAINS

Tubes annelés en polypropylène de Ø extérieur 20 mm conforme à la norme NF EN 50 086-2-2

L'eau s'écoule vers l'exutoire par les mini-drains	 <p>Mini-drains teradrain®</p> <p>Débit $Q \times 10^4$ m³/s</p> <p>Gradient i</p>	Capacité de décharge des mini-drains $Q = \alpha \cdot i^n$ $\alpha = 2,36 \cdot 10^{-4}$ m³/s $n = -0,461$
--	---	--

Mesures en tests rapides de la résistance à l'écrasement sous 2 plaques rigides*

Pression correspondante sur tube sous charge (surface de contact d'écrasement estimée de 10 mm x 300 mm)	H (mm) sous charge Ho = 20 mm sous P = 2 kPa Tube micro-perforé	H (mm) sous charge Ho = 20 mm sous P = 2 kPa Tube non perforé	H (mm) sous charge Ho = 23 mm sous P = 2 kPa Tube micro-perforé dans sa gaine géotextile
600 kPa = 6 bars	19 mm	19,5 mm	21 mm
900 kPa = 9 bars	16 mm	18 mm	19 mm
1000 kPa = 10 bars	13 mm	16,5 mm	18 mm

*La cellule de mesure sous charge est conforme à l'appareillage de la norme NF EN ISO 12958
 Le confinement dans les sols applique une pression circulaire uniforme sur les mini-drains. Leur résistance à la compression dans les sols est par conséquent nettement supérieure aux valeurs obtenues ci-dessus.

D'après les études techniques sur teradrain® par le LIRIGM, il a été établi que les pertes de charge à l'entrée des perforations des mini-drains pouvaient être calculées par la relation suivante :

$\Delta h = a \cdot Q^b$ avec [Q] : m³/s – débit entrant par les perforations ; a et b : constantes

Pour un tube perforé : a = $5,995 \times 10^6$ et b = 1,956

Dans le cas où $Q = 5 \times 10^{-6}$ m³/s (valeur de la capacité de débit dans le plan des nappes testées), les pertes de charge à l'entrée des perforations sont de $\Delta h \approx 2,56 \cdot 10^{-4}$ m. Ce qui est considéré comme négligeable.

Les perforations sont en nombre suffisant pour assurer un drainage optimal.

BTF NV est un fabricant de géosynthétiques certifié QUALITE ISO 9001

terageos la solution géosynthétique fabricant de géocomposites

s.a.r.l. capital 100 000 € - RCS Grenoble B 397 479 536 - SIRET 397 479 536 00013 - APE 515F - FR 63 397 479 536
 siège social: ZI les files cordées - 38113 VEUREY-VOROIZE- FRANCE ☎ 04.76.53.96.66 FAX 04.76.53.96.67


Caractéristiques Mécanique

Caractéristiques	Class B sur Circuit	Class B sur Claire	Class C
Rt (résistance à la traction)	Max : 49kgf/mm ²	De 50 à 120 kgf/mm ² selon le diamètre	Max 49kgf/mm ²

Composition Chimique

C		P		Si :
Max :	Min :	Max :	Min	Max
0.12%	0.05 à 0.65%	0.03%	-	0.25%

www.talfil.com
Moyens de mise en œuvre

Dans des conditions normales, une équipe de 5 personnes disposant d'une pelle mécanique réalisera 25 à 40 m³ de gabions/jour. La consommation D'agrafes est environ 60 unités/m³ (50/ m³ pour les boîtes de 1 m. et 70/m³ pour les semelles de 0.50m.)Nota bene : les rendements sont donnés à titre indicatif et devront être réajustés au cas par cas par chantier en fonction des particularités du site et des

Mailles Hexagonales disponibles

Tolérances	Surface (m ²)	Volume (m ³)	Hauteur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)
Longueur ± 3 %	1	1	1	1	1
	1,5	1,5	1	1	1.5
	2	1	0,5	1	2
	2	2	1	1	2

SARL TALFIL

UNITE DE FABRICATION DE TREILLIS SOUDES, GABION,
ZIMMERMANN ET CLOTURES MODERNES

ZONE INDUSTRIELLE ROUTE NATIONALE N°1
AIN OUSSELA WILAYA DE DJELFA
TEL : 027821010 – 027821001 FAX : 027825099
contact@talfil.com www.talfil.com



