

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par : Nigri Saïd, Bekhakhcha Oussama & Reouaigia Kamel

---

---

**Thème :**

**Etude du traitement d'un glissement de terrain sur la  
RN80 Pk67+500 Wilaya de Guelma**

---

---

Sous la direction de : M<sup>elle</sup> Benamara Fatima Zohra

---

**Juin 2015**

---

# REMERCIEMENTS

*C'est grâce à dieu tout puissant que nous cueillons aujourd'hui le fruit de plusieurs années d'études.*

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements et notre profonde gratitude à M<sup>lle</sup> Benamara Fatima Zohra qui nous a encadrées et pour les conseils éclairés qu'elle nous a prodigués durant toute la période de réalisation de ce travail. C'est grâce à son aide permanente, ses encouragements et sa disponibilité que ce travail a été mené à bien.*

*Veillez trouver dans ce modeste manuscrit le témoignage de notre grande reconnaissance, l'expression de notre haute considération et notre profond respect.*

*Nous tenons à remercier les membres de jury :*

*Pr Nouaouria.M<sup>ed</sup>.S, Dr Benchikh.M & Dr Laafifi.IB*

*Nos plus sincères remerciements vont également à tous nos enseignements du long de notre vie scolaire et universitaire, pour nous avoir profité de leurs connaissances aux divers domaines scientifiques.*

*Notre gratitude va aussi à tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université de Quelma.*

*Enfin, nos remerciements s'adressent aussi à nos chères familles pour leurs dévouements et leurs encouragements et à tous nos collègues qui nous ont porté main forte dans l'accomplissement de notre tâche.*

# Dédicaces

**Je dédie ce travail à mes très chers PARENTS**

**qui ont toujours là pour moi...**

**« Vous avez tous sacrifié pour vos enfants, n'épargne  
ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique  
modèle de labeur et de persévérance... Je suis redevable  
d'une éducation dont je suis fier ».**

**Je le dédie aussi à mes frères et mes sœurs**

**qui ont toujours été là pour moi...**

**Je tiens à remercier mes amis**

**Enfin je dédie ce travail à tous mes amis pour leur sincère amitié et  
confiance et à qui je dois ma reconnaissance et mon attachement.**

**A tous ces intervenants, je présente mes dédicaces,  
mon respect et ma gratitude.**

**Oussama, Saïd & Kamel**

## Résumé

Guelma, comme la plupart des villes algériennes a subi des dommages, liés au phénomène de glissement de terrain. Ces glissements de terrain sont dus aux ruptures répétitives des talus (naturels, déblais, remblais) après chaque hiver.

Dans ce travail, on s'intéresse à l'étude du Pk 67+500 sur la RN80 dont l'objectif est de déterminer l'état et les causes de dégradation. On a effectué l'analyse de la stabilité du chaque talus constituant le versant coupé par la RN80 Pk 67+500 au moyen de logiciel Geo5 ce qui nous à affirmer l'instabilité du site étudié.

Pour remédier à cette instabilité, on a proposé deux variantes pour le confortement du glissement basées sur le principe de renforcement des sols par géosynthétique « géogrilles » et inclusions rigides « clouage ».

Après analyse de la stabilité de la partie amont et aval du point du glissement ainsi que le talus global on a pu conclure que la stabilisation du talus amont par remblai en géogrilles et l'élargissement de la partie aval par réalisation d'un remblai renforcé par géogrilles a fourni une solution adéquate et économique pour la stabilisation de la région.

**Mots clés** : glissements, stabilité, coefficient de sécurité, géogrilles, géo5

## Abstract

Guelma, like most Algerian cities, is suffering damage cause by the phenomen of landslide which comes as a result of repetitive breaks of slopes (natural, cutting, embankments) after each winter.

In this project we were interested in the study of PK 67+500 on RN80 in the objective of determination the status and causes of the degradation. For this, we performed the analysis of the stability of each slope forming the hill cutting by the RN80 PK 67+500 via Geo5 application. The results of the analysis confirm the instability of the site studied.

To bypass this, we proposed two possible solutions (variants) for the confortment of the slip based on the principle of soil reinforcement by geosynthetics (geogrids) and rigid Inclusions (rigid nailing).

After analyzing the stability of the upstream portion and downstream of the slip point and the overall slope it was concluded that stabilizing the embankment upstream slope by geogrids and expansion of the downstream portion by performing an embankment reinforced with geogrids provided adequate and economical solution for the stabilization of the region.

**Key words**: slip, stability, safety factor, geogrids, geo5

# Sommaire

	<b>Page</b>
Remerciement.....	i
Dédicaces .....	ii
Résumé.....	iii
Sommaire.....	iv
Liste des figures .....	vii
Liste des tableaux .....	x
Notations et abréviations .....	xi
<b>Introduction général</b> .....	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Glissement des terrains</b>	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Définitions des glissements de terrain .....	2
I.3. Classification des glissements de terrain.....	2
I.3.1. Classification selon le type de mouvement .....	2
I.3.2. Classification selon la profondeur de glissement.....	5
I.3.3. Classification selon la vitesse de glissement.....	5
I.3.4. Classification selon la géométrie de la surface de rupture.....	6
I.4. Causes des glissements de terrain.....	8
I.5. Origine des glissements de terrain.....	8
I.6. Lutte contre les glissements de terrain .....	9
I.7. Quelques exemples des glissements de terrain .....	10
I.7.1. A travers le monde .....	10
I.7.2. Glissement de terrain à Guelma .....	11
I.8. Conclusion.....	12
<b>Chapitre II: Le clouage des sols</b>	
II.1. Introduction.....	13
II.2. Les types de renforcement des sols.....	13
II.2.1. La terre armée .....	13
II.2.2. Les géotextiles .....	14
II.2.3. Les colonnes ballastées .....	14
II.2.4. Les micros pieux .....	14
II.2.5. Le jet grouting .....	15
II.3. Le clouage du sol .....	15
II.3.1. Origine du clouage .....	15
II.3.2. Le développement du clouage en soutènement .....	16
II.4. Le principe de dimensionnement d'un mur en sol cloué .....	17
II.5. Différentes type d'utilisations .....	18
II.6. Principe de la construction d'un mur de sol clouée .....	19
II.7. Redimensionnement d'un mur en sol cloué .....	20
II.7.1 Caractéristiques géométriques générales des ouvrages .....	20
II.7.2 Matériaux utilisés .....	21
II.8. Comportement de mur en sol clouée durant sa construction .....	22
II.9. Zone d'influence .....	23
II.10. Modes de rupture (parois clouées) .....	23

II.10.1. Rupture des éléments .....	24
II.10.1.1. Rupture par cassure des clous .....	24
II.10.1.2. Rupture par défaut d'adhérence .....	24
II.10.1.3. Rupture par trop grande hauteur d'excavation continue (rupture interne) .....	24
II.10.1.4. Rupture par débouillage (rupture interne) .....	25
II.10.2. Rupture d'ensemble (rupture externe et rupture mixte) .....	25
II.11. Interaction sol-clou .....	26
II.12. Avantages et limitations .....	27
II.13. Conclusion .....	29

### **Chapitre III: Le renforcement des sols par géogrilles**

III.1. Origine et historique de la technique.....	30
III.2. Géogrilles.....	30
III.3. Domaine d'emploi.....	30
III.4. Les Matériaux utilisés dans le renforcement par géogrilles .....	33
III.4.1. Armature de Géogrille .....	33
III.4.2. Matériaux de remblai .....	34
III.4.3. Le parement .....	35
III.5. La mise en œuvre .....	39
III.6. Les phases de mise en œuvre.....	39
III.7. Conditions de mise en œuvre.....	44
III.8. Mode d'action de renforcement par géogrilles.....	44
III.9. Principe de fonctionnement de géogrilles.....	45
III.10. Frottement latéral .....	46
III.11. Prédimensionnement.....	47
III.12. Les Modes de ruptures .....	47
III.13. Avantage et inconvénients de l'utilisation de géogrilles pour le renforcement.....	48
III.13.1. Les avantages .....	48
III.13.2. Les inconvénients .....	49
III.14. Conclusion.....	50

### **Chapitre IV: Les méthodes des calculs de la stabilité des pentes**

IV.1. Eléments de base pour le calcul de la stabilité des pentes .....	50
IV.2. Les types d'analyse de la stabilité .....	50
IV.2.1. Analyse de la stabilité externe .....	50
IV.2.2. Analyse de la stabilité interne.....	51
IV.3. Notion de coefficient de sécurité .....	52
IV.4. Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes .....	53
IV.4.1. Les calculs à la rupture .....	53
IV.4.2. Les calculs en contraintes-déformations .....	53
IV.4.3. Calcul à l'équilibre limite .....	53
IV.4.3.1 Ruptures planes .....	53
IV.4.3.2 Ruptures rotationnelles .....	54
IV.4.4. Méthode globale .....	55
IV.4.4.1 Méthode de Janbu .....	56
IV.4.5. Méthodes circulaire .....	57
IV.4.5.1. Méthode suédoise (1912) .....	57
IV.4.5.2 méthode des tranches Bishop .....	58
IV.4.5.3. Méthode de Bishop (simplifiée) .....	59
IV.4.6. Méthode à surface générale .....	61

IV.4.6.1. Méthode simplifiée de Janbu et al. 1956 .....	61
IV.4.6.2. Méthode de Morgenstern-Price 1965 .....	61
IV.4.6.3. Méthode de calcul Spencer 1967 .....	62
IV.5. Analyse de la stabilité des pentes renforcées .....	63
IV.6. Conclusion .....	64

## **Chapitre V: Le traitement du glissement de terrain RN80 Pk67+500**

V.1. Présentation du point de glissement.....	65
V.2. Hydrologie du site .....	67
V.3. Reconnaissance géotechnique du site.....	68
V.3.1 Description lithologique .....	68
V.3.2 Essais mécanique.....	68
V.4. Méthodologie de conduite des travaux de confortement .....	68
V.5. Les variantes proposées pour le traitement du glissement sur RN80 Pk 67+500.....	69
V.5.1 Conduites des travaux du massif renforce.....	69
V.6. Modélisation des différentes phases travaux au moyen du logiciel géo5.....	69
V.6.1 Type et surface de glissement .....	69
V.6.2 Calcul du coefficient de sécurité par logiciel (Géo5).....	69
V.6.3 Modélisation et calcul de la stabilité.....	70
V.7. Calcul de la stabilité des différents talus .....	70
V.7.1 Calcul de la stabilité du talus amont + talus aval avant traitement .....	70
V.7.2 Calcul de la stabilité du talus amont avant traitement .....	73
V.7.3 Calcul de la stabilité du talus aval avant traitement .....	75
V.8. Le traitement du glissement « 1 <sup>ère</sup> variante » .....	76
V.8.1 Renforcement du talus amont par géogridde .....	76
V.8.1.1 Les caractéristiques du remblai technique .....	76
V.8.1.2 Exécution du remblai renforcé par géogridde .....	77
V.8.1.3 Description et caractéristiques de la géogridde de renforcement ...	78
V.8.2 Modélisation des phases des travaux de renforcement de talus amont au moyen du logiciel Géo5.....	78
V.8.3 Modélisation des phases des travaux de renforcement de talus aval au moyen du logiciel Géo5.....	83
V.8.4 Modélisation du talus Global (amont et aval ) renforcé par géogriddes au moyen du logiciel Géo5 .....	88
V.9. Le traitement du glissement « 2 <sup>ème</sup> variante » .....	89
V.9.1 Renforcement du talus amont par clouage .....	89
V.9.2 Renforcement du talus amont par clouage et le talus aval par géogriddes .....	91
V.10. Drainage du terrain renforcé .....	92
V.11. Interprétation des résultats de l'étude de la stabilité .....	93
V.12. Conclusion .....	96

## **Conclusion générale ..... 97**

Bibliographie

Annexes

# Listes des figures

	<b>Page</b>
<b>Figure I.1</b> a) Eboulement	3
b) Glissement de terrain au Canada	
<b>Figure I.2</b> Eroulement	3
<b>Figure I.3</b> Basculement	4
<b>Figure I.4</b> Glissement slide	4
<b>Figure I.5</b> Glissement slide (Mountain River, N.W.T. (J. Aylsworth))	4
<b>Figure I.6</b> a) Coulée-glisement	4
b) Coulée-glisement Lemieux, Ont. (S. Evans)	
<b>Figure I.7</b> Étalement Scatter River, C.-B. (O. Hungr)	5
<b>Figure I.8</b> Glissements rotationnel(A)-glissement translationnel(B)	6
<b>Figure I.9</b> Glissement plan	6
<b>Figure I.10</b> Glissement rotationnel	7
<b>Figure I.11</b> Glissement rotationnel simple	7
<b>Figure I.12</b> Glissement rotationnel complexe	7
<b>Figure I.13</b> Morphologie de la zone de glissement de Villatina Medellin en Colombie	10
<b>Figure I.14</b> a) Glissements de La Leona près de San Vicente et b) de Las Collinas au Salvador	11
<b>Figure II.1</b> Vue éclatée d'un massif en terre	13
<b>Figure II.2</b> Mur à blocs en géotextile	14
<b>Figure II.3</b> Une colonne ballastée (doc. Keller)	14
<b>Figure II.4</b> Reprise d'efforts horizontaux et verticaux	14
<b>Figure II.5</b> reprise en sous œuvre mise en place par injection de coulis de béton	15
<b>Figure II.6</b> évacuateur de crue du barrage de -Dame-de-Commeiers, 1961 (Bonazzi et Colombet 1984)	15
<b>Figure II.7</b> Méthode traditionnelle et méthode autrichienne dans les revêtements de galerie : principe et comportement.	16
<b>Figure II.8</b> Mur en sol cloué ou Versailles (Rabejac et Toudic, 1974)	16
<b>Figure II.9</b> Le détail d'une section transversal typique d'un mur en sol cloué	18
<b>Figure II.10</b> Ouvrage neuf, paroi Clouée en soutènement d'excavation	19
<b>Figure II.11</b> Phases de réalisation d'une paroi clouée (d'après les Recommandations Clouterre91)	20
<b>Figure II.12</b> Vue des aciers haute adhérence Constituant les armatures des clous	21
<b>Figure II.13</b> Réalisation du parement par béton projeté	21
<b>Figure II.14</b> Surfaces potentielles de rupture et forces de traction des clous	22
<b>Figure II.15</b> Zone d'influence	23
<b>Figure II.16</b> Rupture par cassure des armatures dans l'ex. N°1 du mur en sol cloué	24
<b>Figure II.17</b> Déplacements à la rupture	24
<b>Figure II.18</b> Rupture par trop grande hauteur d'excavation continue	25
<b>Figure II.19</b> Rupture par débouillage	25
<b>Figure II.20</b> Différents types de rupture d'un mur en sol cloué	26
<b>Figure II.21</b> Effort dans le clou - mécanisme de transfert de charge	27
<b>Figure III.1</b> Installation des géogrilles au niveau des traverses, avant le levage et le bourrage du ballast	30
<b>Figure III.2</b> Mise des géogrilles au-dessous des drains	31
<b>Figure III.3</b> Séparation de matériaux de remblais	31
<b>Figure III.4</b> L'enrobé est mis en œuvre directement sur la géogrille	31



<b>Figure III.5</b>	de Protection contre le glissement	32
<b>Figure III.6</b>	Mise en place de la géogrille de retenue des terres	32
<b>Figure III.7</b>	Remblai renforcé par pieux et géosynthétique	32
<b>Figure III.8</b>	Géogrilles uniaxiales	33
<b>Figure III.9</b>	Vue en plan d'une géogrille biaxiale	34
<b>Figure III.10</b>	Vue en plan d'une géogrille triaxiale	34
<b>Figure III.11</b>	Matériau de remblai	35
<b>Figure III.12</b>	Parement en géotextile	36
<b>Figure III.13</b>	Les types des éléments préfabriqués	36
<b>Figure III.14</b>	Parement préfabriqué	36
<b>Figure III.15</b>	Parement en géotextile	37
<b>Figure III.16</b>	Parement de type conteneurs	37
<b>Figure III.17</b>	Parement en type pneumatique	37
<b>Figure III.18</b>	Parement TVG vert	38
<b>Figure III.19</b>	Parement en gabions	38
<b>Figure III.20</b>	Parement géogrille de type Terra Bloc	39
<b>Figure III.21</b>	Imbrication des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite)	45
<b>Figure III.22</b>	Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage	46
<b>Figure III.23</b>	Équilibre d'une longueur élémentaire de renforcement	46
<b>Figure III.24</b>	Dimensionnement à la rupture des massifs en sol renforcé stabilité externe : a), b), c) ; stabilité interne : d), e), f) ; stabilité du parement : g), h), i)	48
<b>Figure III.25</b>	Analyse de la stabilité générale du mur renforcé	49
<b>Figure IV.1</b>	La stabilité d'ensemble	51
<b>Figure IV.2</b>	La stabilité au glissement	51
<b>Figure IV.3</b>	La stabilité au poinçonnement	51
<b>Figure IV.4</b>	La stabilité interne	52
<b>Figure IV.5</b>	Ruptures planes	54
<b>Figure IV.6</b>	Types de surface de glissement	55
<b>Figure IV.7</b>	Choux de surface de glissement	55
<b>Figure IV.8</b>	Abaque de Janbu	57
<b>Figure IV.9</b>	Surface de glissement selon la méthode des tranches Bishop	58
<b>Figure IV.10</b>	Surface de glissement selon la Méthode de Bishop (simplifiée)	60
<b>Figure IV.11</b>	Surface de glissement selon la Méthode simplifiée de Janbu et al. 1956	61
<b>Figure IV.12</b>	Surface de glissement selon la Méthode de Morgenstern-Price 1965	62
<b>Figure IV.13</b>	Surface de glissement selon Spencer	62
<b>Figure V.1</b>	Localisation du point de glissement sur la RN80 Pk67+500	65
<b>Figure V.2</b>	Une vue d'ensemble de l'étendu du glissement	65
<b>Figure V.3</b>	La limitation du glissement sur la partie aval de la chaussée	66
<b>Figure V.4</b>	représentant le glissement du confortement du glissement réalisé débris d'un mur	67
<b>Figure V.5</b>	vue en plan de l'ensemble du pont de glissement	68
<b>Figure V.6</b>	Profil du talus global avant traitement	70
<b>Figure V.7</b>	profil du talus global avant traitement pour une surface de rupture circulaire	72
<b>Figure V.8</b>	Le profil du talus global avant traitement pour une surface de rupture polygonale	73
<b>Figure V.9</b>	Le profil du talus amont avant traitement	73
<b>Figure V.10</b>	Le profil du talus amont avant traitement pour une surface de rupture	74

---

	circulaire	
<b>Figure V.11</b>	Le profil du talus amont avant traitement pour une surface de rupture polygonale	74
<b>Figure V.12</b>	Le profil du talus aval avant traitement	75
<b>Figure V.13</b>	Le profil du talus aval avant traitement pour une surface de rupture circulaire	75
<b>Figure V.14</b>	Le profil du talus aval avant traitement pour une surface de rupture polygonal	76
<b>Figure V.15</b>	Le profil du talus Amont après terrassement	79
<b>Figure V.16</b>	Le profil du talus amont après remblaiement	79
<b>Figure V.17</b>	Modélisation finale du talus amont renforcé par geogrilles	80
<b>Figure V.18</b>	Le profil du talus amont renforcé par géogridde pour une surface de rupture circulaire	81
<b>Figure V.19</b>	Le profil du talus amont renforcé par géogridde pour une surface de rupture polygonal ( <b>Sarma</b> )	82
<b>Figure V.20</b>	Le profil du talus amont renforcé par géogridde pour une surface de rupture polygonal ( <b>Spencer</b> )	83
<b>Figure V.21</b>	Le profil du talus aval après terrassement	84
<b>Figure V.22</b>	Le profil du talus aval après remblaiement	84
<b>Figure V.23</b>	Le profil du talus aval après remblaiement pour une surface de rupture circulaire	85
<b>Figure V.24</b>	Le profil du talus aval ave un remblai renforcé par géogridde	86
<b>Figure V.25</b>	Modélisation finale du talus amont renforcé par geogrilles	88
<b>Figure V.26</b>	Le profil du talus Global renforcé par géogridde pour une surface de rupture circulaire	88
<b>Figure V.27</b>	Le profil du talus Global renforcé par géogridde pour une surface de rupture polygonal	89
<b>Figure V.28</b>	Le profil du talus amont renforcé par clouage	89
<b>Figure V.29</b>	Le profil du talus Global renforcé par clouage et géogridde pour une surface de rupture circulaire	91
<b>Figure V.30</b>	Le profil du talus Global renforcé par clouage et géogridde pour une surface de rupture circulaire	91
<b>Figure V.31</b>	Détail de réalisation d'un tranché drainant	92
<b>Figure V.32</b>	Le facteur de sécurité $F_s$ en fonction des méthodes de calcul pour Talus non renforcés amont, aval, global	93
<b>Figure V.33</b>	Le facteur de sécurité $F_s$ en fonction des méthodes de calcul pour talus amont non renforcé et les deux variantes de renforcement : geogrilles, clouage	94
<b>Figure V.34</b>	$F_s$ en fonction des méthodes de calcul pour talus global non renforcé et les deux variantes de renforcement : geogrilles, clouage	95
<b>Figure V.35</b>	$F_s$ déterminé à partir des méthodes de calcul de la surface de rupture polygonale calculée pour différents talus non renforcés et renforcés.	95

---

# Listes des tableaux

	<b>Page</b>
<b>Tableau I.1</b> Classification de l'étalement selon les vitesses atteintes à court terme	5
<b>Tableau I.2</b> Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme	6
<b>Tableau II.1</b> Ordre de grandeur des principales caractéristiques dimensionnelles des murs en sol cloué	17
<b>Tableau III.1</b> Espacement relatif maximal Sv/H en fonction du rapport $L_{inf}/H$	47
<b>Tableau IV.1</b> Analyse de la stabilité des pentes renforcées	64
<b>Tableau V.1</b> Lithologie du site (voir coupe géotechnique)	69
<b>Tableau V.2</b> Caractéristiques mécaniques	69
<b>Tableau V.3</b> Les caractéristiques des interfaces entre les couches	72
<b>Tableau V.4</b> L'eau dans les sols	72
<b>Tableau V.5</b> La localisation des interfaces de terrassement	79
<b>Tableau V.6</b> Les paramètres du remblai technique et les différents sols	80
<b>Tableau V.7</b> Les Interfaces du remblai technique talus amont	81
<b>Tableau V.8</b> Les caractéristiques des géogrilles renforcent le talus amont	81
<b>Tableau V.9</b> Les caractéristiques du parement en béton projeté talus amont	81
<b>Tableau V.10</b> Les Interfaces de terrassement talus aval	84
<b>Tableau V.11</b> Les Interface du remblai technique talus aval	85
<b>Tableau V.12</b> Les caractéristiques de géogrille talus aval	86
<b>Tableau V.13</b> Les interfaces du terrassement du mur cloué (talus amont)	91
<b>Tableau V.14</b> Les Paramètres des clous	91
<b>Tableau V.15</b> Les facteurs de sécurité $F_s$ déterminés par différents méthodes d'analyse pour différents talus	94
<b>Tableau V.16</b> Comparaison entre les trois talus étudiés (cas non renforcé)	94
<b>Tableau V.17</b> Comparaison entre le talus amont non renforcé et les deux variantes de renforcement : geogrilles, clouage	95
<b>Tableau V.18</b> Comparaison entre le talus global non renforcé et les deux variantes de renforcement :geogrilles, clouage	95
<b>Tableau V.19</b> Comparaison entre les différents talus non renforcés et renforcés pour l'analyse de la stabilité pour une surface polygonale	96

## NOTATIONS ET ABREVIATIONS

<b><math>L_A</math></b>	Longueur d'ancrage nécessaire d'après le dimensionnement	
<b><math>L_B</math></b>	Longueur du retour nécessaire d'après le dimensionnement	
<b><math>n</math></b>	Nombre de couches	
<b><math>B</math></b>	Largeur de l'armature	
<b><math>x</math></b>	Abscisse le long de l'armature	
<b><math>T</math></b>	Effort normal	
<b><math>h</math></b>	La hauteur de l'emplacement de la jauge mesuré	<i>m</i>
<b><math>H</math></b>	La hauteur du mur de soutènement	<i>m</i>
<b><math>L_{inf}</math></b>	Longueur du lit inférieur	<i>m</i>
<b><math>S_v</math></b>	Espacement vertical	<i>m</i>
<b><math>F_s</math></b>	Facteur de sécurité	
<b><math>T_{max}</math></b>	La force de traction maximum requise pour résister à la pression latérale active de la terre à la surface du mur	
<b><math>T_{al}</math></b>	La capacité de traction admissible par largeur d'unité du renfort	
<b><math>R_c</math></b>	La résistance à la traction à long terme admissible est calculée selon le type du renforcement	
<b><math>\gamma</math></b>	Poids volumique du sol	<i>kN/m<sup>3</sup></i>
<b><math>\phi</math></b>	Angle de frottement	<i>Degré</i>
<b><math>C</math></b>	Cohésion	<i>Kpa</i>
<b><math>F_a</math></b>	La somme des forces actives	<i>kN/m</i>
<b><math>F_p</math></b>	La somme des forces passives	<i>kN/m</i>
<b><math>M_a</math></b>	Moment moteur	<i>kN/m/m</i>
<b><math>M_p</math></b>	Moment résistant	<i>kN/m/m</i>

# **Introduction**

# **Générale**

### Introduction générale

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide.

L'ampleur d'un glissement de terrain peut varier d'un simple bloc qui se détache d'une falaise à une vaste zone englobant des dizaines de kilomètres carrés et des millions de mètres cubes de débris.

L'évolution des zones instables recensées à travers le réseau routier et l'apparition de glissements potentiels en d'autres endroits, nous a inespéré d'étudier un point de glissement parmi les points recensés à travers le réseau de la wilaya de Guelma.

Le but principal de ce travail est d'étudier la stabilité du versant coupé par la RN80 Pk 67+500 et de proposer deux variantes comme solutions de confortement du glissement en utilisant 02 systèmes de renforcement par inclusion rigides (clouage et géogrilles). Pour à la fin faire une comparaison entre les variantes suggérées.

C'est pour cela, on a divisé le travail en 5 chapitres.

- Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique sur les types des glissements, les causes probables de se déclencher.
- Le deuxième chapitre décrit le renforcement des sols par clouage qui est une technique de renforcement des sols in situ, en y installant dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous) rigides et passives, c'est une solution de renforcer le sol sans affecté lithologie du terrain.
- Le troisième chapitre décrit un autre système de renforcement utilisant un matériau nouveau apparenté au géosynthétique qui est les géogrilles. On a présenté les principaux rôles des géogrilles et leurs techniques d'utilisation les plus courantes.
- Le quatrième chapitre est consacré pour présenter les méthodes de calcul du coefficient de sécurité vis-à-vis au glissement des massifs de sol en pente on admettant des surfaces de rupture circulaires et polygonales.
- Le cinquième chapitre présente une étude approfondie du site (Etude géotechnique et hydrologique) avec une analyse comparative des résultats de calcul automatique du coefficient de sécurité des 03 talus formant le points de glissement avec et sans renforcement par différentes méthodes d'équilibre limite à l'aide du programme slope stability sous le logiciel Geo5 pour à la fin retenir la bonne variante.

# **Chapitre I:**

# **Glissement des**

# **terrains**

## **I.1. Introduction**

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et peut provoquer des pertes en vies humaines et matériels ainsi que des dégâts naturelles considérables.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature et leur dimension.

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

Il y a sommairement, deux catégories de moyens de reconnaissances qui complètent les investigations géologiques de surface :

Les méthodes d'observation du terrain, C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement "fraîche" de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes. L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches. La reconnaissance peut s'effectuer à l'aide de sondages. Il sera possible d'établir des coupes prévisionnelles ou même un bloc diagramme qui pourra être confirmé par les sondages [1].

## **I.2. Définitions des glissements de terrain**

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide. Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes [1]. Ce phénomène naturel fait partie d'un ensemble de mouvements encore plus vastes dénommés land-slides par les anglo-saxons, terme qui s'est imposé au plan international, et qui a été adopté par l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et officiellement retenu par l'UNESCO et l'UNDRO [2]. Un glissement de terrain est le déplacement vers le bas de matériaux géologiques sur une pente. Il peut s'agir de roches, ou de matériaux plus meubles comme l'argile, le sable et le gravier [3]. Après la mise en mouvement la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Elle est donc toujours reconnaissable, ce qui permet de différencier les glissements de terrain des coulées de boue qui n'ont pas de forme propre.

L'ampleur d'un glissement de terrain peut varier d'un simple bloc qui se détache d'une falaise à une vaste zone englobant des dizaines de kilomètres carrés et des millions de mètres cubes de débris [3].

## **I.3. Classification des glissements de terrain**

La plupart des classifications récentes restent fondées sur deux facteurs (type de mouvement et type de matériaux) auxquels s'ajoutent le type et la quantité de fluide agissant dans le déplacement c'est-à-dire l'air et surtout l'eau [2].

### **I.3.1. Classification selon le type de mouvement**

Les types de mouvement constituant les landslides sont les suivants : chute ou éboulement, basculement, glissement, déplacement latéral coulées.



- **Éboulement ou chute** : la chute libre de pierres ou de sédiments se détachant d'un versant très abrupt, habituellement accompagnée de mouvements de rebondissement ou de roulement [4].



**Figure I.1.** Eboulement ou chute de pierre [4]

Lors d'un éboulement (au sens strict), un volume de roche important, se fragmentant plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le matériau concerné est en général compris entre 100 et 100000 m<sup>3</sup> par événement. Cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler.

- **Écroulement** : Lors d'un écroulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs millions de m<sup>3</sup>) se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense [1].

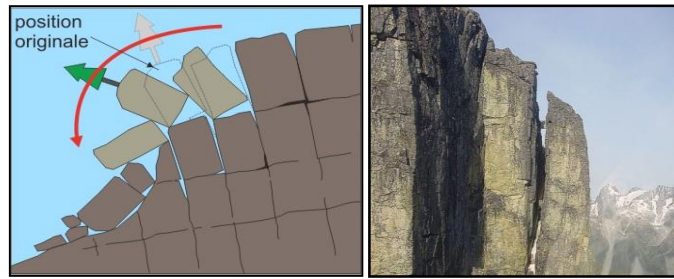
Les caractéristiques particulières de ce phénomène sont des vitesses de chute élevées (de plus de 40m/s) et de très grandes distances de transport (pouvant souvent atteindre plusieurs kilomètres). Compte tenu des grands volumes concernés, les écroulements peuvent modifier le paysage de façon durable. Les énormes masses écroulées forment souvent des barrages naturels dans les vallées de montagne, obstruant les cours d'eau et créant des retenues; en cas de rupture catastrophique du barrage, elles entraînent un danger d'inondation pour les régions en aval [1].



**Figure I. 2.** Écroulement [1]

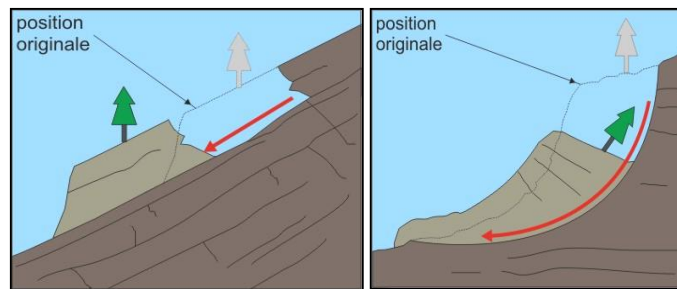
Les principales caractéristiques qui nous permettent de différencier entre ces phénomènes.

- Eboulement en masse (de quelques centaines à quelques centaines de milliers de m<sup>3</sup>) ;
- Eboulements (écroulement) en grande masse (supérieur au million de m<sup>3</sup>).
- **Basculement** : La rotation vers l'avant de blocs rocheux ou de sédiments qui se renversent complètement [4].



**Figure I.3.** Basculement [4]

- **Glissement** : Le déplacement vers le bas de masses de matériaux relativement intacts suivant des plans de faiblesse [4].

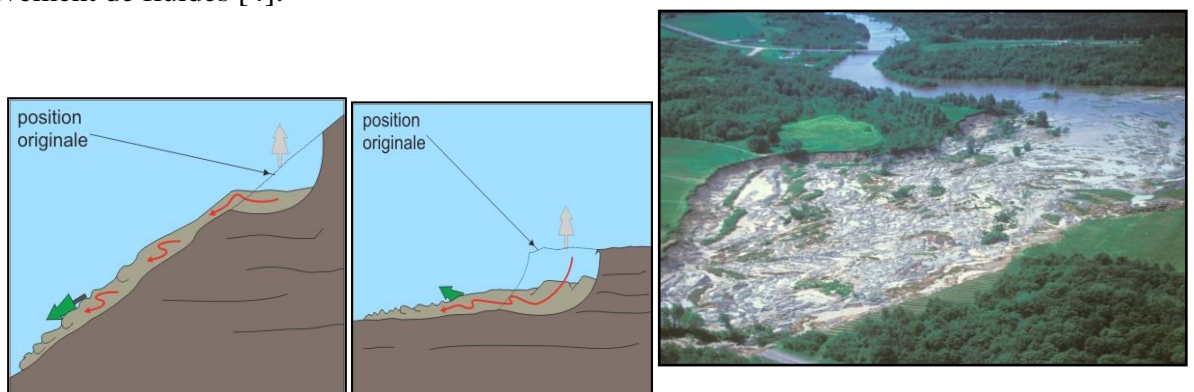


**Figure I.4.** Glissement slide



**Figure I.5.** Glissement slide (Mountain River, N.W.T. (J. Aylsworth) [4]

- **Coulée** : le mouvement vers le bas de sédiments ou de pierres s'apparentant au mouvement de fluides [4].



**Figure I.6.** Coulée-glisement [4].

- **Étalement:** L'agrandissement de la zone occupée par des blocs de sédiments ou de roche sur une pente douce [4].



**Figure I.7.** Étatement Scatter River, C-B.(O. Hungr) [4].

Les matériaux contenus dans un mouvement de versants peuvent être des roches cohérentes ou des terrains meubles (formations de pentes et sols). Suivant leur teneur en eau, ces matériaux déplacés peuvent être secs, humides ou très humides. Certains types de déplacements donnent presque automatiquement des indications sur les ordres de grandeur des vitesses atteintes classées ainsi par les spécialistes [2].

**Tableau I.1.** Classification de l'étalement selon les vitesses atteintes à court terme [2]

Classe	Description	Vitesse
7	Extrêmement rapide	5 m/sec
6	Très rapide	3 m/sec
5	Rapide	3 m/hr
4	Modéré	1.8m/hr
3	Lent	1.6m/an
2	Très lent	16mm/an
1	Extrêmement lent	

### I.3.2. Classification selon la profondeur du glissement

Les glissements de terrain se différencient en fonction de la profondeur de leur plan de glissement, on distingue [5]:

- Les glissements superficiels  $h < 2$  m.
- Semi-profonds  $2 \text{ m} < h < 10$  m
- Profonds  $h > 10$  m.

### I.3.3. Classification selon la vitesse de glissement

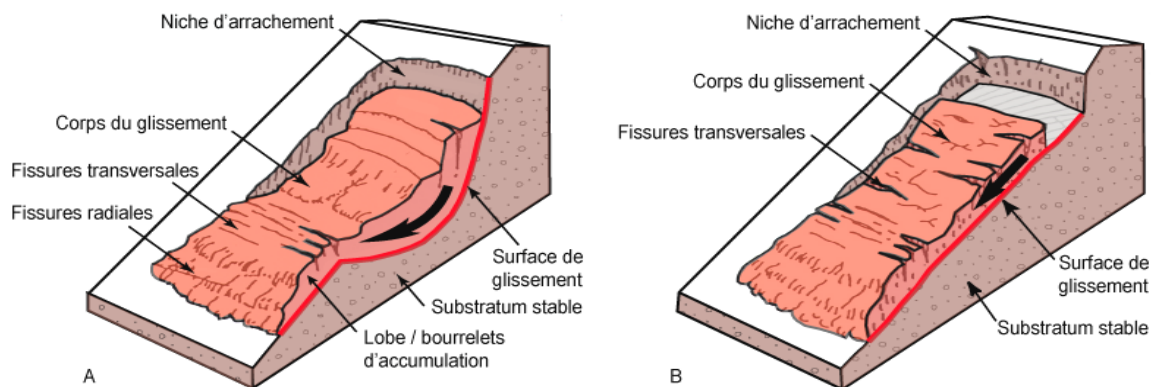
Les glissements de terrain se différencient aussi par leur vitesse estimée de la surface de glissement [5].

**Tableau I.2.** Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme [5].

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilisé, très lent	0 - 2 cm/an
Peu actif, lent	2 - 10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	> 10 cm/an

### I.3.4. Classification selon la géométrie de la surface de rupture

On distingue trois formes principales de glissements, à savoir les mouvements rotationnels et les mouvements translationnels. Sur le terrain, ces deux phénomènes sont souvent liés.



**Figure I.8.** Glissement rotationnel (A) [8]

Glissement translationnel (B) [8]

#### ➤ Glissements translationnels (plan) :

Dans le cas des glissements plan ou translationnels, la surface de glissement est plane. Des couches ou des ensembles de couches de terrain se mettent en mouvement le long d'une couche plus faible ou d'une discontinuité lithologique ou structurale. Un niveau marneux ou argileux est un exemple fréquent de couche plus faible. Une morphologie en dip-slope (lorsque le pendage des couches est très proche de l'inclinaison du versant) est également favorable à l'occurrence d'un glissement translationnel.

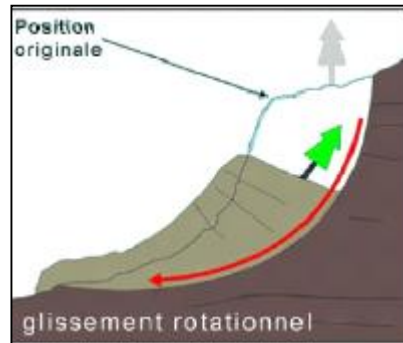
Les surfaces affectées par un glissement plan peuvent s'étendre sur plusieurs km<sup>2</sup>. Un glissement plan peut être extrêmement rapide (instantané) [6].



**Figure I.9.** Glissements plan [4].

➤ **Glissements rotationnels :** Lors de glissements rotationnels, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type rotationnel sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent

principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux [7]. Les glissements de type rotationnel, dans une coupe verticale, la surface de glissement est circulaire et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement. En règle générale, le mécanisme du glissement ne provoque qu'un faible remaniement interne du matériau glissé. Des dépressions avec crevasses ouvertes et des fissures de traction sont souvent visibles dans la moitié supérieure du glissement, alors que la masse glissée tend à s'étaler et à se désagréger au front du glissement, où peuvent se former des écoulements de boue (coulées de terre) en cas de saturation en eau de la masse.

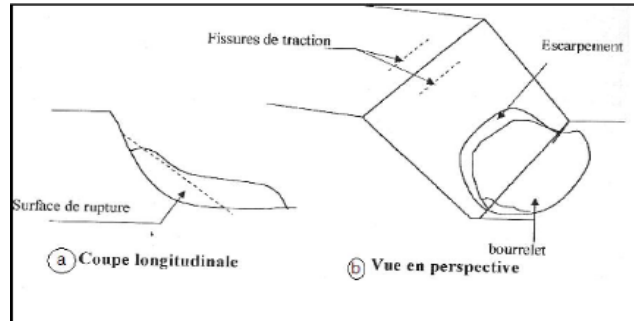


**Figure I.10.** Glissement rotationnel [4].

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

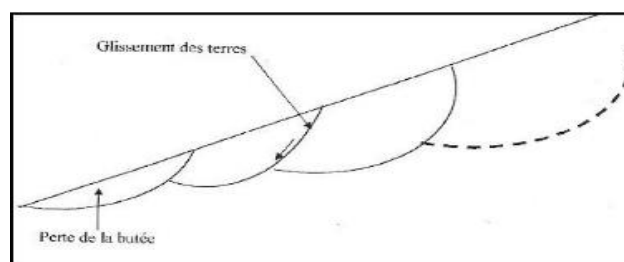
a) Glissement rotationnel simple [5] : La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. Il comprend :

- En tête des fissures de traction,
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- À la base, un bourrelet formé par des matières glissées.



**Figure I.11.** Glissement rotationnel simple [5].

b) Glissement rotationnel complexe : Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont [5].



**Figure I.12.** Glissement rotationnel complexe [5].

- **Glissement quelconque:** le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents [8].

#### I.4. Causes des glissements de terrain

La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux. Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines.

- Certaines causes sont externes, comme par exemple l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, par l'ouverture d'une carrière de sable ou de roche, par les secousses d'un tremblement de terre, par la surcharge d'une construction, etc.
- D'autres causes sont considérées comme internes, telles que l'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies,
- l'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol,
- le développement de l'altération de la roche, le degré de plasticité du sol ou sa sensibilité à l'eau, etc. Si les causes des mouvements de versants sont diverses, il existe toujours un seul facteur de déclenchement, c'est-à-dire un stimulus externe (fortes précipitations, secousses sismiques, éruptions volcaniques, etc.) apte à provoquer rapidement le mouvement.

#### I.5. Origine des glissements de terrain

En règle générale, les glissements sont dus à des modifications soit dans les moments résistants, soit dans les moments moteurs. Il y a rupture lorsque les moments moteurs sont supérieurs ou égale aux moments résistants, d'origine naturelle ou anthropique.

- Les causes augmentant les moments moteurs [5]
  - Augmentation de la hauteur d'une pente.
  - Enlever le sol au pied de la pente.
  - Ajouter une charge au sommet.
  - Abaisser le niveau d'eau à l'extérieur de la pente.
  - Augmentation de la pression d'eau dans les fissures de traction.
  - Augmentation du poids volumique par saturation. Séisme ou charge dynamique.
- Les causes diminuant les moments résistants [5]
  - Augmentation de la pression interstitielle.
  - Liquéfaction des sols.
  - Gonflement des sols et annulation de la succion.
  - Rupture progressive (fluage).