Gabion

en boîtes

Fréquence de Test du CQ

Securgrid - Combigrid

BIAVPRÜ	Méthode de Test (basée sur)		*	Au moins tous les ... rouleaux					
				A	B	C	D	E	F
101	DIN EN 9864	Masse surfacique	1	50	25	50	25	50	25
139	DIN EN ISO 10319	Résistance à la traction et Allongement max	1	16	8	10	5	10	5
139	DIN EN ISO 10319	Résistance à la traction et Allongement max	1	16	8	10	5	10	5
139	DIN EN ISO 10319	Résistance à la traction à 2 et 5 % d'allongement sp	1	16	8	10	5	10	5
139	DIN EN ISO 10319	Résistance à la traction à 2 et 5 % d'allongement st	1	16	8	10	5	-	-
145	GRI GG 2	Résistance des jonctions, sp	1	32	16	20	10	10	5
145	GRI GG 2	Résistance des jonctions, st	1	32	16	20	10	-	-
148	-	Ouverture des mailles	1	160	80	160	80	80	40

A = Q1, jusqu'à 250 m² / rouleauB = Q1, > 250 m² / rouleauC = Q6, jusqu'à 250 m² / rouleauD = Q6, > 250 m² / rouleauE = R6, jusqu'à 250 m² / rouleauF = R6, > 250 m² / rouleau

*

1 = doit être fait pour le rapport SQ

2 = ne doit pas être fait pour le rapport SQ

3 = pour information, respecter la fréquence de test n'est pas nécessaire

X = test à réaliser depuis le premier rouleau de chaque lot de production





Secugrid® 200/40 R6

Géogridde monolithique formée de barres plates assemblées par liaison rigides

- Stabilisation de sols meubles
- Renforcement de talus
- Renforcement de chaussées

Couleur :	Transparent
Matière :	Polyester (PET)
Dimensions des rouleaux :	4,75 x 100 m

Tabl. 1 : Caractéristiques de la géogridde

Caractéristiques	Norme	Unité	Valeur
Masse surfacique	EN ISO 9864	g/m ²	810
Résistance à la traction (SP / ST)	EN ISO 10319	kN/m	≥ 200 / ≥ 40
Allongement (SP / ST)	EN ISO 10319	%	≤ 8 / ≤ 8
Résistance à la traction à 1 % d'allongement (SP)	EN ISO 10319	kN/m	40
Résistance à la traction à 2 % d'allongement (SP)	EN ISO 10319	kN/m	70
Résistance à la traction à 5 % d'allongement (SP)	EN ISO 10319	kN/m	140
Ouverture des mailles (SP x ST)	-	mm x mm	71 x 25
Résistance aux U.V.	ENV 12224	Caractéristiques maintenues à la traction (%)	96,3
	FGSV	Classement	Elevé
Allongement avant service	-	%	0

SP et ST : mesure réalisée respectivement selon le sens longitudinal et transversal à la production

NAUE Applications S.A.R.L.
49, Avenue Marcellin Berthelot
F-38200 VIENNE
Tél. : 04.74.78.38.10
Fax : 04.74.78.38.14
e-mail : naueapplications@wanadoo.fr

Groupe NAUE
Gewerbestrasse 2
D-32339 Espelkamp-Fiestel
Tél. : 00.49.57 / 41 - 0
Fax : 00.49.57 / 41 - 2 40
Internet : www.naue.com



Secugrid® 120/40 R6

Géogridde monolithique formée de barres plates assemblées par liaison rigides

- Stabilisation de sols meubles
- Renforcement de talus
- Renforcement de chaussées

Couleur :	Transparent
Matière :	Polyester (PET)
Dimensions des rouleaux :	4,75 x 100 m

Tabl. 1 : Caractéristiques de la géogridde

Caractéristiques	Norme	Unité	Valeur
Masse surfacique	EN ISO 9864	g/m ²	580
Résistance à la traction (SP / ST)	EN ISO 10319	kN/m	≥ 120 / ≥ 40
Allongement (SP / ST)	EN ISO 10319	%	≤ 8 / ≤ 8
Résistance à la traction à 1 % d'allongement (SP)	EN ISO 10319	kN/m	24
Résistance à la traction à 2 % d'allongement (SP)	EN ISO 10319	kN/m	42
Résistance à la traction à 5 % d'allongement (SP)	EN ISO 10319	kN/m	84
Ouverture des mailles (SP x ST)	-	mm x mm	71 x 28
Résistance aux U.V.	ENV 12224	Caractéristiques maintenues à la traction (%)	96,3
	FGSV	Classement	Elevé
Allongement avant service	-	%	0

SP et ST : mesure réalisée respectivement selon le sens longitudinal et transversal à la production

NAUE Applications S.A.R.L.
49, Avenue Marcellin Berthelot
F-38200 VIENNE
Tél. : 04.74.78.38.10
Fax : 04.74.78.38.14
e-mail : naueapplications@wanadoo.fr

Groupe NAUE
Gewerbstrasse 2
D-32339 Espelkamp-Fiestel
Tél. : 00.49.57 / 41 - 0
Fax : 00.49.57 / 41 - 2 40
Internet : www.naue.com



Secugrid® 80/20 R6

Géogrille monolithique formée de barres plates assemblées par liaison rigides

- Stabilisation de sols meubles
- Renforcement de talus
- Renforcement de chaussées

Couleur :	Transparent
Matière :	Polyester (PET)
Dimensions des rouleaux :	4,75 x 100 m

Tabl. 1 : Caractéristiques de la géogrille

Caractéristiques	Norme	Unité	Valeur
Masse surfacique	EN ISO 9864	g/m ²	380
Résistance à la traction (SP / ST)	EN ISO 10319	kN/m	≥ 80 / ≥ 20
Allongement (SP / ST)	EN ISO 10319	%	≤ 8 / ≤ 8
Résistance à la traction à 1 % d'allongement (SP)	EN ISO 10319	kN/m	16
Résistance à la traction à 2 % d'allongement (SP)	EN ISO 10319	kN/m	28
Résistance à la traction à 5 % d'allongement (SP)	EN ISO 10319	kN/m	56
Ouverture des mailles (SP x ST)	-	mm x mm	73 x 30
Résistance aux U.V.	ENV 12224	Caractéristiques maintenues à la traction (%)	96,3
	FGSV	Classement	Elevé
Allongement avant service	-	%	0

SP et ST : mesure réalisée respectivement selon le sens longitudinal et transversal à la production

NAUE Applications S.A.R.L.
49, Avenue Marcellin Berthelot
F-38200 VIENNE
Tél. : 04.74.78.38.10
Fax : 04.74.78.38.14
e-mail : naueapplications@wanadoo.fr

Groupe NAUE
Gewerbestrasse 2
D-32339 Espelkamp-Fiestel
Tél. : 00.49.57 / 41 - 0
Fax : 00.49.57 / 41 - 2 40
Internet : www.naue.com







Les valeurs fournies par cette fiche technique sont des données statistiques provenant des résultats des essais de contrôle effectués dans nos laboratoires et/ou dans des laboratoires externes. Nous nous réservons le droit de modifier sans préavis ces données.

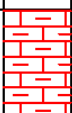









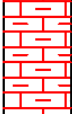






[Fig. 8-1] photo du sondage carotté SC-14 (profondeur de sondage à 21-22m)



[Fig. 8-2] photo du sondage carotté SC-14 (profondeur de sondage à 39-40m)