Très souvent, les glissements de terrain sont déclenchés par un ensemble de facteurs divers. Certaines conditions doivent être réunies pour menacer la stabilité d'un versant. A celles-ci viennent s'ajouter un ou plusieurs mécanismes déclencheurs.

Dans les terrains inclinés, le sol a tendance à glisser vers l'aval. L'ampleur de ce phénomène est principalement déterminée par trois forces:

**Gravité:** force qui entraîne la matière vers le centre de la Terre; dépend de la pente du terrain [9].

**Force de frottement:** force qui freine une couche de terrain meuble ou de roche par frottement contre la couche sous-jacente [9].

**Force de cohésion:** force qui repose sur l'attraction des particules du sol entre elles et de l'attraction entre ces particules et l'eau stockée dans le sol.

**Déclivité:** les glissements de terrain peuvent se produire sur des pentes modérées à raides, d'une déclivité de 10 à 40 degrés généralement [9].

**Hydrologie:** Un terrain offrira plus ou moins de résistance au glissement en fonction de sa sensibilité à l'eau, celle-ci dépendant directement de la composition des matériaux constituant le versant. Les mouvements de masse se produisent avant tout lorsqu'un important volume d'eau pénètre dans le sol sur une période prolongée. En montagne, cela n'arrive que lorsque les températures se situent au-dessus de zéro degré puisque, dans le cas contraire, les précipitations sont stockées sous forme de neige ou de glace [9].

**Erosion:** les processus d'altération tendent à faire disparaître les sols superficiels et mettent à nu les couches sous-jacentes. L'infiltration s'en trouve renforcée et la teneur en eau des horizons profonds augmente. De tels phénomènes réduisent la force de frottement et la cohésion [9].

**Végétation:** les racines des arbres et des arbustes peuvent contribuer à améliorer la cohésion du sol. Une pente peut être fortement déstabilisée en cas de disparition soudaine de la végétation suite à un incendie de forêt, au défrichage du terrain, à une tempête ou à la sécheresse [9].

• **Activités humaines:** Celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente. En voici quelques exemples:

Construction d'infrastructures ou de bâtiments: augmente le poids qui repose sur la pente et, partant, la force de gravité. La stabilité peut également être fortement réduite si des constructions sont dirigées au bas du versant avec une excavation dans le pied du glissement (suppression de butée) [9].

Arrosage et irrigation: modifie la teneur en eau du sol.

Défrichage: entraîne le dépérissement des racines des arbres, qui ne peuvent plus jouer leur rôle stabilisateur.

- Ecoulements d'eau: les conditions d'écoulement dans une pente peuvent être modifiées notamment par le compactage ou l'imperméabilisation du sol. Les canalisations présentes dans le terrain peuvent aussi constituer des chemins d'écoulement préférentiel avec concentration locale des eaux.
- Pentes artificielles: les conditions de stabilité peuvent être fortement altérées si la structure interne d'une pente est modifiée. Les pentes artificielles présentent souvent des caractéristiques moins favorables du point de vue de leur stabilité que les pentes naturelles (compactage, cohésion, drainage des eaux, etc.).

## I.6. Prévention contre les glissements de terrain

Bien que des glissements de terrain continuent de se produire chaque année, les risques qu'ils représentent peuvent être réduits ou éliminés grâce à des mesures appropriées de planification et d'atténuation [4].

- Il est possible de limiter les risques de glissement de terrain. La première méthode d'atténuation des risques consiste simplement à les éviter. Grâce à l'avis d'experts et à une planification rigoureuse, les communautés peuvent identifier les pentes instables et limiter ou réglementer le développement dans une zone à risque ou déplacent des personnes.

- Si l'instabilité des pentes est inévitable, de nombreux procédés techniques permettent de réduire les risques.
- De nombreuses méthodes ont été mises au point afin de réduire les risques de glissement de terrain en atténuant l'instabilité du terrain. Ces méthodes comprennent l'amélioration du drainage en surface ou souterrain, la réduction de l'inclinaison de la pente, l'excavation permettant de réduire la charge au sommet de la pente, la construction de bermes de protection afin de réduire l'érosion à la base de la pente et le clouage géotechnique ou l'installation de couvertures rigides (par exemple du ciment) sur des parois de falaises qui se désagrègent.
- Lorsque les glissements de terrain ne peuvent être ni empêchés ni évités, un certain nombre d'ouvrages de confinement ou de déviation ont été conçus pour protéger les communautés et les infrastructures essentielles.
- Des techniques d'atténuation innovatrices, la surveillance active des pentes et des systèmes d'alerte rapide.

## I.7. Quelques exemples des glissements de terrain

### I.7.1. A travers le monde

Glissement de Villatina Medellin en Colombie [5]: Le glissement a eu lieu en 1987 au quartier de Villatina Medellin qui est localisé sur le flanc oriental de l'aval du Rio Medellin. Il est l'une des grandes catastrophes naturelles qui ont eu lieu en Colombie dans une zone urbaine. Le nombre des victimes a été entre 450 et 500, avec plus de 120 maisons détruites.

Le glissement est parti de la zone de dunites (roches argileuses fracturées) qui a une pente supérieure à 20%, il est descendu en suivant la ligne de plus forte pente (Fig I.13)



**Figure I.13.** Morphologie de la zone de glissement de Villatina Medellin en Colombie [5]

### Glissements de La Leona et de Las Collinas au Salvador [5] :

A la suite d'un tremblement de terre de magnitude 7.6 à l'échelle Richter survenu en 2001 au large des côtes du Salvador, deux glissements de terrain se sont produits : le glissement de La Leona près de San Vicente et le glissement de Las Collinas (Figure I.14).





**Figure I.14.** (a) Glissements de La Leona près de San Vicente et (b) de Las Collinas au Salvador [5]

### I.7.2. Glissement de terrain à travers la Wilaya de Guelma

A côté des catastrophes naturelles qui ont ébranlé des villes algériennes ces dernières années, Guelma est touchée par les phénomènes des glissements de terrain.

Selon les services de la Wilaya, depuis un certain nombre d'années (**plus de 10 ans**) les ruptures répétitives des talus (naturels, déblais, remblais) après chaque hiver, L'évolution des zones instables recensées à travers le réseau routier et l'apparition de glissements potentiels en d'autres endroits, des sections recensées (**un linéaire de plus de 235 Kms**) à travers le réseau de la wilaya de Guelma.

Accentuent la vulnérabilité de la maille des infrastructures structurante constituée par :

- Les routes nationales : RN16, RN20, RN21, RN80 et RN81
- Les chemins de wilaya : CW19, CW33, CW 27, CW 122 et CW 123

#### Routes nationales

- **Route nationale RN 16 :**
  - Section de tracé comprise entre la localité de Bouchegouf et la limite territoriale de la wilaya de Souk Ahras.
  - Section comprise entre Ain Ben Beida et Oued Fragha sur 08 Kms.
- **Route nationale RN 20 :**
  - Section de tracé comprise entre Oued Zenati et la localité de Medjez amar.
  - Section comprise entre Boumahra et la localité de Bouchegouf.
- **Route nationale RN 21 :** Section de tracé comprise entre Guelma et la localité de Héliopolis.
- **Route nationale RN 80 :** Section de tracé comprise entre Guelma et la limite territoriale de la Wilaya de Souk Ahras.
- **Route nationale RN 81 :** Section de tracé comprise entre RN 20 et la localité de Ain Makhlouf.

**I.8.Conclusion**

Guelma, comme la plupart des villes algériennes a été touchée par le phénomène de glissement de terrain. Ces dernières années, les services de la wilaya de Guelma ont recensé plus de 235 Kms à travers le réseau routier.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur le type de mouvement, la géométrie de la surface de rupture, la vitesse de glissement et la profondeur. Un glissement de terrain est un mouvement de masses compactes et de terrain meuble glissant vers l'aval. L'ampleur d'un glissement de terrain peut varier d'un simple bloc qui se détache d'une falaise à une vaste zone englobant des dizaines de kilomètres carrés et des millions de mètres cubes de débris.

La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux.

Les types de mouvement constituant les glissements sont les éboulements, basculement, glissement, déplacement latéral, coulées.

Pour limiter les risques glissement de terrain, il faut identifier les pentes instables, limiter ou réglementer le développement dans une zone à risque, améliorer le drainage en surface ou souterrain, réduire l'inclinaison de la pente, construire des bermes de protection. Lorsque les glissements de terrain ne peuvent être ni empêchés ni évités, un certain nombre d'ouvrages de confinement ou de déviation ont été conçus pour protéger les communautés et les infrastructures essentielles.

# **Chapitre II:**

## **Le clouage des sols**

## II.1. Introduction

Les techniques de renforcement de sol, qui ont connu aux cours des dernières décennies, un développement important dû au progrès technologique, consistent à améliorer sélectivement les propriétés mécaniques des sols par la mise en place d'inclusions travaillant en traction, en compression ou en flexion.

## II.2. Les types de renforcement des sols

Le principe du renforcement est de placer dans le sol, des armatures plus ou moins rigides, en métal, béton, bois, matières plastiques ou autres, dans le but d'améliorer de manière sélective ses capacités de résistance. On distingue six types de renforcement :

- La Terre armée,
- Les géotextiles,
- Les colonnes ballastées,
- Les micros pieux,
- Le Jet grouting.
- le clouage.

La Terre armée et les géotextiles sont utilisés pour renforcer des sols rapportés. Le clouage, les colonnes ballastées, les micros pieux et le jet grouting s'utilisent sur le terrain en place.

### II.2.1. La Terre armée

Le massif de TERRE ARMÉE figure II.1. Il est constitué d'un remblai granulaire, d'armatures disposées horizontalement et d'un parement formé d'écailles en béton qui n'ont qu'un rôle local de confinement du terrain entre les armatures. L'invention de VIDAL marque une date très importante dans la conception des soutènements et plus généralement dans celle du renforcement des sols. Cette technique consiste à mettre en place dans un remblai des armatures souples horizontales résistant à la traction, ce qui permet de réaliser des parements verticaux. On distingue en effet dans le comportement d'un massif en TERRE ARMÉE une zone active qui entraîne le sol vers l'aval et une zone stable résistante dans laquelle les armatures métalliques vont transférer les efforts de la zone active à la zone résistante par frottement latéral. Ainsi la partie de sol résistante équilibre la partie de zone active déstabilisatrice. Les écailles en béton armé ne servent qu'à empêcher l'écoulement des terres entre les armatures et de parement qui peut être traité avec des motifs architecturaux.

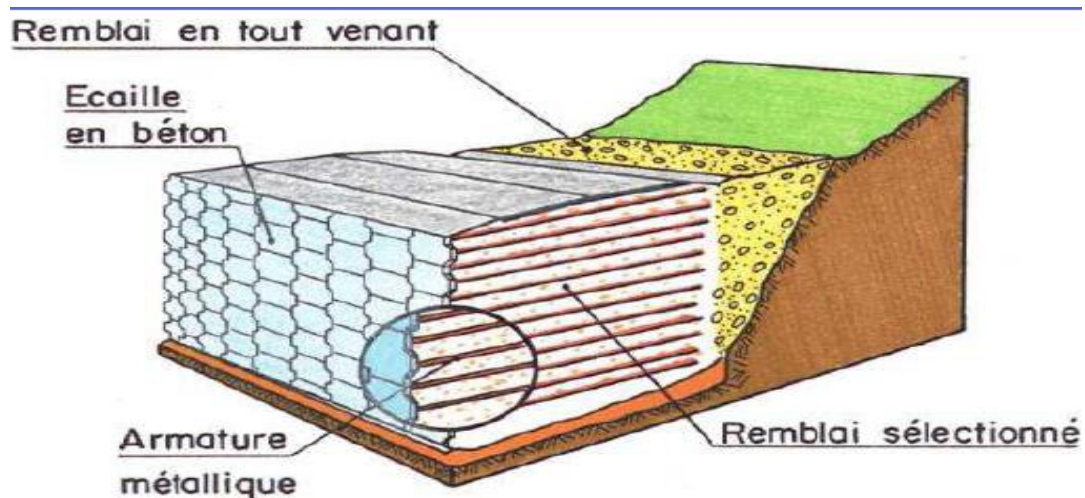


Figure II.1. Vue éclatée d'un massif en terre

### II.2.2. Les géotextiles

Ce sont des textiles tissés ou non, qui sont commercialisés en rouleaux que l'on déroule par nappe sur le remblai en cours de terrassement, pour améliorer la capacité portante (sous des voies de communication), ou le drainage. On peut aussi les utiliser en tant qu'armature dans la technique de Terre armée.

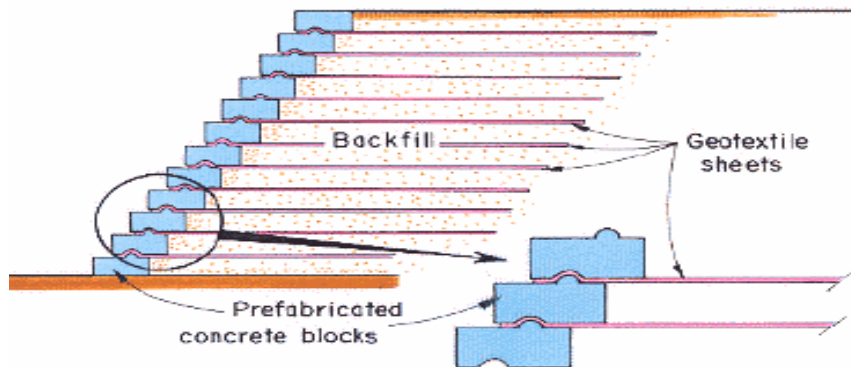


Figure II.2. Mur à blocs en géotextile

### II.2.3. Les colonnes ballastées

C'est un renforcement de sols ayant une faible résistance. Les inclusions sont des colonnes verticales de matériau granulaire mis en place par vibration. On améliore ainsi le drainage et la capacité portante.

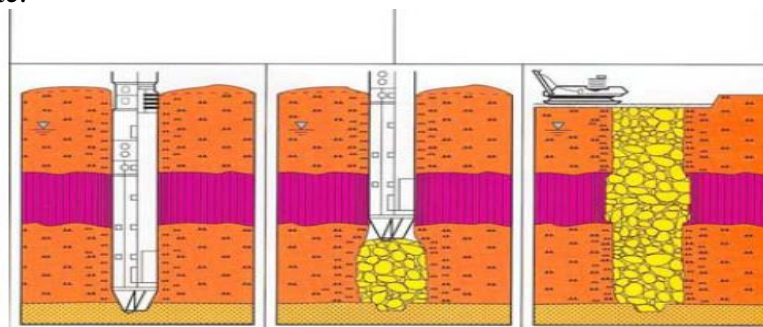


Figure II.1.3. Une colonne ballastée (doc. Keller)

### II.2.4. Les micros pieux

Cette technique consiste à introduire dans le sol des inclusions métalliques (ou en bois) verticales (ou fortement inclinées), qui par leur grand nombre, permettent d'améliorer la capacité portante.

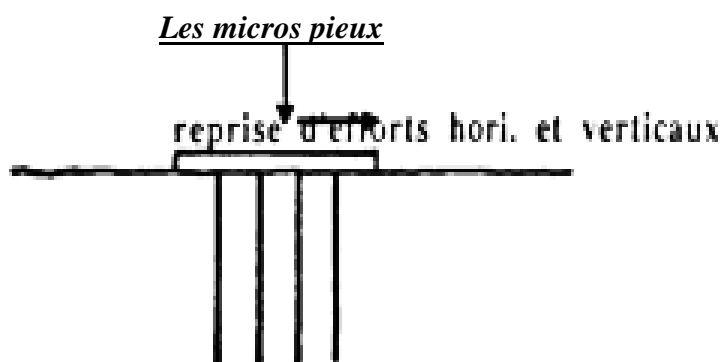


Figure II.1.4. Reprise d'efforts horizontaux et verticaux par micro pieux

### II.2.5. Le jet grouting

Cette méthode relativement récente consiste à créer par injection (sous très haute pression) dans le sol des colonnes de coulis de ciment. On l'emploie en sous œuvre, en soutènement, et pour faire des micros pieux. [10]

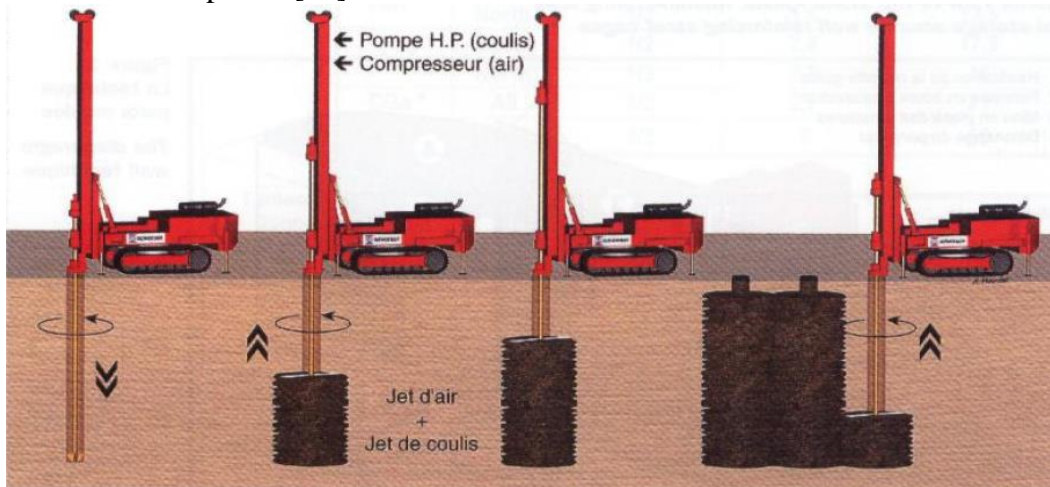


Figure II.1.5. Reprise en sous œuvre mise en place par injection de coulis de béton

### II.3. Le clouage du sol

Le clouage des sols est une technique de renforcement des sols in situ, en y installant dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous ou armatures) rigides et passives, éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol. Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis.

Dans un massif renforcé, on qualifie d'actif la zone qui se déforme et de résistante la partie rigide. Les mouvements du sol peuvent être très faibles ou plus étendus, la zone active peut rester stable ou, au contraire, s'effondrer suivant la nature et la qualité du renforcement. Les clous augmentent la cohésion du sol, ainsi que sa résistance à la traction et au cisaillement et mis en place (par frottement) dans la zone résistante [11].

#### II.3.1 Origine du clouage

On peut voir l'origine du clouage, d'une part dans le boulonnage des roches et les systèmes à ancrages multiples, d'autre part dans la Terre Armée qui présente, de par son fonctionnement, une grande similitude avec cette technique. Parmi les ouvrages ou techniques de renforcement des sols en place qui sont assez proches des murs en sol cloué, on doit citer les réalisations suivantes :

- Des murs de soutènement, avec barres scellées et parement en béton armé dans des schistes (Figure II.6)

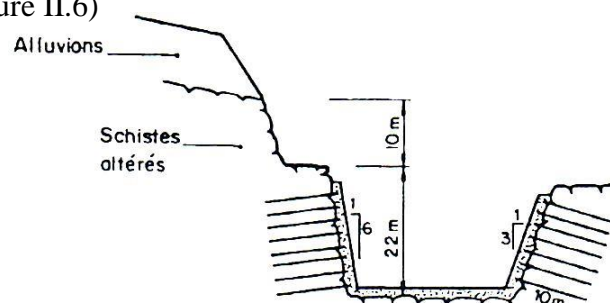
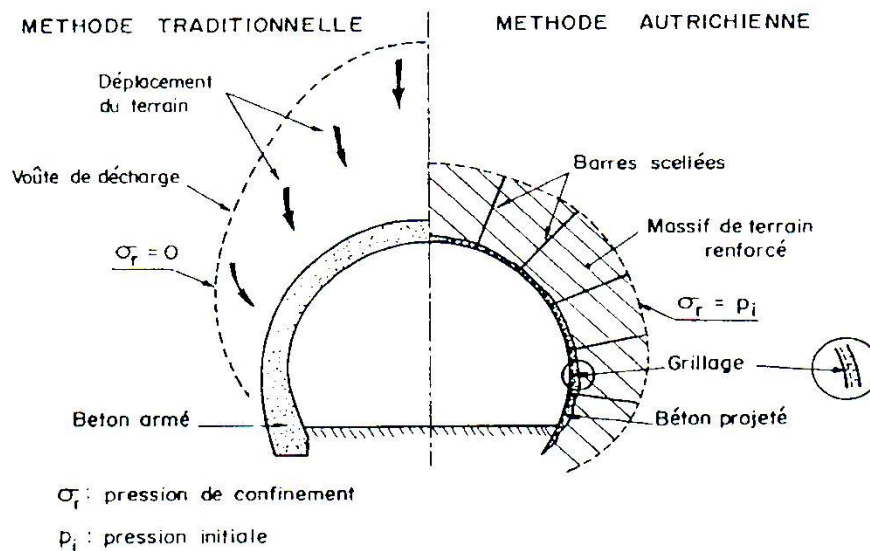


Figure II.6. Évacuateur de crue du barrage de -Dame-de-Commeiers, 1961 (Bonazzi et Colombet 1984)

- La méthode autrichienne pour les soutènements de galeries et de tunnels, développée par Rabecwiz (1964) et souvent les soutènements traditionnels. Cette dernière technique consiste à renforcer le terrain par des barres scellées, tout autour de la galerie et immédiatement après l'excavation du front, ce qui permet de réduire très sensiblement le revêtement définitif à mettre en place (Figure .II.7). Les barres ont généralement de 3 à 6 m de longueur. [12]

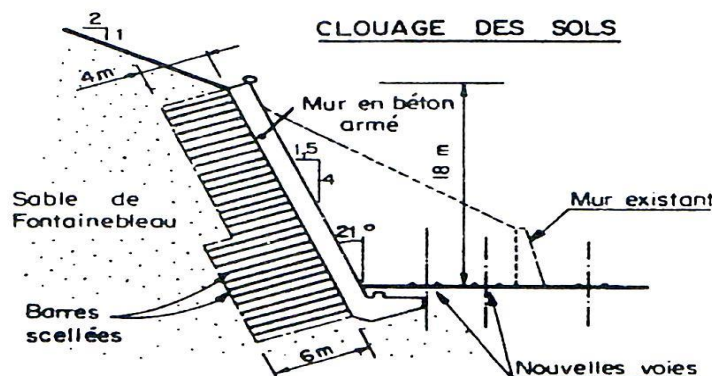


**Figure II.7.** Méthode traditionnelle et méthode autrichienne dans les revêtements de galerie (principe et comportement) [12]

### II.3.2 Le développement du clouage

Le développement des murs en sol cloué a comporté les étapes suivantes :

- Premier mur réalisé en 1972/1973 à Versailles par les entreprises Bouygues et Sol étanche pour un élargissement de voies SNCF (Rabejac et Toudic, 1974). Il s'agissait d'un mur provisoire dans le sable de Fontainebleau, construit avec une forte densité de barres courtes et scellées au coulis (Figure .II.8). Ce mur a été à l'origine du clouage en France.



**Figure II.8.** Mur en sol cloué ou Versailles (Rabejac et Toudic, 1974)

- Première expérimentation sur ouvrage réel en Allemagne (Stocker et al. 1979). Le mur construit avec des barres scellées a été poussé à la rupture par surcharge en tête.

- Première tentative d'industrialisation avec le développement des premiers éléments de parement préfabriqués en France (Louis, 1981).
- Un développement plus rapide de la technique nécessiterait :
  - L'utilisation du clouage pour des ouvrages définitifs, ce qui a été l'un des objectifs du projet national CLOUTERRE ; c'est le manque d'expérience sur la durabilité du clouage (corrosion des barres) qui a, jusqu'à maintenant, limité la technique aux ouvrages provisoires ;
  - Une meilleure esthétique du parement par la mise en place de nouvelles technologies (éléments préfabriqués en béton, etc.) [12].

#### II.4. Le principe de dimensionnement d'un mur en sol cloué

Des murs en sol cloué se sont avérés une solution économique à beaucoup de problèmes de soutènement la stabilité des pentes et excavations de sol.

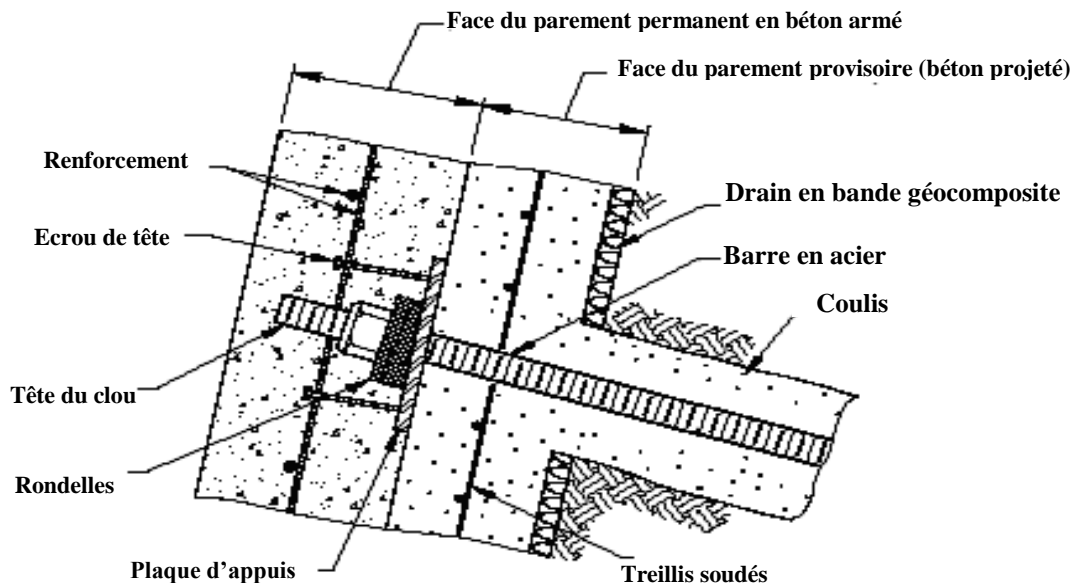
Le tableau ci-dessous présente quelques ordres de grandeur caractéristiques des murs en sol cloué

**Tableau II.1.** Ordre de grandeur des principales caractéristiques dimensionnelles des murs en sol cloué [22]

	<b>Renforcement à maille serrée (battues) ou scellées de petit diamètre</b>	<b>Renforcement de gros diamètre à maille large (scellées)</b>
Longueur des clous	0,5 à 0,7H	0,8 à 1,2H
Périmètre des clous	150 à 200 mm	200 à 600 mm
Nombre de clous par m <sup>2</sup> de parement	1 à 2	0,15 à 0,4
Résistance en traction des Armatures	120 à 200 kN	100 à 600 kN
Densité de clouage	0,4 à 1.5	0,13 à 0,6

Un mur en sol cloué se compose des clous forés dans le sol; ce sont des barres en acier placées dans des trous perforés et puis scellés au coulis de ciment. Les clous sont installés généralement avec une orientation proche de l'horizontale (inclinaisons de 10 à 20 degrés par rapport à l'horizontale) et sont principalement soumis aux efforts de traction [29]. La Figure 9 montre la section transversale d'un mur en sol cloué typique où les composants suivants sont illustrés:





**Figure II. 9.** Le détail d'une section transversal typique d'un mur en sol cloué [9]

1. Les barres de renforcement pleines qui sont le composant principal d'un système de mur en sol cloué. Ces éléments sont placés dans des trous forés et scellés au coulis de ciment. L'effort de tension est appliqué passivement aux clous pour maintenir le sol pendant la déformation durant les activités suivantes d'excavation [30].
2. Le coulis placé dans le forage perforé après que le clou était placé. La fonction primaire de coulis est de transmettre la pression des terres au clou. Le coulis fournit également une protection des clous contre la corrosion.
3. L'écrou, la rondelle, et la plaque d'appui – ces composants sont attachés à la tête du clou et ils sont utilisés pour relier le clou aux revêtements [11].
4. le revêtement fournit la connectivité structurale. Les revêtements provisoires servent de surface d'appui à la plaque d'appui et soutient du sol. Les revêtements sont placés sur l'excavation non soutenue avant l'avancement d'excavation. Les revêtements permanents sont placés au-dessus des revêtements provisoires après que les clous sont installés et l'écrou est serré.
5. Le drainage en géocomposite : la canalisation de bande en géocomposite est mise antérieurement à l'application des revêtements provisoires pour permettre la collection et la transmission de l'eau de fuites qui peut passer aux revêtements provisoires.

### II.5. Différentes type d'utilisations

Le domaine d'emploi des soutènements par clouage est vaste. Le clouage est bien adapté aux sites délicats dans la mesure où il ne nécessite pas d'excavation préalable et où le matériel utilisé est léger. Il permet en particulier de réaliser des ouvrages dans des pentes d'accès difficile, dans des emprises réduites, sous des hauteurs libres relativement faibles. Il peut être réalisé par plots, en courbe ou avec un parement incliné, ainsi que par murs superposés. Cette technique est également bien adaptée aux sols hétérogènes dans la mesure où la densité des clous peut être adaptée à la nature et à la résistance des sols rencontrés. Les clous scellés peuvent passer sans difficulté au travers des sols localement hétérogènes comportant des blocs.

Il est également possible, pour des raisons d'encombrement du sous-sol, de modifier localement l'orientation, la longueur ou la densité des clous.

Les principales applications de ce procédé se trouvent dans les domaines suivants :

- en ouvrages neufs, pour la réalisation de soutènements d'excavation : tranchées routières, sous-sols de bâtiments, têtes de tunnels, etc. (Fig.10),
- en travaux d'élargissement de voies : raidissement de talus, élargissement sous des tabliers d'ouvrages d'art, etc.,
- en réparation ou confortation d'ouvrages : renforcement de maçonneries ou de murs en Terre Armée, blindages.



**Figure II.10.** Ouvrage neuf, paroi clouée en soutènement d'excavation.

Les règles de conception des ouvrages provisoires ou permanents sont identiques. Pour les ouvrages permanents, on retient cependant des dispositions complémentaires vis-à-vis de la durabilité des clous et du ferrailage du parement. On considère dans ce cas pour les clous une épaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion et pour le parement, on veille à la continuité des armatures. [13]

## II.6. Principe de la construction d'un mur de sol cloué

Les règles de l'art de la méthode de clouage imposent le respect du principe suivant :

Perturber au minimum le terrain en place au cours du chantier, de manière à tirer profit des caractéristiques mécaniques initiales.

Un chantier de clouage se décompose en périodes qui elles-mêmes se divisent en plusieurs phases, comme le représente la figure II.11.

**-a-** Une excavation est tout d'abord effectuée sur une hauteur variable suivant la tenue du terrain (de l'ordre de deux mètres). Le terrassement se fait sur une longueur de quelques dizaines de mètres. Les chantiers de clouage se situent le plus souvent le long de voies de communications (existantes ou futures) et présentent donc une longueur importante comparée à la hauteur terrassée. [11]

**-b-** Une couche de béton est ensuite mise en place par projection contre la paroi nouvellement taillée. Un treillis soudé, disposé au préalable contre le sol, arme ce voile que l'on désigne par parement ou peau de confinement. Son épaisseur est faible (dix centimètres). Des caches

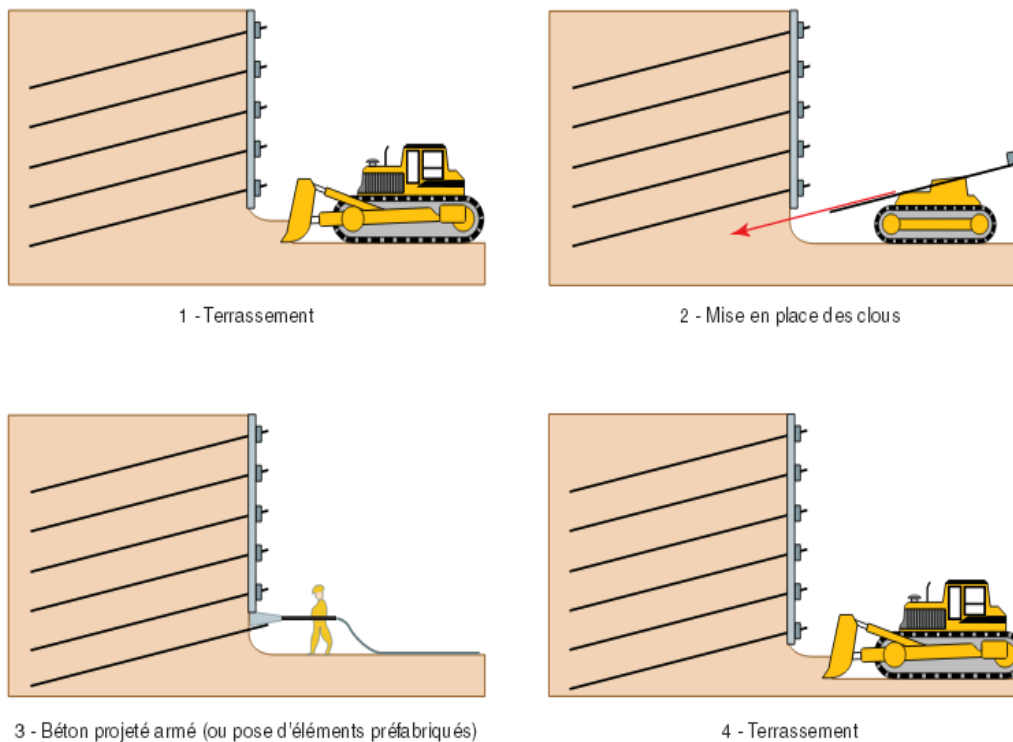
accrochés au treillis permettent de protéger de la projection des emplacements nécessaires par la suite, à la mise en place des clous. Le rôle de la peau est double ; d'une part, protéger la paroi contre d'éventuelles agressions, chocs, intempéries, et d'autre part, reprendre l'effort de poussée appliqué par la zone active et le transférer aux clous par l'intermédiaire des têtes. La projection n'est pas le seul moyen de mettre en place un parement ; il est possible en effet, d'utiliser des panneaux ou écailles (de même qu'en Terre armée) d'environ un à deux mètres carrés que l'on dispose contre la fouille. Une fois les clous installés, il convient de bourrer le vide existant entre le sol et les panneaux au moyen de mortier maigre pour garantir un bon frottement sol-peau.

-c- Les clous sont mis en place par plusieurs techniques :

**1. Le battage :** Un mouton lourd frappe la tête du clou à une fréquence faible (0,1 à 1 Hz).

**2. Le vibrofonçage :** C'est l'association du fonçage et des vibrations. Une charge fixe appuie en tête de clou qui est soumise à des vibrations à hautes fréquences (50 Hz).

**3. Le forage et le scellement :** Un trou est foré à l'aide d'un outil approprié (tarrière, tricône, taillant, couronne diamantée), de diamètre généralement compris entre 6 et 15 cm). Le clou muni de centreur est mis en place puis scellé par du coulis de ciment. L'injection peut se faire sous différentes pressions qui restent assez basses (100 kPa). [13]



**Figure II.11.** Phases de réalisation d'une paroi clouée (d'après les Recommandations Clouterre91) [13]

## II.7. Matériaux utilisés

### II.7.1. Caractéristiques des clous

Les techniques de réalisation des clous peuvent être classées en deux familles principales :

- **clous « battus » :** battage, fonçage, vibrofonçage, lançage, procédés utilisés seuls ou associés.
- **clous scellés par un coulis de ciment :** clous scellés dans des forages préalables, clous « auto foreurs » avec injection par l'armature et l'outil de forage.

Dans la première famille, les clous sont généralement constitués par des cornières, des profilés ou des tubes métalliques.

Dans la deuxième famille, les armatures scellées dans des forages sont le plus souvent des barres (aciers Haute Adhérence pour le béton armé, les aciers à haute limite élastique sont déconseillés) comme celles présentées sur la Figure II.12.

Le remplissage par le coulis des scellements se fait par le fond du forage soit à partir de l'outil de forage soit à partir d'une tubulure fixée le long de l'armature. Le scellement est gravitaire, sauf dans quelques cas de terrains à faibles caractéristiques, où une injection sous pression peut permettre d'obtenir un meilleur « accrochage » du clou au terrain. Les diamètres usuels des inclusions (clous et leur enrobage de coulis) varient de 90 à 150 millimètres.

Les centrages fixés sur les barres assurent un bon positionnement de ces dernières dans le forage et garantissent leur enrobage minimal par le coulis.



**Figure II.12.** Vue des aciers haute adhérence Constituant les armatures des clous

### II.7.2. Caractéristiques du parement

Le parement est la partie visible de l'ouvrage, sur laquelle portera l'essentiel des observations au cours de l'inspection. On n'envisage ici que le cas d'un parement en béton armé, qui est le plus fréquent. La réalisation de ce parement s'inscrit dans l'enchaînement des phases de construction et de ce fait son exécution s'effectue de haut en bas avec des reprises correspondant aux passes de terrassement (Figure II.13).



**Figure II.13.** Réalisation du parement par béton projeté

Le parement peut avoir une épaisseur allant d'une dizaine de centimètres jusqu'à 30 centimètres ou plus pour les ouvrages de grande hauteur. Il est alors réalisé en plusieurs étapes.

Différents cas de figures sont rencontrés :

➤ **Parement réalisé en béton projeté en une seule épaisseur, par passes descendantes**

Le ferrailage du parement est constitué par une ou deux nappes de treillis soudé. Les têtes de clous sont noyées dans le béton (cas des armatures battues) ou situées à l'extérieur du parement (cas des clous forés). Ces dispositions sont généralement réservées aux ouvrages provisoires.

➤ **Parement réalisé en béton projeté en plusieurs couches par passes descendantes**

Chaque épaisseur de béton comporte une ou deux nappes de treillis et des dispositions constructives sont définies pour assurer un recouvrement horizontal et vertical de ces nappes. Les têtes de clous (plaques et écrous pour des clous forés) sont disposées sur la première couche de béton et n'apparaissent donc pas à l'extérieur de l'ouvrage.

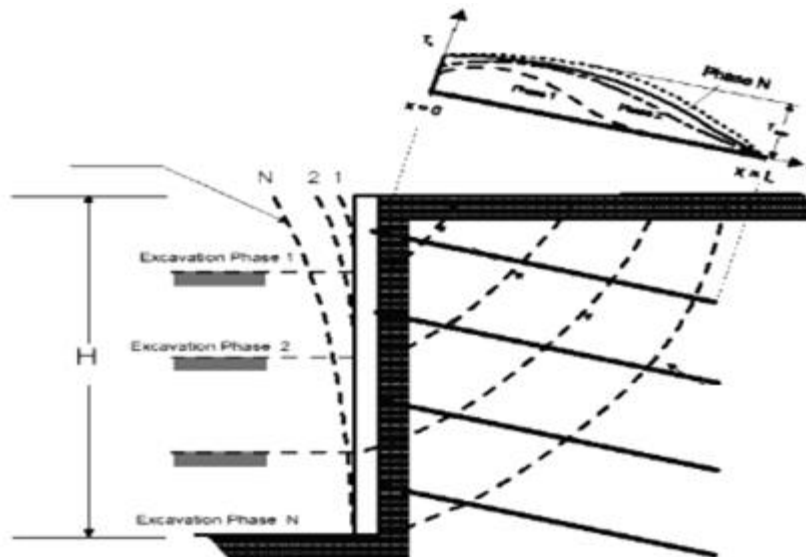
Les reprises de bétonnage sont généralement identifiables par l'examen du parement, que celui soit « brut » ou lissé à la règle.

➤ **Parement réalisé en deux phases**

Le béton projeté réalisé par passes descendantes en première phase, est complété par un béton projeté ou banché réalisé dans un deuxième temps de bas en haut. Des dispositions constructives particulières (clous à deux plaques de liaison au parement) peuvent avoir été prévues. [13]

## II.8. Comportement de mur en sol cloué durant sa construction

Durant la construction du mur, la mise en traction des clous se fait au cours des excavations ultérieures puis cette traction se stabilise. Cette mise en traction correspond principalement à la décompression latérale du sol ainsi qu'au développement d'effet de voûte successive au fur et à mesure de l'excavation. Elle est d'autant plus rapide que la hauteur d'excavation est plus grande.



**Figure II.14.** Surfaces potentielles de rupture et forces de traction des clous

À mesure que la dimension de la zone maintenue augmente (Figure II.14). Les efforts de traction induits sont transférés derrière la zone soutenue et tendent finalement à stabiliser potentiellement le glissement de la masse.

La force de traction dans les clous intermédiaires et inférieurs peut augmenter quand la profondeur d'excavation augmente, la force de traction dans certains clous supérieurs peut diminuer en raison de la redistribution des charges.

Pendant que la surface de rupture critique devient plus profonde, la contribution des clous supérieurs à la stabilisation de cette grande masse glissante diminue. Dans certains cas, les clous supérieurs peuvent être entièrement inefficaces dans l'évaluation des surfaces critiques de rupture. Cependant, les clous supérieurs ne devraient pas être considérés inutiles, parce qu'ils contribuent à la stabilité pendant les premières parties de l'excavation et aident à réduire les déplacements latéraux. [14]

### II.9. Zone d'influence

Le lieu géométrique des points de traction maximale  $T_{max}$  permet de séparer le massif soutenu en deux zones:

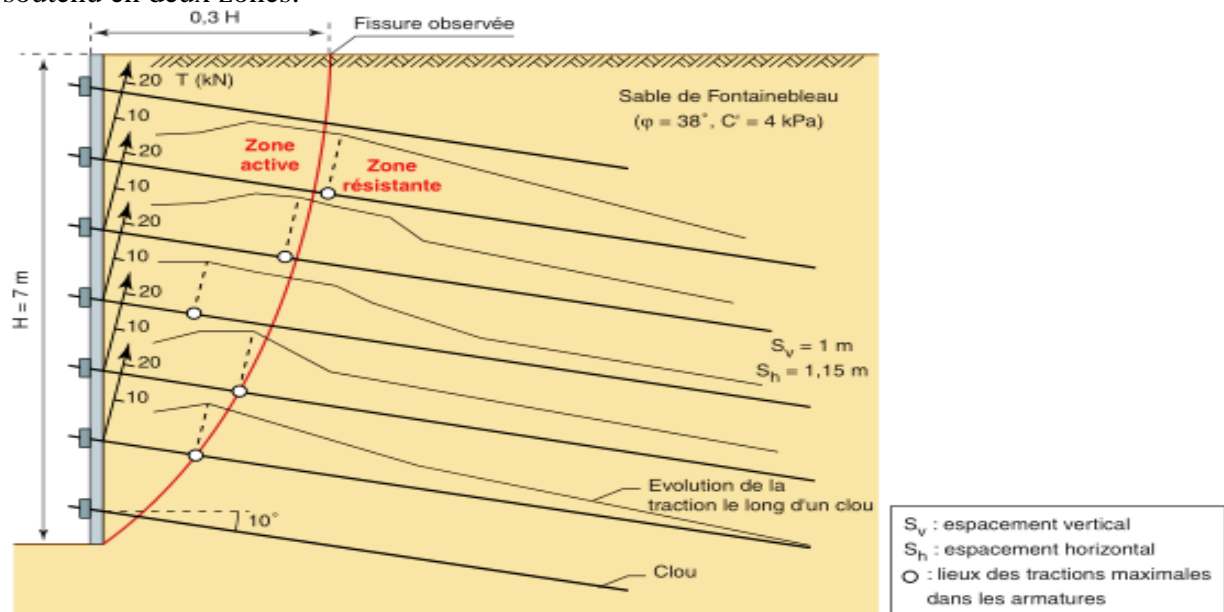


Figure II.15. Zone d'influence

1 - une zone active située derrière le parement et où les contraintes de frottement latéral exercées par le sol sur les clous sont dirigées vers l'extérieur.

2 - une zone résistante où les contraintes de frottement latéral sont dirigées vers l'intérieur et s'opposent ainsi au déplacement latéral de la zone active. [11]

### II.10. Modes de rupture (parois clouées)

Nous désignerons par rupture tout déplacement local ou global, visible à l'œil nu (c'est-à-dire quelques millimètres au minimum) mettant en cause la stabilité ou la construction de l'ouvrage. Ainsi, lors d'une excavation, si une lentille de sol dernièrement taillée se détache, mais que malgré cela la construction peut être poursuivie, il n'y a pas de rupture. Si au contraire, c'est un volume local (en largeur) mais s'étendant de haut en bas de la fouille qui s'effondre alors il y a rupture car la construction de la paroi doit être interrompue

## II.10.1 Rupture des éléments

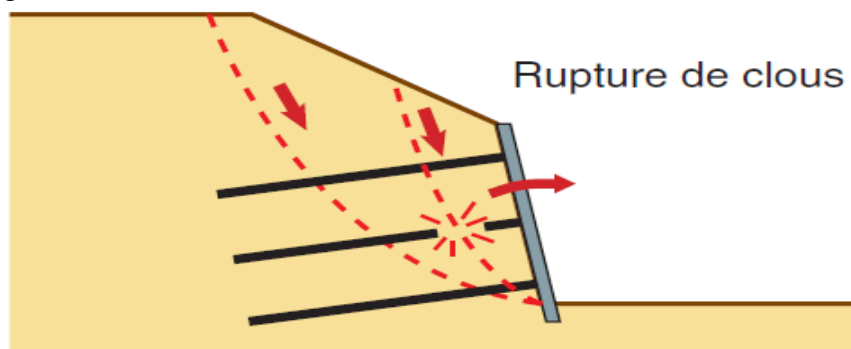
### II.10.1.1 Rupture par cassure des clous

La rupture par cassure des clous est celle qui a été la plus étudiée. La surface de rupture qui se développe dans le sol est très proche de la ligne des tractions maximales, qui peut donc être considérée comme une surface de rupture potentielle (figure II.16).

Avec des clous flexibles, la rupture est brutale et ne prévient généralement pas. La résistance à la flexion des clous permet de plus grandes déformations avant la rupture, ce qui constitue un signal d'alarme et permet en outre une rupture plus progressive.

Ce type de rupture peut se produire dans les cas énumérés ci-dessous :

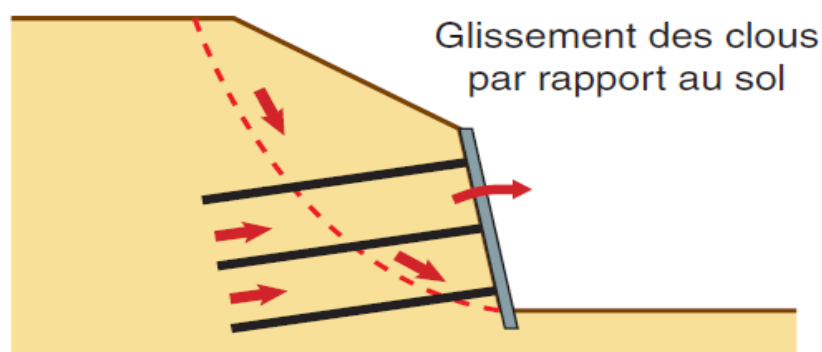
- Il peut provenir d'un sous-dimensionnement des sections d'armatures
- Il peut être dû à une corrosion des armatures métalliques des clous.
- Il peut être provoqué par un chargement en tête, si le mur n'a pas été dimensionné pour y résister
- Il peut provenir d'une saturation du mur sous l'effet d'infiltration d'eau (pluie, dégel).



**Figure II.16.** Rupture par cassure des armatures dans l'ex. N°1 du mur en sol cloué

### II.10.1.2 Rupture par défaut d'adhérence

Ce type de rupture plus fréquent que le précédent dans les ouvrages réels, résulte d'une mauvaise évaluation du frottement sol-clou et/ou d'erreurs d'exécution. La rupture par défaut d'adhérence se caractérise par le fait que les clous n'ont pas une longueur suffisante dans la zone résistance pour pouvoir équilibrer les tractions maximales. Les clous sont donc arrachés du sol.



**Figure II.17.** Déplacements à la rupture

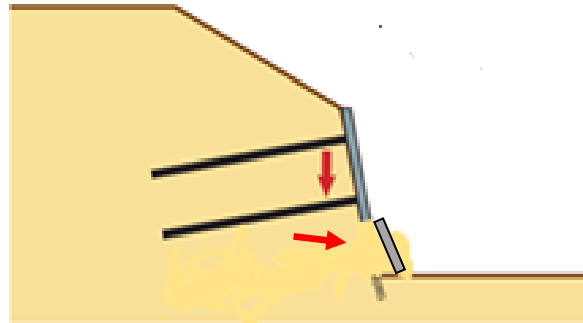
### II.10.1.3 Rupture par trop grande hauteur d'excavation continue (rupture interne)

Durant la construction du mur, si la hauteur des phases d'excavation est trop grande, il peut survenir une rupture assez brutale par instabilité locale et propagation jusqu'au haut du mur.

Dans ce type de rupture, le sol s'écoule derrière le parement par suppression successive des effets de voûte.

Le parement descend d'un bloc et peut se ficher dans le sol de fondation, les armatures se déformant par flexion, mais pouvant ne pas se rompre.

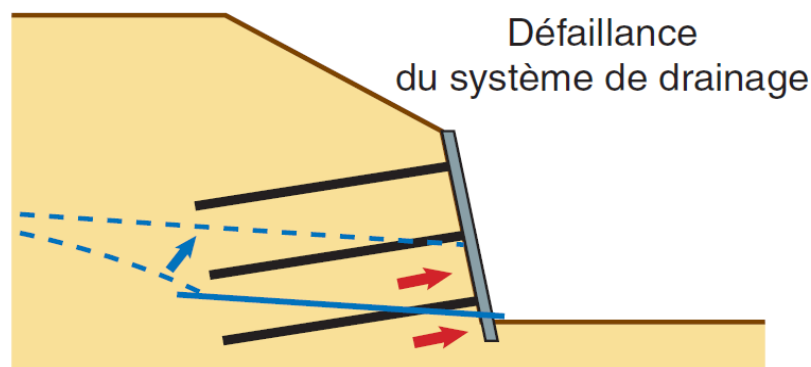
Ce type de rupture s'avère être beaucoup plus fréquente que les deux précédentes. Pour ce prémunir, il convient de respecter une hauteur d'excavation inférieure à la hauteur critique.



**Figure II.18.** Rupture par trop grande hauteur d'excavation continue

#### II.10.1.4 Rupture par débouillage (rupture interne)

Ce type de rupture est assez analogue au précédent dans la forme que prend la rupture. Il en diffère par la cause qui est, dans ce cas, l'existence d'une poche d'eau dans le sol cloué. Au moment de l'excavation, les pressions interstitielles dans cette poche, jointes aux forces d'écoulement qui apparaissent, déstabilisent localement le sol au droit de la zone d'excavation et, par une rupture rapide et régressive, font s'écouler le sol derrière le parement. Il en résulte un brusque affaissement du parement, qui peut se type de rupture est fréquent et résulte soit de l'hétérogénéité des sols, soit d'un manque de drainage durant la construction.



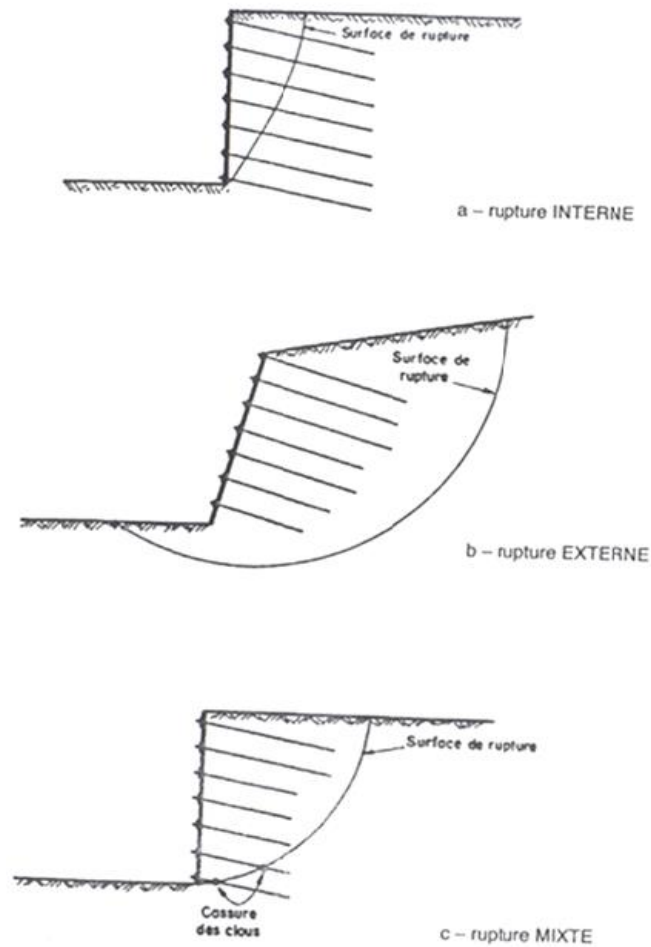
**Figure II.19.** Rupture par débouillage

#### II.10.2. Rupture d'ensemble (Rupture externe et rupture mixte)

La rupture externe d'un mur en sol cloué se produit généralement par glissement de long d'une surface de rupture englobant tout l'ouvrage et passant donc dans le sol de fondation (Figure 20 b). Il s'agit d'un type de rupture commun à tous les ouvrages de soutènement.

Une rupture externe est due, soit à un mauvais sol de fondation, soit à une trop faible longueur des clous entraînant une rupture d'ensemble comprenant pour partie un glissement du mur sur sa base. La rupture mixte se rapporte à une surface de glissement passant à la fois dans le mur et à l'extérieur du mur (Figure II.20 C). Elle combine donc à la fois une instabilité externe du mur. Une rupture mixte est généralement provoquée par une trop faible longueur des clous, associée à un défaut de résistance des clous ou du frottement sol-clou. [13]



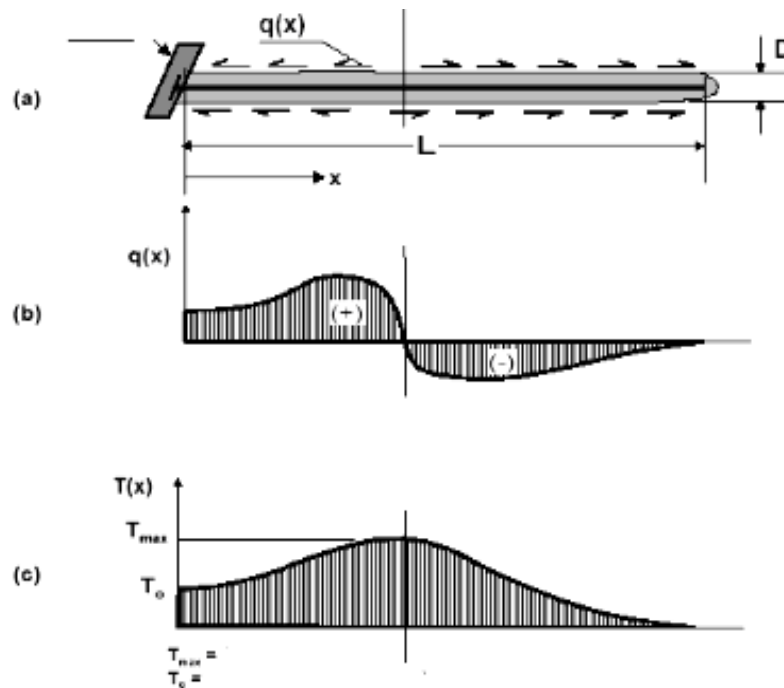


**Figure II.20.** Différents types de rupture d'un mur en sol cloué

### II.11. Interaction sol-clou

L'interaction sol-clou qui se produit derrière les revêtements de mur est complexe.

Les charges qui sont appliquées aux clous commencent comme réactions extérieures au mouvement de mur pendant l'excavation du sol devant le mur. Les forces de traction dans le clou  $T$  lors de la rupture d'ensemble (mur-clou-sol) sont variables : Elles sont nulles à l'extrémité du clou, et augmentent à un maximum  $T_{max}$  dans la longueur intermédiaire, puis diminuent à une valeur aux revêtements



**Figure II.21.** Effort dans le clou - mécanisme de transfert de charge

La contrainte de cisaillement mobilisée le long de l'interface de sol-clou  $q$  n'est pas uniforme et, en fait, change du "positif" en "négatif" (Figure II.21).

Les forces de traction dans le clou se développent graduellement avec le temps pendant que l'excavation procède de haut en bas devant le mur. Généralement, les forces de traction des clous maximums dans une rangée donnée se développent quand les deux étapes suivantes d'excavation sont réalisées [14].

## II.12. Avantages et limitations

**A-** Les principaux avantages du clouage sont:

- un matériel réduit pour la construction.
- Une rapidité d'exécution.
- Une bonne adaptation aux sites.
- Ne bonne adaptation aux sols hétérogènes.
- Un cout très compétitif.

L'exécution en est rapide puisque la construction se fait en même temps que les terrassements. Même si la technique est simple, la mise en œuvre d'un mur en sol cloué requiert à la fois prudence et compétence de la part de l'entreprise ayant à sa charge la construction.

Le clouage est bien adapté aux sites délicats dans la mesure où il ne nécessite pas d'excavation préalable et le matériel utilisé est léger, Il permet en particulier de réaliser des ouvrages dans les pentes d'accès difficile, Il peut être réalisé par plots, en courbe ou avec un parement incliné, par murs superposés.

La technique du clouage est également d'un coût très compétitif dans la mesure où elle conjugue rapidité et simplicité d'exécution avec l'utilisation de matériels légers [13].

### **b- limitation**

Le clouage présente cependant certaines limitations, à savoir :

- Des déplacements latéraux et verticaux inhérents au fonctionnement même de la technique,
- Une utilisation limitée aux sols hors nappe ou à l'abri d'un rabattement de nappe,

-Une utilisation difficile ou délicate dans certains sols : sables pulvérulents sans cohésion, sables bouillants et sols contenant des poches d'eau, sols très argileux ou la teneur en eau peut augmenter après la construction, sols gélifs.

La construction de murs cloués sous la nappe n'est pas envisageable, tant pour des problèmes d'exécution que pour la stabilité à long terme, sans un rabattement mettant l'ouvrage à l'abri des surpressions interstitielles [12].

### II.13. Conclusion

Les techniques de renforcement des sols sont très diverses, mais elles possèdent un certain nombre de points communs aussi bien au niveau du comportement local de l'interaction entre le sol et le renforcement qu'au niveau global du comportement de la structure.

La tendance actuelle avec le développement des normes est d'harmoniser les méthodes de calcul entre les techniques similaires et d'utiliser des calculs aux états limites avec coefficients de sécurité partiels.

Le clouage est utilisé pour améliorer les propriétés mécaniques des sols par la mise en place d'inclusions résistants travaillant à la traction. Il peut être utilisé soit pour la réalisation de massifs de soutènement, en déblai soit pour le renforcement de talus existants.

Le clouage apparaît être une méthode d'avenir. Souple d'emploi, elle s'applique à de nombreux sites et présente par rapport à ses concurrentes, un moindre coût et une installation de chantier plus réduite. Mais il convient de garder à l'esprit que le clouage des sols est une méthode délicate, une mauvaise mise en œuvre peut entraîner la ruine prématurée ou même stopper la construction.

# **Chapitre III:**

## **Le renforcement des sols par géogrilles**

### III.1. Introduction

L'idée de renforcer les sols par inclusion n'est pas récente. Dès l'ancienne Egypte, les bâtisseurs des Grandes Pyramides utilisaient des rampes renforcées empiriquement grâce à la mise en place de lits de roseaux et aléatoirement de poutres en bois de palmier. Ces rampes étaient des sortes de remblais provisoires pouvant atteindre 20 mètres de hauteur et servant à hisser les blocs constitutifs de l'édifice [16].

Jusqu'à la fin du neuvième siècle, le soutènement des terres était assuré par le seul poids d'un ouvrage massif. Après l'invention du béton armé et son rapide développement au début du vingtième siècle on a réalisé des murs de soutènements en béton armé où les terres au-dessus de la semelle arrière contribue à la stabilité du mur, mais toute la poussée est reprise par le voile en béton armé [17]. En 1963, Henri Vidal associe des armatures métalliques résistant bien à la traction et invente un nouveau matériau composite : la terre armée (le sol renforcé) [18].

Depuis lors, cette technique a largement été utilisée à travers le monde avec pas moins de dix mille ouvrages (Fondations et Ouvrages en terre, G. Philipponat, B. Hubert, éd. Eyrolles, 1998) construits avec cette méthode [17].

### III.2. Géogrilles

Utilisés pour la première fois dans les années soixante dans les travaux publics (pistes, routes) les géogrilles sont un développement avancé de géotextiles en agrandissant les mailles des géotextiles et en les ajustant aux matériaux nécessaires. Ces produits s'orientent alors vers une application spécifique c-à-d. l'armement [18].

Les géogrilles sont des structures souples présentant des ouvertures de tailles et formes variées servant à renforcer la couche de fondation supérieure ou même le pavage, en les rendant plus forts et prolongeant la durée de vie de l'ouvrage. Ces grilles sont fabriquées de matériaux résistants à la dégradation physique et à la perte de rigidité causées par des environnements agressifs chimiquement. Les géogrilles résistent à l'allongement par fluage et supportent d'importantes charges de traction [17].

Les principales fonctions des géogrilles suivant leur conception et leurs caractéristiques sont : la filtration, la séparation, le drainage, le renforcement, la protection et le contrôle de l'érosion [17].

### III.3. Domaine d'emploi

- Les domaines d'emploi sont nombreux et variés [22] :
- fondation de routes, chaussées, voies de chemin de fer.



**Figure III.1.** Installation des géogrilles au niveau des traverses, avant le levage et le bourrage du ballast

- Protection de drains ou d'ouvrages de drainage.



**Figure III.2.** Mise des géogrilles au-dessous des drains.

- Séparation de matériaux de remblais.



**Figure III.3.** Séparation de matériaux de remblais

- Armature pour l'asphalte.



**Figure III.4.** L'enrobé est mis en œuvre directement sur la géogridle

- Protection contre le glissement des terres.



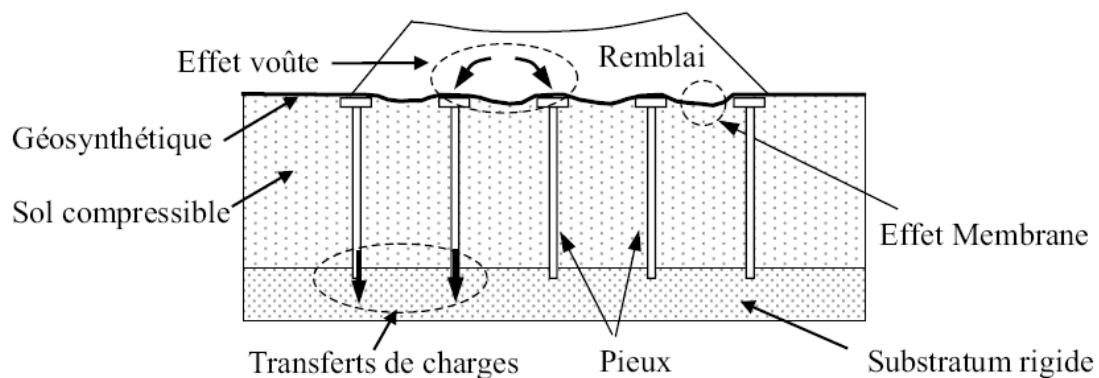
**Figure III.5.** Mur de Protection contre le glissement

- Barrière de protection contre la pénétration par des racines végétales (par exemple pour protéger une terrasse végétalisée des racines qui sécrètent des substances capables de dégrader certains matériaux). Ce type de textile contient souvent un biocide (cuivre...).



**Figure III.6.** Mise en place de la géogridde de retenue des terres.

- Remblais renforcés par pieux et géosynthétiques.



**Figure III.7.** Remblai renforcé par pieux et géosynthétique

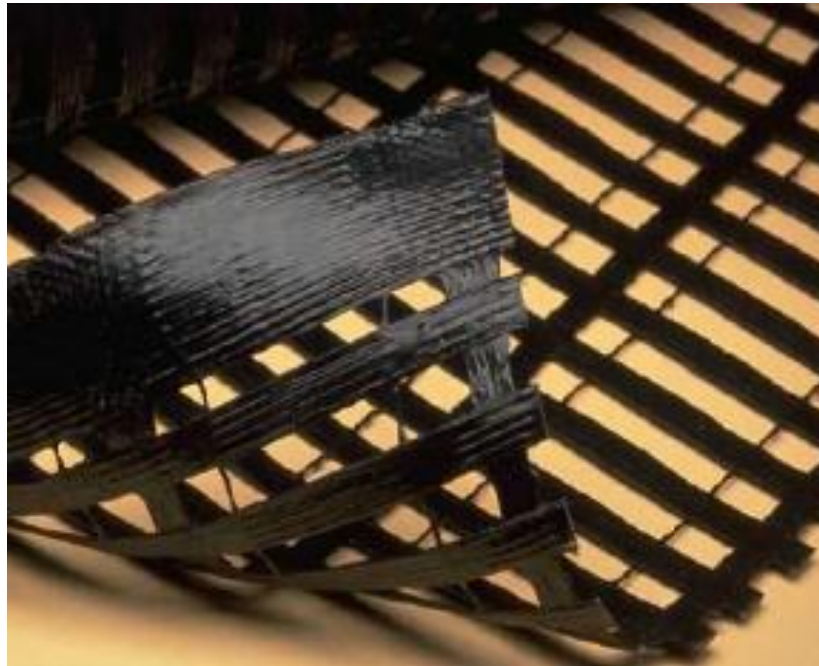


### III.4. Les Matériaux utilisés dans le renforcement par géogrilles

#### III.4.1. Armature de Géogrille

##### ➤ Uniaxiale

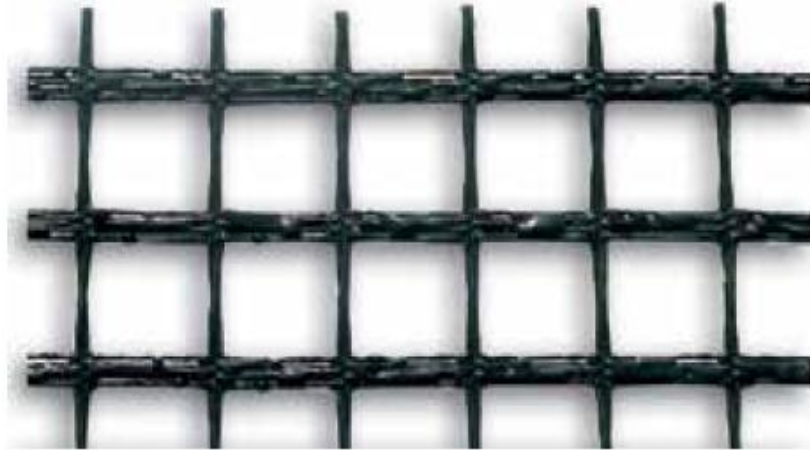
Les géogrilles uniaxiales sont des structures de polyéthylène haute densité possédant de longues ouvertures dans le sens longitudinal. Le mécanisme de transfert des contraintes du sol à la géogrille provient de la géométrie ouverte interagissant avec les particules granulaires du sol de remblais par un mécanisme de verrouillage, suite à la compaction de ce dernier dans les ouvertures de la grille. Grâce à leur géométrie unidirectionnelle, elles possèdent une résistance élevée en traction dans le sens longitudinal et permettent de transférer les charges dans le sens de leur longueur. Ce type de grille est généralement utilisé pour le renforcement des sols dans une direction comme dans le cas d'un renforcement de talus, ou comme composante dans les murs de soutènement pour transférer les efforts de la façade vers le massif de sol [23].



**Figure III.8.** Géogrilles uniaxiales

##### ➤ Biaxiales

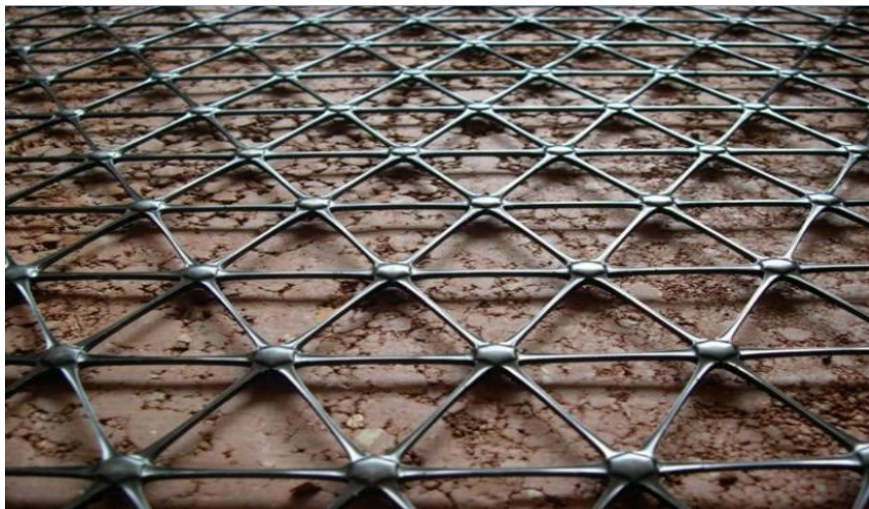
Les géogrilles biaxiales de la série BX sont des structures de polyéthylène haute densité possédant des ouvertures carrées. Le mécanisme de transfert des contraintes du sol à la géogrilles provient de la géométrie ouverte interagissant avec les particules granulaires du sol de remblais par un mécanisme de verrouillage suite à la compaction de ce dernier dans les ouvertures de la grille. Grâce à leur géométrie bidirectionnelle, elles possèdent une résistance en traction dans les deux axes et permettent de transférer les charges dans les deux sens. Ce type de grille est généralement utilisé pour le renforcement des fondations de routes ou de plateformes [23].



**Figure III.9.** Vue en plan d'une géogrille biaxiale

➤ **Triaxiales**

Les géogrilles triaxiales sont des structures de polyéthylène à haute densité possédant des ouvertures triangulaires. Le mécanisme de transfert des contraintes du sol à la géogrille provient de la géométrie ouverte interagissant avec les particules granulaires du sol de remblais par un mécanisme de verrouillage, par la compaction du sol dans les ouvertures de la grille. Grâce à leur géométrie isotopique, elles possèdent une résistance en traction dans de multiples axes, et permettent de transférer les charges dans toutes les directions. Ce type de grille est généralement utilisé pour le renforcement des fondations de routes ou de plateformes [23].



**Figure III.10.** Vue en plan d'une géogrille triaxiale

#### **III.4.2. Matériaux de remblai**

En général les terres utilisées pour le remblai sont déterminantes pour la stabilité des structures de sol renforcé.

En effet, il est possible d'utiliser n'importe quel type de terre mais il faut le traiter de telle sorte que l'angle de frottement interne soit élevé, par conséquent les sols granulaires (sable, graviers ou fragments de pierres) qui ont un angle de frottement interne élevé s'avèrent être la meilleure solution [21].

Le matériau de remblai participe directement à la résistance des ouvrages en remblai renforcé ; l'ensemble des spécifications imposées au choix de ce matériau, qui portent

notamment sur leur identification géotechnique, d'une part, et sur leurs caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement, d'autre part [21].

Il doit satisfaire à la fois :

- Aux critères des matériaux utilisables appartiennent aux familles de sols pour lesquels il n'y a pas de limite de hauteur pour leur usage en remblai courant, ce qui exclut en particulier les matériaux évolutifs, les sols gonflants, etc.
- A des critères relatifs à la situation de l'ouvrage et à son environnement (exposition au gel, aux inondations, etc.).
- A des critères spécifiques aux ouvrages en remblais renforcés par géosynthétiques qui, outre l'aspect mécanique (pourcentage de fines, diamètre maximal conforme à la règle d'un  $D_{\max} < 2/3$  de l'épaisseur de la couche, etc.), doivent inclure la nécessité de ne pas détériorer les éléments géosynthétiques durant la mise en œuvre (matériaux non anguleux, etc.).
- Aux spécifications relatives au vieillissement des géosynthétiques (compatibilité entre le géosynthétique et le matériau du remblai - risque d'agressions chimiques, alcaline, microbiologique, etc) [21].



**Figure III.11.** Matériau de remblai

En effet, le matériau traité constitue un milieu dont le PH est généralement élevé, et peut, de ce fait, provoquer une accélération du vieillissement des éléments de renforcement [21].

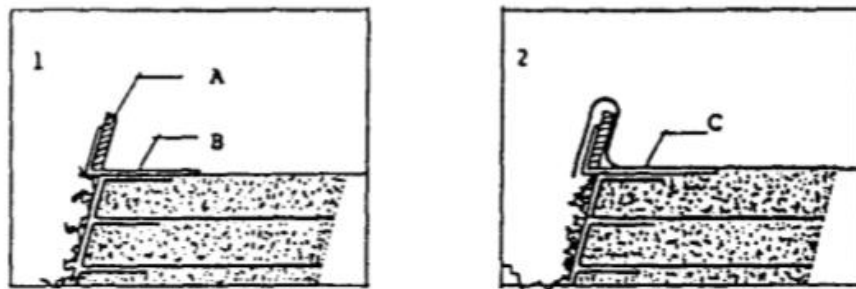
### **III.4.3. Le parement**

Le parement est la face apparente du remblai renforcé. Ses fonctions sont :

- Protéger le massif de toute agression extérieure et en particulier de l'érosion superficielle.
- Éviter les ruptures locales affectées le remblai.
- D'un point de vue purement esthétique améliorer l'apparence extérieure de l'ouvrage (surtout pour les parements en écaillés) [16].

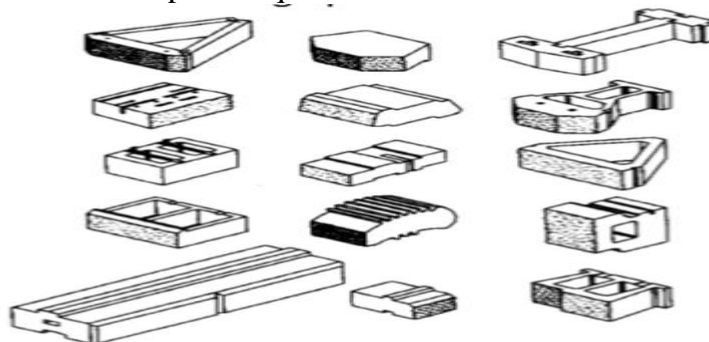
Les types des parements [16] :

➤ Parement géotextile



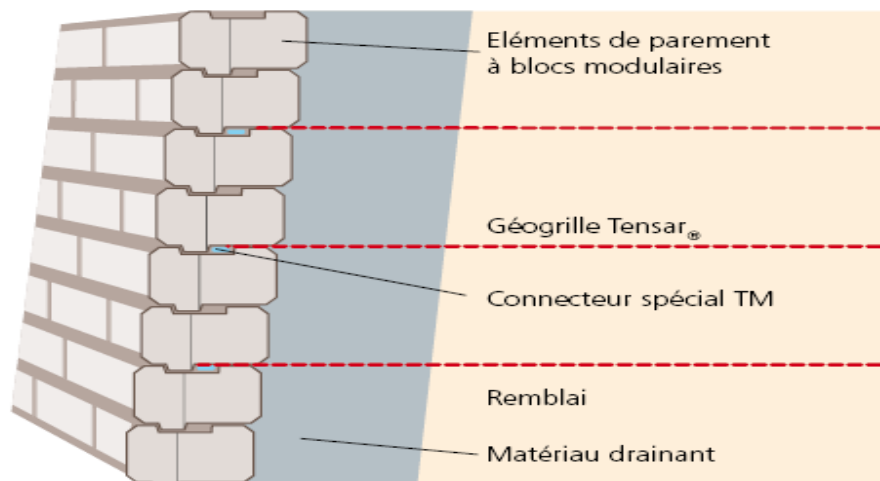
**Figure III.12.** Parement en géotextile

➤ Parement en éléments préfabriqués



**Figure III.13.** Les types des éléments préfabriqués

Les éléments préfabriqués sont des cellules plus ou moins creuses, de géométrie variée que l'on remplit si nécessaire de matériau. Les nappes de renforcement sont protégées mais l'ouvrage perd de sa déformabilité et le coût du parement est élevé.



**Figure III.14.** Parement préfabriqué [24]

➤ Parement en terre végétale (avec renforts)

Des parements en terre végétale peuvent être recherchés avec un objectif supplémentaire de protection contre l'érosion par géogrille ou par produits géotextiles alvéolaires. Le géotextile de renfort est bien protégé mais la pente maximale autorisée pour ce genre de parement n'est que de 45° [16].

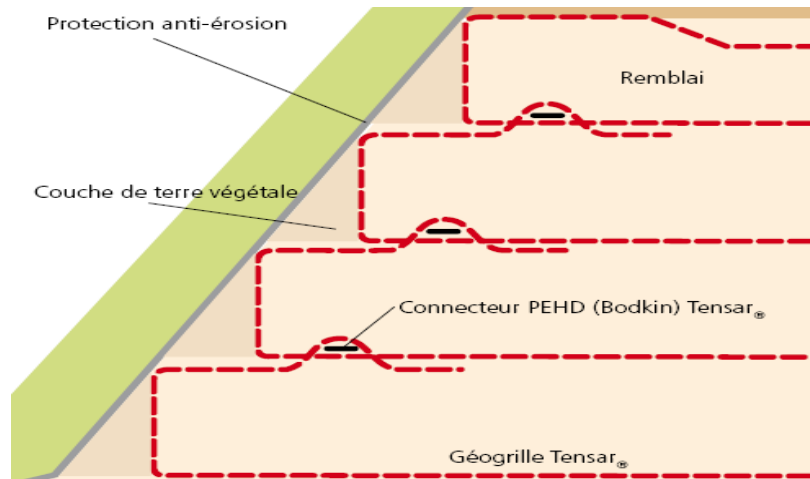


Figure III.15. Parement en géotextile [24]

- Le parement utilisant des conteneurs souples en géotextiles ou en conteneurs de type gabions [16].

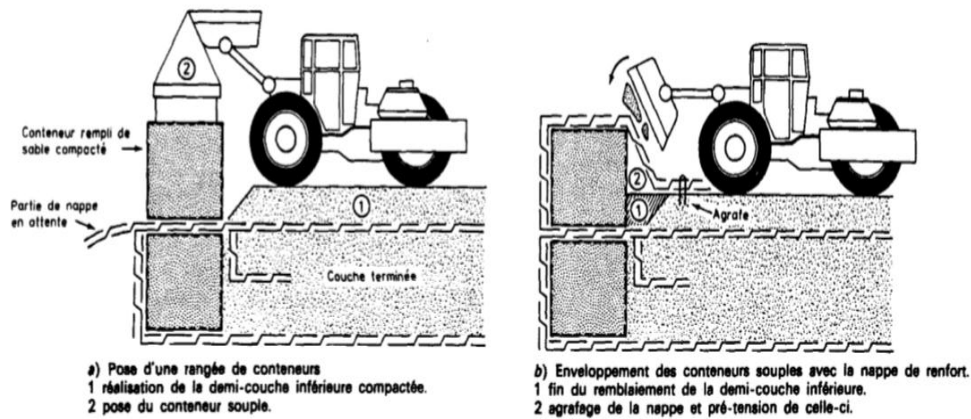


Figure III.16. Parement de type conteneurs

- Le parement en pneumatiques usagés.

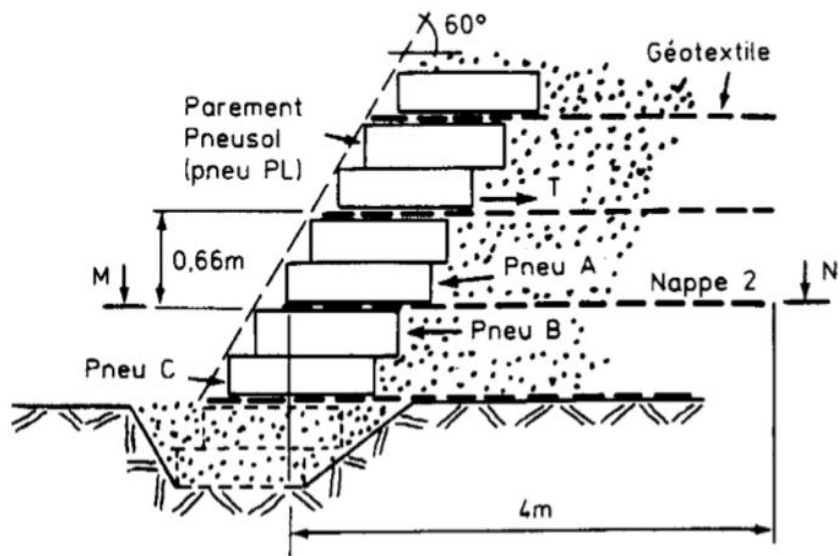
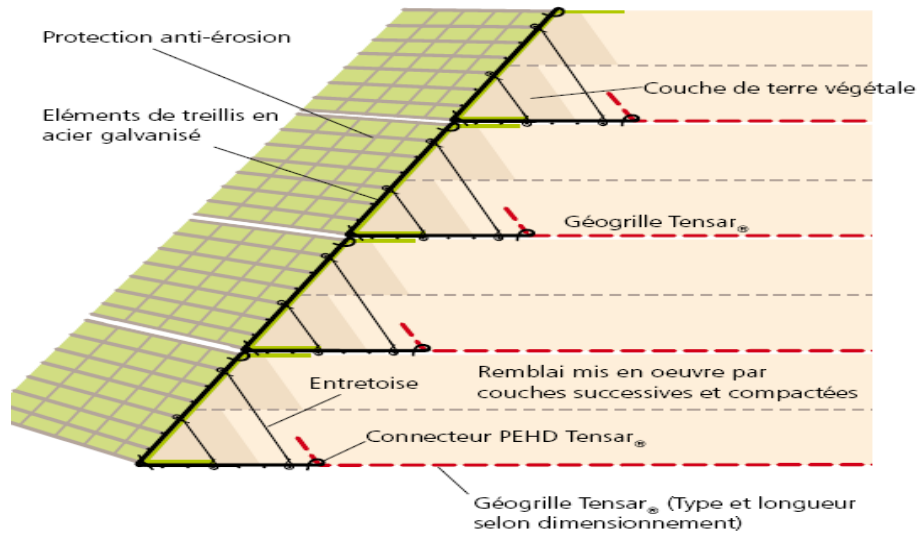


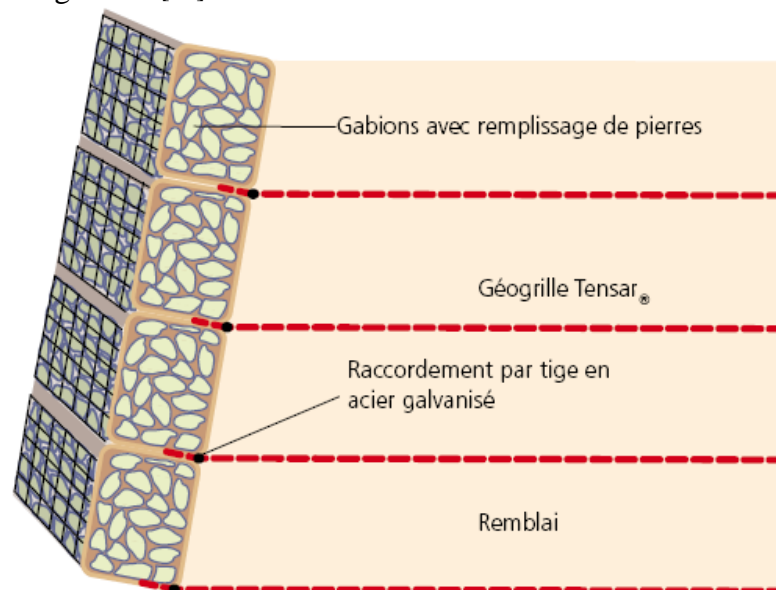
Figure III.17. Parement en type pneumatique

➤ Le parement Textomur.