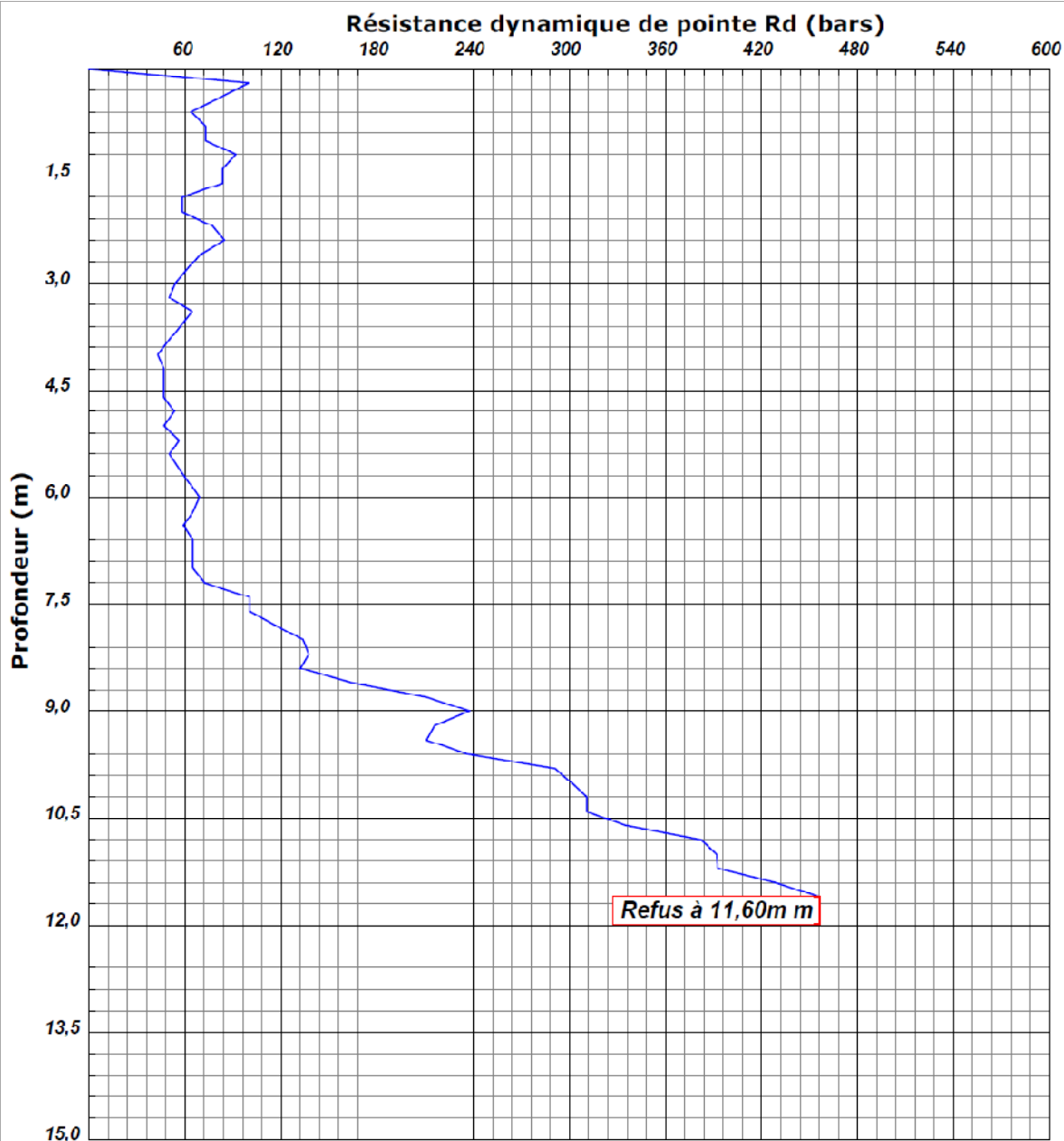
ETUDE	Ville Nouvelle de Sidi Abdallah		Sondage N°	SC-10		Date	1. 7. 2010 ~ 6. 7. 2010		
CLIENT	VNSA		LIEU	Sidi Abdallah, Alger		Elevation	EL(+) 141,40 M		
COORDONNEES X =	488734,1089		COORDONNEES Y =	4058729,2905		FOREURE	SAMAN	NIVEAU NAPPE	- M
PROFONDEUR TOTALE	40,00 M		TYPE DE MACHINE			REDACTEUR	S.S. JUNG		DIAMETRE DE TUBE
PROF (M)	ELE. (M)	EPAI- SSEUR (M)	COUPE	ECHANT	SPT	RECUPE- RATION (%)	DESCRIPTION		REMARQUE
20				20,0 S-8	50/15		© Marne (Prof : 5,50 ~ 40,00 m)		
				24,0 S-9	50/14				
25				P					
				26,0 S-10	50/13				
30				30,0 S-11	50/12				
				36,0 S-12	50/10				
40,00	101,40	34,50			50/9				