Ce parement associe à la fois un treillis métallique, un produit textile non tissé servant à la revégétalisation et un géotextile de renforcement en polyester lui aussi non tissé. Le textile de revégétalisation qui recouvre l'intérieur du treillis a pour rôle de protéger le parement contre l'érosion de l'eau et du vent et de permettre aux végétaux de s'y fixer [16].

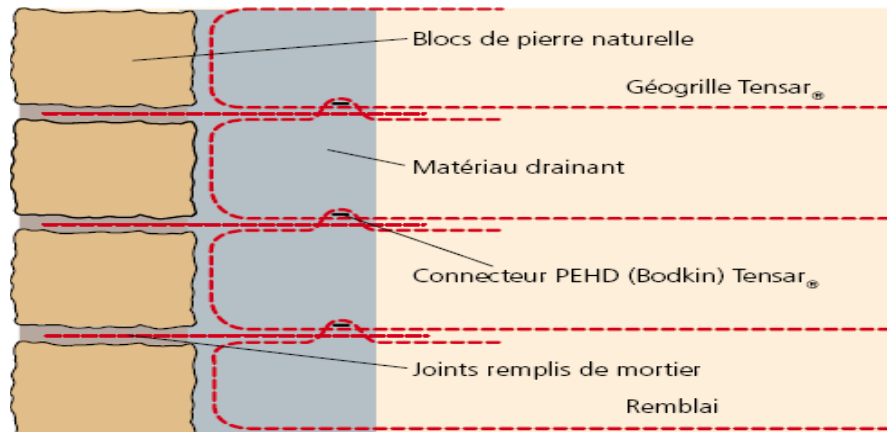


➤ Parement en gabions [16].



➤ Le parement géogrille de type Terra Bloc.

Ce procédé consiste à former de blocs triangulaires entourés d'un grillage métallique. Une géogrille biaxiale entoure le prisme et forme une boucle qui permet la mise en place de ce prisme. La boucle est alors rabattue et la géogrille déployée est remblayée [16].



**Figure III.20.** Parement géogrille de type terra bloc [24]

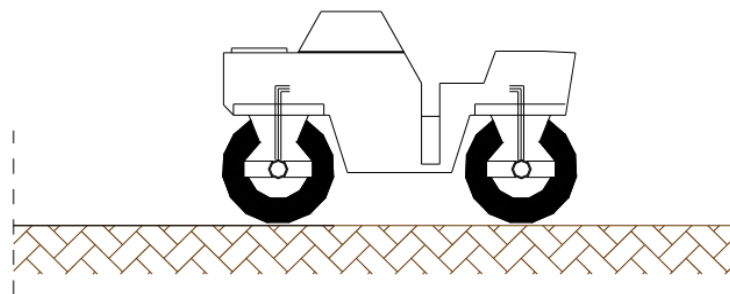
### III.5. Le procédé de mise en œuvre

Les particularités et notamment le mode de fonctionnement des massifs renforcés par des nappes géogrilles impliquent de manière générale :

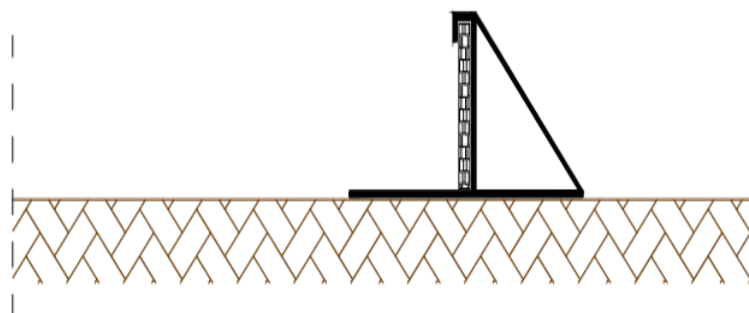
- Une mise en pré-tension des nappes au moment de leur recouvrement par les matériaux de remblai.
- Un compactage soigné du matériau de remblai et tout particulièrement à proximité du talus et du parement.
- la mise en œuvre de dispositions constructives particulières permettent d'assurer le respect de la géométrie des talus avec celle définie dans les plans d'exécution.
- La protection et, si nécessaire, l'aménagement décoratif de la partie visible des nappes sur les talus par tout procédé approprié [22].

### III.6. Les phases de mise en œuvre

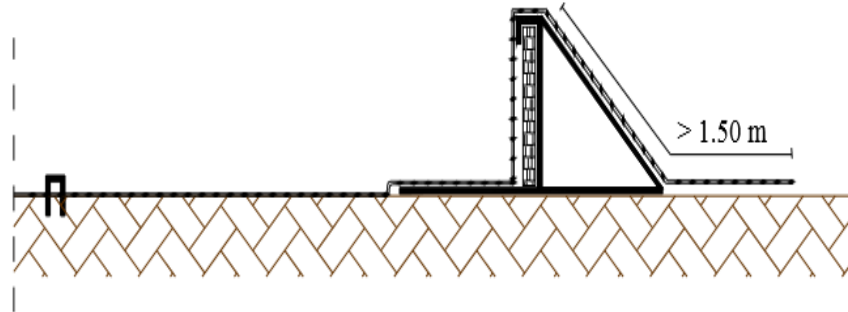
- Compactage du sol support, mise en place éventuelle d'une couche drainante [20].



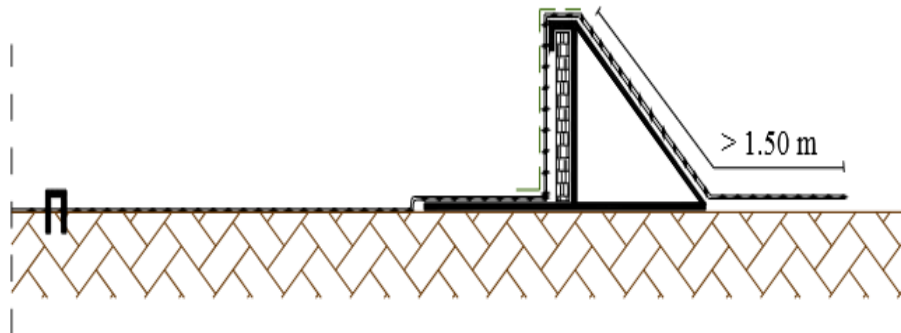
- Mise en place du coffrage temporaire.



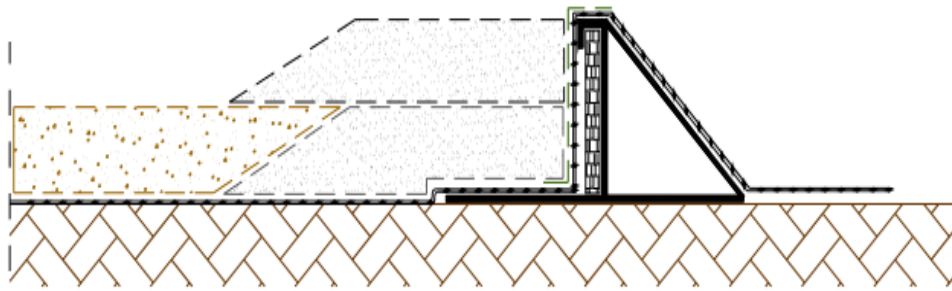
- Mise en place de la géogrille.
- Prévoir un retour d'ancrage derrière parement d'au moins 1.50 m
- Mise en place de crochets en U pour maintenir la géogrille.



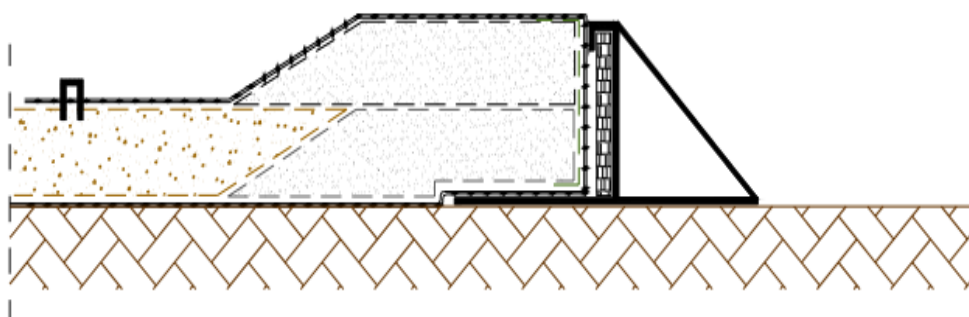
- Mise en place du géotextile de protection contre l'érosion et pour la végétalisation (Recouvrement 20 cm).



- Apport et compactage de la couche de sol n°1 (Epaisseur d'au moins 0.20 m).
- Apport et compactage de la couche de sol n°2 (derrière le parement).

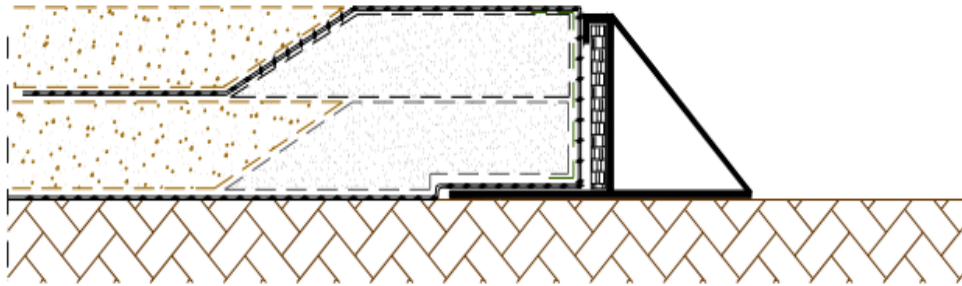


- Mise en place du retour de nappe de la géogrille.
- Mise en place de crochets en U pour fixer la géogrille.

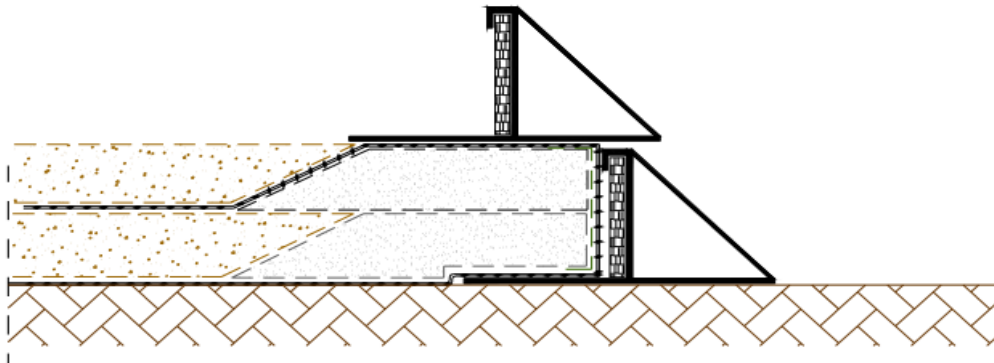




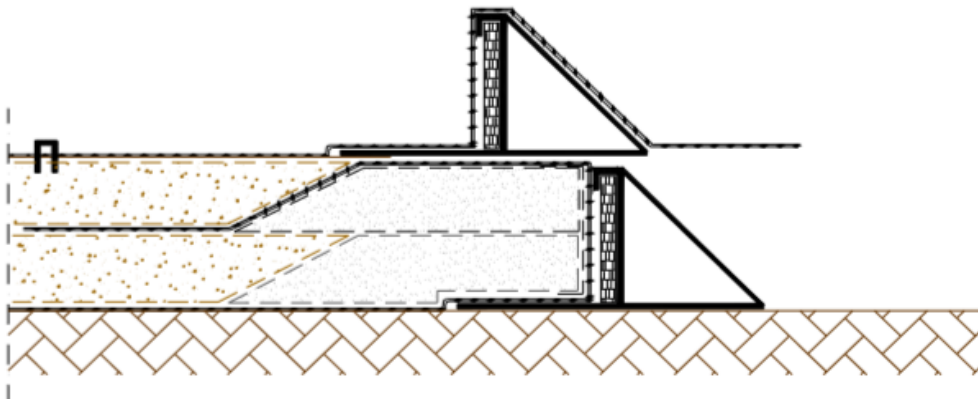
- Apport et compactage de la couche de sol jusqu'à égalisation.



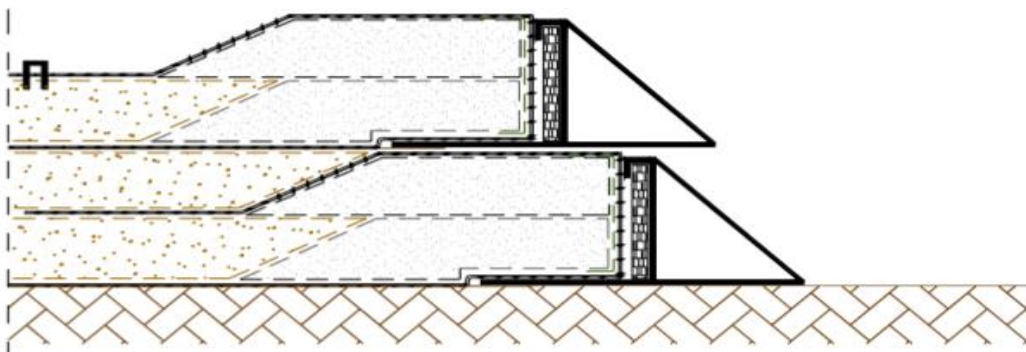
- Mise en place de la deuxième rangée de parement temporaire.



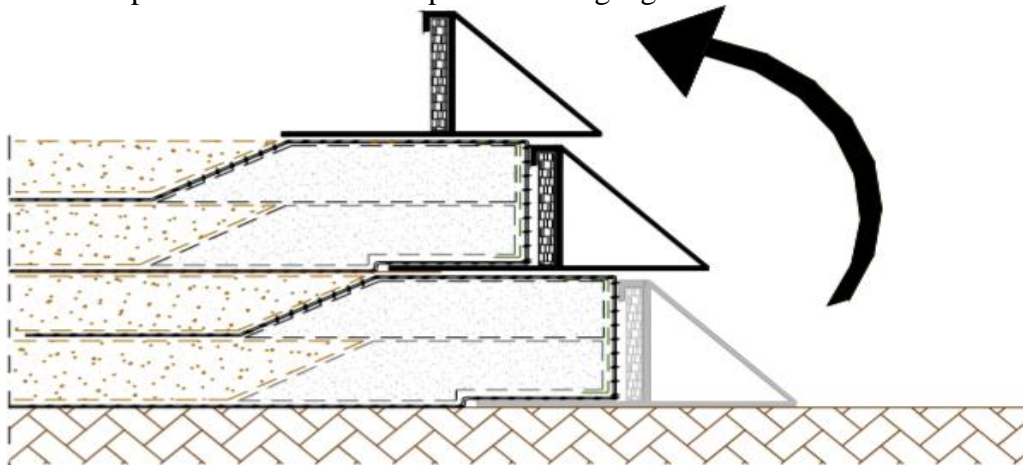
- Mise en place de la géogridde.
- Mise en place de barre U pour la fixer.



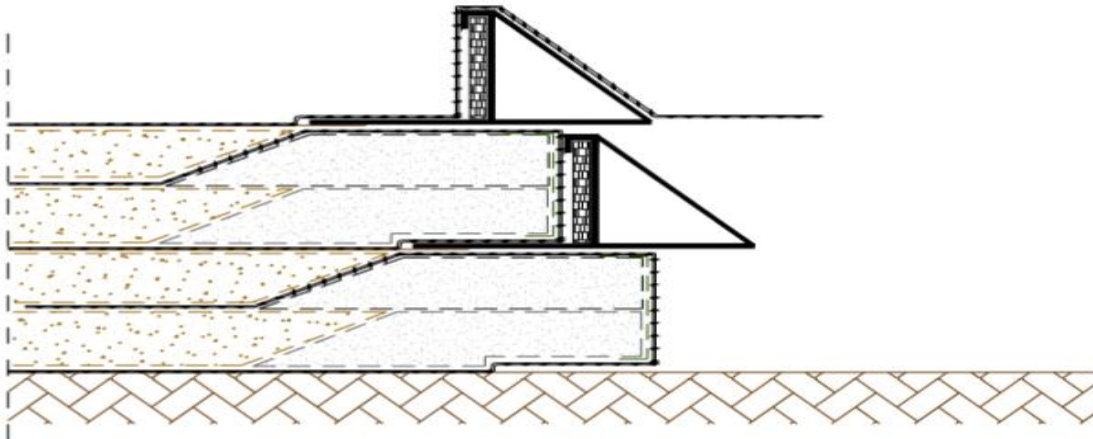
- Mise en place de crochets en U pour le maintenir.



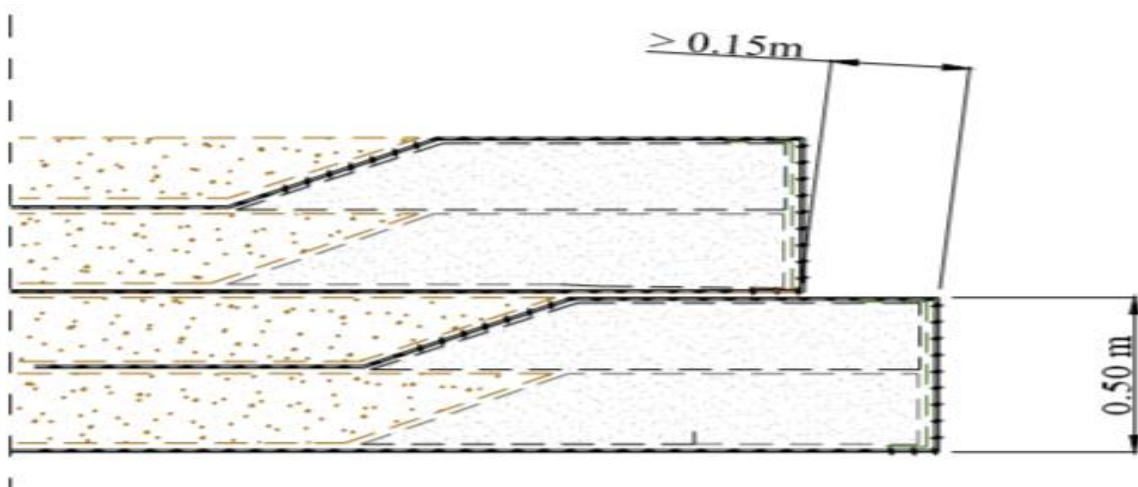
- Apport et compactage des couches de sol.
- Mise en place du retour de nappe de la géogrille.
- Mise en place de crochets en U pour fixer la géogrille.



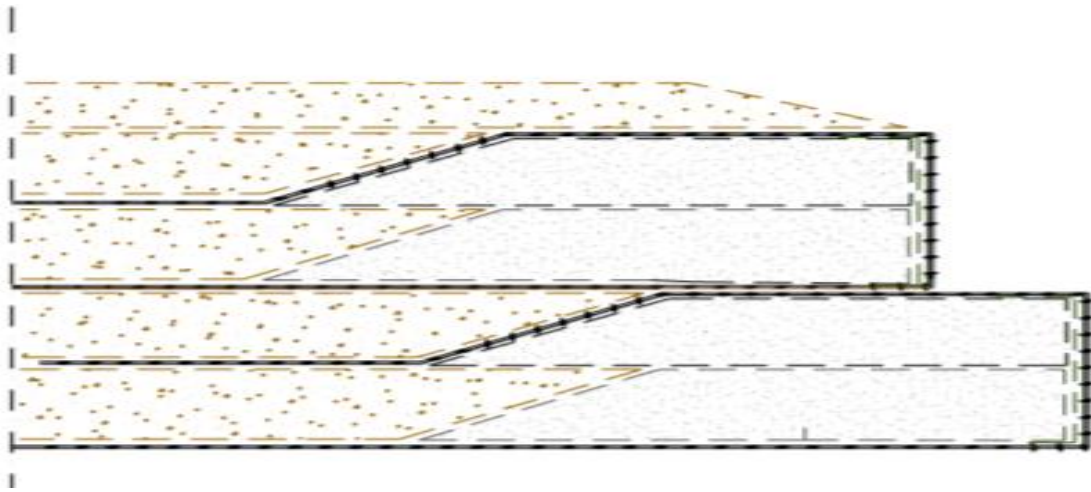
- Enlèvement du coffrage au niveau (N-2) pour le mettre en place au niveau (N).



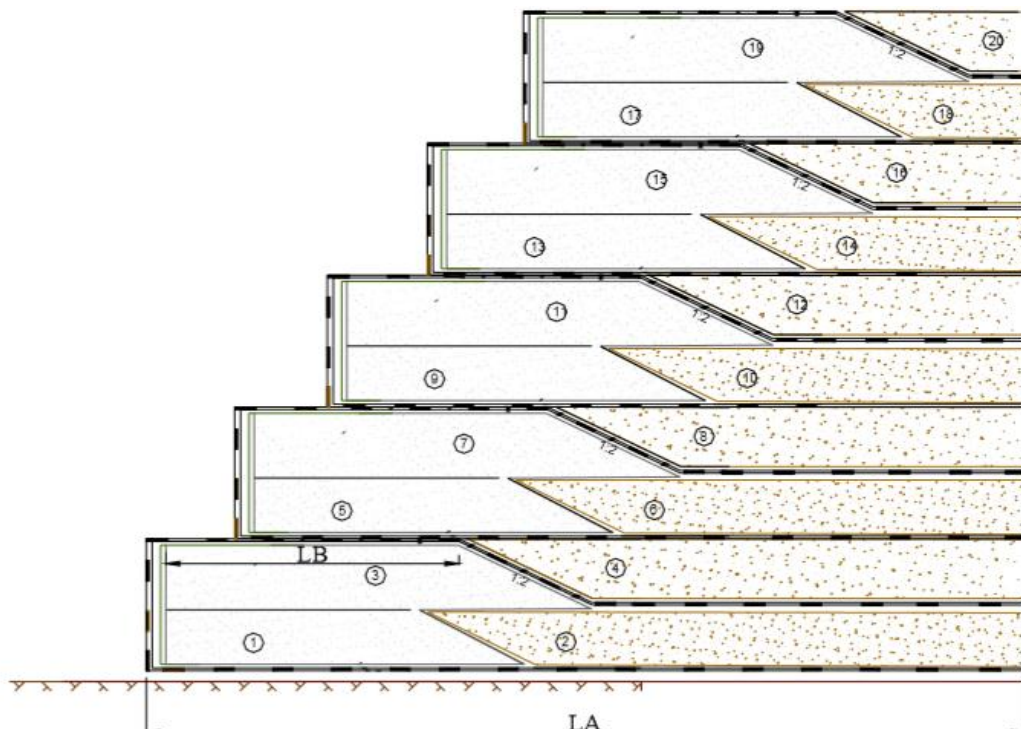
- Mise en place de la géogrille.
- Construction du massif comme les phases précédentes.



- Mise en place de la deuxième rangée de parement temporaire.



- Principe de construction de la dernière couche.



- Phases de construction
- LA Longueur d'ancrage nécessaire d'après le dimensionnement
- LB Longueur du retour nécessaire d'après le dimensionnement
- n Nombre de couches [20]

### III.7. Conditions de mise en œuvre des géosynthétiques

La mise en œuvre du géosynthétique se fait classiquement sur une couche de sol compacté. L'interface sol / géosynthétique est plane.

Lorsqu'on utilise des sols grossiers (particulièrement pour les matériaux provenant d'éboulements), il peut subsister des branches, des blocs anguleux qui poinçonnent le

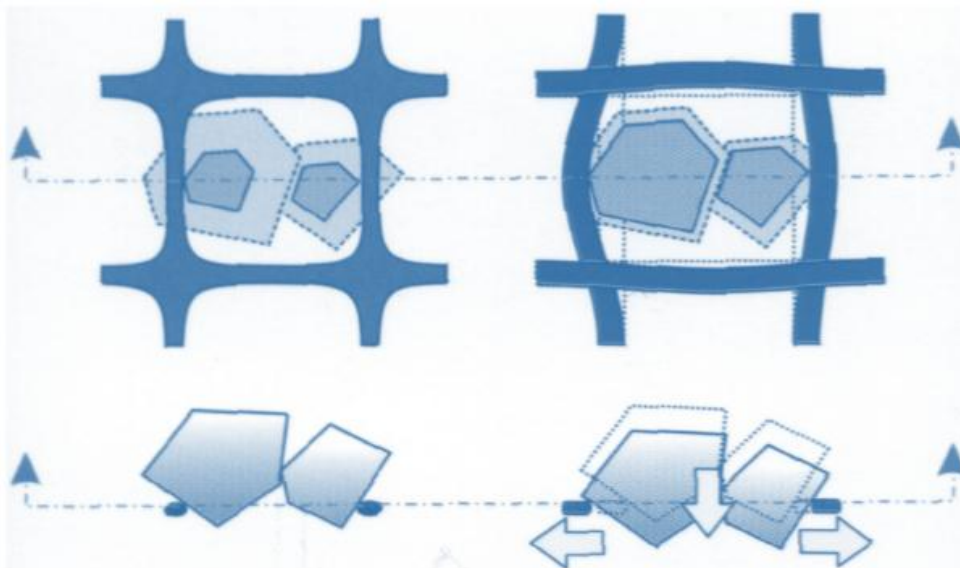
géosynthétique. Il est difficile de prévoir si ce phénomène contribue à l'ancrage de la nappe dans le sol ou si au contraire cela nuit à la résistance du produit.

La mise en œuvre du géosynthétique sur un sol non compacté (le compactage étant effectué après recouvrement par une nouvelle couche de remblai) permettrait le "festonnage" et apporterait un plus en terme de frottement et d'ancrage.

L'angularité des grains ne semble toutefois pas être le seul facteur d'endommagement. En effet les étirements répétés subis par le géosynthétique à chaque passage du rouleau compresseur provoquent une fatigue accélérée de ce dernier. Ceci est d'autant plus vrai que la différence de déformabilité entre le sol et le renforcement est importante. La teneur en eau joue un rôle essentiel [19].

### III.8. Mode d'action de renforcement par géogrilles

Le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques. En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles ce qui permet d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol-géogrille mais aussi par autoblocage entre la grille et le remblai Figure III.21 pour une géogrille biaxiale rigide et une géogrille biaxiale souple.



**Figure III.21.** Imbrication des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite) [16]

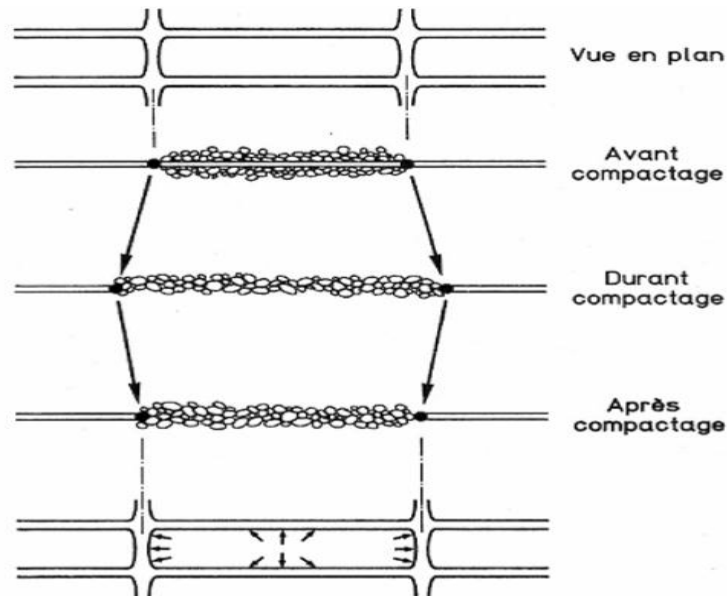
Ce mode d'action a pour effet d'obtenir une grande résistance au glissement et de réduire la longueur d'ancrage des nappes de géogrilles.

D'autre part, la nature même des géogrilles fait que leur module d'élasticité est élevé ce qui génère une grande résistance à la traction pour de faibles contraintes. En outre, le problème du fluage à long terme est réduit en grande partie.

Leur surface de contact avec le sol est plus faible : l'ancrage des géogrilles se fait essentiellement par le blocage d'éléments à l'intérieur des mailles. Ceci a pour effet d'augmenter la cohésion entre les grains. Ce phénomène dénommé la "pseudo-cohésion" (interlocking), nécessite une bonne adéquation entre le diamètre moyen des grains et la taille de la maille.

### III.9. Principe de fonctionnement de géogrilles

Les inclusions (nappes de géotextiles, grilles, etc.) ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. Dans le cas des géogrilles, qui sont classées comme produits apparentés aux géotextiles, l'interaction entre le sol et le renforcement est de deux types : frottement latéral le long des éléments longitudinaux, c'est-à-dire des éléments orientés dans le sens de la traction, et résistance en butée le long des éléments transversaux. Il est à noter que, la mise en place dans un remblai s'accompagne d'une mise en traction partielle sous l'effet du compactage, dont il faut tenir compte dans le dimensionnement, ce mécanisme est bien défini dans la figure III.22 [23] :



**Figure III.22.** Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage

### III.10. Frottement latéral

L'équilibre d'un petit élément de renforcement montre que la variation de l'effort normal  $T$  (positif si c'est un effort de traction, négatif si c'est un de compression) le long d'une armature ou d'une nappe est proportionnelle à la contrainte de cisaillement à l'interface du sol avec l'inclusion, notée  $\tau$  (figure III.23).

➤ pour les armatures :

$$\tau = \frac{1}{2b} \frac{dT}{dX} \quad (1)$$

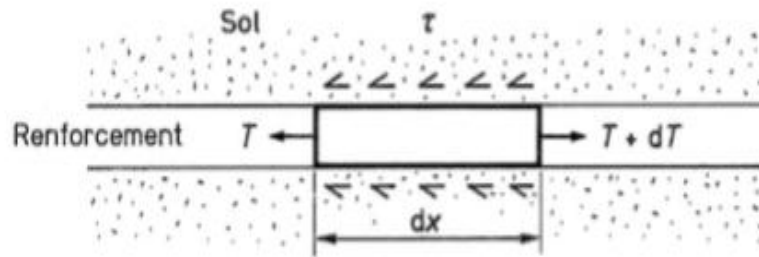
Avec :

- $T$  effort normal dans l'armature,
- $b$  largeur de l'armature,
- $x$  abscisse le long de l'armature .

➤ pour les nappes :

$$\tau = \frac{dT}{dX} \quad (2)$$

Avec :  $T$  effort normal par unité de largeur de la nappe.



**Figure III.23.** Équilibre d'une longueur élémentaire de renforcement [19]

La valeur de la résistance en butée dépend de nombreux facteurs, notamment géométriques, avec une influence importante de la dimension de la maille et de l'épaisseur des éléments transversaux par rapport à la taille des grains du sol.

Par contre, aux états de service, le déplacement relatif du sol avec l'inclusion, nécessaire pour mobiliser le frottement latéral maximal le long des éléments longitudinaux, est de l'ordre de quelques millimètres [23].

### III.11. Prédimensionnement des nappes de géogrilles

Basé sur des observations in-situ d'ouvrage de soutènement en sol renforcé, la longueur minimum prescrite des éléments de renforcement est Selon la norme NF P 94-220-0:

$$L \geq 0,7.H$$

La dimension transversale d'un ouvrage à parement vertical en remblai armé est généralement voisine de 0,7 Hm.

Ainsi chaque changement de longueur entre lits de renforcement consécutifs dans l'ouvrage est-il limité à la plus grande des deux valeurs : 0,15 H et 1 m.

La longueur minimale est de 0,4 H en pied et n'est pas inférieure à 0,5 H en moyenne pour un mur à parement vertical.

Le Tableau III.1 présente l'espacement relatif maximal  $S_v/H$  des lits en fonction de la longueur du lit inférieur  $L_{inf}$  et de la hauteur mécanique H [19].

**Tableau III.1.** Espacement relatif maximal  $S_v/H$  en fonction du rapport  $L_{inf}/H$

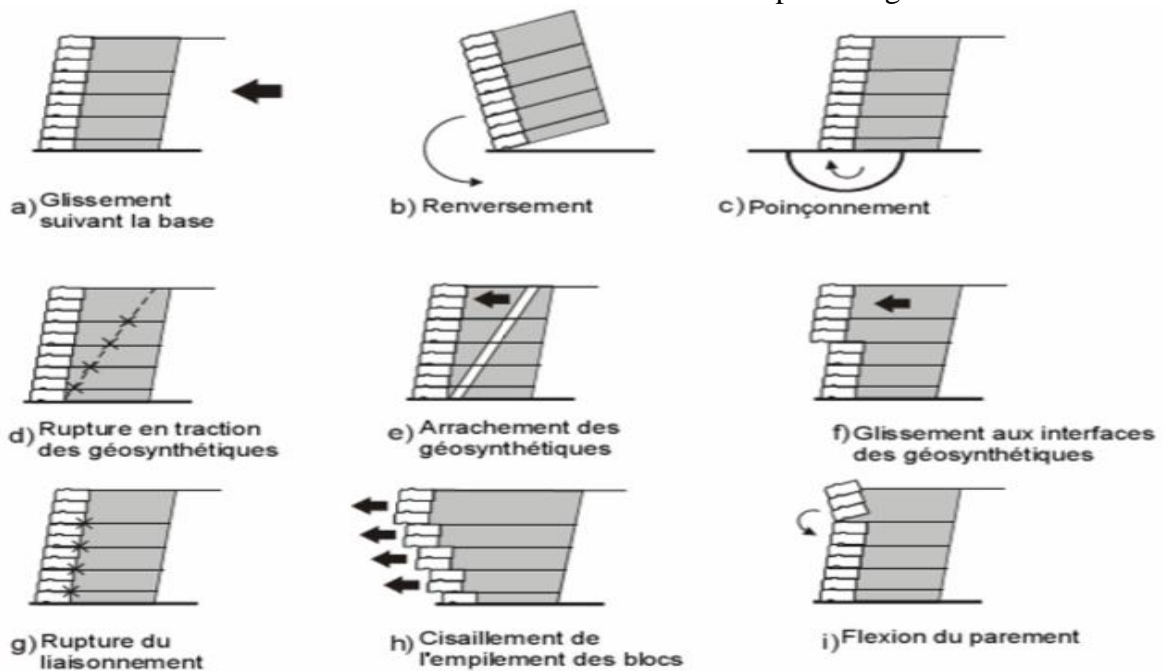
$L_{inf}/H$	$S_v/H$
$L_{inf}/H < 0,55$	$\leq 1/8$
$0,55 < L_{inf}/H < 0,65$	$\leq 1/6$
$0,65 < L_{inf}/H < 0,75$	$\leq 1/4,5$
$0,75 < L_{inf}/H$	—

### III.12. Les modes de ruptures

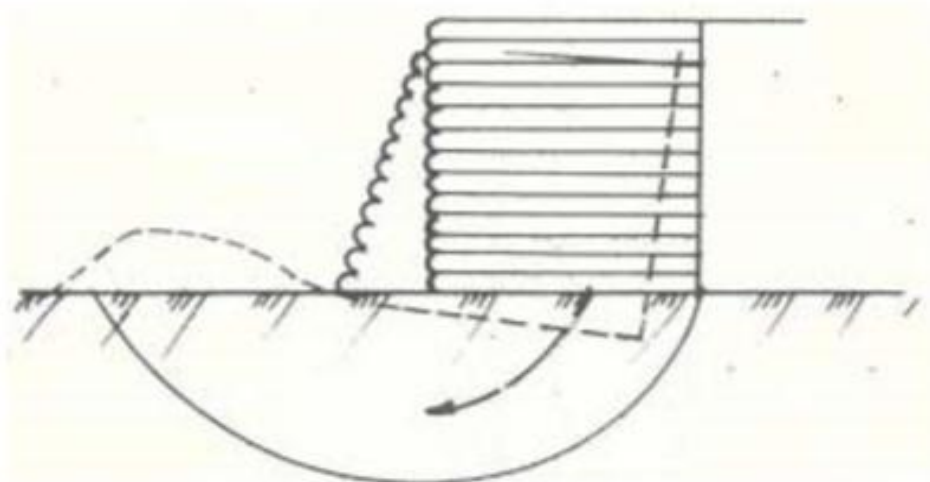
Les figures III.24 et III.25 illustre le principe de dimensionnement des massifs de soutènement en sol renforcé, il prend en compte :

- Des mécanismes de rupture externe (ouvrage considéré comme un mur-poids) Figure III.24.a,b,c :
  - Glissement du massif sur la base.
  - Renversement.

- Poinçonnement.
- Des mécanismes de rupture interne au massif en sol renforcé Figure III.24 d,e,f:
  - Rupture en traction des géosynthétiques.
  - Arrachement des géosynthétiques.
  - Glissement aux interfaces des géosynthétiques.
- Des mécanismes de rupture du parement Figure III.24.g,h,i :
  - Rupture du liaisonnement.
  - Cisaillement de l'empilement des blocs.
  - Flexion du parement.
- Se rajoute l'analyse de la stabilité globale (glissement général) incluant la zone adjacente à l'ouvrage de soutènement ; cette analyse est généralement conduite en utilisant des méthodes conventionnelles de stabilité des pentes figure III.25.



**Figure III.24.** Dimensionnement à la rupture des massifs en sol renforcé stabilité externe : a), b), c) ; stabilité interne : d), e), f) ; stabilité du parement : g), h), i).



**Figure III.25.** Analyse de la stabilité générale du mur renforcé

### **III.13. Avantage et inconvénients de l'utilisation de géogrilles pour le renforcement**

#### **III.13.1 Les avantages**

- Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols.
- Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre.
- Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau.
- Modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités.
- Diminution des emprises.
- Création de merlons antibruit d'aspect naturel.
- Réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale).
- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais.
- Préservation de l'aspect naturel du paysage.
- Optimisation des coûts de construction.

#### **III.13.2. Les inconvénients**

- Peu de souplesse en flexion.
- Recouvrement important conseillé (Tensar préconise 1,5 m).
- Rigidité.
- Mécanismes et caractérisation de la mobilisation du frottement et/ou de la pseudo-cohésion mal connue [19].



**III.14. Conclusion**

Ces dernières années, l'utilisation des géosynthétiques en Génie Civil a connu un développement considérable, grâce surtout à un coût de fabrication bas et une méthode d'emploi relativement facile, permettant un domaine d'utilisation large et varié.

Les géogrilles sont des structures souples présentant des ouvertures de tailles et formes variées servant à renforcer les remblais.

Dans ce chapitre, les principaux rôles des géogrilles et les techniques d'utilisation les plus courantes ont été présentées. Le renforcement des sols par géogrilles dans le cas des murs de soutènement, des talus, des remblais multicouches et des remblais sur des sols de fondation mous présente beaucoup d'avantages. Les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles permettent d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol-géogrille mais aussi par autoblocage. Ce mode d'action a pour effet d'obtenir une grande résistance au glissement et de réduire la longueur d'ancrage des nappes de géogrilles. Les géogrilles augmentent la sécurité et de la stabilité des remblais et participe à la préservation de l'aspect naturel du paysage.

# **Chapitre IV:**

## **Les méthodes des calculs de la stabilité des pentes**

## IV.1. Eléments de base du calcul des glissements de terrain

Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessiteront de connaître [25] :

- La géologie : nature et limites des terrains et éléments sur les discontinuités
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités
- La géométrie en 2 ou 3 dimensions de la pente
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements)
- Les projets et les risques (le talus projeté ne sera pas le même s'il s'agit d'une mine à ciel ouvert ou des abords de la cour de récréation d'une école).

Deux familles de calculs peuvent être réalisées :

- **Calculs après glissement (étude a posteriori)**

Il s'agit dans ce cas de comprendre et d'analyser le glissement (notamment pour éviter qu'il ne se reproduise d'autres glissements dans les mêmes conditions). On va chercher à améliorer la situation de manière à avoir une sécurité acceptable. Dans ce cas de figure la géométrie de la surface de rupture est connue (au moins partiellement) et, puisqu'il y a eu rupture, cela signifie que les terrains avaient atteint leur état limite à la rupture. Le coefficient de sécurité est de 1.

- **Calculs a priori**

On ne connaît pas, a priori, la géométrie la plus critique, ni la surface la plus défavorable dans ce cas. L'objectif du calcul va être de déterminer la surface de glissement, qui, parmi l'infinité de surfaces de rupture envisageables, sera la plus critique. Le calcul va donc consister à tester le plus grand nombre de surfaces possible et à trouver par "tâtonnements" la surface la plus défavorable.

Chaque surface testée fera l'objet d'un calcul de stabilité qui fournira, en général la valeur d'un coefficient de sécurité  $F$ .  $F$  est le coefficient de sécurité du talus par rapport à la rupture sur la surface envisagée.

Le coefficient de sécurité du site sera la plus faible des valeurs de  $F$  obtenues. La surface correspondant au coefficient de sécurité le plus faible est la surface de rupture la plus probable.

Dans des calculs a priori, l'ouvrage va être dimensionné avec un certain coefficient de sécurité qui sera fonction de la situation. La stabilité recherchée et donc la valeur du coefficient de sécurité du site, sera fonction de la durée de l'ouvrage, mais aussi des risques.

## IV.2. Les types d'analyse de la stabilité

### IV.2.1 Analyse de la stabilité externe [26]

L'analyse la stabilité externe d'un mur en sol renforcé est semblable à l'analyse de stabilité des murs de soutènement conventionnels. Elle permet de vérifier si les dimensions d'un mur en sol renforcé assurent sa stabilité globale sous les charges induites par le sol retenu. La masse renforcée est considérée comme un bloc plein. Les facteurs minimums correspondants de la sécurité sont comme suit :

- Glissement direct le long de l'interface avec le sol de base ( **$F_s > 1.5$** ).
- Excentricité ( $e < L/6$  ou  $L/4$ ) ou renversement ( **$F_s > 2.0$** ).
- Portance (approche de Meyerhof ( **$F_s > 2.0$** )).
- Stabilité vis-à-vis au glissement d'ensemble ( **$F_s > 1.3$** ).

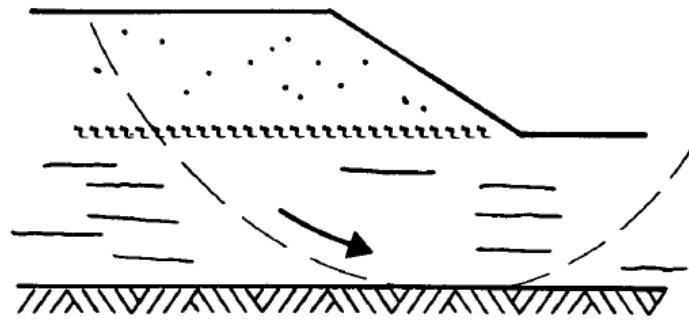


Figure IV.1. La stabilité d'ensemble

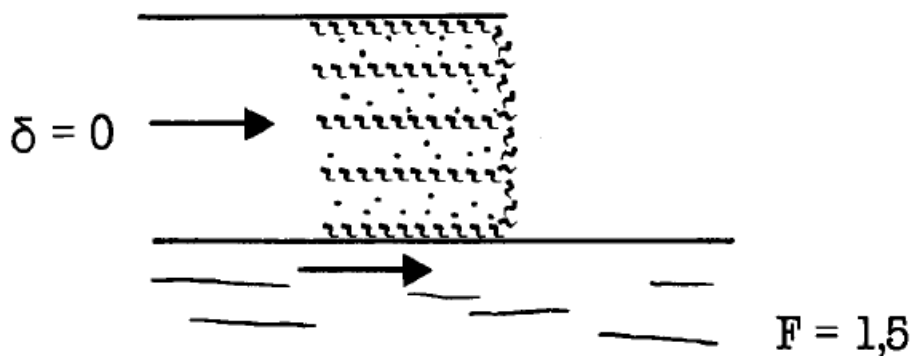


Figure IV.2. La stabilité au glissement

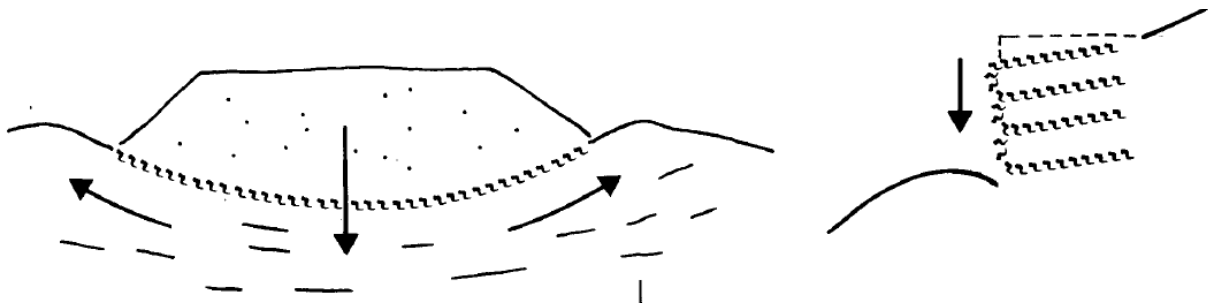


Figure IV.3. La stabilité au poinçonnement

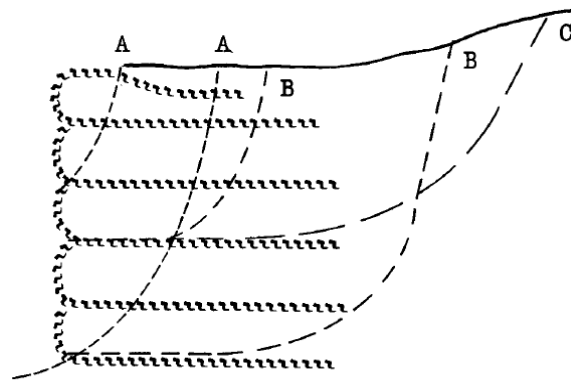
#### IV.2.2. Analyse de la stabilité interne [26]

L'analyse de la stabilité interne examine la possibilité d'un effondrement dans le sol renforcé en raison de la force ou la longueur insuffisante d'ancrage de l'armature.

Des surfaces planes de glissement peuvent se développer à travers le pied et les armatures étudiées. Si l'inclinaison frontale du mur est supérieure à 10 degrés, l'inclinaison des surfaces de glissement est définie par la théorie de Coulomb.

Si l'inclinaison frontale du mur est inférieure ou égale à 10 degrés, l'inclinaison des surfaces de glissement est définie par la théorie de Rankine. L'analyse de stabilité interne rend l'espacement et les paramètres de résistance de l'armature nécessaires pour assurer l'intégrité et la stabilité interne du sol renforcé. Les calculs majeurs sont:

- La vérification contre la résistance à la traction
- La vérification contre le retrait d'armature.



**Figure IV.4.** La stabilité interne

La vérification contre la rupture d'armature se fait à chaque niveau de l'armature. Il faut s'assurer que la résistance à la traction nécessaire de l'armature est inférieure à la résistance admissible à long terme :

$$T_{\max} \leq T_{al} \cdot R_c$$

$T_{\max}$  : la force de traction maximum requise pour résister à la pression latérale active de la terre à la surface du mur.

$T_{al}$  : la capacité de traction admissible par largeur d'unité du renfort.

$R_c$  : La résistance à la traction à long terme admissible est calculée selon le type du renforcement

Pour le géosynthétique, la résistance à la traction admissible tient compte de la réduction de la force finale due au fluage, à la dégradation, et aux dommages horizontaux.

Comme l'état des contraintes et des déformations dans ce volume réduit du sol dépend du comportement d'ensemble de l'ouvrage, il faut faire appel à un certain nombre d'hypothèses ainsi qu'à des résultats de mesures sur des ouvrages réels similaires pour pouvoir résoudre le problème.

Il est classiquement supposé que les contraintes tangentielles

### IV.3. Notion de coefficient de sécurité

Ce coefficient permet d'apprécier la marge de sécurité vis à vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions [25]:

$$F_S = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (1)$$

$$F_S = \frac{\text{effort résistant}}{\text{effort moteur}} \quad (2)$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$F_S = \frac{\text{moment résistant}}{\text{moment moteur}} \quad (3)$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en 3D).

$$F_S = \frac{h_c}{h} = \frac{\text{hauteur critique}}{\text{hauteur réelle}} \quad (4)$$

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture ( $F_S=1$ ).

#### IV.4. Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes

##### IV.4.1. Les calculs à la rupture

Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide-rupture). Le critère de plasticité (ou de rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général) [25]. Ce critère est atteint au niveau de la limite du volume étudié (surface de rupture potentielle). Ces méthodes incluent [25] :

a- des méthodes d'analyse limite : qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de bornes inférieures ;

b- des méthodes à l'équilibre limite qui sont les méthodes les plus couramment employées. Elles sont basées sur l'hypothèse que l'équilibre statique du volume étudié est assuré. En général l'écriture des équations d'équilibre conduit à un système hypostatique et les méthodes diffèrent par les hypothèses qu'elles envisagent pour résoudre le système d'équations (hypothèses sur le point d'application des forces, leur inclinaison ou leur intensité). Les calculs à la rupture permettent de définir un coefficient de sécurité.

Ces méthodes de calcul ne permettront pas de répondre complètement aux questions sur les déplacements (on ne pourra jamais reproduire parfaitement la géométrie, l'hétérogénéité et le comportement des terrains in situ), mais ils donneront un certain nombre d'éléments, d'indicateurs.

##### IV. 4.2. Les calculs en contraintes-déformations

Les calculs à la rupture ne prennent pas en compte les déformations du terrain. Si les terrains sont très déformables, ce type de calcul peut s'avérer insuffisant voir erroné. Puisque les calculs à la rupture ne permettent pas d'évaluer les déformations ; ils ne donnent donc pas d'éléments pour comprendre les déplacements éventuellement enregistrés sur le terrain.

Ce comportement est connu pour un certain nombre de géométries simples (tunnel circulaire par exemple) et de lois de comportement simples (élasticité linéaire par exemple). Dans le cas de géométries réelles et de terrains naturels ce comportement peut-être approché par des calculs numériques [25] :

- Eléments finis, différences finies.
- Eléments frontières (boundary elements).
- Eléments distincts (si le massif comporte des discontinuités).

Les calculs en contraintes nécessitent la connaissance des lois de comportement des matériaux et des discontinuités et les contraintes initiales dans le massif. Par ailleurs ces calculs conduisent à des résultats plus difficiles à analyser que les calculs à la rupture (un coefficient de sécurité), c'est pourquoi ces derniers sont encore largement utilisés.

##### IV.4.3. Calcul à l'équilibre limite

###### IV.4.3.1 Ruptures planes

Dans des terrains discontinus (roches) les surfaces de rupture potentielle les plus défavorables sont constituées par des plans ou des ensembles de plans. Si le plan passe dans une couche, les caractéristiques à prendre en compte sont les propriétés de cette couche, L'écriture des équations d'équilibre conduit à estimer le coefficient de sécurité.

➤ pente de longueur infinie

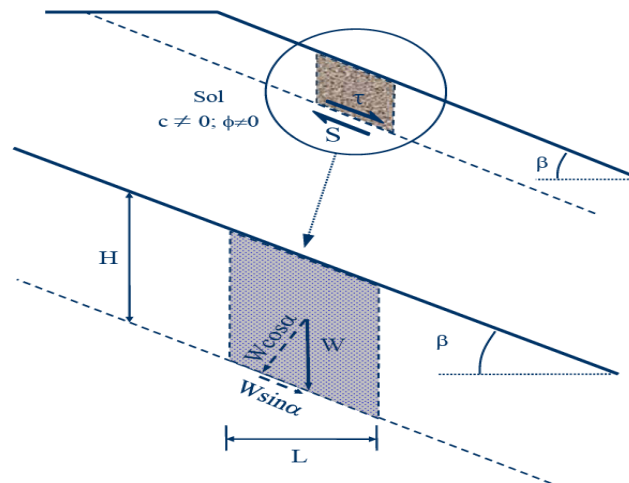
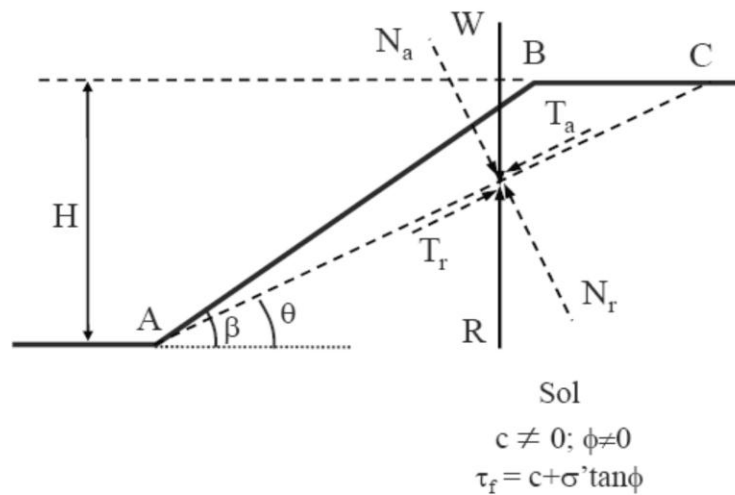


Figure IV.4. Ruptures planes

$$F_S = \frac{c}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \tag{5}$$

➤ pente de longueur finie

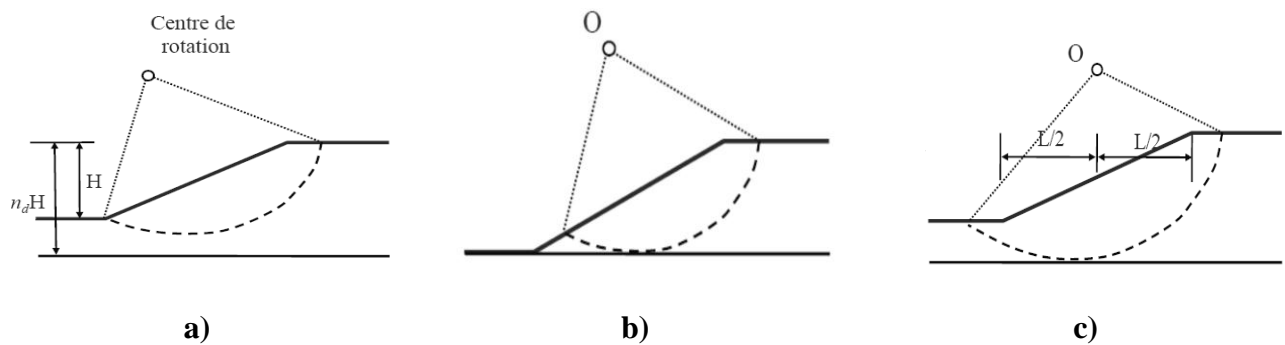


$$\frac{c}{F_S} = \frac{\gamma H}{4} \left[ \frac{1 - \cos \left( \beta - \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi}{F_S} \right) \right)}{\sin \beta \cos \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi}{F_S} \right)} \right] \tag{6}$$

IV.4.3.2 Ruptures rotationnelles

Il existe trois types de surface de glissement :

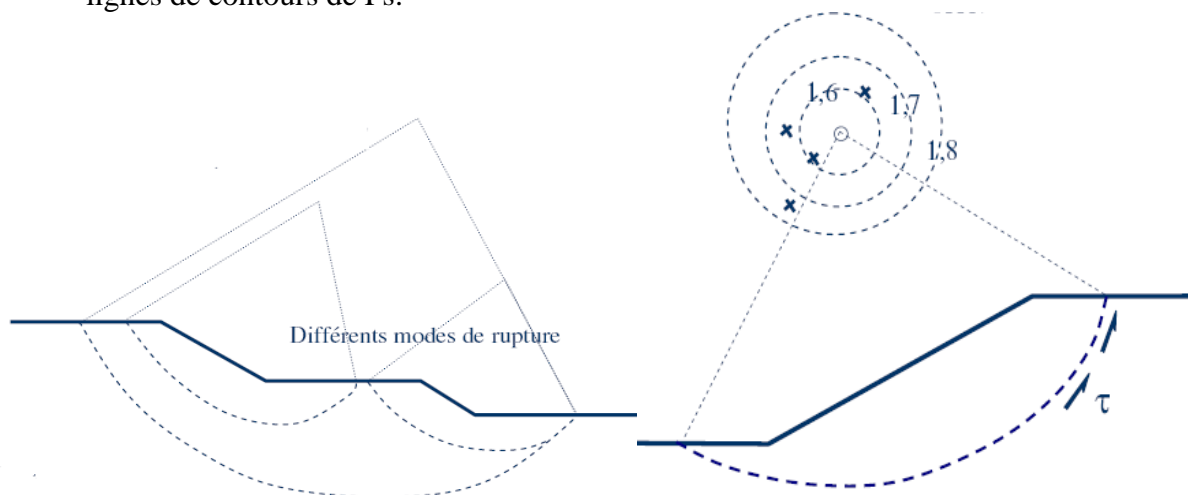
- a) **Cercle de pieds** : La surface de glissement passe par le pieds.
- b) **Cercle de pente** : La surface de glissement intercepte la pente au-dessus du pieds.
- c) **Cercle de mi-pente** : Le centre du rayon de la surface de glissement se situe sur une ligne verticale qui est au centre de la pente.



**Figure IV.5.** Types de surface de glissement

Les étapes de la détermination du cercle critique sont :

- d'abord déterminé différents modes de rupture. : Il s'agit d'essayer plusieurs cercles pour être certain qu'à un moment donné on a trouvé le cercle de rupture critique.
- Une bonne méthode pour s'assurer que nous avons le cercle critique est de tracer des lignes de contours de  $F_s$ .



**Figure IV.6.** Choix de surface de glissement

Afin de donner des contours, ces cercles doivent avoir quelque chose en commun (une restriction commune).

- Tous les cercles passent par un même point.
- Tous les cercles tangents à une même élévation.
- Tous les cercles ont le même rayon.

Il est possible d'avoir deux ou trois séries de contours; c.a.d. 2 ou 3

#### IV.4.4. Méthode globale

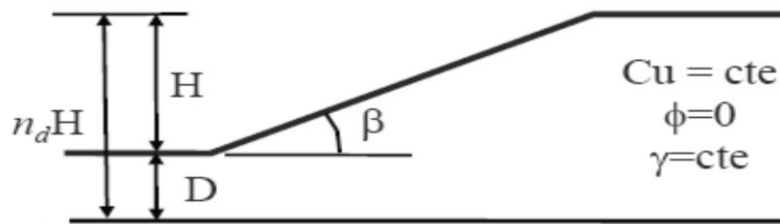
Un calcul global peut être effectué dans le cas d'un terrain homogène et isotrope. Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface la plus défavorable dans ces cas simples (Méthode de Taylor, Janbu ou de Biarrez).



#### IV.4.4.1 Méthode de Janbu

La réalisation des calculs avec la méthode des tranches est un exercice laborieux. Pour simplifier la tâche, plusieurs auteurs ont développé des abaques. On exposera d'abord l'approche de Janbu pour un cas simple :

- La surface de rupture est assumée être un cercle.
- Un paramètre appelé le nombre de stabilité  $N_s$  est introduit et il regroupe les facteurs affectant la stabilité des pentes :



$$N_0 = \frac{\gamma H}{c_{requis}} \quad (7)$$

Si la valeur de  $\phi$  est zéro ou presque nulle, l'abaque peut être utilisée. À partir de la valeur de  $\beta$  (abscisse) et de  $n_d$  on détermine la valeur de  $N_0$ .

- Lorsque  $\beta > 53$ , la surface de glissement est un cercle de pied.
- Lorsque  $n_d > 4$ , la surface de glissement est toujours un cercle de mi-pente.
- La valeur de  $N_0$  obtenue avec l'abaque correspond à un facteur de sécurité de 1. Si on désire déterminer le facteur de sécurité, on utilise la relation :



$$d = \frac{D}{H}$$

$$F_s = \frac{N_s c}{\gamma H} \quad (8)$$

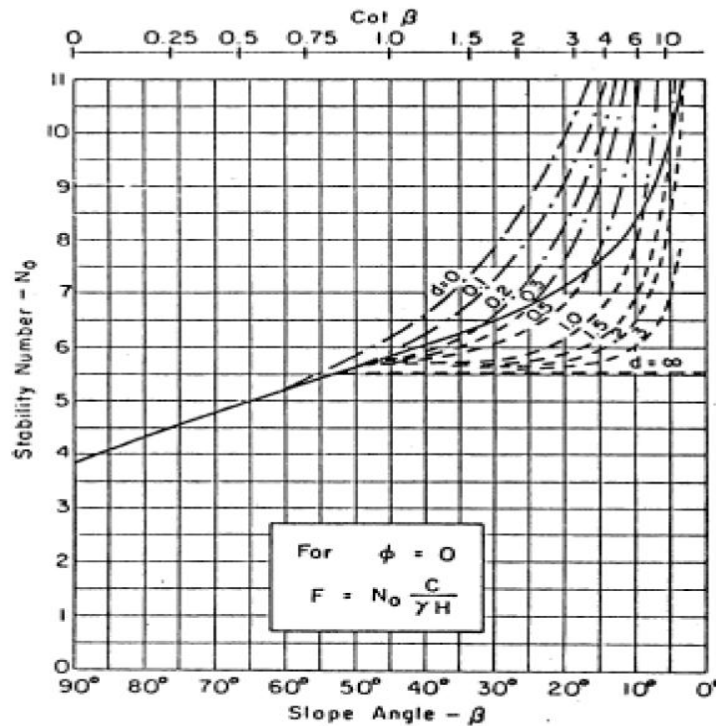


Figure IV.7. Abaque de Janbu

IV.4.5. Méthodes circulaire

IV.4.5.1. Méthode suédoise (1912)

Méthode en  $\phi = 0$  (contrainte totale); Équilibre des moments autour d'un point O; Rotation d'un bloc circulaire

W = poids

Moment renversant :  $M_R = -W \cdot a$

Moment résistant :  $M_O = R / \tau$

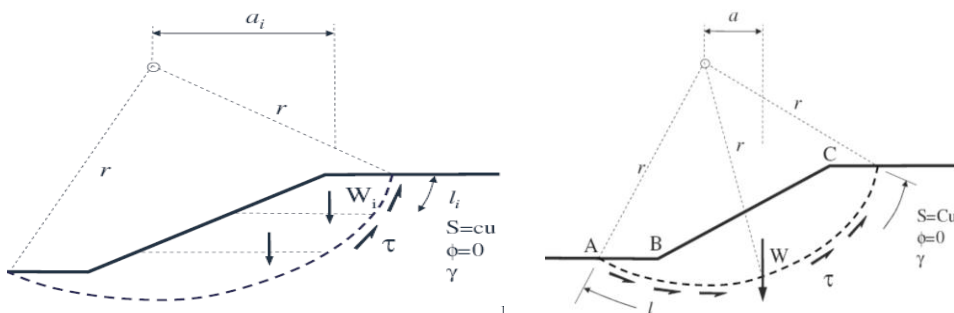
À l'équilibre  $M_R + M_O = 0$

On n'a pas parlé de résistance encore – Analyse des contraintes pour trouver  $\tau$ .

$-Wa + R/\tau = 0$  ( $\tau$  = contrainte de cisaillement mobilisable et S est la résistance au cisaillement disponible)

Sol homogène :  $S = C_u$

$$\begin{aligned} F.S. &= C_u/\tau \\ &= C_u/(W a/R.l) \\ &= C_u.R.l / W.a \end{aligned}$$



$$F_S = \frac{C_u.R.L}{W.a} \tag{9}$$

Sol non homogène :  $S \neq C^{te}$

$$F_s = \frac{R \sum C u_{li}}{\sum W_i a_i} \quad (10)$$

**IV.4.5.2 méthode des tranches Bishop**

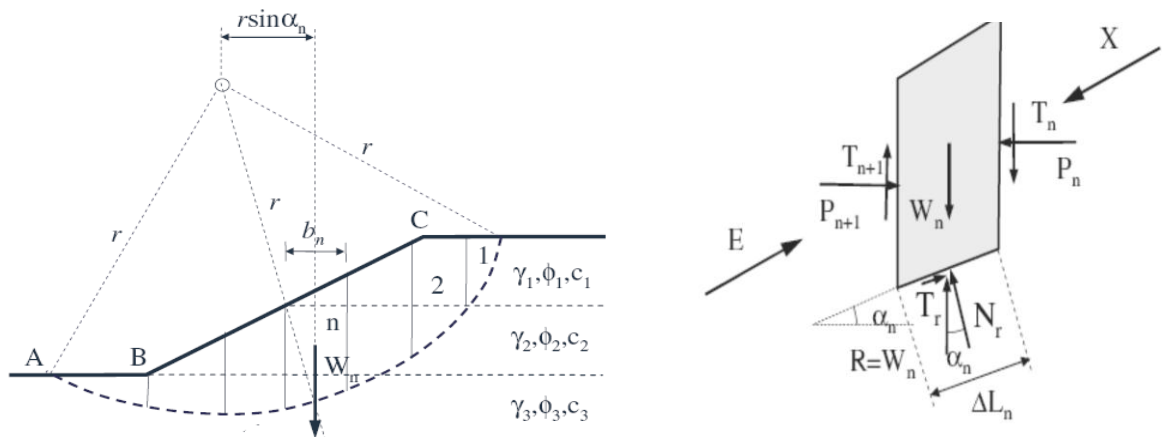
Les terrains sont rarement homogènes et isotropes et l'utilisation de la méthode globale est donc limitée. Les méthodes dites de tranches sont souvent utilisées [25].

Le principe est de découper le volume étudié en un certain nombre de tranches (en général verticales).

En général les surfaces de rupture considérées sont des cercles, L'équilibre de chaque tranche i est examiné en effectuant le bilan des forces:

Si la tranche est en équilibre, ces forces doivent satisfaire les 3 conditions d'équilibre. Les inconnus et équations pour un système de n tranches est :

$$\left. \begin{array}{l} n \text{ équations des moments pour chaque tranche; } \sum M = 0 \\ n \text{ équations des forces verticales pour chaque tranche; } \sum F_y = 0 \\ n \text{ équations des forces horizontales pour chaque tranche; } \sum F_x = 0 \end{array} \right\} 3n$$



**Figure IV.8** Surface de glissement selon la méthode des tranches Bishop

Les inconnus sont comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} 1 \text{ facteur de sécurité} \\ n \text{ forces normales } N \text{ à la base de chaque tranche} \\ n \text{ localisations de la force normale} \\ n-1 \text{ forces normales entre les tranches} \\ n-1 \text{ forces de cisaillement} \\ n-1 \text{ localisations des forces entre les tranches} \end{array} \right\} 5n-2 \text{ inconnus}$$

Si on veut satisfaire toutes les conditions d'équilibre, nous avons 5n-2 inconnus à déterminer. Or nous ne disposons que de 3n équations donc le système est donc statistiquement indéterminé

Dans le cas de l'équilibre d'une surface circulaire, il est possible de faire quelques hypothèses. Il est possible d'assumer que W et N agissent au centre de la base de la tranche. Ainsi la localisation de la force normale à la base de la tranche n'a plus d'importance et disparaît (-n inconnus). Il reste donc (4n-2) inconnus.

Dans cette méthode, nous assumons que les forces résultantes (E et X) entre les tranches sont parallèles et que leur somme est négligeable de sorte qu'elles ne causent pas de moment autour du centre du cercle de rupture. De cette façon, nous avons éliminé n inconnus et nous avons maintenant (3n-2) inconnus et 3n équations.

Si on fait maintenant l'équilibre des moments autour de O.

$$M_R + M_O = 0$$

$$\text{On a aussi } M_O = \sum W_i a_i F_s = S/t \quad \sum \tau = S/F_s$$

$$M_R = \sum \tau_i l_i R_i \tau = c + \sigma_N \tan \phi / F_S.$$

$$M_R = \sum l_i R (c_i + \sigma_{Ni} \tan \phi) / F_S \\ = (R / F_S) \sum l_i (c_i + \sigma_{Ni} \tan \phi)$$

$\sigma_N$  est la contrainte normale =  $N_r / l_i = W_i \cos \alpha_i / l_i$  (il s'agit d'une hypothèse).

T est la contrainte nécessaire à l'équilibre ou la contrainte de cisaillement à l'équilibre.

S est la résistance au cisaillement mobilisable (inconnue) et elle est reliée à F.S.

À l'équilibre :  $M_R + M_O = 0$ .

$$-\sum W_i a_i + (R / F_S) \sum l_i (c_i + \sigma_{Ni} \tan \phi) = 0 \rightarrow F_S = R \sum l_i (c_i + \sigma_{Ni} \tan \phi) / \sum W_i a_i$$

$$\text{Or } a_i = R \sin \alpha_i \text{ et } \sigma_N = W_i \cos \alpha_i / l_i \rightarrow F_S = \sum (l_i c_i + W_i \cos \alpha_i \tan \phi) / \sum W_i \sin \alpha_i$$

$$F_S = \sum (l_i c_i + W_i \cos \alpha_i \tan \phi) / \sum W_i \sin \alpha_i$$

$$F_S = \frac{\sum (l_i c_i + W_i \cos \alpha_i \tan \phi)}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (11)$$

Si on veut exprimer F.S. en fonction de la contrainte effective  $\sigma' = \sigma - u$

$$\sigma' = c' + \sigma'_N \tan \phi'$$

$$\sigma'_N = \sigma_N - u$$

$$\sigma'_N l = \sigma_N l - ul$$

$$\sigma'_N l = W \cos \alpha - ul$$

$$F.S = \sum (l_i c' + (W_i \cos \alpha_i - ul_i) \tan \phi') / \sum W_i \sin \alpha_i$$

$$F_S = \frac{\sum (l_i c' + (W_i \cos \alpha_i - ul_i) \tan \phi')}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (12)$$

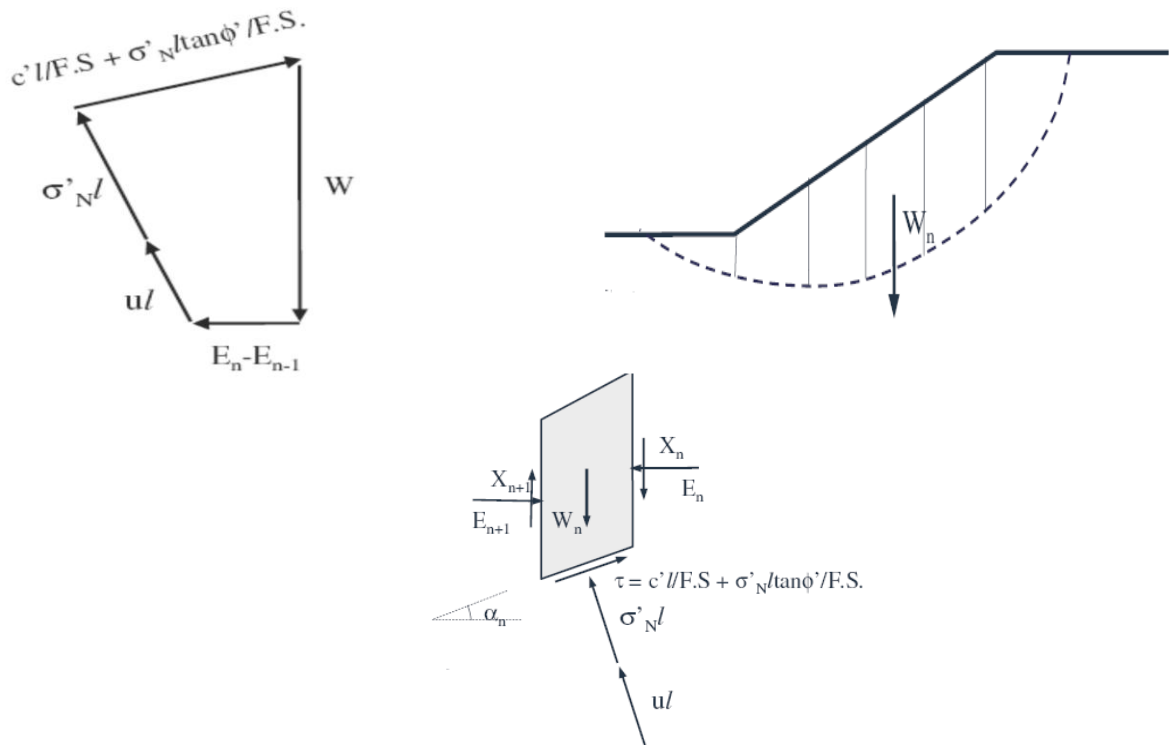
#### IV.4.5.3. Méthode de Bishop (simplifiée)

La méthode de Bishop diffère de celle des tranches surtout parce qu'elle fait l'équilibre dans chacune des tranches pour trouver  $\sigma_N$  au lieu d'assumer celle-ci comme étant égale à

$$W \cos \alpha \cdot \sigma_N \rightarrow F_v. [25]$$

En fait on voit que si on fait l'équilibre des forces pour obtenir  $\sigma'_N$ , on n'a pas nécessairement  $W \cos \alpha$ .

$$\text{Hypothèse : } X_n - X_{n-1} = 0$$



**Figure IV.9.** Surface de glissement selon la Méthode de Bishop (simplifiée)

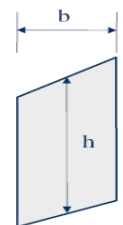
Si on trace le polygone des forces pour trouver  $\sigma'_N$  pour chaque tranche, on a alors :  
 Dans la  $\Sigma F_v$ ,  $E_n - E_{n-1}$  n'entre pas en ligne de compte mais influence le polygone à l'équilibre :  
 $\Sigma F_v = 0$ .

$$-W + ul \cos \alpha + \sigma'_N l \cos \alpha + c' l \sin \alpha / F_S + \sigma'_N l \tan \phi \sin \alpha / F_S = 0$$

$$\sigma'_N l (\cos \alpha + \tan \phi \sin \alpha / F_S) = W - ul \cos \alpha - c' l \sin \alpha / F_S$$

$$\sigma'_N l = (W - ul \cos \alpha - c' l \sin \alpha / F_S) / (\cos \alpha + \tan \phi \sin \alpha / F_S)$$

Méthode des tranches :  $\sigma'_N l = W \cos \alpha - ul$



Équilibre de l'ensemble :  
 $\Sigma M = 0$  pour déterminer  $F_S$ .

De l'équilibre des moments, on a déjà établie :  $F_S = \Sigma (l_i c'_i + \sigma'_{Ni} l_i \tan \phi') / \Sigma W_i \sin \alpha_i$  (bishop est différent que dans le calcul de  $\sigma'_N$ ).

Si nous remplaçons  $\sigma'_N$  dans l'équation :

$$F_S = (1 / \Sigma W_i \sin \alpha_i) \cdot \Sigma [l_i c'_i + \{W - ul \cos \alpha - c' l \sin \alpha / F_S\} / (\cos \alpha + \tan \phi \sin \alpha / F_S) \tan \phi']$$

Si on veut une expression avec le même dénominateur, nous faisons

$$m_\alpha = \cos \alpha + \tan \phi \sin \alpha / F_S$$

$$F_S = (1 / \Sigma W_i \sin \alpha_i) \cdot \Sigma [l_i c'_i \cos \alpha + (W - ul \cos \alpha) \tan \phi'] / m_\alpha$$

À noter  $m_\alpha$  contient  $F_S$  (inconnu). Il faut donc procéder par itération → converge rapidement.

Si on travaille à la main, il est plus simple de réécrire cette équation avec

$$b = l \cos \alpha \quad m_\alpha = h \sin \alpha; \quad W = \gamma h b$$

$$F_S = (1 / \Sigma h_i b_i \sin \alpha_i) \cdot \Sigma [b_i (c'_i + (\gamma h_i - u_i) \tan \phi')] / m_\alpha$$

$$F_S = \frac{(1 / \Sigma h_i b_i \sin \alpha_i) \cdot \Sigma [b_i (c'_i + (\gamma h_i - u_i) \tan \phi')]}{m_\alpha} \tag{13}$$

Lorsqu'on travaille à la main, le terme  $m_\alpha$  est assez fastidieux à évaluer.

Il existe cependant des tables qui permettent de donner directement le terme en fonction de  $\alpha$  et de  $\tan\phi/F_S$ .

#### IV.4.6. Méthode à surface générale

##### IV.4.6.1. Méthode simplifiée de Janbu et al. 1956

C'est une bonne méthode à utiliser à la main.

Cette méthode assume la localisation des forces  $P = N-1$

Hypothèses. On a donc  $3N-1$  inconnus et  $3N$  équations. Nous nous retrouvons avec un système sur-déterminé.

La méthode utilise un coefficient correcteur  $f_0$  pour tenir compte des forces entre les tranches.

On calcule d'abord un facteur de sécurité non corrigé  $F_{S0}$  qui est déterminé comme suit :

$$F_{S0} = \frac{\sum (c' / \cos\alpha + (P-u) \tan\phi' \cos\alpha)}{\sum P \sin\alpha}$$

$$P = [W - c' l \sin\alpha / F_S + u \tan\phi' \sin\alpha / F_S] / m\alpha$$

Le coefficient de sécurité corrigé est :

$$F_S = f_0 F_{S0}$$

Pour obtenir les valeurs de  $f_0$ , on se sert du diagramme illustré à la figure 2 (feuilles supplémentaires).

Il existe aussi la méthode dite rigoureuse de Janbu où les forces de cisaillement sont incluses dans le calcul de  $P$ .

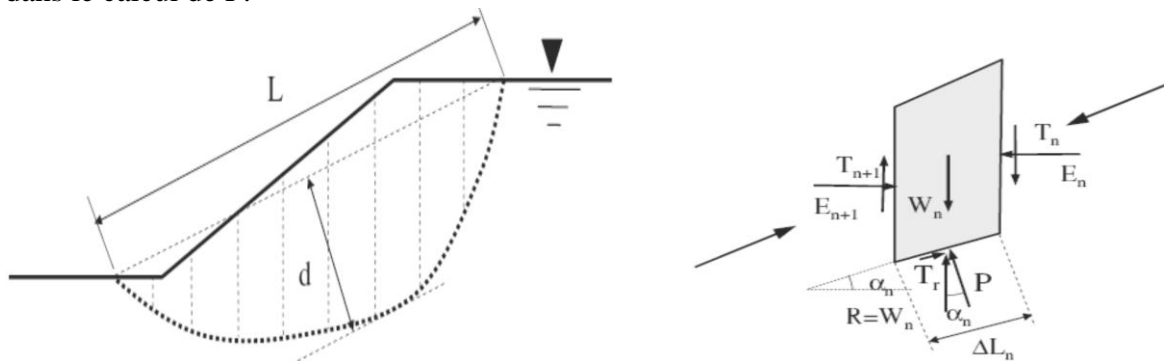


Figure IV.10. Surface de glissement selon la Méthode simplifiée de Janbu et al. 1956

##### IV.4.6.2. Méthode de Morgenstern-Price 1965

Dans cette méthode, on suppose que la direction des forces entre les tranches est définie par une fonction mathématique arbitraire :

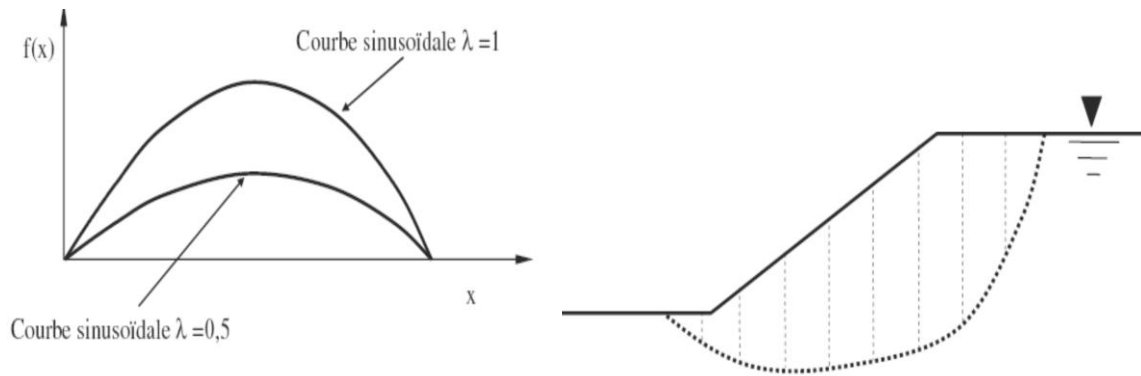
$$T/E = \lambda f(x) N-1$$

Hypothèses :  $L$  peut varier entre 0 et 1. La figure 4 montre les fonctions typiques de  $f(x)$ .

Dans cette méthode, les forces entre les tranches sont déterminées de la même façon que dans la méthode rigoureuse de Janbu. Dans la première itération, les forces de cisaillement verticales sont égales à 0.

Les coefficients de sécurité sont obtenus par la détermination de deux séries de coefficients de sécurité pour divers valeurs de  $\lambda$ .

La première série correspond à l'équilibre des moments et la deuxième à l'équilibre des forces. Ces coefficients de sécurité sont mis en graphique en fonction de  $l$ . Le point d'intersection satisfait les deux conditions d'équilibre. Cette méthode est précise, mais demande une certaine pratique pour donner le bon  $f(x)$ .



**Figure IV.11.** Surface de glissement selon la Méthode de Morgenstern-Price 1965

**IV.4.6.3. Méthode de calcul Spencer 1967**

Spencer a présenté cette méthode pour une surface circulaire, **Wright** l’a développée pour une surface non circulaire.

Spencer assume que le rapport des forces verticale et horizontale est constant pour toutes les tranches :

$$T/E = (T+dT)/(E+dE) = \tan\theta$$

N-1 hypothèses. Où  $\theta$  est l’angle formé par la résultante et l’horizontale. Dans ce cas, la force P est donnée par :

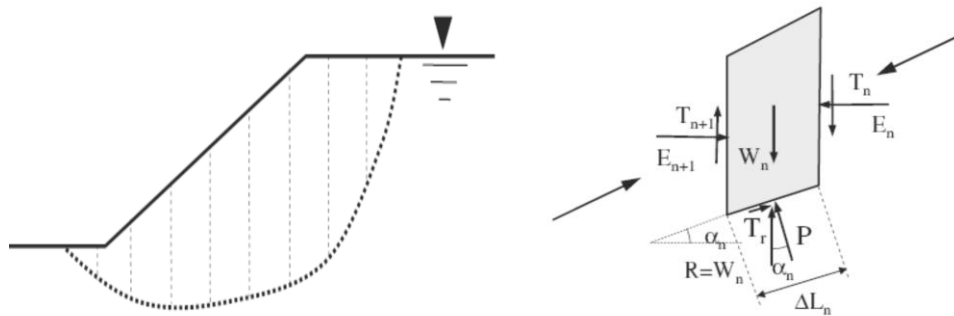
$$P = [W-dE.\tan\theta - c'l\sin\alpha / F_s + u/\tan\phi'\sin\alpha / F_s] / m_\alpha$$

$$F_s = \Sigma (c'l\cos\alpha + (P-ul)\tan\phi'\cos\alpha) / \Sigma P\sin\alpha$$

$$F_s = \frac{\Sigma (c'l\cos\alpha + (P-ul)\tan\theta'\cos\alpha)}{\Sigma P\sin\alpha} \tag{14}$$

Pour chaque angle  $\theta$ , on obtient deux coefficients de sécurité. Un qui correspond à l’équilibre des forces horizontales (Janbu).

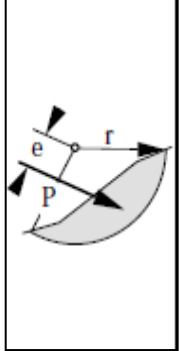
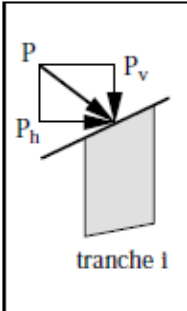
En fait, Spencer donne la même réponse que Morgenstern et Price (1965) avec  $f(x)=0$ .



**Figure IV.12.** Surface de glissement selon Spencer

IV.5. Analyse de la stabilité des pentes renforcées

Tableau IV.1 Analyse de la stabilité des pentes renforcées [27]

Methode	Formules	
<b>Bishop</b>	$F_S = \frac{\sum[(c_1 x_1 + (w_1 + (v_1 - v_1 + 1) - u_1 x_1) \tan \theta_1) \frac{1}{\cos \alpha_1 \left(1 + \frac{\tan \alpha_1 \tan \theta_1}{F_S}\right)}]}{\sum(w_1 \sin \alpha_1) + P e / r}$	
<b>Bishop simplifiée</b>	$F_S = \frac{\sum[(c_1 x_1 + (w_1 - u_1 x_1) \tan \theta_1) \frac{1}{\cos \alpha_1 \left(1 + \frac{\tan \alpha_1 \tan \theta_1}{F_S}\right)}]}{\sum(w_1 \sin \alpha_1) + P e / r}$	
<b>Fellenius ou suédoise</b>	$F_S = \frac{\sum[(c_1 x_1 - (w_1 \cos \alpha_1^2 - u_1 x_1) \tan \theta_1) \left(\frac{1}{\cos \alpha_1}\right)]}{\sum(w_1 \sin \alpha_1)}$	
<b>Morgenstern et Price</b>	<p>Système d'équations non linéaires à résoudre par procédure spéciale. Voir : BAILLY W.A.- Stability Analysis by limiting equilibrium. Thesis MIT.1966</p>	
<b>Janbu</b>	$F_S = \frac{\sum[c_1 x_1 (w_1 + P v_1 - \Delta v_1 - u_1 x_1) \tan \theta_1 \frac{1}{\cos^2 \alpha_1 \left(1 + \frac{\tan \alpha_1 \tan \theta_1}{F_S}\right)}]}{\sum[(w_1 + p_1 - \Delta v_1) \tan \alpha_1 + P h_1]}$	
<b>Janbu simplifiée</b>	$F_S = \frac{\sum[c_1 x_1 (w_1 + P v_1 - u_1 x_1) \tan \theta_1 \frac{1}{\cos^2 \alpha_1 \left(1 + \frac{\tan \alpha_1 \tan \theta_1}{F_S}\right)}]}{\sum[(w_1 + p_1 - \Delta v_1) \tan \alpha_1 + P h_1]}$	



#### **IV.6. Conclusion**

En générale, les glissements de terrains sont dus à des modifications soit dans les moments résistants, soit dans les moments moteurs. Il y a rupture lorsque les moments moteurs sont supérieurs ou égale aux moments résistants.

Il existe plusieurs types de méthodes de calculs de la stabilité de terrains. Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique, ils donneront un certain nombre d'éléments d'indicateurs, mais ces méthodes ne permettront pas de répondre complètement aux questions sur les déplacements.

Les méthodes d'équilibre limite sont les méthodes de calcul de la stabilité les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture. Le choix de l'une ou l'autre méthode des équilibres limites dépendra donc de la disponibilité des caractéristiques mécaniques et de la bonne appréciation qu'il est possible de faire de la position de la ligne de rupture critique.

Evaluer une stabilité de pente passe surtout par le choix du coefficient de sécurité qui permet d'apprécier la marge de sécurité vis à vis de la rupture et qui est associé aux méthodes, ce qui peut poser des problèmes lors des comparaisons.

**Chapitre V:**  
**Le traitement du**  
**glissement de**  
**terrain RN80**  
**Pk67+500**

### V.1. Présentation du point de glissement

Le site concerné par le glissement de terrain se situe à la sortie du village de Bouhachanna en allant vers Sedrata. Le tronçon de la RN80 localisé au PK 67+500 affecté par le mouvement surplomb de la route.

Le site est dominé en amont par une colline très raide, au sud par un vaste et profond ravin qui abrite **Caabat Mansourat** (Figure V.1) La RN80 recoupe le versant dans sa partie haute à la limite d'une zone non boisée.

**CARTE TOPOGRAPHIQUE DE GOUNOD**  
(Feuille N° 76 échelle 1/50000)



**Figure V.1.** Localisation du point de glissement sur la RN80 Pk67+500

#### a) En amont

Les constats observés sont :

- Amorce de glissement de talus de remblai entraînant un important affaissement en tête de remblai
- Absence de protection du pied de talus de remblai.
- Présence de blocs sur les talus de déblai et remblai Figure V.2
- Ravinement profond dans le corps de remblai
- Le matériau de remblai comportant un fort pourcentage de blocs a permis aux eaux de ruissellent de s'infiltrer dans le corps de remblai en saturant à sa base le sol support argileux altéré.

Les Figure V.2 à V.5 illustrent l'état du glissement.



**Figure V.2.** Une vue d'ensemble de l'étendu du glissement



**Figure .V.3.** La limitation du glissement sur la partie aval de la chaussée

**b) En aval**

- Les mouvements constatés affectent le versant situé en aval de la RN80 au Pk 67+500. La rupture assez étendue se manifeste par un escarpement métrique atteignant une partie de la chaussée. Celui-ci fait apparaître des niches d'arrachement sous forme d'arc de cercle. La masse glissée inclinée vers l'aval, s'étale et progresse sur une pente dont la topographie est très accentuée.
- La masse glissée mise en compression déborde en contre bas occasionnant aussi un bourrelet.
- Aucune circulation d'eau n'a été constaté, mais en période hivernale, l'écoulement doit être important et sa dispersion plus grande vu l'existence de plusieurs brise courants. Le lit du talweg est bien prononcé.

La concentration des matériaux glissés se fait vers cette zone et les glissements répétés de part et d'autre vont dans le même sens.



**Figure V.4.** Photos représentant le glissement des débris d'un mur réalisé pour confortement

## V.2. Hydrologie du site

- La morphologie du site présente une zone montagneuse très ravinée. Tous les ravinements convergent vers un exutoire naturel (Oued hammam) qui se trouve au pied du relief global.
- Le relief très accusé est perturbé par les mouvements des terres présentant une morphologie ondulé, caractérisé par un entassement de matériaux altérée, glissé et prolongés vers le bas avec des fissures et des crevasses.
- La zone affectée correspond à un axe ou doit passer une circulation souterraine abondante en période hivernale. Le talweg est susceptible de canaliser des glissements constatés.
- Des niveaux d'eau ont été prélevés au niveau des sondages piézométriques. Mais ils ne correspondent pas aux plus hautes eaux.
- Le versant aval ne bénéficie d'aucun système de drainage.
- Ce pendant la RN80 a fait l'objet de la mise en place d'un matelas drainant muni d'un collecteur principale placé transversalement à 4 m de profondeur. L'évacuation de l'eau collectée se fait dans la zone en mouvement. L'ouverture des fouilles a mis en évidence la saturation du sol à 4m de profondeur ce qui confirme la présence d'une nappe.



**Figure V.5.** Vue en plan de l'ensemble du pont de glissement

### V.3. Reconnaissance géotechnique du site

#### V.3.1 Description lithologique

Un sondage équipé de piézomètre est placé à la tête du glissement.

**Tableau V.1.** Lithologie du site (voir coupe géotechnique)

Profondeur (m)	Lithologie
0.00 – 2.5 m	Remblais (galet, gravier et blocs dans une matrice argileuse)
2.50m – 5.50m	Marne de couleur brune, humide
5.50m – 13.50m	Marne de couleur brune a grise foncée d'une structure schisteuse avec des passages de gypse friables

Le piézomètre placé au niveau du sondage a prélevé un niveau d'eau à 3.00m.

#### V.3.2 Essais mécaniques

Les essais mécaniques effectués par le laboratoire chargé de l'étude ont fournis les résultats présentés sur le tableau V.2

**Tableau V.2.** Caractéristiques mécaniques

Profondeur	Résistance au cisaillement	
	C [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi^\circ$
3.00 - 5.00	5	23
5.00 - 20m	25	23

### V.4. Méthodologie de conduite des travaux de confortement

Les travaux doivent se dérouler selon les phases décrites ci-dessous.

- Construction du mur aval pour stabiliser la situation et pour permettre l'élargissement de la chaussée. Dans cette phase, on maintient la circulation sur la chaussée actuelle,

mais en réduisant la largeur des voies et on condamne l'accotement coté aval (pas surcharge à moins de 1,5m de la crête du talus provisoire de mur aval).

- Une fois le mur et la chaussée provisoire coté élargissement réalisés, on bascule la circulation sur l'élargissement.
- On lance les travaux coté amont avec la réalisation du mur amont selon la variante maintenue pour stabilisation du glissement, afin de permettre de stabiliser le talus général amont en adoucissant la pente par rapport à la pente actuelle.
- On reprend la chaussée et on réhabilite les drainages sous chaussée de manière à bien évacuer les eaux qui vont venir de l'amont et de la chaussée vers le talus aval. On purge la chaussée actuelle sur au moins 0.5m d'épaisseur et on refait toute la fondation, sol support et la structure de chaussée.
- On réalise un remblai renforcé coté aval qui va tenir la chaussée et élargir la chaussée.
- On rétablit la circulation définitive sur l'emprise de la chaussée initiale. La chaussée élargie servira d'aire de parking ou d'arrêt d'urgence.

### V.5. Les variantes proposées pour le traitement du glissement sur RN80 Pk67+500

**Variante 01 :** réalisation dans la partie amont un remblai renforcé par des géogrilles et élargissement de la partie aval de la chaussée par réalisation d'un remblai renforcé par des géogrilles.

**Variante 02 :** réalisation dans la partie amont un mur en sol cloué et élargissement de la partie aval de la chaussée par réalisation d'un remblai renforcé par des géogrilles.

#### V.5.1. Conduites des travaux du massif renforcé

Il faut se conformer au phasage non exhaustif suivant :

- Préparation d'une plateforme de travail, la manutention et de stockage provisoire.
- Purger la masse de sol instable et son évaluation.
- Implantation du massif renforcé par géogrille selon les plans et en concordance avec celui-ci.
- Dégagement de terrassement de l'emprise nécessaire au massif renforcé à exécuter.
- Réalisation du massif renforcé par couches successives jusqu'au niveau théorique du palier courant. Point d'arrêt : essai de contrôle du compactage et réception du palier en cours.
- Passer au palier suivant en suivant les étapes décrites au Chapitre.III.

### V.6. Modélisation des différentes phases des travaux au moyen du logiciel géo5

#### V.6.1. Type et surface de glissement

La nature du sol, les conditions géomorphologiques ainsi que les constatations visuelles du Site, nous confirment que ce glissement est de type circulaire qui se produit généralement dans les formations meubles.

Notre étude sera basée sur l'hypothèse d'une rupture circulaire qui se développe selon le pied du talus.

#### V.6.2. Calcul du coefficient de sécurité par logiciel (Géo5)

L'objectif du calcul de la stabilité est la détermination d'un coefficient de sécurité en fonction de plusieurs paramètres. Le coefficient de sécurité admissible est généralement pris entre (1,2 ÷ 1,5). L'analyse de stabilité se fait par calcul en rupture circulaire et polygonal si l'hétérogénéité du sol le justifié.

La méthode la plus utilisée dans la pratique est le calcul informatique, de ce fait on a choisi le programme (Géo5) conçu pour ce type de problème par FINE le mode d'utilisation voir Annexe A.

### V.6.3. Modélisation et calcul de la stabilité

Différentes analyses de la stabilité du versant ont été réalisées en modifiant les hypothèses sur la position et le nombre des surfaces de rupture. Les méthodes de Bishop, Fellenius/ Petterson, Spencer ont été appliquées en faisant optimiser le calcul pour trouver le facteur de sécurité minimal. Une analyse de surface polygonale a été effectuée en utilisant les deux méthodes disponibles sur le logiciel Géo5 (2D) programme SLOPE STABILITY.

Le modèle du terrain retenu est composé de deux couches de sol, on incluant dans la partie supérieure une couche de sol de remblai, puis une couche de sol plus raide dans la partie inférieure (argile marneuse),

Les calculs ont été effectués pour les 3 cas suivants avant et après renforcement selon les 02 variantes proposées comme solution :

- 1- Totalité du versant concerne par le glissement talus amont + talus aval
- 2- Talus amont uniquement au-dessus du RN80 au Pk67+500.
- 3- Talus aval uniquement au-dessous du RN80 au Pk67+500.

## V.7. Calcul de la stabilité des différents talus

### V.7.1. Calcul de la stabilité du talus amont (global) traitement

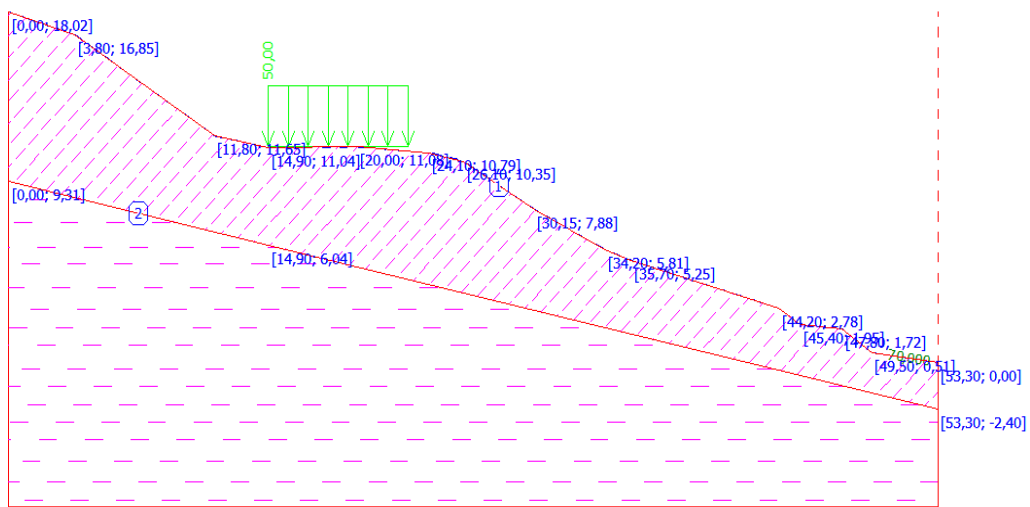


Figure V.6. Profil du talus global avant traitement

#### ✓ Les caractéristiques des couches des sols

##### sol supérieure

Poids volumique :	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Angle de frottement :	$\varphi_{ef} = 23,00^\circ$
Cohésion :	$c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$

##### 2<sup>ème</sup> sol "Marne"

Poids volumique :	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Angle de frottement :	$\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Cohésion :	$c_{ef} = 23,00 \text{ kPa}$



**Tableau V.3. Les caractéristiques des interfaces entre les couches**

N°	Surface position	Les coordonnées des interfaces [m]				Affectation du sol
		X	z	x	z	
1		14,90	6,04	53,30	-2,40	sol supérieure 
		53,30	0,00	49,50	0,51	
		47,80	1,72	45,40	1,95	
		44,20	2,78	35,70	5,25	
		34,20	5,81	30,15	7,88	
		26,10	10,35	24,10	10,79	
		20,00	11,08	14,90	11,04	
		11,80	11,65	3,80	16,85	
		0,00	18,02	0,00	9,31	
2		14,90	6,04	0,00	9,31	2 <sup>ème</sup> sol marne 
		0,00	-7,40	53,30	-7,40	
		53,30	-2,40			

✓ **Les caractéristiques de la surcharge appliquée sur la chaussée**

N°	Type	z [m] / x1 [m]	x [m] / z1 [m]	l [m] / x2 [m]	Magnitude q
1	linéaire	on terrain	x = 14,90	l = 8,00	50,00 kN/m <sup>2</sup>

**Tableau V.4. L'eau dans les sols**

N°	Localisation des interfaces de la pression interstitielle	Les Coordonnées des interfaces de la pression interstitielle [m]						pression inters. [kPa]
		x	Z	x	z	x	z	
1		0,00	18,02	3,80	16,85	11,80	11,65	70,000
		14,90	11,04	20,00	11,08	24,10	10,79	
		26,10	10,35	30,15	7,88	34,20	5,81	
		35,70	5,25	44,20	2,78	45,40	1,95	
		47,80	1,72	49,50	0,51	53,30	0,00	

✓ **Analyse pour une surface circulaire**

Les paramètres de la surface de glissement	
Centre :	x = 35[m] z = 40[m]
Rayon :	R = 40[m]

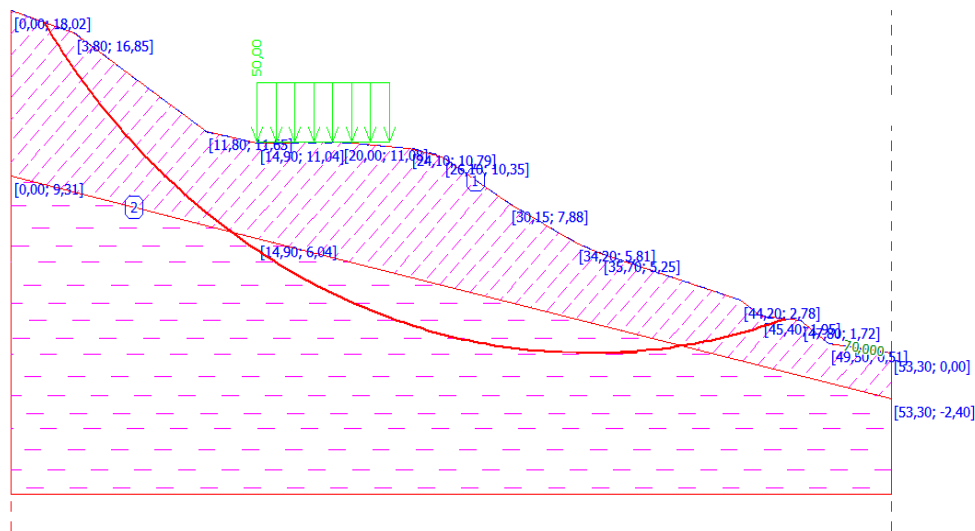


Figure V.7. Profil du talus global avant traitement pour une surface de rupture circulaire

### • Les résultats d'analyse

#### ➤ vérification de la stabilité du talus (Bishop)

La somme des forces actives :  $F_a = 191,44$  kN/m

La somme des forces passives :  $F_p = 27,72$  kN/m

Moment moteur :  $M_a = 2551,92$  kNm/m

Moment résistant :  $M_p = 369,50$  kNm/m

Le facteur de sécurité =  $0,15 < 1,50$

#### ➤ Vérification de la stabilité du talus (Fellenius / Petterson)

La somme des forces actives :  $F_a = 551,65$  kN/m

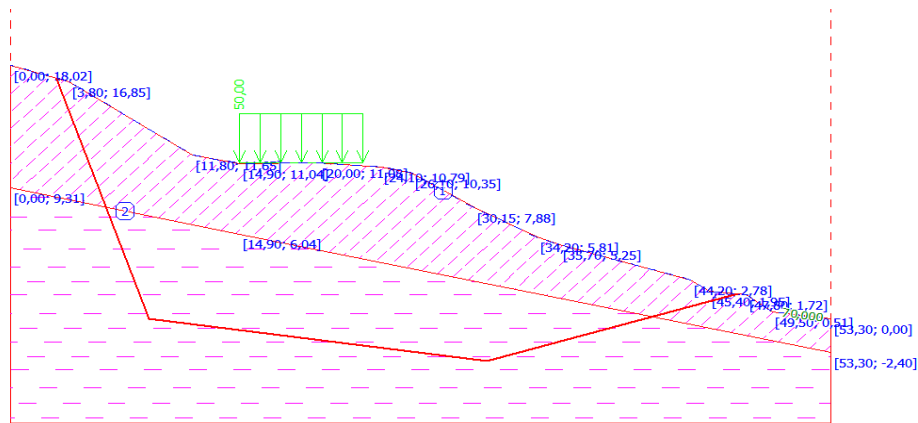
La somme des forces passives :  $F_p = 291,69$  kN/m

Moment moteur :  $M_a = 66490,83$  kNm/m

Moment résistant :  $M_p = 35157,28$  kNm/m

Le facteur de sécurité =  $0,53 < 1,50$

✓ Analyse pour une surface polygonale



**Figure V.8.** Le profil du talus global avant traitement pour une surface de rupture polygonale

• **Les résultats d'analyse**

Les coordonnées de la surface du glissement [m]									
X	z	X	Z	X	z	X	z	x	z
0,26	17,94	0,70	15,39	13,01	10,96	34,93	-0,56	50,61	0,36

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Spencer)**

Le facteur de sécurité = 0,29 < 1,50

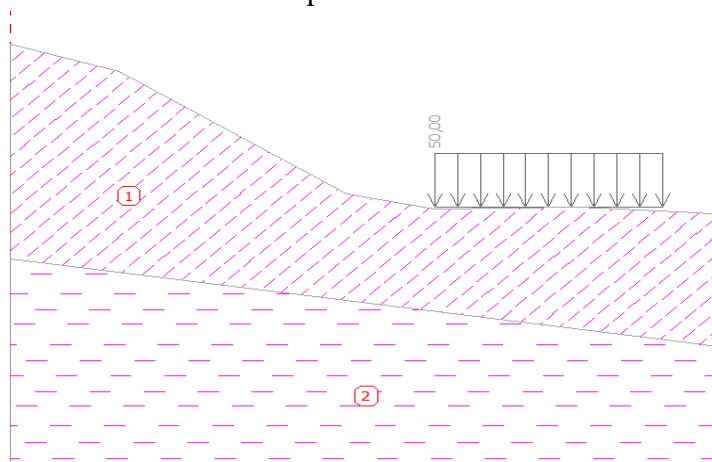
➤ **Vérification de la stabilité du talus (Sarma)**

Le facteur de sécurité = 0,76 < 1,50

**La stabilité du talus ne pas acceptable pour les deux analyses**

**V.7.2 Calcul de la stabilité du talus amont avant traitement**

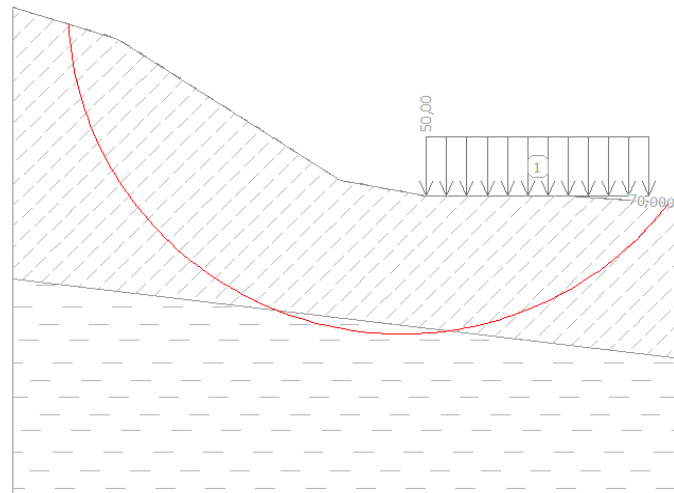
Les paramètres du sol des différents couches sont les mêmes que le talus global ainsi que la surcharge appliquée sur la chaussée et la pression interstitielle.



**Figure V.9.** Le profil du talus amont avant traitement

✓ **Analyse pour une surface circulaire**

Les paramètres de la surface de glissement	
Centre :	x =14,00[m]
	z =18,00[m]
Rayon :	R =12,00[m]



**Figure V.10.** Le profil du talus amont avant traitement pour une surface de rupture circulaire

➤ **vérification de la stabilité du talus (Bishop)**

La somme des forces actives :	$F_a = 188,63$	kN/m
La somme des forces passives :	$F_p = 27,36$	kN/m
Moment moteur :	$M_a = 2497,47$	kNm/m
Moment résistant :	$M_p = 362,23$	kNm/m

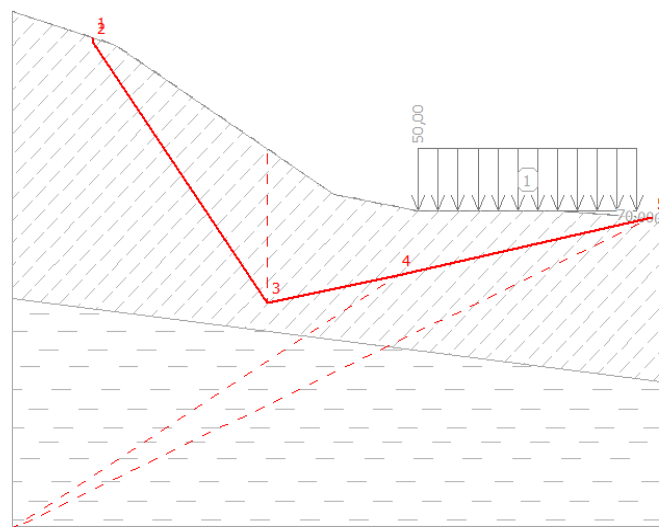
Le facteur de sécurité =  $0,15 < 1,50$

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Fellenius / Petterson)**

La somme des forces actives :	$F_a = 279,74$	kN/m
La somme des forces passives :	$F_p = 82,81$	kN/m
Moment moteur :	$M_a = 2747,05$	kNm/m
Moment résistant :	$M_p = 813,17$	kNm/m

Le facteur de sécurité =  $0,30 < 1,50$

✓ **Analyse pour une surface polygonale**



**Figure V.11.** Le profil du talus amont avant traitement pour une surface de rupture polygonale

• Les résultats de l'analyse

Les coordonnées de la surface du glissement [m]									
X	Z	X	Z	X	Z	X	Z	X	Z
2,95	17,11	2,97	16,92	9,35	7,87	14,13	8,82	23,47	10,83

➤ Vérification de la stabilité du talus (Spencer)

Le facteur de sécurité = 0,50 < 1,50

➤ Vérification de la stabilité du talus (Sarma)

Le facteur de sécurité = 0,33 < 1,50

**La stabilité du talus ne pas acceptable pour les deux analyses**

**V.7.3. Calcul de la stabilité du talus aval avant traitement**

Les paramètres du sol des différents couches sont les mêmes que le talus global ainsi que la surcharge appliquée sur la chaussée et la pression interstitielle

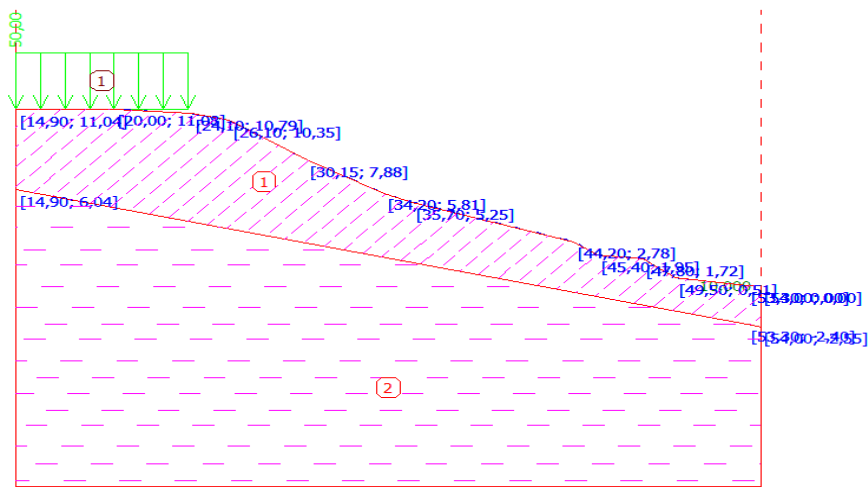


Figure V.12. Le profil du talus aval avant traitement

✓ Analyse pour une surface circulaire

Les paramètres de la surface de glissement	
Centre :	x = 36,00[m]
	z = 12,00[m]
Rayon :	R = 18,00[m]

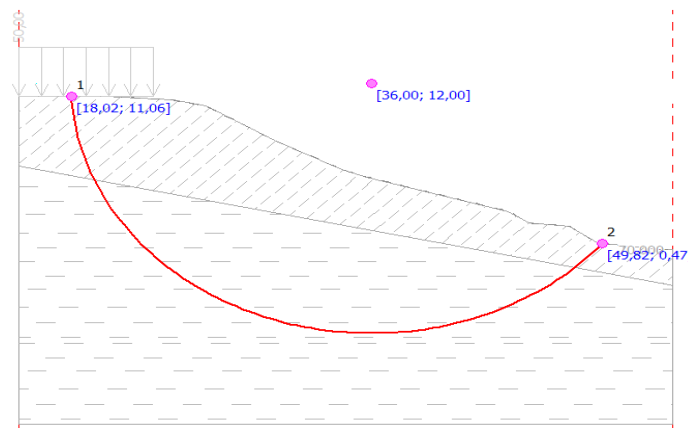


Figure V.13. Le profil du talus aval avant traitement pour une surface de rupture circulaire

➤ **vérification de la stabilité du talus (Bishop)**

La somme des forces actives :  $F_a = 279,89$  kN/m

La somme des forces passives :  $F_p = 40,07$  kN/m

Moment moteur :  $M_a = 6681,09$  kNm/m

Moment résistant :  $M_p = 956,44$  kNm/m

Le facteur de sécurité =  $0,14 < 1,50$

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Fellenius / Petterson)**

La somme des forces actives :  $F_a = 375,26$  kN/m

La somme des forces passives :  $F_p = 90,23$  kN/m

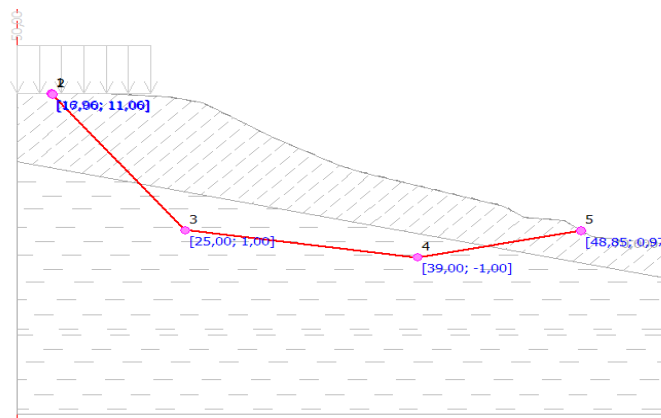
Moment moteur :  $M_a = 6837,23$  kNm/m

Moment résistant :  $M_p = 1644,07$  kNm/m

Le facteur de sécurité =  $0,24 < 1,50$

**La stabilité du talus ne pas acceptable**

✓ **Analyse pour une surface polygonale**



**Figure V.14.** Le profil du talus aval avant traitement pour une surface de rupture polygonale

Les coordonnées de la surface du glissement [m]									
X	Z	X	Z	X	Z	X	Z	X	Z
16,96	11,06	17,00	11,00	25,00	1,00	39,00	-1,00	48,85	0,97

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Sarma)**

Le facteur de sécurité =  $0,88 < 1,50$

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Spencer)**

Le facteur de sécurité =  $0,31 < 1,50$

**La stabilité du talus ne pas acceptable**

**V.8. Le traitement du glissement « 1<sup>ère</sup> variante »**

**V.8.1. Renforcement du talus amont par géogridde**

**V.8.1.1. Les caractéristiques du remblai technique**

Le remblai utilisé pour le renforcement en géogridde doit satisfaire les conditions suivantes

- Les matériaux comportant des éléments supérieurs à 100 mm ainsi que les sols friables et les sols dégradables sont exclus.

- Les matériaux ne doivent pas comporter de matières dégradables, de déchets en toute sorte ou de tout matériau évolutif susceptible d'atteindre à la durée de service d'ouvrage.
- La courbe granulométrique doit répondre aux critères, normalement utilisés pour ce type d'ouvrage afin d'obtenir un angle de frottement interne d'au moins  $35^\circ$ , c'est-à-dire :
  - Moins de 15% de la masse totale  $< 80\mu\text{m}$ .
  - Au moins 90% de la masse  $< 100\text{ mm}$ .
  - Coefficient d'uniformité  $D_{60}/D_{10} > 2$ .

### V.8.1.2 Exécution du remblai renforcé par géogrilles

Cette phase des travaux intervient après le dégagement et le terrassement de la zone d'assise définie par les profils types du futur massif renforcé par géogrilles Figure V.17 Le remblai sera exécuté conformément aux profils indiqués Figure V.16

#### ✓ Mise en place et compactage des remblais

Les remblais seront mis en œuvre par couches successives régissant et ce sur toute l'emprise de la zone de travail définie au préalable.

L'épaisseur maximale d'une couche est prise pour notre étude égale à 50cm.

Les moyens de compactage utilisés pour l'exécution, des travaux devront être adaptés aux différentes conditions altimétriques et géométriques du projet.

Une couche ne pourra être mise en place et compactée avant que la couche précédente n'ait été réceptionnée après vérification de son compactage. Le point de départ sera la plateforme de travail précédemment préparée.

- $E_{V2} \geq 50\text{ MPa}$
- $E_{V2}/E_{V1} < 2$  (essai de plaque normalisé)
- Densité sèche du sol mis en œuvre supérieure ou égale en tout point à 95% de l'optimum Proctor Normal.

La teneur en eau optimale en place au moment du compactage devra correspondre à celle déterminée par l'essai **PROCTOR** modifié effectué sur un échantillon de sol représentatif de celui à compacter.

Il sera réalisé un essai PROCTOR tous les 500 m<sup>2</sup> de plateforme de la couche en cours.

#### ✓ Réglage du talus du remblai renforcé : parement

Le talus sera réalisé comme définie par la Figure V.8 pour le talus amont. Le schéma de principe d'un dispositif de coffrage afin d'assurer l'uniformité du parement. Le parement du remblai renforcé dans la partie amont sera réalisé en béton projeté armé par treillis soudé sur une épaisseur de 10cm par contre le parement du remblai renforcé en aval sera réalisé en terre végétale.

#### ✓ Drainage arrière des massifs renforcés

La tranchée drainante pour collecter et évacuer les eaux issues de la partie amont du massif renforcé et les eaux éventuelles infiltrées depuis la surface de la chaussée sera implantée à l'aplomb du talus amont terrassé. Elle sera réalisée en suivant les étapes ci-dessous :

- Réalisation de la fouille de dimension minimale 0.5 m x 0.5 m minimum
- Pose d'un géotextile de filtration séparation tel qu'il est défini par le CPS avec un débord de 25 cm minimum de chaque côté.
- Pose d'un lit de sable qui servira au réglage de la pente du drain.
- Remblaiement de la tranchée avec un matériau granulaire drainant propre non calcaire.
- Rabattement des débords au-dessus de la tranchée.

### V.8.1.3. Description et caractéristiques de la géogridde de renforcement

La géogridde de renforcement devra être une géogridde produite avec des fibres en PVA/PA haute ténacité à module élevé, à faible fluage, recouvert d'une protection contre les agents extérieurs (résistante contre les rayons U.V et tous les micro-organismes et chimiques naturellement présents dans le sol) et résister jusqu'à une température de 40°C sans perdre plus de 5% de ses qualités mécaniques.

De plus, les fibres de géogridde de renforcement devront être stables pour des PH compris entre 2 et 12.

Dans le renforcement du talus on va utiliser la géogridde FORTRAC® renforcement de talus. Les géogrids Fortrac® ont une déformation sensiblement plus faible sous charge permanente que beaucoup d'autres géogrids à résistance à la traction identique. Une résistance à la traction (standard) entre 20kN/m et 150kN/m, plus de 1200kN/m possible

Les caractéristiques de la géogridde seront les suivantes :

- Masse surfacique : 400 g/m<sup>2</sup>
- Résistance à la traction :

Sens longitudinal (SP) :  $\geq 150\text{KN/m}$

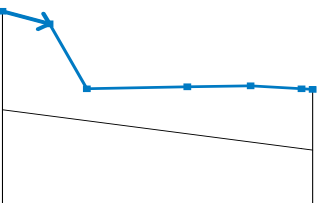
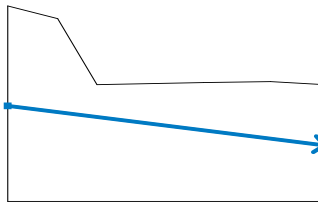
Sens transversal (ST) :  $\geq 30\text{KN/m}$

La dimension des mailles sera (30x30) mm afin d'assurer la meilleure imbrication avec le matériau de remblai.

### V.8.2. Modélisation des phases des travaux de renforcement de talus amont au moyen du logiciel Géo5

- ✓ terrassement des déblais selon la Figure V.15

**Tableau V.5.** La localisation des interfaces de terrassement

N°	Localisation des interfaces	Les coordonnées des interfaces [m]					
		X	z	X	z	x	Z
1		0,00	7,21	3,80	6,04	6,80	0,00
		14,90	0,18	20,0	0,27	24,10	0,00
		25,00	-0,06				
2		0,00	-1,95	24,1	-5,57	25,00	-5,71



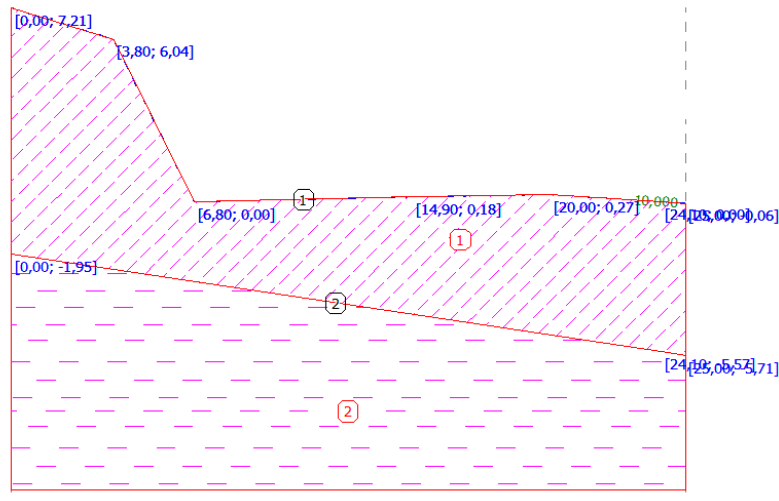


Figure V.15. Le profil du talus Amont après terrassement

✓ Remblaiement du terrain avec un remblai technique suivant la Figure V.16

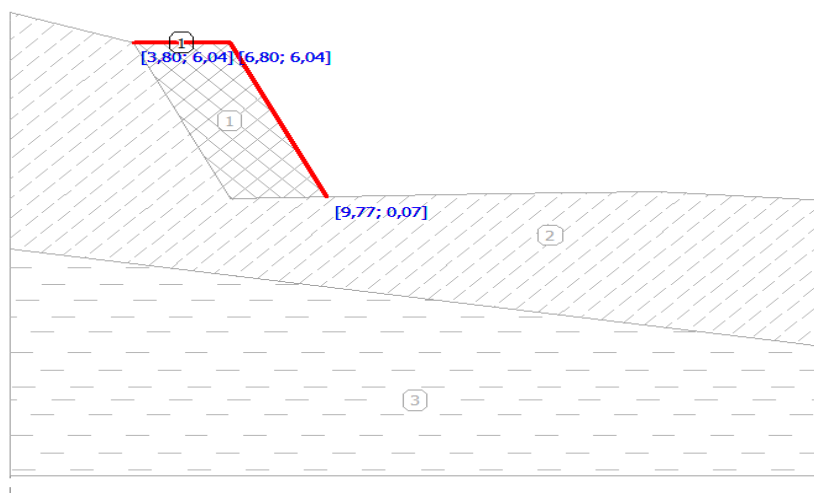

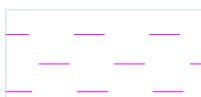

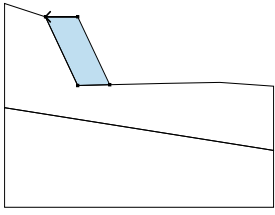
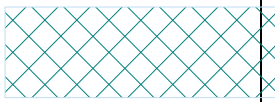


Figure V.16. Le profil du talus amont après remblaiement

Tableau V.6. Les paramètres du remblai technique et les différents sols

N°	Sols	Texture	$\Phi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	couche supérieure		23,00	5,00	20,00
2	Marne		23,00	25,00	20,00
3	remblai rech		36,00	5,00	

**Tableau V.7.** Les Interfaces du remblai technique talus amont

N°	position de la Surface	Les coordonnées des interfaces [m]				Les sols affectés
		X	z	x	z	
1		6,80	6,04	3,80	6,04	remblai technique
		6,80	0,00	9,77	0,07	
						

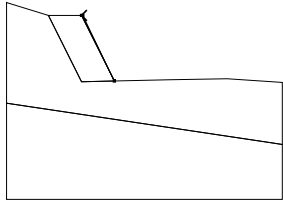
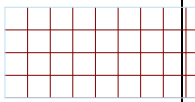
✓ **Réalisation des renforcements en géogridde pour le remblai technique**

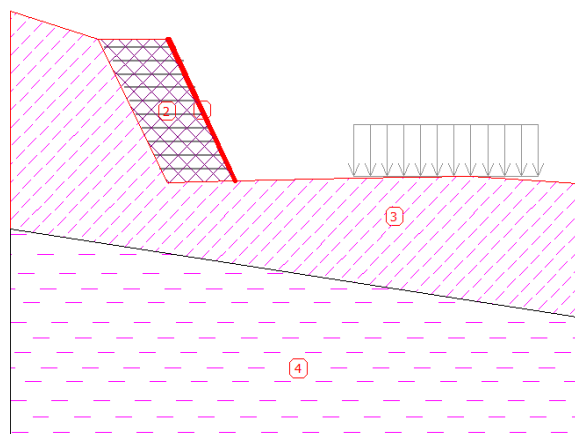
On a réalisé 10 renforcements en géogriddes dont l'espacement vertical égal à 0.50m et de même longueur L=3m ; la résistance à la traction  $R_t=150\text{kN/m}$ .

**Tableau V.8.** Les caractéristiques des géogriddes renforcent le talus amont

N	Coord /points à gauche		Coord /points à droite		longueur	Resistance à la traction
	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	L [m]	$R_t$ [kN/m]
1	6,53	0,57	9,53	0,57	3,00	150,00
2	6,29	1,14	9,29	1,14	3,00	150,00
3	6,00	1,71	9,00	1,71	3,00	150,00
4	5,75	2,28	8,75	2,28	3,00	150,00
5	5,49	2,85	8,49	2,85	3,00	300,00
6	5,20	3,42	8,20	3,42	3,00	300,00
7	5,00	3,99	8,00	3,99	3,00	300,00
8	4,70	4,53	7,70	4,53	3,00	300,00
9	4,50	5,10	7,50	5,10	3,00	300,00
10	4,10	5,67	7,15	5,67	3,05	300,00

**Tableau V.9.** Les caractéristiques du parement en béton projeté talus amont

N°	Position de la Surface	Les coordonnées des points [m]				Matériau affecté
		X	z	X	z	
1		6,91	6,04	6,80	6,04	béton projeté ep = 10 cm
		9,77	0,07			
		$\gamma_b=22\text{kN/m}^3$				



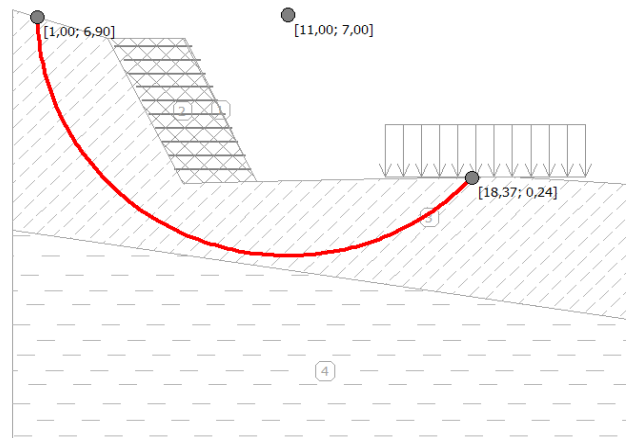
**Figure V.17.** Modélisation finale du talus amont renforcé par géogriddes

Le calcul se fera avec une pression interstitielle nulle (sol drainé)

✓ **Stabilité du talus amont renforcé par géogridde**

✓ **Analyse pour une surface circulaire**

Les paramètres de la surface de glissement			
Centre :	x =	11,00	[m]
	z =	7,00	[m]
Rayon :	R =	10,00	[m]



**Figure V.18.** Le profil du talus amont renforcé par géogridde pour une surface de rupture circulaire

➤ **vérification de la stabilité du talus (Bishop)**

La somme des forces actives :	$F_a = 252,22$	kN/m
La somme des forces passives :	$F_p = 330,83$	kN/m
Moment moteur :	$M_a = 1730,21$	kNm/m
Moment résistant :	$M_p = 2269,49$	kNm/m

Le facteur de sécurité =  $1,45 < 1,50$

**La stabilité du talus n'est pas ACCEPTABLE pour un coefficient de sécurité  $F_s = 1,5$**

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Fellenius / Petterson)**

La somme des forces actives :	$F_a = 252,22$	kN/m
La somme des forces passives :	$F_p = 330,83$	kN/m
Moment moteur :	$M_a = 1730,21$	kNm/m
Moment résistant :	$M_p = 2269,49$	kNm/m

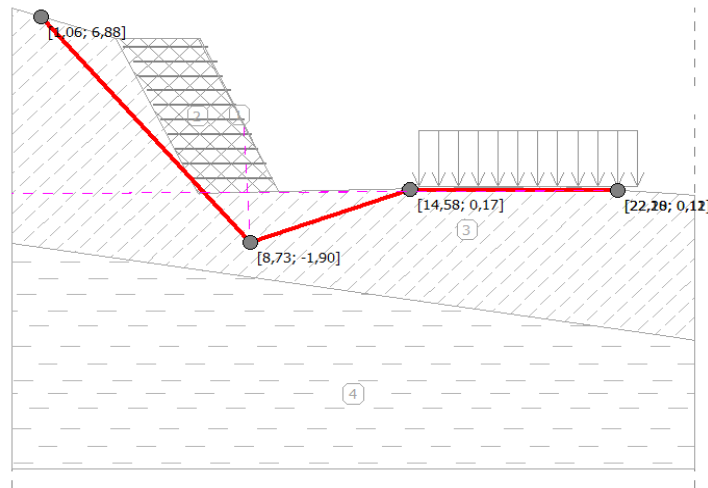
Le facteur de sécurité =  $1,19 < 1,50$

**La stabilité du talus n'est pas ACCEPTABLE**

• **analyse pour une surface polygonale**

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Sarma)**

Les coordonnées de la surface du glissement [m]									
X	Z	X	Z	X	Z	X	Z	X	Z
0,24	7,14	8,82	-1,81	14,61	0,09	21,97	0,12	22,22	0,12



**Figure V.19.** Le profil du talus amont renforcé par géogridde pour une surface de rupture polygonale (Sarma)

Le facteur de sécurité = 2.17 > 1,50

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

**Les forces de renforcement (sarma)**

Renforcement	Force [kN/m]
1	0,91
2	0,05
3	19,51
4	1,74
5	0,00
6	0,00
7	0,00
8	0,00
9	0,00
10	0,00

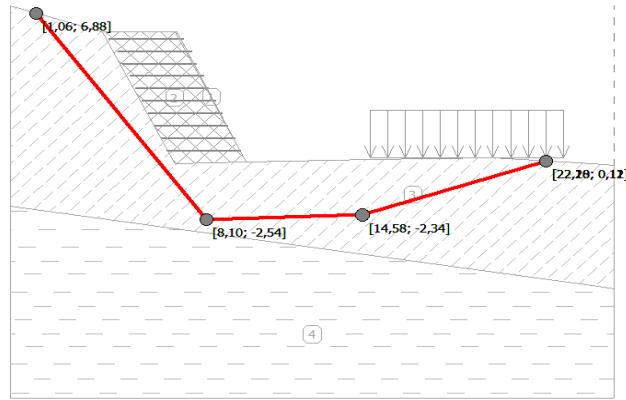
➤ **Vérification de la stabilité du talus (spencer)**

Les coordonnées de la surface du glissement polygonal

Les coordonnées de la surface du glissement [m]									
X	Z	X	Z	X	Z	X	Z	X	Z
1,06	6,88	8,10	-2,54	14,58	-2,34	22,18	0,11	22,20	0,12

Les forces de renforcement (Spencer)

Renforcement	Force [kN/m]
1	14,89
2	18,44
3	0,00
4	0,00
5	0,00
6	0,00
7	0,00
8	0,00
9	0,00
10	0,00



**Figure V.20.** Le profil du talus amont renforcé par géogrille pour une surface de rupture polygonal (Spencer)

Le facteur de sécurité = 2.68 > 1,50

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

Les forces de renforcement (Spencer)

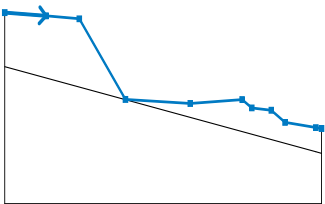
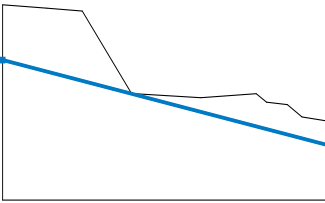
Renforcement	Force [kN/m]
1	14,89
2	18,44
3	0,00
4	0,00
5	0,00
6	0,00
7	0,00
8	0,00
9	0,00
10	0,00

**V.8.3. Modélisation des phases des travaux de renforcement de talus aval au moyen du logiciel Géos**

✓ terrassement des déblais selon la figure V.21

Les caractéristiques du remblai technique et de géogrille sont les mêmes utilisé pour le renforcement de talus amont ainsi que les différentes couches de sol.

**Tableau V.10.** Les Interfaces de terrassement talus aval

N°	Localisation des interfaces	Les coordonnées des interfaces [m]					
		x	Z	x	z	X	z
1		14,90	11,4	20,00	11,08	24,10	10,79
		29,80	2,79	37,80	2,39	44,20	2,78
		45,40	1,95	47,80	1,72	49,50	0,51
		53,30	0,00	54,00	-0,09		
2		14,90	6,04	53,30	-2,40	54,00	-2,55

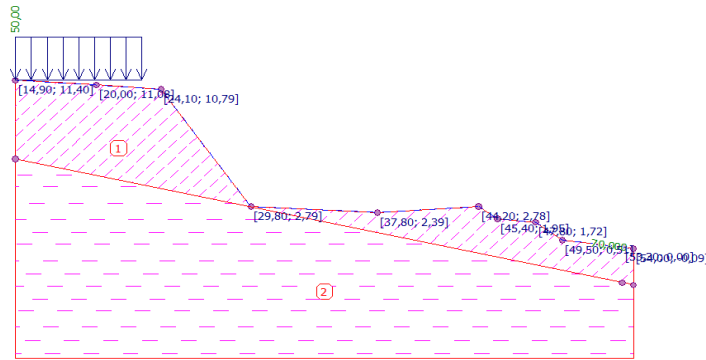


Figure V.21. Le profil du talus aval après terrassement

- ✓ Remblaiement du terrain avec un remblai technique suivant le profil ci-dessous

Tableau V.11. Les Interface du remblai technique talus aval

N°	position des Surface	Les coordonnées des interfaces [m]				Sol affecté
		x	z	X	z	
1		38,00	2,79	32,30	10,79	remblai technique
		32,10	10,79	24,10	10,79	
		29,80	2,79	37,80	2,39	
		38,07	2,41	38,26	2,42	

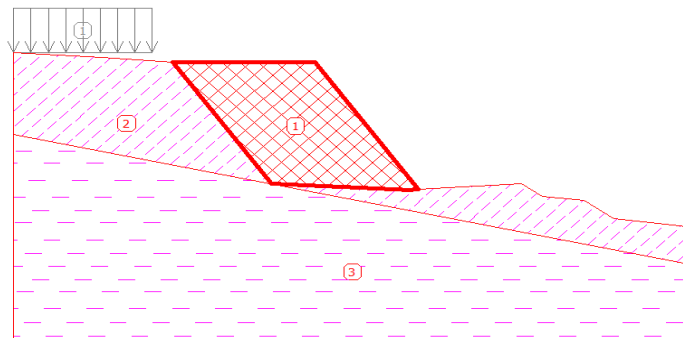
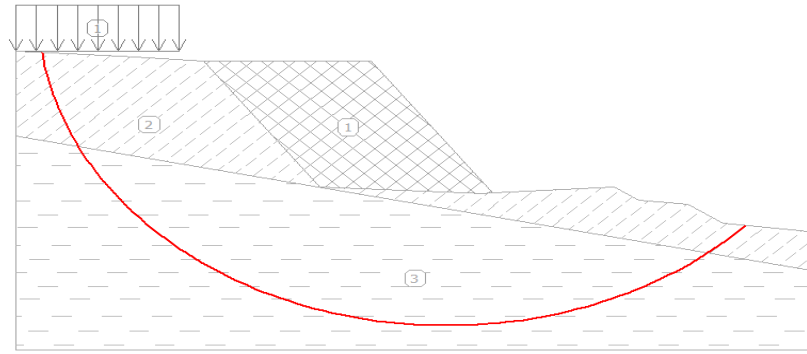


Figure V.22. Le profil du talus aval après remblaiement

- ✓ Stabilité du talus aval conforté par remblai non renforcé
  - Analyse pour une surface circulaire
    - ✓ Les paramètres de la surface de glissement talus aval

Les paramètres de la surface de glissement	
Centre :	x = 36,00 [m]
	z = 14,00 [m]
Rayon :	R = 20,00 [m]



**Figure V.23.** Le profil du talus aval après remblaiement pour une surface de rupture circulaire

➤ **vérification de la stabilité du talus (Bishop)**

La somme des forces actives :  $F_a = 200,86 \text{ kN/m}$

La somme des forces passives :  $F_p = 166,99 \text{ kN/m}$

Moment moteur :  $M_a = 3002,91 \text{ kNm/m}$

Moment résistant :  $M_p = 2496,54 \text{ kNm/m}$

Le facteur de sécurité =  $0,83 < 1,50$

**La stabilité du talus n'est pas ACCEPTABLE**

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Fellenius / Petterson)**

La somme des forces actives :  $F_a = 208,94 \text{ kN/m}$

La somme des forces passives :  $F_p = 166,55 \text{ kN/m}$

Moment moteur :  $M_a = 2546,95 \text{ kNm/m}$

Moment résistant :  $M_p = 2030,28 \text{ kNm/m}$

Le facteur de sécurité =  $0,80 < 1,50$

**La stabilité du talus n'est pas ACCEPTABLE**

Donc le talus conforté par remblai non renforcé n'est pas stable c'est pourquoi on procède à un renforcement au moyen de 15 nappes en géogrilles espacées de 0.50m.

✓ **Stabilité du talus aval renforcé par géogrilles.**

**Tableau V.12.** Les caractéristiques de géogrille talus aval

N°	Point à gauche		Point à droite		longueur L [m]	Resistance à la traction $R_t$ [kN/m]
	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]		
1	29,46	3,29	37,46	3,29	8,00	150,00
2	29,12	3,79	37,12	3,79	8,00	150,00
3	28,78	4,29	36,78	4,29	8,00	150,00
4	28,44	4,79	36,44	4,79	8,00	150,00
5	28,10	5,29	36,10	5,29	8,00	150,00
6	27,76	5,79	35,76	5,79	8,00	150,00
7	27,42	6,29	35,42	6,29	8,00	150,00
8	27,08	6,79	35,08	6,79	8,00	150,00
9	26,74	7,29	34,74	7,29	8,00	150,00
10	26,40	7,79	34,40	7,79	8,00	150,00
11	26,06	8,29	34,06	8,29	8,00	150,00
12	25,72	8,79	33,72	8,79	8,00	150,00
13	25,38	9,29	33,38	9,29	8,00	150,00
14	25,04	9,79	33,04	9,79	8,00	150,00
15	24,70	10,29	32,70	10,29	8,00	150,00

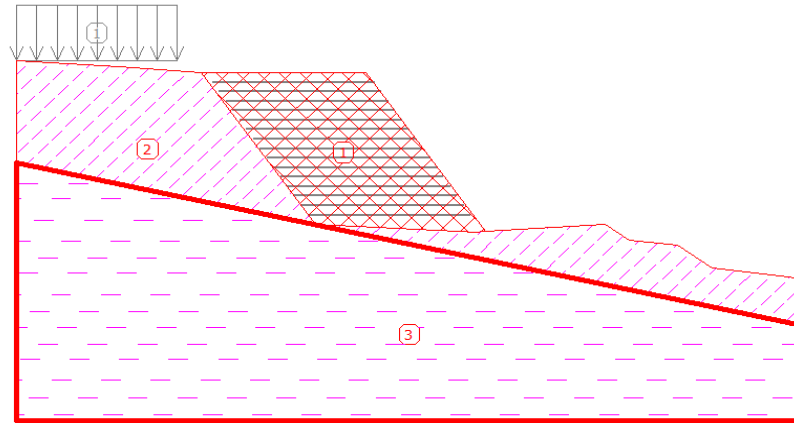


Figure V.24. Le profil du talus aval avec un remblai renforcé par géogrilles

- **Analyse pour une surface circulaire**

- **vérification de la stabilité du talus (Bishop)**

La somme des forces actives :  $F_a = 748,16$  kN/m

La somme des forces passives :  $F_p = 1219,47$  kN/m

Moment moteur :  $M_a = 13975,57$  kNm/m

Moment résistant :  $M_p = 22779,64$  kNm/m

Le facteur de sécurité =  $1,63 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

- **Vérification de la stabilité du talus (Fellenius / Petterson)**

La somme des forces actives :  $F_a = 663,73$  kN/m

La somme des forces passives :  $F_p = 963,97$  kN/m

Moment moteur :  $M_a = 8077,56$  kNm/m

Moment résistant :  $M_p = 11731,48$  kNm/m

Le facteur de sécurité =  $1,45 < 1,50$

**La stabilité du talus n'est pas ACCEPTABLE**

Il se développe des forces dans les géogrilles car le cercle de glissement coupe les 03 lits de renforcements supérieurs.

Les forces de renforcement (Fellenius / Petterson)

Renforcement	Force [kN/m]
1	0,03
2	0,00
3	0,00
4	0,00
5	0,00
6	0,00
7	0,00
8	0,00
9	0,00
10	0,00
11	0,00
12	0,00
13	1,59
14	5,31
15	4,79



➤ **Vérification de la stabilité du talus (spencer)**

Le facteur de sécurité =  $1,66 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

- **analyse polygonale**

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Sarma)**

Les forces de renforcement (Sarma)

Renforcement	Force [kN/m]
1	120,78
2	34,37
3	108,46
4	27,28
5	89,77
6	45,38
7	8,23
8	0,00
9	0,00
10	0,00
11	0,00
12	0,00
13	0,00
14	0,00
15	0,00

➤ Le facteur de sécurité =  $1,67 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

➤ **Vérification de la stabilité du talus (spencer)**

Les forces de renforcement (spencer)

Renforcement	Force [kN/m]
1	73,13
2	74,67
3	3,63
4	24,76
5	0,00
6	0,00
7	0,00
8	0,00
9	0,00
10	0,00
11	0,00
12	0,00
13	0,00
14	0,00
15	0,00

➤ Le facteur de sécurité =  $1,62 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

### V.8.4 Modélisation du talus Global (amont et aval) renforcé par géogrilles au moyen du logiciel GéoS

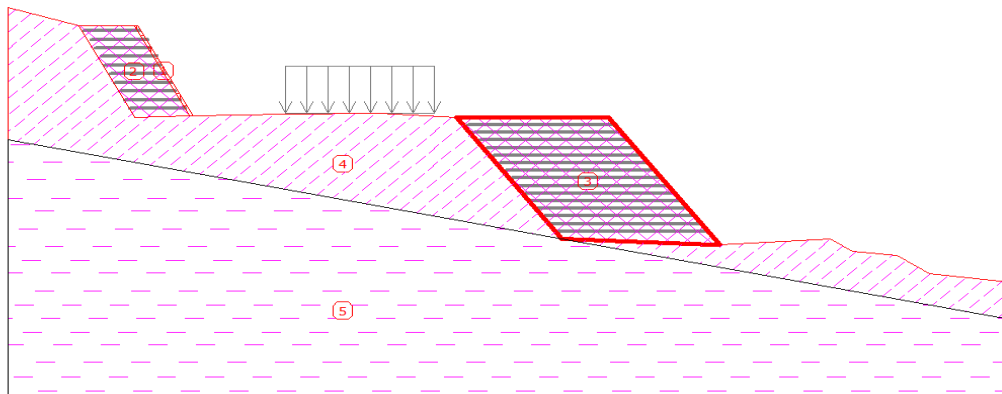


Figure .25. Modélisation finale du talus amont renforcé par géogrilles

- **Analyse circulaire**

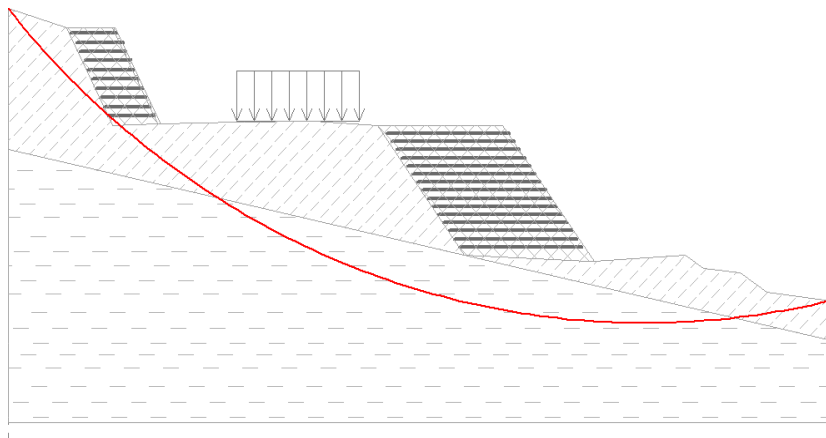


Figure V.26. Le profil du talus Global renforcé par géogrilles pour une surface de rupture circulaire

- **vérification de la stabilité du talus (Bishop)**

La somme des forces actives :  $F_a = 1843,29$  kN/m

La somme des forces passives :  $F_p = 3854,18$  kN/m

Moment moteur :  $M_a = 99851,15$  kNm/m

Moment résistant :  $M_p = 209268,31$  kNm/m

Le facteur de sécurité =  $2,10 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

- **Vérification de la stabilité du talus (Fellenius / Petterson)**

La somme des forces actives :  $F_a = 1850,19$  kN/m

La somme des forces passives :  $F_p = 3684,63$  kN/m

Moment moteur :  $M_a = 98318,97$  kNm/m

Moment résistant :  $M_p = 195801,33$  kNm/m

Le facteur de sécurité =  $1,99 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

➤ **Vérification de la stabilité du talus (spencer)**

Le facteur de sécurité =  $2,09 > 1,50$

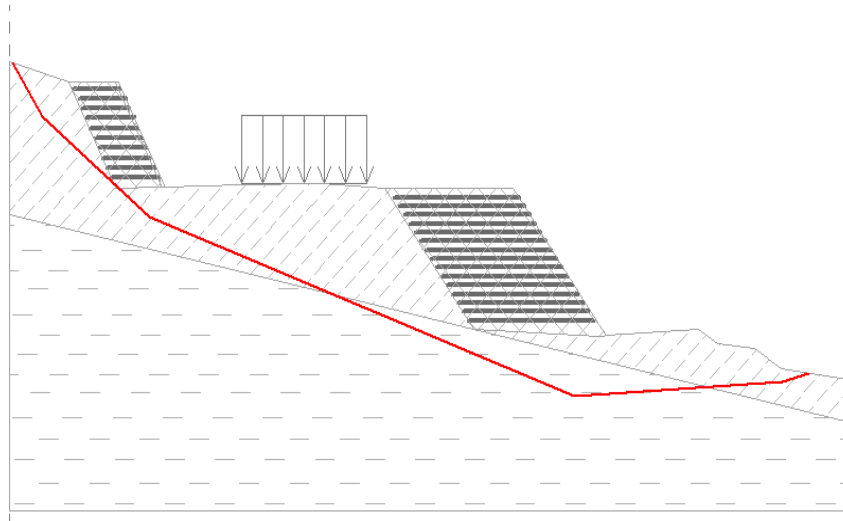
**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

• **analyse polygonale**

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Sarma)**

➤ Le facteur de sécurité =  $1,92 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**



**Figure V.27.** Le profil du talus Global renforcé par géogridde pour une surface de rupture polygonale

➤ **Vérification de la stabilité du talus (spencer)**

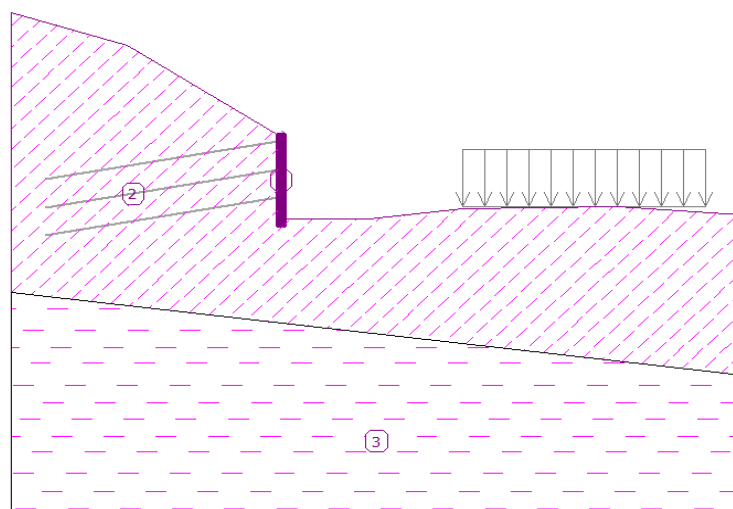
Le facteur de sécurité =  $1,98 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

## V.9. Le traitement du glissement « 2<sup>ème</sup> variante »

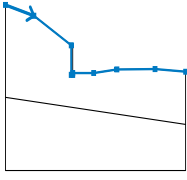
### V.9.1 Renforcement du talus amont par clouage

On procède à un terrassement par phase de hauteur chacune 1.5m et un renforcement par clouage de longueur 9m incliné de  $10^\circ$  pour obtenir à la fin un mur en sol cloué de hauteur 3m Figure V.28



**Figure V.28.** Le profil du talus amont renforcé par clouage

**Tableau V.13.** Les interfaces du terrassement du mur cloué (talus amont)

N°	localisation des Interfaces	Les coordonnées des interfaces [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	18,02	3,80	16,85	8,80	13,65
		8,80	10,45	9,00	10,45	9,00	10,65
		11,80	10,65	14,90	11,04	20,00	11,08
		24,10	10,79				

**Tableau V.14.** Les paramètres des clous

N°	Origine		Longueur et angle du clou		Espacement des clous
	x [m]	z [m]	l [m] / x [m]	$\alpha$ [°] / z [m]	b [m]
1	9,00	13,45	l = 9,00	$\alpha = 170,00$	1,00
2	9,00	12,45	l = 9,00	$\alpha = 170,00$	1,00
3	9,00	11,45	l = 9,00	$\alpha = 170,00$	1,00

- **Analyse circulaire**

- **vérification de la stabilité du talus (Bishop)**

La somme des forces actives :  $F_a = 225,56$  kN/m

La somme des forces passives :  $F_p = 295,92$  kN/m

Moment moteur :  $M_a = 1601,46$  kNm/m

Moment résistant :  $M_p = 2115,43$  kNm/m

Le facteur de sécurité =  $1,32 < 1,50$

**La stabilité du talus n'est pas ACCEPTABLE**

- **Vérification de la stabilité du talus (Fellenius / Petterson)**

La somme des forces actives :  $F_a = 225,56$  kN/m

La somme des forces passives :  $F_p = 266,75$  kN/m

Moment moteur :  $M_a = 1601,46$  kNm/m

Moment résistant :  $M_p = 1893,93$  kNm/m

Le facteur de sécurité =  $1,18 < 1,50$

**La stabilité du talus n'est pas ACCEPTABLE**

- **Vérification de la stabilité du talus (spencer)**

Le facteur de sécurité =  $1,66 > 1,50$

**La stabilité du talus ne pas acceptable**

- **analyse polygonale**

- **Vérification de la stabilité du talus (Sarma)**

Le facteur de sécurité =  $1,66 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

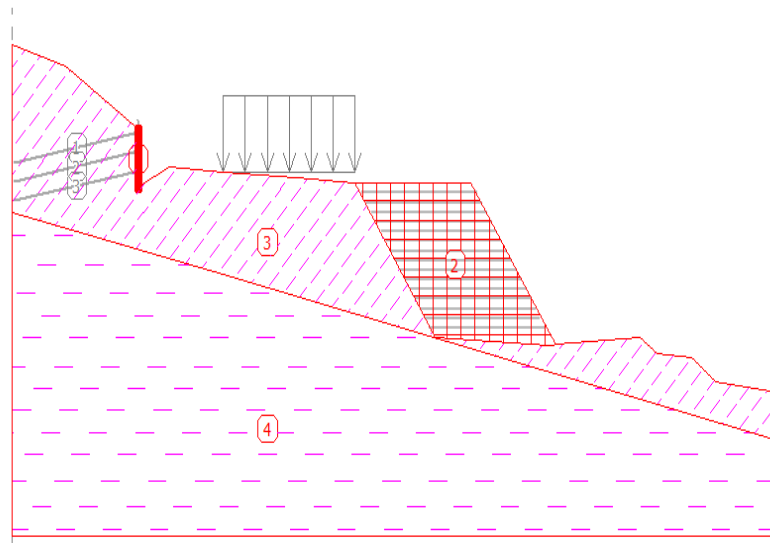
- **Vérification de la stabilité du talus (Spencer)**

Le facteur de sécurité =  $1,63 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

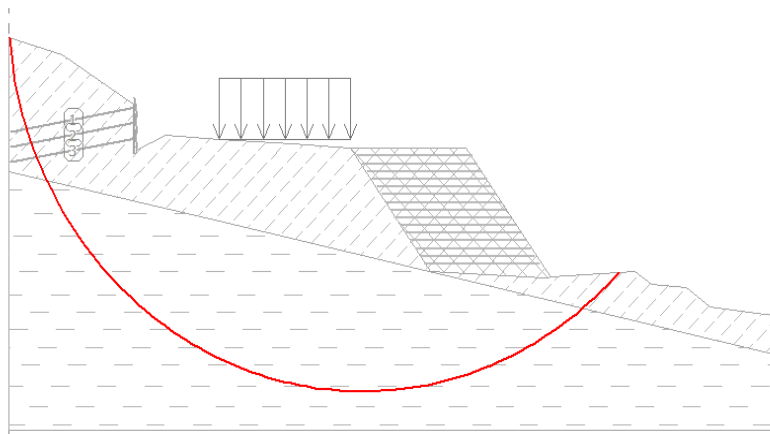
### V.9.2. Renforcement du talus amont par clouage et le talus aval par géogrilles

Les paramètres de sol et les paramètres du remblai renforcé sont définis en Annexe B



**Figure V.29.** Le profil du talus Global renforcé par clouage et géogrille pour une surface de rupture circulaire

- **Analyse circulaire**
- **vérification de la stabilité du talus (Bishop)**



**Figure V.30.** Le profil du talus Global renforcé par clouage et géogrille pour une surface de rupture circulaire

- **vérification de la stabilité du talus (Bishop)**

La somme des forces actives :  $F_a = 1612,54 \text{ kN/m}$

La somme des forces passives :  $F_p = 3329,00 \text{ kN/m}$

Moment moteur :  $M_a = 99397,22 \text{ kNm/m}$

Moment résistant :  $M_p = 205200,66 \text{ kNm/m}$

Le facteur de sécurité =  $2,06 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Fellenius / Petterson)**

La somme des forces actives :  $F_a = 1578,50$  kN/m

La somme des forces passives :  $F_p = 3144,99$  kN/m

Moment moteur :  $M_a = 100724,14$  kNm/m

Moment résistant :  $M_p = 200682,12$  kNm/m

➤ Le facteur de sécurité =  $1,99 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

➤ **Vérification de la stabilité du talus (spencer)**

Le facteur de sécurité =  $2,08 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

• **analyse polygonale**

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Sarma)**

Le facteur de sécurité =  $1,93 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

➤ **Vérification de la stabilité du talus (Spencer)**

Le facteur de sécurité =  $2,03 > 1,50$

**La stabilité du talus est ACCEPTABLE**

### V.10. Drainage du terrain renforcé

Compte tenu de la configuration topographique en amont du site, il convient de capter et canaliser les eaux d'infiltration et les sources éventuelles afin d'éviter qu'elles ne viennent dégrader les caractéristiques des sols. Le dispositif de drainage comprend une tranchée drainante disposée sous le fossé bétonné de forme trapézoïdale en pied de talus amont, cette tranchée de 220m de long de 3 m de profondeur et de 1.20m de large est remplie de graviers 25/40 enveloppe dans un géotextile filtrant, au bas de la tranchées est pose une buse perforée en PVC enveloppée dans du géotextile pour l'évacuation des eaux d'infiltration. Cette tranchée aura pour rôle de protéger le corps de chaussée et le corps du remblai des infiltrations provenant du talus déblai



**Figure V.31.** Détail de réalisation d'une tranchée drainante

### V.11. Interprétation des résultats de l'étude de la stabilité

Les résultats obtenues par modélisation des différents talus renforcés et non renforcés sont regroupés dans le tableau V.20 qui représente le facteur de sécurité  $F_s$  déterminé par différentes méthodes d'analyse de la stabilité des talus.

**Tableau V.15.** Les facteurs de sécurité  $F_s$  déterminés par différentes méthodes d'analyse pour différents talus

Type de profil $F_s$	T.am. N.R	T.av .N.R	T.G. N.R	T.am. R.ge	T.av. R.ge	T.am. R.clou	T.G. R.ge.ge	T.G. ge.Clou
<b>M.C.Bishop</b>	0,14	0,15	1,31	1,45	2,10	1,32	2,10	2,06
<b>M. C.Fellenius</b>	0,24	0,30	0,53	1,19	1,45	1,18	1,99	1,99
<b>M. C Spencer</b>	N.c	N.c	N.c	N.c	1,66	1,66	2,09	2,08
<b>M. P. Spencer</b>	0,28	0,50	0,29	2,68	1,62	1,63	1,96	2,03
<b>M. P. Sarma</b>	0,31	0,33	0,76	2,17	1,67	1,66	1,92	1,93

#### Légende des tableaux et graphes

T.am.N.R : Talus amont non renforcé.

T.av.N.R : Talus aval non renforcé.

T.G.N.R : Talus global non renforcé.

T.am.R.ge : Talus amont renforcé par géogrilles.

T.av.R.ge : Talus aval renforcé par géogrilles.

T.am.R.clou : Talus amont renforcé par clouage.

T.G.R.ge.ge : Talus global renforcé par géogrilles en amont et en aval.

T.G.ge.Clou : Talus global renforcé par géogrilles en aval et clouage en amont.

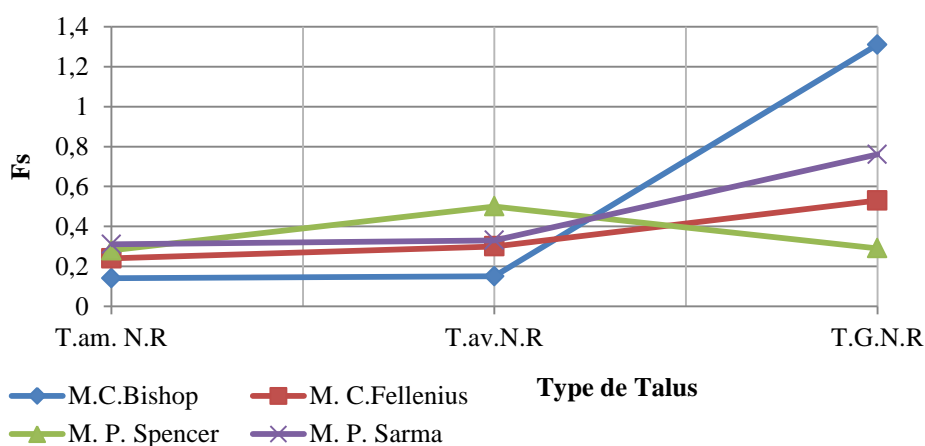
M.C méthode circulaire.

M.C méthode polygonale.

N.C le calcul n'a pas convergé.

**Tableau V.16.** Comparaison entre les trois talus étudiés (cas non renforcé)

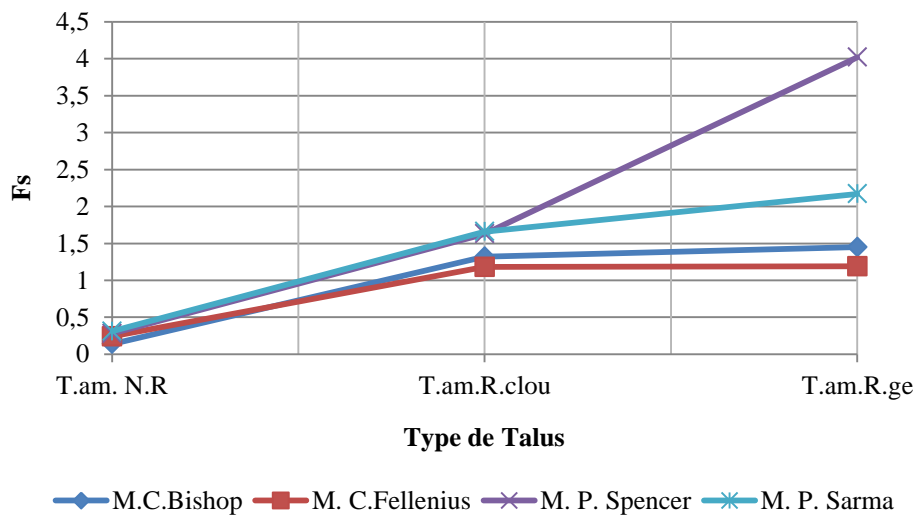
Type de Talus $F_s$	T.am. N.R	T.av.N.R	T.G.N.R
<b>M.C.Bishop</b>	0,14	0,15	1,31
<b>M. C.Fellenius</b>	0,24	0,3	0,53
<b>M. P. Spencer</b>	0,28	0,5	0,29
<b>M. P. Sarma</b>	0,31	0,33	0,76



**Figure V.32.** Le facteur de sécurité  $F_s$  en fonction des méthodes de calcul pour Talus non renforcés amont, aval et global

**Tableau V.17.** Comparaison entre le talus amont non renforcé et les deux variantes de renforcement : géogrilles, clouage

Type de profil $F_s$	T.am. N.R	T.am.R.clou	T.am.R.ge
M.C.Bishop	0,14	1,32	1,45
M. C.Fellenius	0,24	1,18	1,19
M. P. Spencer	0,28	1,63	2,68
M. P. Sarma	0,31	1,66	2,17

**Figure V.33.** Le facteur de sécurité  $F_s$  en fonction des méthodes de calcul pour talus amont non renforcé et les deux variantes de renforcement : géogrilles, clouage**Tableau V.18.** Comparaison entre le talus global non renforcé et les deux variantes de renforcement : géogrilles, clouage

Type de profil $F_s$	T.G.N.R	T.G.R.ge.ge	T.G.ge.Clou
M.C.Bishop	1,31	2,1	2,06
M. C.Fellenius	0,53	1,99	1,99
M. C Spencer	N.c	2,09	2,08
M. P. Spencer	0,29	1,96	2,03
M. P. Sarma	0,76	1,92	1,93



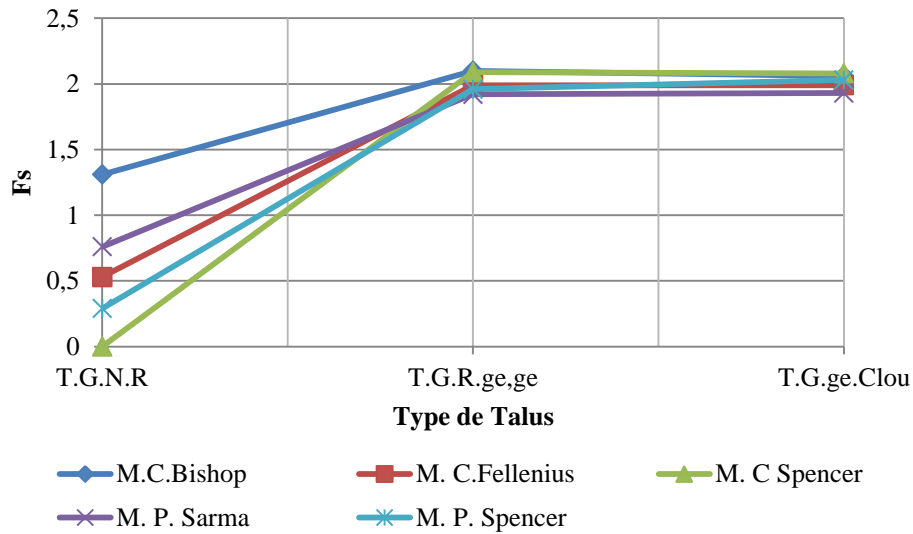


Figure V.34.  $F_s$  en fonction des méthodes de calcul pour talus global non renforcé et les deux variantes de renforcement : géogrilles, clouage

Tableau V.19. Comparaison entre les différents talus non renforcés et renforcés pour l'analyse de la stabilité pour une surface polygonale

Type de profil	T.am. N.R	T.av. N.R	T.G. N.R	T.am.R. ge	T.av.R. ge	T.am.R. clou	T.G. R.ge, ge	T.G.g e.Clou u
<b>Fs</b>								
<b>M. P. Spencer</b>	0,28	0,5	0,29	2,68	1,62	1,63	1,96	2,03
<b>M. P. Sarma</b>	0,31	0,33	0,76	2,17	1,67	1,66	1,92	1,93

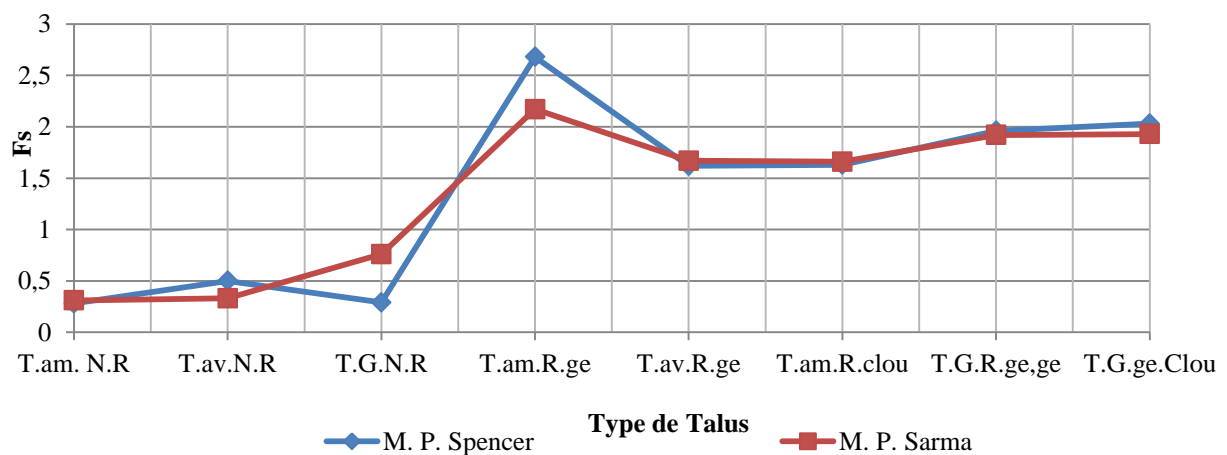


Figure V.35.  $F_s$  déterminé à partir des méthodes de calcul de la surface de rupture polygonale calculée pour différents talus non renforcés et renforcés.