ETUDE	Ville Nouvelle de Sidi Abdellah		Sondage N°	SC-13		Date	22. 8. 2010 ~ 22. 8. 2010	
CLIENT	VNSA		LIEU	Sidi Abdellah, Alger		Elevation	EL(+) 72,70 M	
COORDONNEES X =	489062, 1863		COORDONNEES Y =	4056345,0625		FOREURE	SAMAN	
PROFONDEUR TOTALE	40,00 M		TYPE DE MACHINE			REDACTEUR	S.S. JUNG	
PROF (M)	ELE. (M)	EPAI- SSEUR (M)	COUPE	ECHANT	SPT	RECUPE- RATION (%)	DESCRIPTION	REMARQUE
20				20,0 S-10	24/30		© Marnes (Prof : 10,50 ~ 40,00 m)	
				22,0 S-11	20/30			
				24,0 S-12	29/30			
25				26,0 S-13	22/30			
				28,0 S-14	26/30			
				30,0 S-15	37/30			
30				P				
				32,0 S-16	34/30			
				P				
				34,0 S-17	36/30			
35				P				
				36,0 S-18	41/30			
				P				
				38,0 S-19	41/30			
40,00	32,70	29,50			44/30			

INTITULE : Nouvelle ville de Sidi Abdellah
 N°DOSSIER : 1
 LIEU : Sidi Abdellah Mahelma Alger
 CLIENT : Soiltech
 DATE ESSAIS : 28/06/2010 au 28/06/2010

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N° Dcpt Sc13



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 50 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : Vile Nouvelle de Sidi Abdellah