## V.12. Conclusion

- L'analyse de la stabilité du talus amont non renforcé (T.am.N.R) [0,14 ; 0,24] donne des valeurs minimal de coefficient de sécurité par rapports au talus aval non renforcé (T.av.N.R) [0.15 ; 0.3] pour les méthodes de rupture circulaire « Bishop, Fellenius ».
- Les valeurs des coefficients de sécurité obtenues par la méthode de Bishop sont plus élevées que celles de la méthode de Fellenius pour le 03 cas de talus.
- Les valeurs des coefficients de sécurité obtenues par l'analyse des talus amont et aval non renforcés séparés sont inférieurs par rapport à ceux du talus global non renforcé cela montre que l'étude global d'un talus composé de plusieurs talus donne des valeurs surestimé des coefficients de sécurité
- Les valeurs des coefficients de sécurité obtenues par l'analyse de la stabilité du talus aval non renforcé (T.av.N.R) sont légèrement élevées par rapport à celles du talus amont et inférieur du talus global (T.G.N.R).
- Les valeurs des coefficients de sécurité obtenues par l'analyse de la stabilité du talus amont renforcé par géogridde (T.av.R.ge) [1,45 ; 1,19 ; 2,68] sont plus élevées par rapport à celles renforcé par clouage (T.av.R.clou) ce qui justifie le choix de la variante du renforcement par géogridde comme recommandation au confortement du talus amont par géogridde.
- Le talus global renforcé par géogridde-géogridde (T.G.R.ge.ge) donne des valeurs plus importante que le talus global renforcé par clouage-géogriddes (T.G.R.ge.clou) [1,32 ; 1,18 ; 1,63] ce qui affirme notre choix de la variante 01.
- L'analyse de la stabilité des différents talus avec la surface de rupture polygonale donne des valeurs supérieures par rapport à l'analyse avec la surface de rupture circulaire.
- Les valeurs de Fs déterminés par les deux méthodes Sarma et spencer sont presque identiques est donne des valeurs sur estimés de Fs.

# **Conclusion Générale**

### Conclusion générale

Guelma, comme la plupart des villes algériennes a subi des dommages, liés au phénomène de glissement de terrain. Durant ces dernières décennies le phénomène a pris une grande ampleur entraînant des pertes et des dégâts matériels importants. Les services de la wilaya de Guelma ont recensé plus de 235 Km à travers le réseau routier touchés par le phénomène du glissement. Ces glissements de terrain sont dus aux ruptures répétitives des talus (naturels, déblais, remblais) après chaque hiver, à la dégradation du système de collecte des eaux, ce qui a permis à ces eaux de s'infiltrer dans les remblais et les sols de faibles caractéristiques mécaniques et à l'irrégularité des précipitations annuelles, saisonnières et mensuelles sont visibles, avec le rythme thermique fragilisent les structures des formations argileuses provoquant un élargissement des zones instables à travers le réseau routier.

Dans ce travail, on s'intéresse à l'étude d'un site endommagé par un glissement de terrain situé à la sortie du village de Bouhachanna en allant vers Sedrata (le tronçon de la RN80 localisé au PK 67+500), dont le but est de déterminer l'état et les causes de dégradation, d'analyser la stabilité et de proposer des solutions adéquates.

Sur site on a constaté une absence de protection du pied de talus de remblai, amorce de glissement de talus de remblai entraînant un important affaissement en tête de remblai, présence de blocs sur les talus de déblai et remblai, ravinement profond dans le corps de remblai et le matériau de remblai comportant un fort pourcentage de blocs a permis aux eaux de ruissellent de s'infiltrer dans le corps de remblai en saturant à sa base le sol support argileux altéré.

Après une étude approfondie du site (Etude géotechnique et hydrologique), deux solutions ont été proposées : réalisation dans la partie amont de la chaussée un remblai renforcé par des géogrilles et élargissement de la partie aval de la chaussée par réalisation d'un remblai renforcé par des géogrilles.

La deuxième variante est la réalisation dans la partie amont un mur en sol cloué et élargissement de la partie aval de la chaussée par réalisation d'un remblai renforcé par des géogrilles.

Deux analyses de surface circulaire et polygonale ont été effectuées en utilisant les deux méthodes disponibles sur le logiciel Géo5 (2D) programme SLOPE STABILITY.

Le modèle du terrain retenu est composé de deux couches de sol, on incluant dans la partie supérieure une couche de sol de remblai, puis une couche de sol plus raide dans la partie inférieure (argile marneuse).

L'analyse de la stabilité du talus amont renforcé par géogrille donne des coefficients de sécurité plus élevés par rapport à celles renforcé par clouage (T.av.R.clou) néanmoins ce qui justifie le choix de la variante du renforcement par géogrilles comme recommandation au confortement du talus amont par géogrille.

Le talus global renforcé par géogrille-géogrille (T.G.R.ge.ge) donne un coefficient de sécurité plus élevé que le talus global renforcé par clouage-géogrilles (T.G.R.ge.clou) ce qui affirme notre choix de la variante 01.

Pour que ce type de renforcement stabilise le terrain il faut réaliser système de drainage fiable qu'on peut le résumer à la réalisation d'une tranchée drainante au pied du talus amont qui va assurer la collecte des eaux profonde en cas d'augmentation dans le niveau de la nappe phréatique en saison hivernal et des caniveaux trapézoïdales pour la collecte des eaux de ruissellement en surface

# **Bibliographie**

## Bibliographie

- [1]. Djamel Benouis. Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes. Mémoire d'ingénieur d'état. Université de Saida. 2010.
- [2]. Bureau des mines et de l'énergie, en ligne: <http://www.bme.gouv.ht>
- [3]. <http://www.monclimatmasante.qc.ca>
- [4]. J. M. Aylsworth. Le sol bouge –glissement de terrain au Canada. Commission géologique du Canada. Ressources naturelles Canada.
- [5]. Aissa Mohamed Hamza et Haddouche Khadidja. Analyse et modélisation d'un glissement de terrain cas de Sidi Youcef Beni Messous. Alger. Mémoire de Master. Centre Universitaire Khemis Miliana. 2011.
- [6]. Mouvement gravitaires (fiche) 4.2.5. en ligne: <http://www.unifr.ch/geoscience/geographie/ssgmfiches/>
- [7]. Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication (DETEC). Glissement de terrain processus. Publié par l'Office fédéral de l'environnement OFEV. Berne 2009.
- [8]. Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication (DETEC). Glissement de terrain hydrogéologie et techniques d'assainissement par drainage. Publié par l'Office fédéral de l'environnement OFEV. Berne. 2010.
- [9]. Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication (DETEC). Glissement de terrain cause. Publié par l'Office fédéral de l'environnement OFEV. Berne. 2009.
- [10]. Didier Fau. Le clouage des sols application au soutènement de fouille (Etude expérimentale et dimensionnement). Thèse doctoral.
- [11]. Kiyyour Sami. Le clouage dans les ouvrages de soutènement ; Conception et Dimensionnement. Mémoire de Magistère en Génie Civil. Université Constantine 1.
- [12]. Projet national Clouterre. Recommandations clouterre 1991. Presses des ponts. 1994.
- [13]. Guide Technique (LCPC) Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois clouées.
- [14]. Benamara Fatima et D<sup>r</sup> Belabed Lazher. Confortement des glissements de talus routiers par clouage. Laboratoire de Génie Civil et Hydraulique (LGCH). Université 08 Mai 45. Guelma.
- [15]. François Schlosser et Philippe Unterreiner. Renforcement des sols par inclusion

## Bibliographie

---

- [16]. Jean Marc Tacnet et Philippe Gotteland. Utilisation de matériaux grossiers–Renforcement par géosynthétiques. Ouvrages de référence.
- [17]. Messas T. Caractérisation et renforcement des sols avec inclusion de nappes plastiques souples discontinues. Revue Française de Géotechnique
- [18]. T. Karech, A. Charif. Analyse et modélisation numérique des ouvrages en sols renforcés. Université de Batna Dept de Génie civil. 2010.
- [19]. Boulfoul Khalifa. Etude numérique sur l'effet de l'espacement des géogrilles Sur les mécanismes de rupture des murs en sol renforcé. Mémoire de Magister. Université Hadj Lakhdar. Batna. 2009.
- [20]. HUESKER France SAS. Exemple de principe de montage d'un mur renforcé à l'aide de géogrille- Guide technique
- [21]. Ouvrages de soutènement. Recommandations pour l'inspection détaillée. le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques. Laboratoires des Ponts et Chaussées.
- [22]. Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre-Édition de 1990. Comité Française des géosynthétiques.
- [20]. HUESKER France SAS «Exemple de principe de montage d'un mur renforcé à l'aide de géogrille - Guide technique
- [23]. Haouam Houda. Etude numérique d'un mur de soutènement d'un sol stabilise et renforcer avec fibres et géogrilles. mémoire magister. université Badji Mokhtar Annaba. 2010.
- [24]. Talus et murs en sols renforcés. TENSAR INTERNATIONAL. Guide technique.
- [25]. Merrien. Soukatchoff. Elément de Géotechnique. Ecole géotechnique de Nancy. Mars 2011.
- [26]. GCI 315. Mécanique des sols III. Chapitre 04. Stabilité des pentes
- [27]. Michel Dysli. Compléments de cours photocopiés de la technologie et de la mécanique des sols. Département de génie civil. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne 93-94.

# **Annexes**

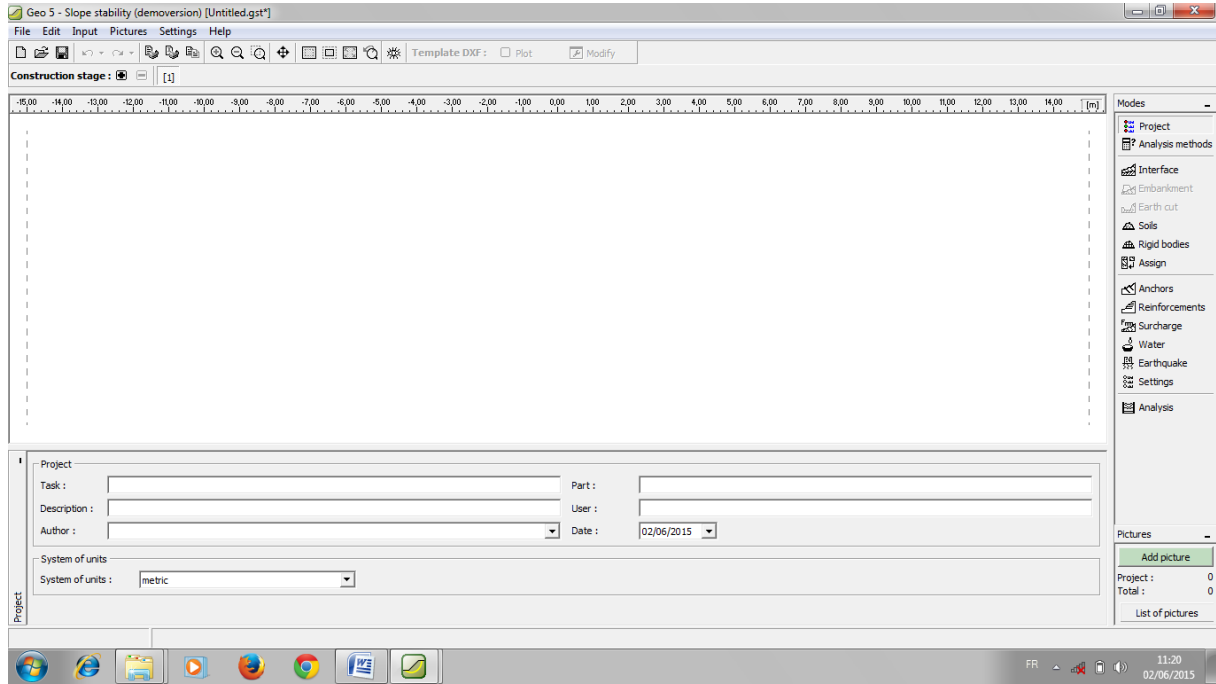


# Les étapes de construction d'un profil de terrain par logiciel Geo5 «Programme Slope Stability»

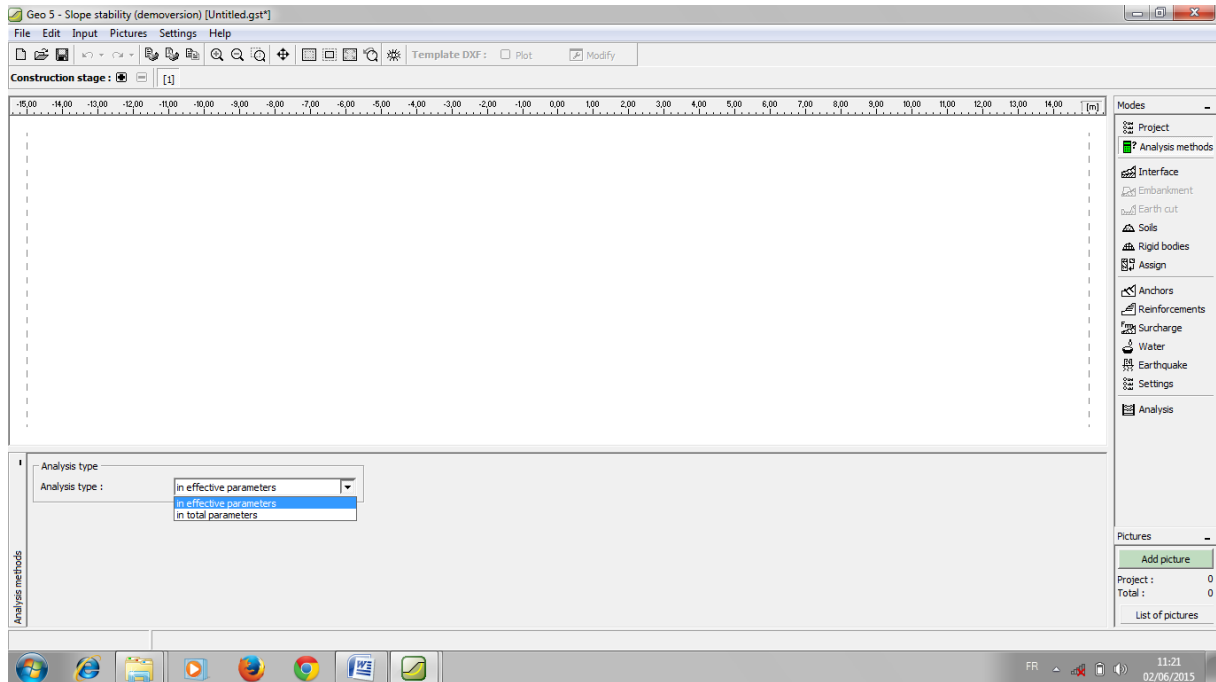
## Talus aval

### Phase 1

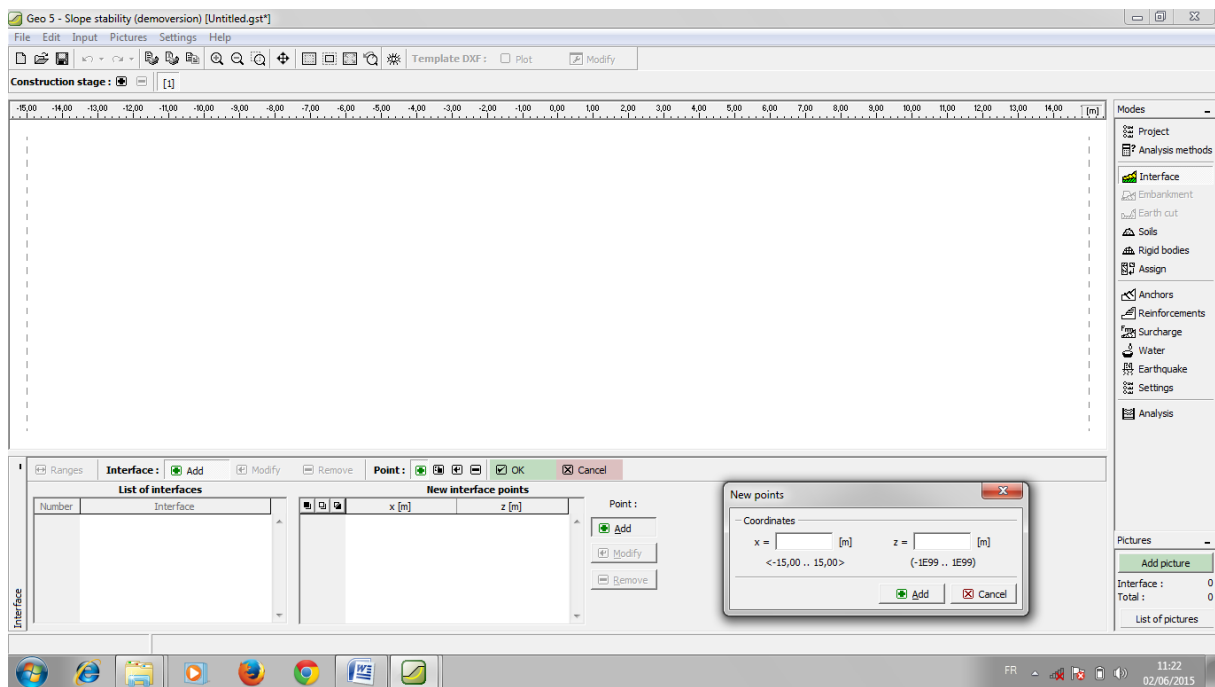
#### 1.1.Nomination du projet



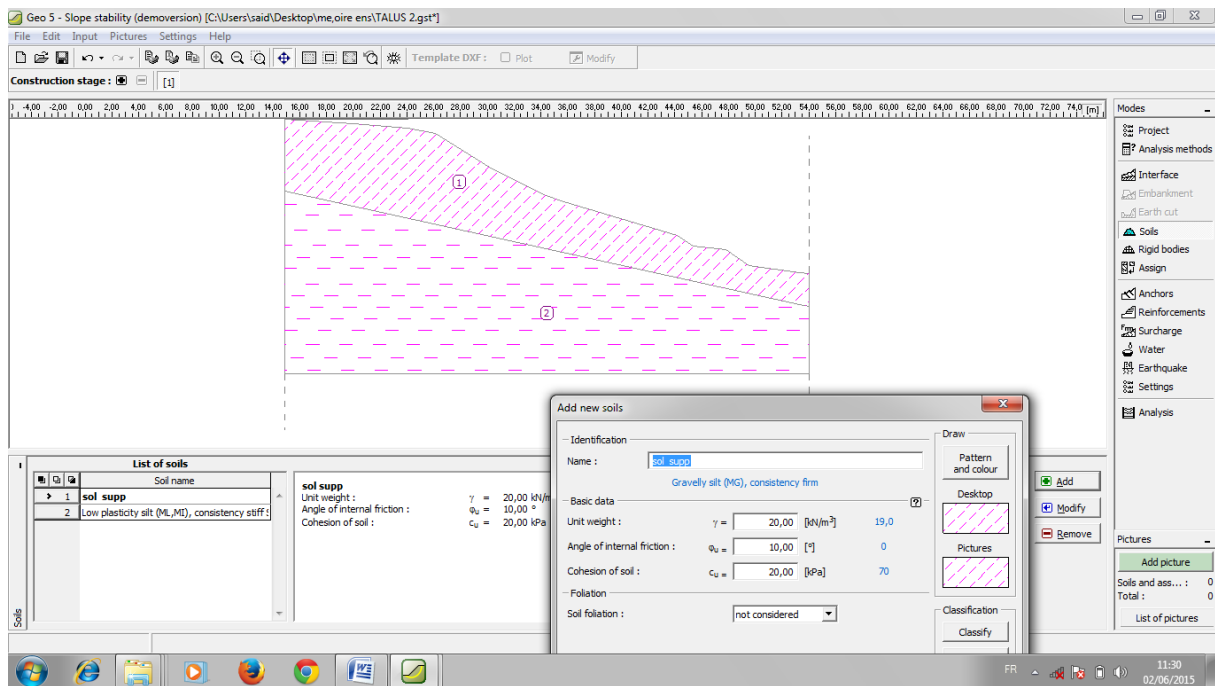
#### 1.2.Désignation de type d'analyse



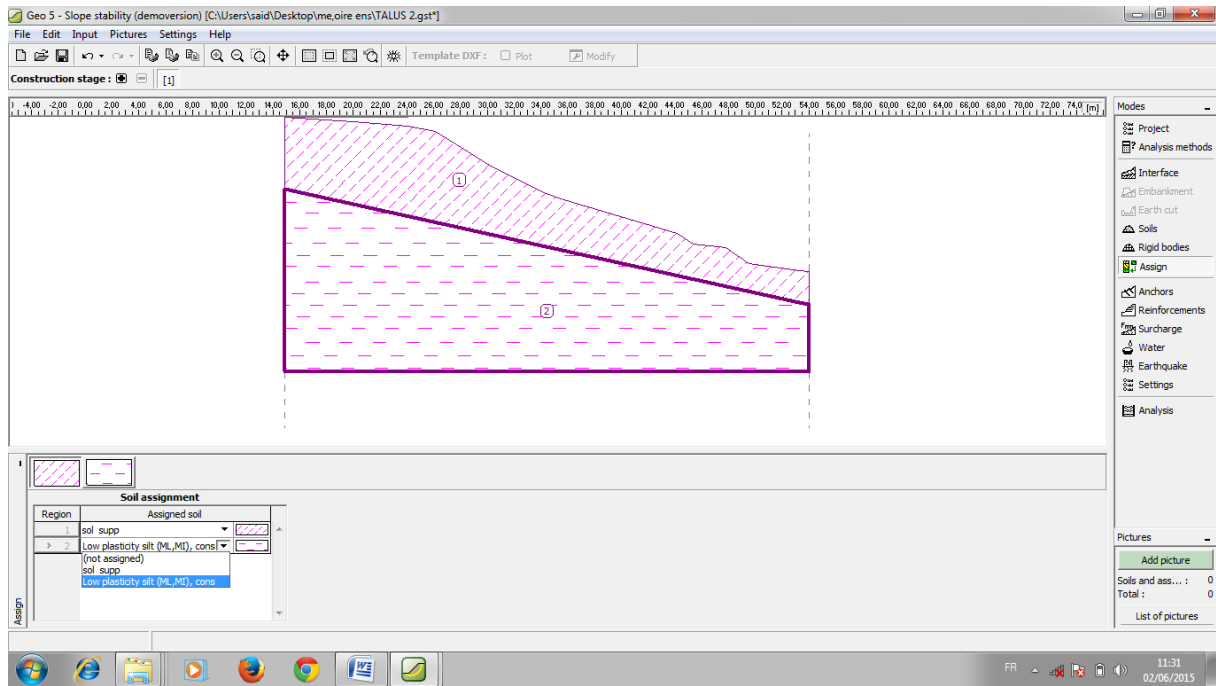
## 1.3. Construction du profil par l'introduction des interfaces



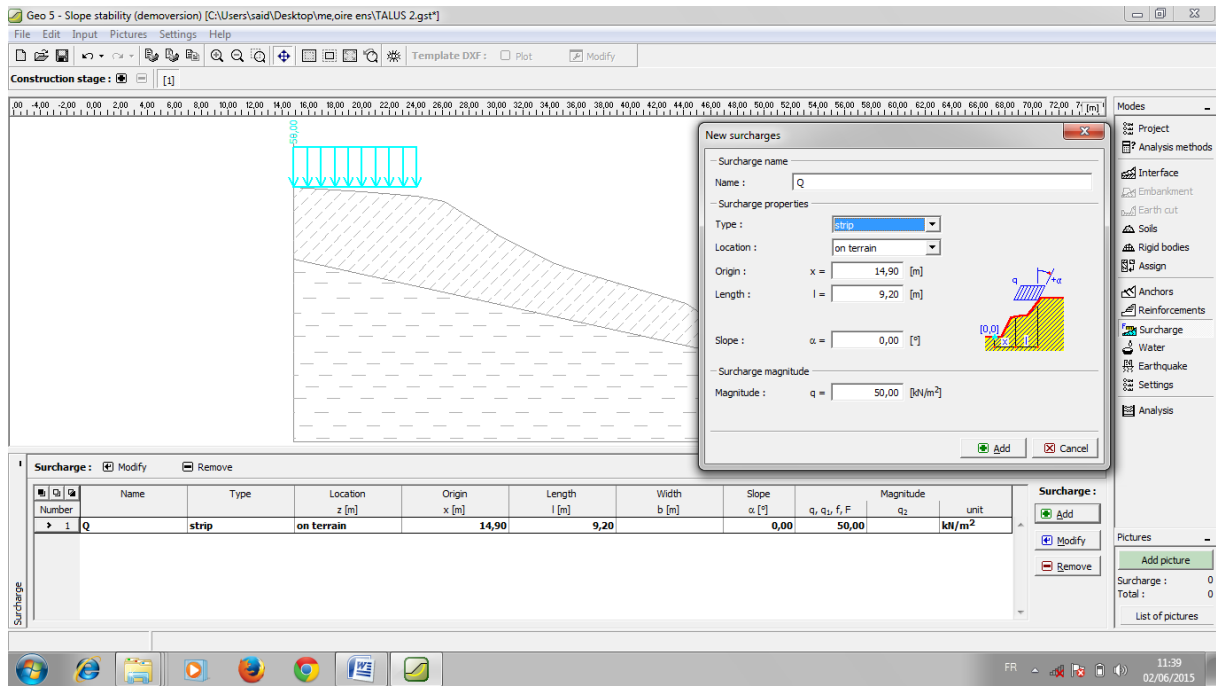
## 1.4. Désignation de différentes couches de sol



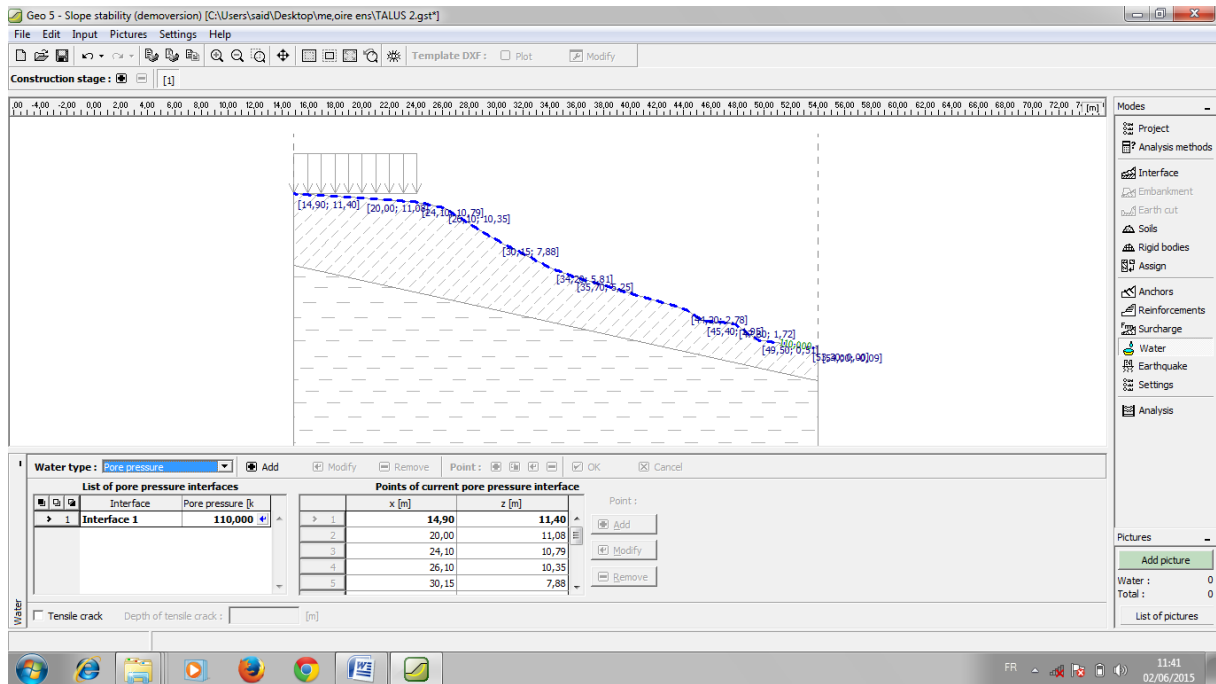
### 1.5. Affectation des sols choisis par les différentes interfaces



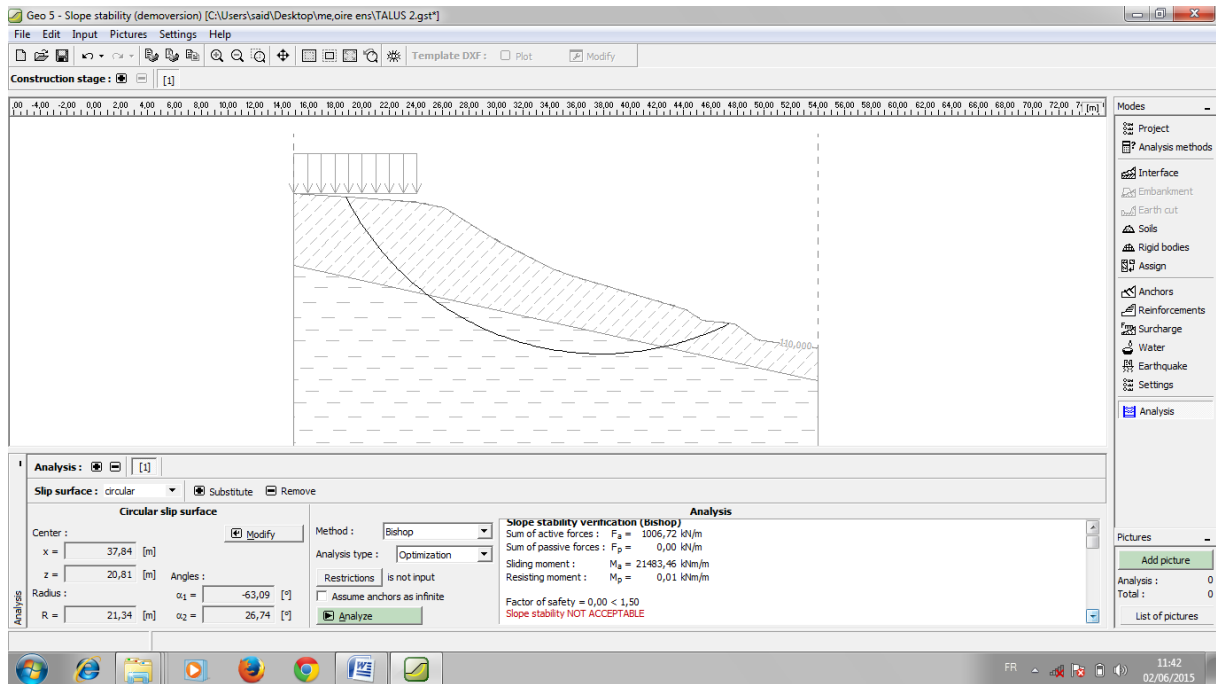
### 1.6. L'introduction de la surcharge



### 1.7.L'introduction de la pression d'eau

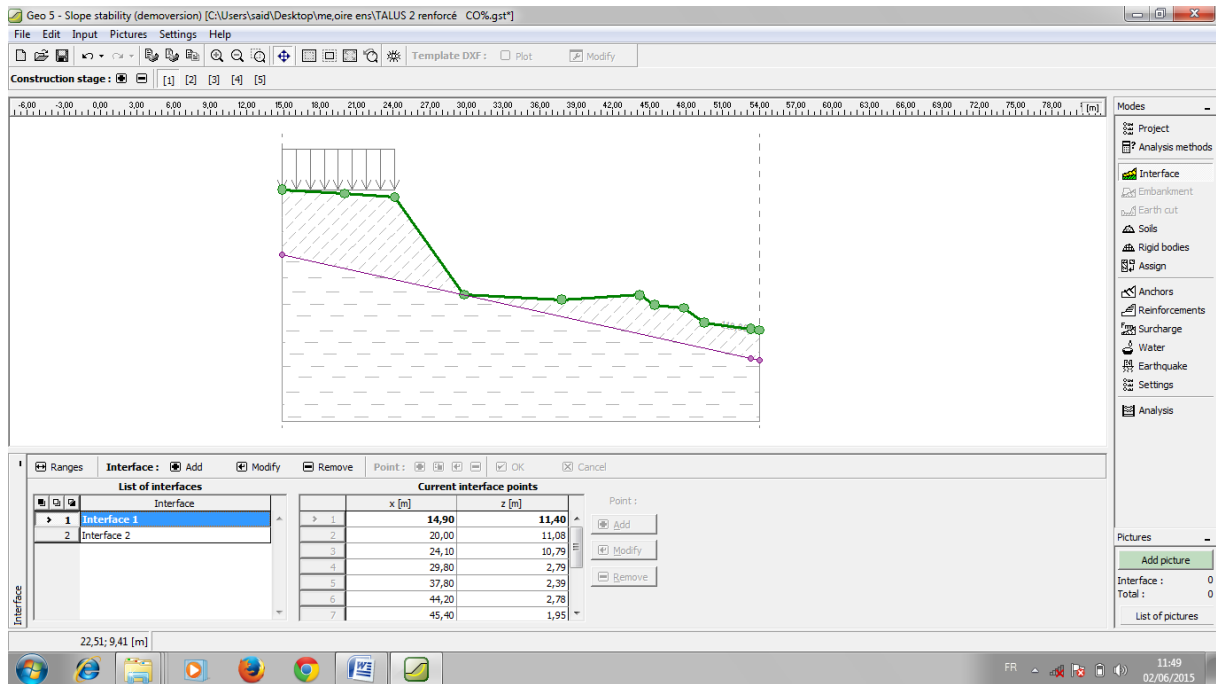


### 1.8.Analyse

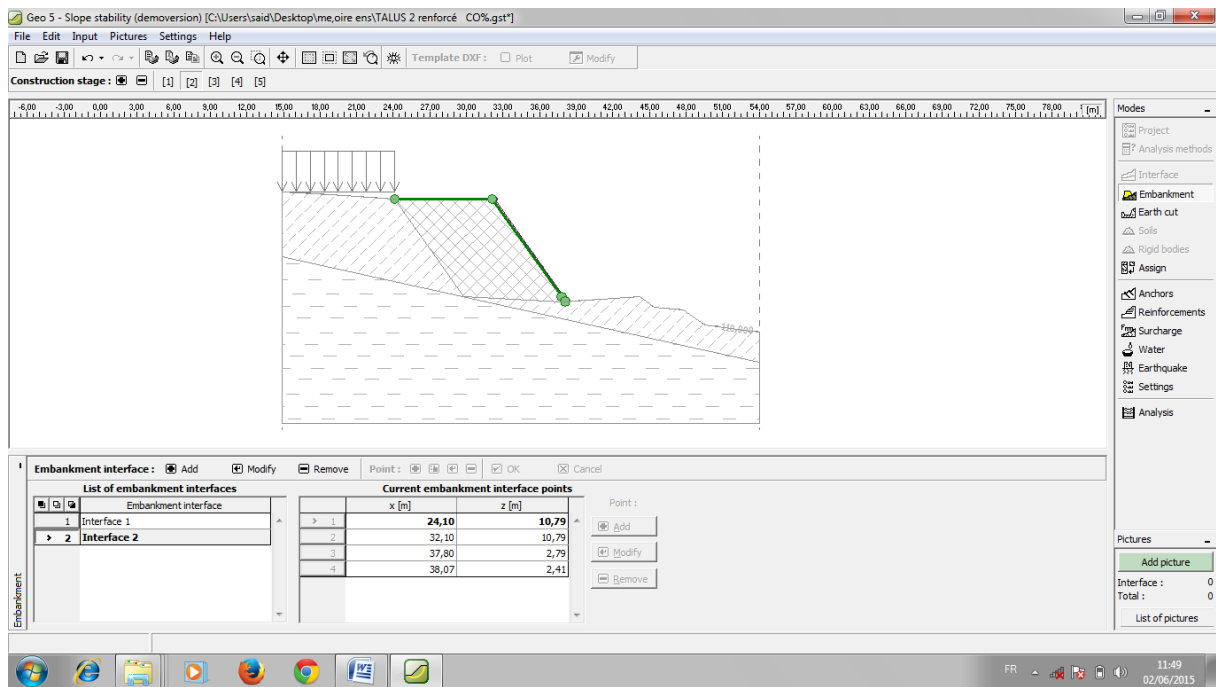


## Phase 2

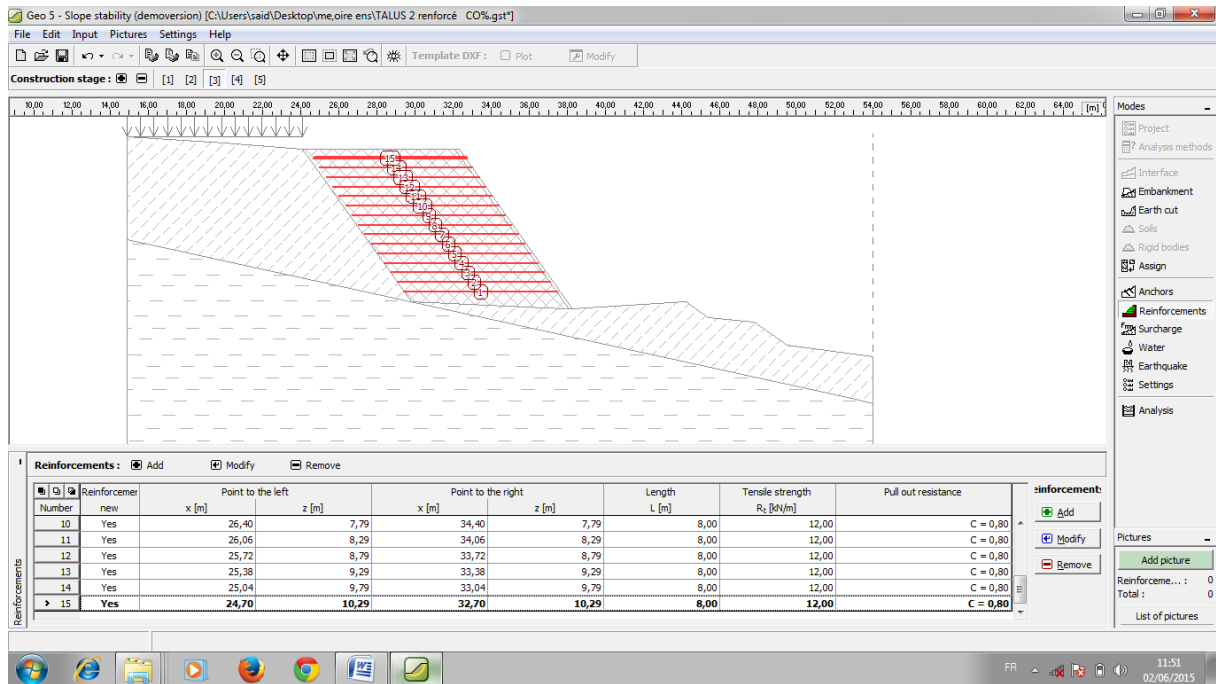
### 2.1. Terrassements de terrain



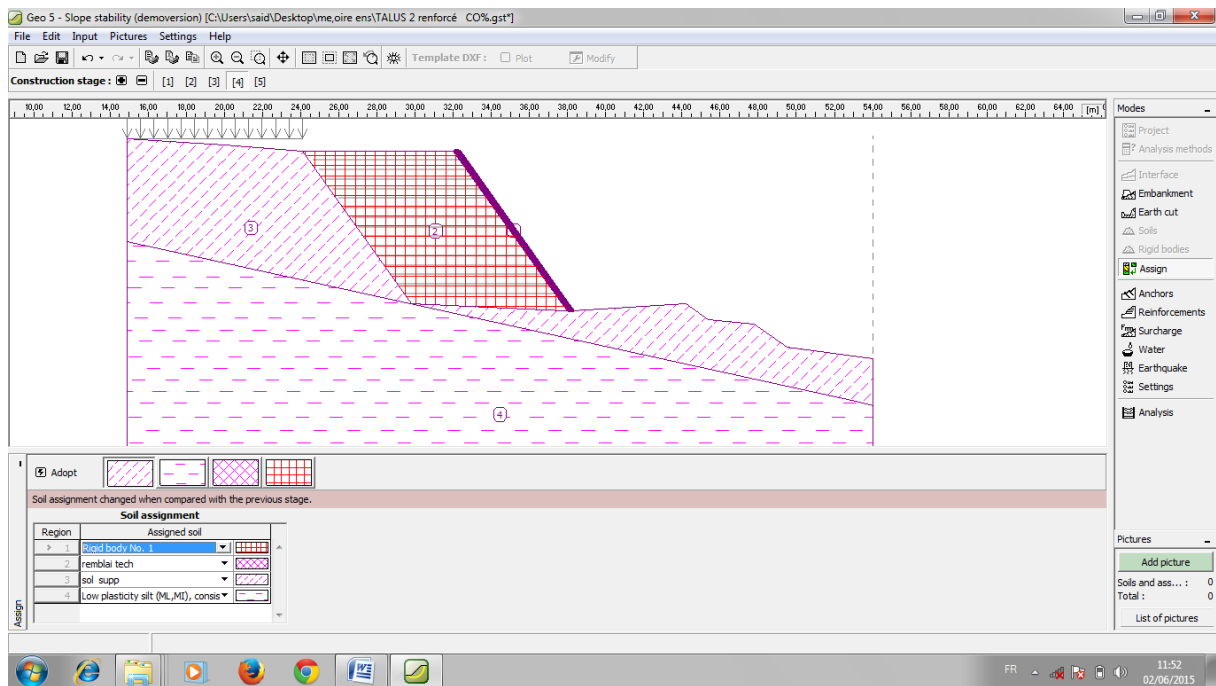
### 2.2. Introduction de remblais technique



### 2.3. Introduction des coordonnées de renforcement geogrilles avec leurs caractéristiques



### 2.4. Construction d'un parement en béton de faible épaisseur



## 2.5. Analyse