N°DOSSIER : 1

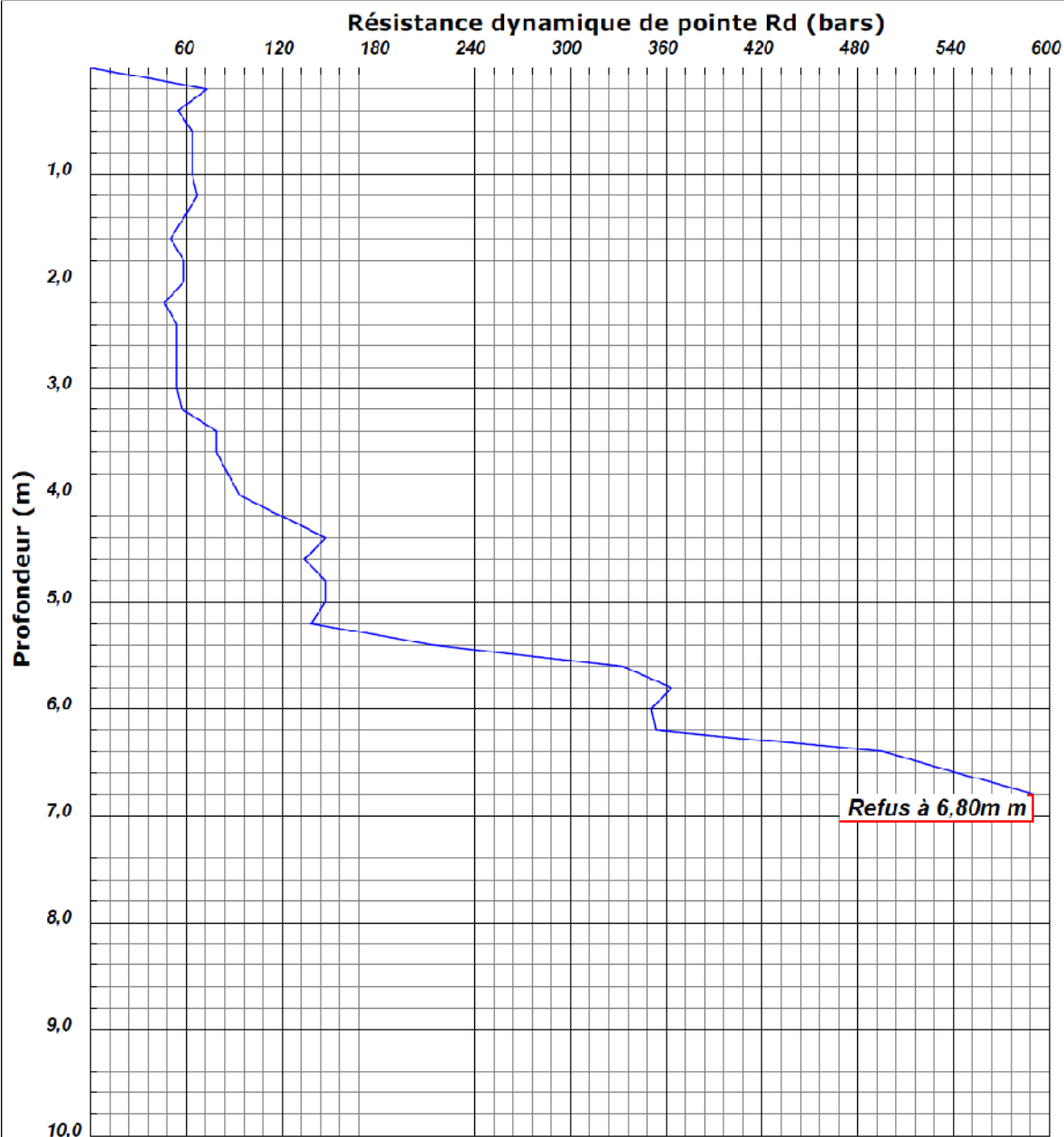
LIEU : Sidi Abdellah Mahelma Alger

CLIENT : Soiltech

DATE ESSAIS : 28/06/2010 au 28/06/2010

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N° Dcpt Sc10

**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg

Masse du Mouton (m) : 63,5 kg

Hauteur de chute (H) : 50 cm

Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'une tige (m') : 6,28 kg

Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

A decorative scroll graphic with a central text box. The scroll is a continuous line that starts at the top right, goes left, then down, then right, and finally up to the top left. The ends of the scroll are curled into loops. The top right loop is shaded gray. The top left loop is also shaded gray. The bottom left end of the scroll is rounded. In the center of the scroll is a rectangular box containing the word "Bibliographie" in a cursive font.

Bibliographie

- [01] : Comité français des géotextiles : Fascicule 09- Recommandations pour l'emploi des géotextiles (1990)
- [02] : Fascicule 62-V 1993 : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil
- [03] : G.Philipponnat et B.Hubert : Fondations et ouvrages en terres, édition Eyrolles, 2003.
- [04] : Guide SETRA : Mur73-ouvrages de soutènement
- [05] : Guide SETRA : LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT Guide de conception générale- Décembre 1998
- [06] : Règle BAEL 91 modifiées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de génie civil
- [07] : R.B.J.Brinkgreve, Manuel de référence de PLAXIS Version 8 ,2008.
- [08] : Jean-Louis DURVILLE : Stabilité des pentes, Techniques de l'Ingénieur, C 254-1.
- [09] : Costet J et Sanglerat : Cours pratiques de mécanique des sols. Tomes 1 et 2, DUNOD Edition
- [10] : Production certifiée ISO 9001, Membre du Comité Français des Géosynthétiques C.F.G, NAUE GmbH & Co. KG, Secugrid® - Rigidité sécante, © 2009, Espelkamp-Fiestel, Allemagne.
- [11] : Guide SETRA : Les ouvrages en terre
- [12] : Reiffsteck Philippe, Etude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire " armater", Jeudi 21 novembre 1996, Université Blaise PASCAL - Clermont II, France.
- [13] : Techniques et méthodes des laboratoires des ponts de chaussées, Ouvrage de soutènements: recommandation pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des mur en remblai renforcé par élément géosynthétiques, Laboratoire central des ponts de chaussées, Juillet 2003,Paris, France.
- [14] : REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99/VERSION 2003
- [15] : Roger FRANK : Fondations profondes et superficielles, C 248-1.
- [16] : REIFFSTECK Philippe : Etude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire « armater », 1996.
- [17] : Jean-Marc TACNET, Philippe GOTTELAND : Ouvrages protection contre les risques naturels et ouvrage en sites instables, Octobre 2000
- [18] : Norme Française, XPENV 1997-1, Calcul géotechnique, Décembre 1996

[19] : Comité Français de géosynthétiques: Des géotextiles et des géomembranes , Fascicule 9, 1990.

[20] : NF P94-270 : Ouvrage de soutènement (Remblais renforcés et massifs en sol cloué), Juillet 2009

[21] : Jean Louis Durville, Gilles Séve : Stabilité des pentes (Glissement des terrains, meuble.....etc), C254-1.

[22] : ZIGHMI Iméne-Bassma : Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées. Mémoire de Magister, année 2006, Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou.