

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA

RECHERCHE SCIENTIFIQUE

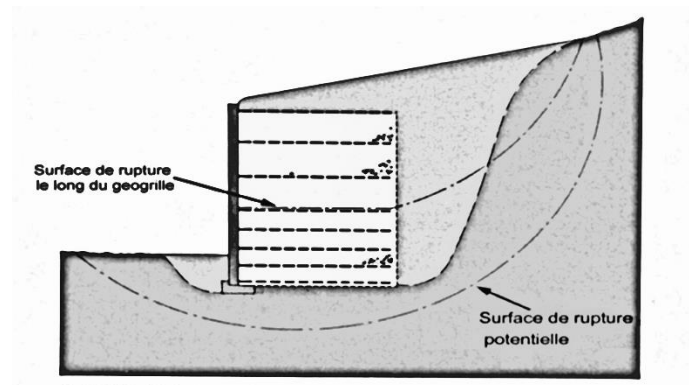
Université Badji Mokhtar Annaba

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

# *Polycopié*

## AMELIORATION DES SOLS



Élaboré par : Dr Zemouli Samira

(Docteur en Génie Civil – Option Géotechnique)

Année universitaire 2021-2022

# *Préface*

*T*oute fondation, qu'elle soit celle d'un bâtiment ou d'un ouvrage de génie civil, doit répondre à trois objectifs : solidité, économie, maîtrise des risques. A l'origine du développement des villes avec l'augmentation de la population et l'augmentation des infrastructures, l'implantation des ouvrages se faisait en recherchant le « bon sol », gage du respect de ces trois critères.

*L*e développement accéléré des mégapoles, des infrastructures, des surfaces industrielles et commerciales, a généralement nécessité, d'investir des terrains possédant des caractéristiques géotechniques médiocres « mauvais sols », vu que les zones de « bons sols » étant devenues rares ou déjà construites.

*D*ans ce contexte, il appartient à l'ingénierie géotechnique, acteur incontournable de tout projet de construction, de proposer la technique d'amélioration des sols la mieux adaptée pour bâtir le projet dans des conditions économiques acceptables, tout en maîtrisant les risques liés au sol.

*L'*amélioration des sols est souvent opérée pour augmenter leur résistance, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que diminuer leur compressibilité et la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme dans le cas des sols expansifs.

*L*e renforcement des sols est la modification du massif du sol soit par substitution partielle avec matériau de meilleures caractéristiques (inclusions rigides ou flexibles); soit par transformation de la structure du sol. (Congélation, électro injection ...etc.)

*C*e polycopié destiné aux étudiants de deuxième année Master en Génie civil, spécialité : géotechnique, présente un panorama des techniques d'amélioration et de renforcement des sols, des plus usuelles aux plus novatrices. (Compactage de surface, méthodes de drainage, de vibration pré compression et consolidation, Jointoiement et injection, stabilisation chimique, terre armée ...etc.).

*C*e cours est organisé en deux parties, la première partie concerne la stabilisation chimique des sols (traitement à la chaux et aux liants hydrauliques). tout en donnant les matériaux aptes au traitement ; leur réaction avec le sol à court et à long terme, les étapes de traitement et les techniques de réalisation du traitement. La seconde partie est consacrée au renforcement des ouvrages géotechniques d'abord on a présenté les différentes méthodes d'amélioration les plus utilisées dans la réalisation des structures en terre ainsi que les paramètres du choix de ces techniques. Puis on s'est intéressé à la technique de renforcement des sols par éléments d'inclusion flexibles. Une étude détaillée de l'histoire de la terre armée, le domaine d'application ainsi que les théories d'analyse de stabilité des structures de soutènement et des pentes et talus basées sur l'équilibre limite des systèmes sont données et discutées en détail avec un exemple de calcul

## Table des matières

Préface	i.
Liste des figures et photos	ii.
Liste des tableaux	iii.

### 1<sup>ère</sup> partie STABILISATION CHIMIQUE DES SOLS.

1.1 INTRODUCTION	1
I.2.STABILISATION CHIMIQUE	1
I.2.1.Rappel sur les constituants de la chaussée et rôle des couches	2
I.3.MATERIAUX APTES AU TRAITEMENT	2
La chaux	2
Les liants hydrauliques	3
I.4.ACTIONS DES LIANTS	4
a)-La chaux	
1. Actions immédiates	4
2. Actions à long terme	
b)-Les liants hydrauliques	5
1. Actions immédiates	5
2. Actions à long terme	5
I.5-ETAPES DU TRAITEMENT DE SOL :	6
I.5.1.Identification du sol :	6
I.5.2.Etude de formulation	6
Le traitement d'un sol en vue de sa réutilisation en couche de forme	7
Méthodologie générale de l'étude de formulation	7
Pour un traitement à la chaux	7
Pour un traitement aux liants hydrauliques (LH)	8
I.6..NIVEAU D'ETUDE	10
a. Etude de niveau1	10
b. Etude de niveau 2	10
c. Etude de niveau 3	10

Cas des chantiers de faible importance (absence d'étude au laboratoire).	11
I.7..TRAITEMENTS DES SOLS EN PLACE :	12
I.7.1.LES DIFFÉRENTES OPÉRATIONS DU TRAITEMENT EN PLACE AUX LIANTS HYDRAULIQUES	12
I.7.2MATERIELS DE TRAITEMENT UTILISE	12
I.8.REALISATION DU TRAITEMENT EN PLACE	14
I.8.1.ZONE DE TRAITEMENT	14
<b>2<sup>me</sup> partie: RENFORCEMENT DES OUVRAGES GEOTECHNIQUE</b>	<b>18</b>
II.1TRODUCTION	18
II.2 METHODE DE TRAITEMENT DES SOLS FINS	18
I.2.1 AMELIORATION DES SOLS FINS PAR PRECHARGEMENT	19
Préchargement seul ou avec disposition particulière	19
Préchargement par le vide (consolidation atmosphérique	22
Préchargement associé à un réseau drainant	23
Préchargement avec électro-osmose	25
II.2.2 RENFORCEMENT DES SOLS FINS	26
Renforcement par colonnes ballastées	26
Renforcement par colonnes de sol traité à la chaux	28
Renforcement par congélation	28
Renforcement par électro-consolidation	29
II.3. METHODE DE TRAITEMENT DES SOLS GRENUS	29
II.3.1. Préchargement.	29
Pilonnage intensif (consolidation dynamique)	29
Compactage par explosif	31
Vibro compactage	31
II.3.2. Injection	32
CONCLUSION	33
<b>II.4 TERRE ARMEE</b>	<b>33</b>
II.4.1INTRODUCTION	33
STRUCTURES ANCIENNES	33
STRUCTURES MODERNES	35
II.4 .2.GEOSYNTHETIQUES	36
II.4.3. DOMAINE D'APPLICATION	41
II.4.4. THEORIE ET STABILITES	

II.4.4.1 FACTEURS AFFECTANT LA PERFORMANCE ET LE COMPORTEMENT DES SOLS RENFORCES	50
II.4.5 METHODES DE CALCUL	50
II.4.6 ANALYSE DE STABILITE	51
MUR DE SOUTENEMENT	51
Stabilité externe	52
Stabilité interne	58
Tie Back-Wedge Analysis	59
Coherent Gravity Method	67
Résistance des sols et des renforcements	69
EXERCICE	71
REFERENCES	77
GLOSSAIRE	78
NOTATIONS	79

### Liste des figures

<b>N° de figure</b>	<b>Titre</b>	<b>N° de page</b>
FigureI.1	Coupe type d'une structure de chaussée – d'après le cours de Routes de M.VANISCOTE	4
FigureI.2	.Influence du traitement à la chaux sur les caractéristiques géotechniques d'un sol	5
FigureI.3.	Zone de classe mécanique de CDF selon Rt et E _ Manuel SCETAUROUTE	9
FigureI.4.	Logigramme définissant le niveau de l'étude de formulation à engager- GTS	10
FigureII.1	Méthodes de préchargement par augmentation de contraintes effective et diminution de pression interstitielle	20
FigureII.2	Principe de la consolidation atmosphérique	22
FigureII.3.1	Etanchéité périphérique vue d'un chantier en cours de pompage	23
FigureII.3.2	Etanchéité périphérique vue d'un chantier en cours de pompage	23
FigureII.4	Écoulement de l'eau avec et sans drain	24
FigureII.5	Schéma de Principe des drains verticaux	24

FigureII.6	Oedomètres avec systèmes de drainage	24
FigureII.7.1	Mise en place et fonctionnement du drain	25
FigureII.7.2	Mise en place et fonctionnement du drain	25
FigureII.8	Electro osmose dans un sol	25
FigureII.9	Principe de réalisation des colonnes ballastées	26
FigureII.10 (a,b,c)	Principe de réalisation des colonnes ballastées sèches	27
FigureII.11	Principe de réalisation des colonnes ballastées	29
FigureII.12	Traitement par congélation à Nice d'une zone sous chaussée traversée en tunnel	29
FigureII.13	Traitement par congélation à Vienne sous bâtiment pour tunnel de métro	29
FigureII.14	Engin de compactage (150kN tombant en chute libre de 25m) Aspect d'un chantier avant comblement des cratères	30
FigureII.15	Points d'impact d'un compactage dynamique	30
FigureII.16	Exemple de compactage dynamique à Abou Dhabi	30
FigureII.17	Vibreur	31
FigureII.18	Mise en place, densification du sol par phases successives	32
FigureII.19	Liquéfaction du sol	32
FigureII.20	Remblai de sol renforcé par des planches en bois (1200 B.C)	34
FigureII.21	Structure de soutènement de Munster (USA, 1925)	34
FigureII.22	Mur de soutènement à échelle à Brest en France (COYNE, 1930)	35
FigureII.23	Eléments de renforcement métallique plat dans un sol pulvérulent (VIDAL, 1960)	35
FigureII.24	Eléments de façade en béton (1970)	36
FigureII.25	York-method (1973)	36
FigureII.26	Toit de la mine de charbon renforcé par des treillis soudés	36

à Yorkshire UK (1935)

FigureII.27	Culée de pont	40
FigureIII.28	Culée de pont avec appui sur pieux	41
FigureII.29	Culée de pont avec support en appui	41
FigureII.30	Culée de pont en pente	41
FigureII.30	Culée en sol renforcé en guise d'un viaduc	41
FigureII.31	Barrage avec système de mur à échelle de COYNE	41
FigureII.32	Mur à échelle de COYNE	42
FigureII.33	Barrage en terre renforcée	42
FigureII.34	Sur élévation d'un barrage existant	42
FigureII.35	Remblai de sol stabilisé par des éléments de renforcement	42
FigureII.36	Fondation d'un remblai de sol en géocell	43
Figure II..37	Remblai de sol renforcé avec nappe de géogrille avec retour (tirant)	43
Figure II. 38(a)	Renforcement du sous-sol d'un remblai en géogrille	43
Figure II. 38(b)	Renforcement du sous-sol d'un remblai en en tube de géogrille	43
Figure II. 38(c)	Renforcement d'une route	44
Figure II..39	Sol de fondation renforcé	44
Figure II. 40(a)	Fondation renforcée d'un hangar industriel	44
Figure. II .41 (b)	Fondation renforcée sous un réservoir	44
Figure II .42	Autoroute en escalier	45
Figure. II .43.	Remblai sur terrain montagneux	45
Figure II .44 (a)	Remblai (mur de soutènement) en escaliers	45
Figure. II .44 (b)	Structure de soutènement en gabions renforcé	46
Figure II .45	Structure en géo-pneu	46
FigureII.46	Réparation d'un glissement de terrain en géo-pneu	46
FigureII47	Renforcement d'une route sur talus en géo-pneu (Santa Cruz, Californie)	47

FigureII.48	Déblai stabilisé par clouage	47
Figure II.49	Réparation d'un glissement de terrain par éléments de renforcement	47
FigureII.50	Construction d'habitation en Terrace	47
FigureII.51	Station de concassage	48
Figure II.52	Toiture pour Mines	48
Figure II.53	Inclusion rigide au tour de conduites souterraines	48
Figure II.54	Lignes de chemin de fer au Japon	48
Figure II.55	Soutènement de ligne de chemin de fer	48
Figure II.56	Pieux en géocell	49
Figure II.57	Mur de Quai	49
Figure II.58	Construction des tunnels	50
Figure II.59	Model simple de sol renforcé	51
Figure II.60	Types de murs de soutènement en sol renforcé	51
Figure II.61	Mécanisme de rupture externe	52
Figure II.62	Mur de soutènement soumis à une surcharge verticale uniforme	53
Figure II.63	Renforcement de sol de fondation en géogrilles ou en géocell	55
Figure II.64	Surface fictives de MEYERHOF	56
Figure II.65	Rupture de cisaillement général d'un mur de soutènement renforcé avec lignes de rupture potentielles	57
Figure II.66	Distribution des contraintes sous le bloc renforcé	57
Figure II.67	Mécanisme de la rupture interne	59
Figure II.68	Hypothèses de calcul pour la Tie Back Wedge Analysis	59
Figure II.69	Hypothèses de calcul pour la Coherent Gravity Method	59
Figure II.70	Stabilité interne d'un mur en sol pulvérulent soumis à une surcharge uniforme	60
Figure II.71	Charge linéaire verticale à la surface du mur	61
Figure II.72	Distribution trapézoïdale des contraintes sur l'élément de renforcement	62



Figure II.73	Charge linéaire horizontale à la surface du mur	63
Figure II.74	Stabilité du dièdre soumis aux différentes forces	64
Figure II.75	Lignes de rupture potentielle pour une surface horizontale et une surface inclinée	65
Figure II.76	Forces appliquées au dièdre	65
Figure II.77	Mur de soutènement avec surface superficielle inclinée et horizontale	66
Figure II.78	Distribution des contraintes verticale sur le géogrid	68
Figure II.79	Abaque. Résistance du géogrid SR2 (Netlon Limited)	70

### Liste des photos

<b>N° du Photo</b>	<b>Titre</b>	<b>N° de page</b>
Photo 1.1	– (a)Épandeur de liants – (b) Arroseuse-Enfouisseuse.	13
Photo.I.2	Concasseurs	13
Photo.I.3	Charrue a Socs / Pulvi-Mixer.	14
Photo.I.4	Compactage- Réglage	16

### Liste des tableaux

<b>N° du tableau</b>	<b>Titre</b>	<b>N° de page</b>
Tableau II.1	Méthodes de préchargement par augmentation de la contrainte totale	21
Tableau II.2 -	Méthodes de préchargement par diminution de la pression interstitielle	21
Tableau II.3	Type de géo synthétiques et leurs fonctions	40
Tableau II.4.	Coefficient de sécurité pour différents types de sols	71

**1ere partie:****STABILISATION CHIMIQUE DES SOLS.*****(Traitement à la chaux et aux liants hydrauliques)*****I-INTRODUCTION :**

La construction des fondations des projets linéaires durables exige des quantités énormes de remblai qui doivent satisfaire des conditions spécifiques de qualité. Ces matériaux de bonne qualité très souhaités ne sont pas toujours disponibles sur place sur chantiers. Les ingénieurs lors de la réalisation des projets sont dès fois confrontés à la disponibilité des sols sur site souvent non conformes aux normes de construction. . De nombreux ouvrages construits sur ces sols argileux ont montrés des signes de fatigue et dégradation généralement sous forme d'apparition de fissures au niveau de la superstructure. Certaines dégradations ont conduit à la perte totale de ces ouvrages.

Pour pallier à cette inaptitude, les constructeurs ont recours à l'une des méthodes suivantes :

- Améliorer les propriétés des matériaux sur place par compactage puis l'utilisation des caractéristiques modifiées pour le calcul et la conception de l'ouvrage.
- Importer des matériaux appropriés d'un site d'emprunt proche pour remplacer les matériaux sur place et
- Améliorer les propriétés des matériaux existants in situ en y intégrant d'autres types de matériaux.

La meilleure méthode à utiliser est généralement déterminée par des considérations économiques, à titre d'exemple il est moins cher de stabiliser un sol sur site en utilisant des additifs relativement coûteux plutôt que de creuser et excaver le matériaux inadéquats puis le remplacer par un remblai de bonne qualité importé

**I.2-STABILISATION CHIMIQUE**

*La stabilisation chimique* implique l'ajout d'additifs dans le sol naturel d'origine pour former de nouveaux matériaux cimentaires améliorant ainsi les propriétés de sol (moins de gonflement, une meilleure plasticité et maniabilité et une meilleure portance). Cette dernière technique est utilisée principalement avec les sols à texture fine comme le limon et l'argile.

**I.2.1-Rappel sur les constituants de la chaussée et rôle des couches :**

La chaussée est une structure multicouche mise en œuvre sur une plate-forme support de sol terrassé

La partie supérieure des terrassements (PST) désigne la zone supérieure des terrains en place ou rapportés et fait environ 1m d'épaisseur. La plate3forme de la PST est l'arase de terrassement dit AR.

La couche de forme (CDF) ne fait pas partie intégrante de la chaussée mais bien de son sol support. Son rôle à court terme est d'assurer la traficabilité et à long terme de garantir un certain niveau de portance. Elle constitue la plate3forme support de chaussée appelée PF.

Les couches d'assises sont la couche de fondation et la couche de base. Elles apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur le support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans les limites admissibles.

La couche de surface est constituée d'une couche de roulement sur laquelle s'exercent directement les agressions du trafic et du climat, et d'une couche de liaison permettant l'accrochage aux couches d'assise. La couche de surface doit garantir le confort et la sécurité des usagers grâce à l'uni, l'adhérence et l'évacuation des eaux de ruissellement. Elle maintient l'intégrité de la structure et protège les autres couches des infiltrations d'eau par son étanchéité.

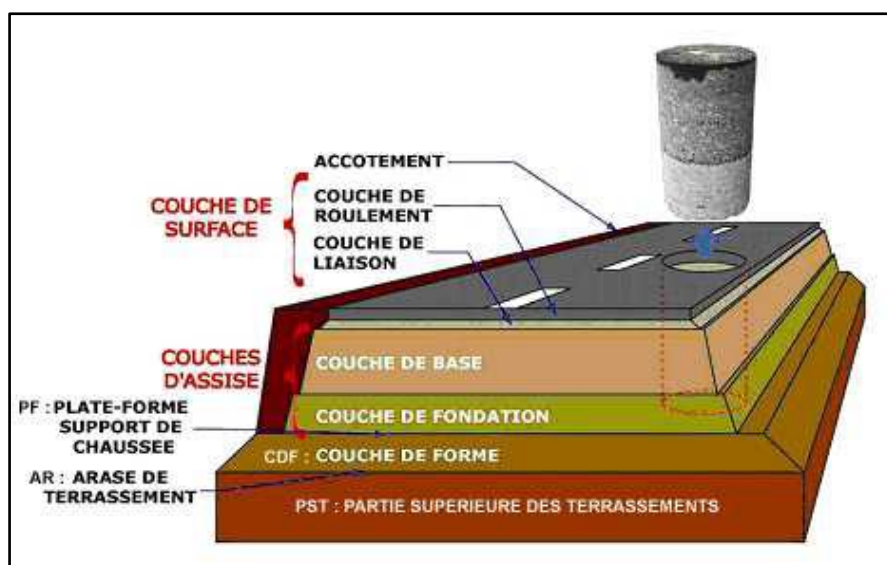


Figure I.1 Coupe type d'une structure de chaussée – d'après le cours de Routes de M. VANISCOTE

### I.3. MATERIAUX APTES AU TRAITEMENT :

Le traitement de sol est une technique économique qui permet de rendre apte à l'usage des matériaux qui ne l'étaient pas. La technique s'inscrit ainsi dans la démarche environnementale du Développement Durable en préservant les ressources naturelles des produits de carrières, et en valorisant les matériaux du site par leur réutilisation. Pas de transport de matériaux, ni de dépôt, donc diminution du coût!

En effet la technique du traitement est une solution aux problèmes de dépôts et d'emprunts, et participe à l'optimisation du mouvement des terres.

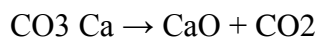
La technique est d'abord utilisée pour des remblais de sol sensible à l'eau et humides, puis elle est étendue à la CDF (couche de forme), et pour finir aux couches d'assise (GTS 2007).

Son application a concerné d'abord les sols fins, notamment le traitement mixte des limons, puis les graves argileuses ou propres et enfin les mélanges sols fins et éléments blocailleux

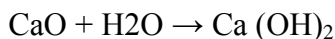
### II.3. LES PRODUITS DE TRAITEMENTS

#### a) - La chaux

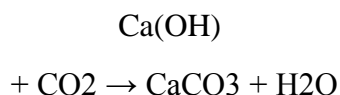
La chaux vive est obtenue par décarbonatation du calcaire ( $\text{CO}_3\text{Ca}$ ) à une température d'environ  $900^\circ\text{C}$ .



La chaux vive réagit au contact de l'eau avec un fort dégagement de chaleur et se transforme en chaux éteinte.



La réaction est réversible car l'hydratation par l'humidité ambiante et le  $\text{CO}_2$  de l'atmosphère vont permettre à la chaux une prise à l'air, d'où le terme de chaux aérienne.



La chaux aérienne peut exister sous trois formes : chaux vive, chaux éteinte, lait de chaux. Les caractéristiques des chaux aériennes prises en compte sont : la forme (vive, éteinte ou lait), la teneur en chaux libre, la granularité (tamisa 2 mm, 0,2 mm et 0,08 mm), la réactivité (essai de réactivité à l'eau, la vitesse d'hydratation de la chaux, le test global de qualité de la chaux). La chaux est couramment symbolisée par sa formule chimique :  $\text{CaO}$ .

### ***b)-Les liants hydrauliques***

Un liant hydraulique est un produit qui durcit par hydratation et conserve ensuite sa résistance et sa stabilité même sous l'eau. Ce phénomène d'agglomération des éléments granulaires du sol est appelé "prise hydraulique" et confère au sol une cohésion permanente. La qualité de la réaction dépend de la nature du matériau, du type et de la quantité de liant, de la compacité à la mise en oeuvre, de la température du milieu et de l'âge du mélange. Il y a d'une part les ciments classiques et d'autre part les liants spéciaux routiers (LSR).

Les ciments sont normalisés dans leur constitution et leur utilisation. Le ciment est constitué en majeure partie de clinker (produit de la cuisson du mélange nommé "cru" : ( 80% calcaire + 20% argile).

Les liants hydrauliques courants sont subdivisés selon la normalisation en vigueur en cinq types en fonction de leur composition :

- CEM I: Ciment Portland ;
- CEM II: Ciment Portland composé ;
- CEM III : Ciment de haut-fourneau ;
- CEM IV : Ciment pouzzolanique ;
- CEM V : Ciment composé.

Les liants spéciaux routiers sont des liants hydrauliques routiers (LHR) spécialement formulés pour certaines opérations de terrassement ou de construction d'assises, tant en terme de facilité d'usage que de performances. Les LHR sont utilisés pour traitement de sols fins, travaux en arrière-saison, matériaux argileux, craies, calcaires sablonneux, portance rapide.

Les constituants des ciments sont codés comme suit :

- Clinker Portland: K

- Laitier granulé de haut-fourneau: S
- Laitier d'aciérie à l'oxygène: Sb
- Pouzzolane naturelle: P
- Pouzzolane naturelle calcinée: Q
- Cendres volantes siliceuses : V
- Cendres volantes siliceuses de lit fluidisé: Va à durcissement normal »
- Cendres volantes calciques : W
- Cendres volantes calciques non éteintes : Wa
- Schiste calciné: T
- Calcaire: avec teneur en carbone organique < 0,5 %: L avec teneur en carbone organique < 0,2 %: LL
- Chaux aérienne calcique vive: CL3Q 31
- Chaux aérienne calcique éteinte: CL3S
- Chaux hydraulique naturelle: NHL
- Sulfate de calcium (gypse ou anhydrite) : Cs

## I.4.ACTIONS DES LIANTS

### a)-La chaux

#### 1. Actions immédiates

- **Modification de l'état hydrique** : la chaux vive et la chaux éteinte abaissent la teneur en eau alors que le lait de chaux permet une élévation de la teneur en eau. Il faut noter que l'abaissement de la teneur en eau peut être supérieur à celui provoqué par la chaux à cause de conditions atmosphériques évaporantes. L'assèchement qui se produit lors du malaxage peut être préjudiciable pour le traitement de la CDF, mais il peut être compensé par un arrosage complémentaire.
- **Modification de la fraction argileuse**

**Réduction de l'argilosité par floculation** : actions sur les charges électriques des particules fines. Le phénomène se traduit par une réduction de l'indice de plasticité (sol rigide, frottant), une augmentation de la résistance au cisaillement du sol (élévation de l'IPI → rigidité), et une modification des caractéristiques de compactage

L'énergie de compactage nécessaire est réduite avec la réduction de pd. Un matériau moins dense est plus facile à compacter qu'un matériau qui a une densité plus importante et donc qui va offrir une plus grande résistance au coup asséné par le compacteur

#### 2. Actions à long terme

- **Action pouzzolanique** : phénomène de cimentation (cristallisation de la fraction argileuse).
- **Action de syntaxie** (pralinage des grains) : augmentation de la résistance des grains par obturation des pores.

Globalement, l'incorporation de 1 % de chaux vive provoque un abaissement de la teneur en eau de 1 point (1 %).

La figure I.2 représente l'action de la chaux sur les caractéristiques de compactage, déterminées par l'essai Proctor et modifiées après traitement. On peut constater une augmentation de la teneur en eau optimale et une diminution de la densité maximale Proctor.

La figure comporte des valeurs qui permettent de mesurer la réduction effective de la teneur en eau pour un dosage de chaux.

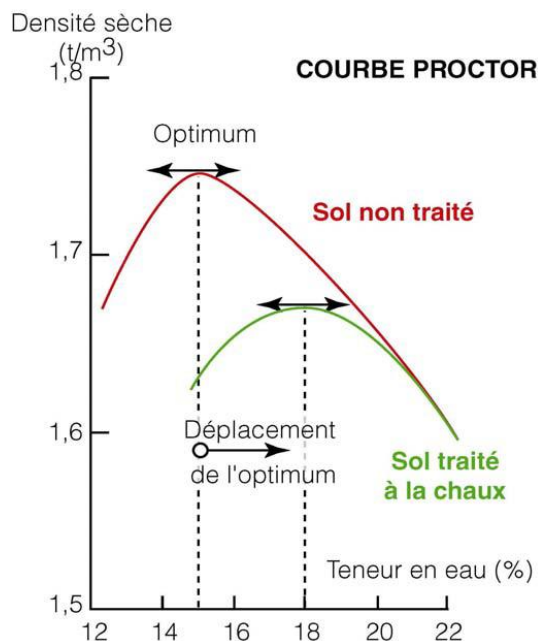


Figure I.2. Influence du traitement à la chaux sur les caractéristiques géotechniques d'un sol

*L'augmentation de la teneur en eau optimale et l'aplatissement de la courbe Proctor indiquent que le matériau traité sera plus facile à compacter efficacement, car acceptant plus d'humidité et rendu moins sensible aux variations de teneur en eau. Ceci contrebalance largement la relative perte de densité du mélange.*

## b)-Les liants hydrauliques

### 1. Actions immédiates

- Modification de l'état hydrique : assèchement par apport de matière sèche.
- Modification fraction argileuse : floculation des minéraux argileux.

### 2. Actions à long terme

La prise hydraulique confère au matériau traité une résistance en traction prédominante dans leur comportement. En effet le matériau traité au liant hydraulique (MTLH) est assimilable au béton de ciment, employé dans la construction des bâtiments ; ce dernier a une forte résistance en compression et une faible résistance en traction. Les effets de sollicitation du MTLH au sein de la structure de chaussée sont considérés vis à vis du fluage, or c'est précisément la résistance en traction qui va clairement limiter cet allongement de la couche.

La prise hydraulique se déroule en 3 étapes :

1. Démarrage de la prise (phase dormante) : c'est le temps du délai de maniabilité pour la mise en œuvre (de 2h à 24h voir 48h)
2. Développement de la cristallisation du gel (rigidification)
3. Durcissement (poursuite de la croissance de la résistance).

Les liants hydrauliques permettent de fabriquer des matériaux dont le niveau de performances peut varier en jouant sur le type de liant et le dosage

Il faut noter que les effets de la prise pouzzolanique et de la prise hydraulique s'interrompent dès que la température du mélange descend en dessous de 5 ° C. La température est un facteur important de la cinétique de prise.

## **I.5-ETAPES DU TRAITEMENT DE SOL :**

### ***I.5.1. Identification du sol :***

Les études géotechniques permettant la classification des matériaux et leur réutilisation s'appuient sur une reconnaissance générale des sols destinés à être traités et sur la formulation des mélanges. L'étude de qualification des matériaux comprend l'identification à partir des paramètres de sol leur localisation dans le profil géotechnique, et l'estimation de leur quantité.

Les éléments considérés pour définir le contenu d'une étude de traitement pour la couche de forme par exemple sont : la collecte des données (cartes géologiques, sondages de reconnaissance..), le recueil d'expertise locale (notamment la présence d'éléments perturbateurs), la caractérisation du gisement et la constitution d'échantillons représentatifs (mélanges), l'identification du produit de traitement, et enfin, le cas échéant, l'organisation et la conduite d'un chantier expérimental.

La caractérisation du gisement a pour objectif de fournir un échantillon représentatif du matériau. Un zonage (repérage) de chaque formation est défini sur le profil géotechnique ainsi que les plages de variation des paramètres de nature et d'état des sols.

La dispersion des caractéristiques du matériau de chaque zone donne une indication de l'hétérogénéité des sols de la zone.

### ***I.5.2. Etude de formulation :***

Ce sont les études qui déterminent la nature du produit de traitement et son dosage. Le dosage se calcule notamment en fonction des performances visées.

**Dosage** (en %) :

$$d = [Q / (M_{sol} + Q + mcg)] \times 100$$

$Q$  : Masse produit de traitement

$M_{sol}$  : Masse sol à traiter

$mcg$  : Masse correcteur granulométrique.

#### **▪ Calcul du besoin en liant (en tonnes de liant) :**

$$\text{épaisseur traitée} \times \text{surface} \times \rho_d \times (d/100 - d)$$

( $d$  : Le dosage en liant exprimé en pourcentage.)

Les études comprennent l'**essai d'aptitude du sol au traitement**,

- Gonflement volumique  $G_v$
- Résistance en compression diamétrale  $R_{tb}$

Selon le résultat et les valeurs de référence, le produit est dit : adapté, douteux, inadapté.

Tableau.1.1\_ Valeurs de référence pour qualifier l'aptitude d'un sol au traitement \_ GTS

Produit Traitement Aptitude du sol	Produit Traitement Aptitude du sol	Produit Traitement Aptitude du sol	Produit Traitement Aptitude du sol
Liant Hydraulique (+ Chaux éventuellement)	Adapte	$\leq 5$	$\geq 0,2$
	Douteux	$5 \leq GV \leq 10$	$0,1 \leq Rtb \leq 0,2$
	Inadapté	$\geq 10$	$\leq 0,1$
Chaux (seule)	Adapte	$\leq 5$	<i>Paramètre non considéré pour ce type de traitement (lenteur prise pouzzolanique)</i>
	Douteux	$5 \leq GV \leq 10$	
	Inadapté	$\geq 10$	

Dans le cas de grands chantier, lorsqu'il subsiste des incertitudes quant au choix de la solution, des planches d'essai et chantiers expérimentaux sont réalisés pour confirmer la performance mécaniques, étudier la faisabilité du malaxage, définir les conditions de mise en œuvre, moyens et autres. Cependant, un chantier expérimental reste une charge financière importante.

▪ **Le traitement d'un sol en vue de sa réutilisation en couche de forme :**

Le traitement d'un sol en vue de sa réutilisation en couche de forme(CDF) fait l'objet d'étude de formulation précise et complète dont la méthodologie est décrite précédemment. Il y a différents niveaux d'étude de formulation selon la prise en compte de la CDF dans le dimensionnement.

▪ **Méthodologie générale de l'étude de formulation :** Les actions que comporte une étude, sont :

1-/Identification des composants du mélange :

- matériau sol : paramètre de nature et état hydrique (+ fragmentabilité et abrasivité si justifie)
- produit : chaux et ciment selon norme et LSR selon avis technique.
- 

2-/Conditions de mise en œuvre : courbe Proctor Normal du sol avant et après traitement + courbe IPI sol traite; Valeurs minimales de l'IPI (de 10 à 20) et Teneur en eau finale  $> 0,9$  WOPN.

3-/Détermination du délai de maniabilité selon le type de produit.

4-/Etude des performances mécaniques : Elles s'étudient par le biais des essais suivants :

- L'essai CBR, avec mesure de l'IPI avant immersion du moule pour l'ICBR ;
- L'essai de compression pour Rc ;
- L'essai de traction directe pour Rt ;
- L'essai de traction indirecte (essai de compression diamétrale, ou essai brésilien) Rtb

**Pour un traitement à la chaux**, il faudra étudier le comportement sous trafic et le comportement au gel.

*Les critères de jugements sont :*



Pour vérification de la teneur en eau et du dosage, le respect simultanée des 2 conditions suivantes :

$$\text{ICBR} \geq 20 \text{ et } (\text{ICBR} / \text{IPI}) \geq 1$$

S'il y a risque d'apparition du gel dans la CDF, il faut s'assurer de la résistance en compression du sol traité à l'âge correspondant à cette apparition probable du gel sur le chantier avec :

$$R_c \geq 2,5 \text{ MPa}$$

**Pour un traitement aux liants hydrauliques (LH)** (éventuellement associé à la chaux) l'étude du comportement est plus complète. On étudie :

- L'âge autorisant la circulation sur la couche traitée :  $R_c$  à 7 et 28 jours ;
- La résistance à l'immersion au jeune âge :  $R_c$  à 60 jours et  $R_{ci}$  à 28 et 32 jours,  $R_{ci}/R_{c60}$  ;
- La résistance au gel :  $R_{tb}$  à date apparition probable du gel ;
- Les performances escomptables à long terme : E et  $R_t$  à 28 et 90 jours.

*Les critères de jugement sont les suivants :*

1. La couche de forme peut être circulée dès que  $R_c \geq 1 \text{ MPa}$ .
2. La résistance à l'immersion est satisfaisante si :
 
$$(R_{ci} / R_{c60}) \geq 0,8 \text{ pour } \text{VBS} \leq 0,5$$
 Ou  $(R_{ci} / R_{c60}) \geq 0,6 \text{ pour } \text{VBS} > 0,5$ .
3. La résistance lors de l'apparition du gel :  $R_{tb} > 0,25 \text{ MPa}$
4. Les performances escomptables à long terme sont caractérisées par le couple  $R_t$  et E, permettent d'obtenir un classement mécanique du matériau.

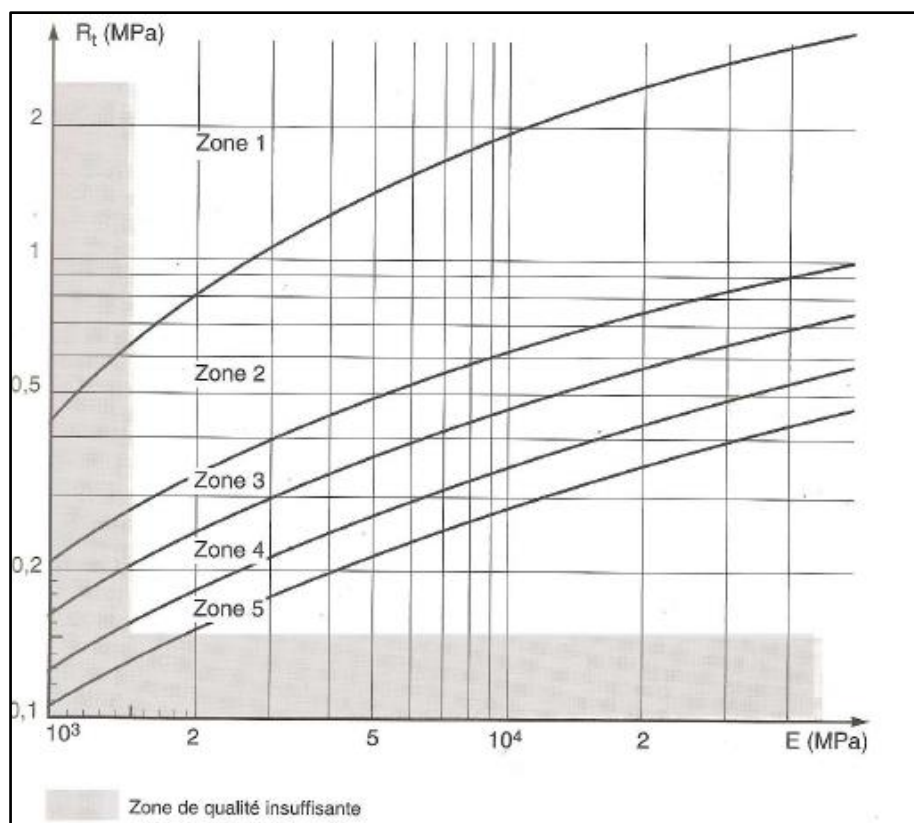


Figure I.3. Zone de classe mécanique de CDF selon  $R_t$  et  $E$  \_ Manuel SCETAUROUTE

La caractérisation de la zone sert à distinguer le mode de fabrication du matériau traité, à savoir en centrale ou en place car la qualité obtenue en est différente.

Tab.I.2. Classe mécanique du matériau traité GTS.

Classe mécanique	Traitement en centrale	Traitement en place
1	Zone1	
2	Zone2	Zone1
3	Zone3	Zone2
4	Zone4	Zone3
5	Zone5	Zone4

La classe mécanique et l'épaisseur de CDF permettent de définir une classe de PF à partir de la classe d'AR.

Tab I.3. Classe de PF selon la classe d'AR, la classe du matériau et l'épaisseur de CDF –GTS

Classe mécanique du matériau de CDF	Epaisseur de la CDF (en cm)				
	AR1			AR2	
Classe 3		30	40	25	30
Classe 4	30	35	45	30	35
Classe 5	35	50	55	35	45
Classe de PF obtenu	PF2	PF3	PF4	PF3	PF4

### 5. Incidence des dispersions d'exécution sur les caractéristiques mécaniques du matériau traité.

On regarde si les valeurs  $E$  et  $R_t$  restent correctes pour obtenir la classe mécanique du matériau souhaitée, et ce malgré des disparités sur le dosage du liant liées à l'épandage du produit dans le cadre d'un traitement en place ou à l'homogénéité du mélange pour un traitement en centrale.

## IV. NIVEAU D'ETUDE :

La figure I.4. Précise le niveau d'étude de formulation à engager selon la méthode de dimensionnement de la couche de forme (CDF); il y a 3 niveaux d'étude différents.

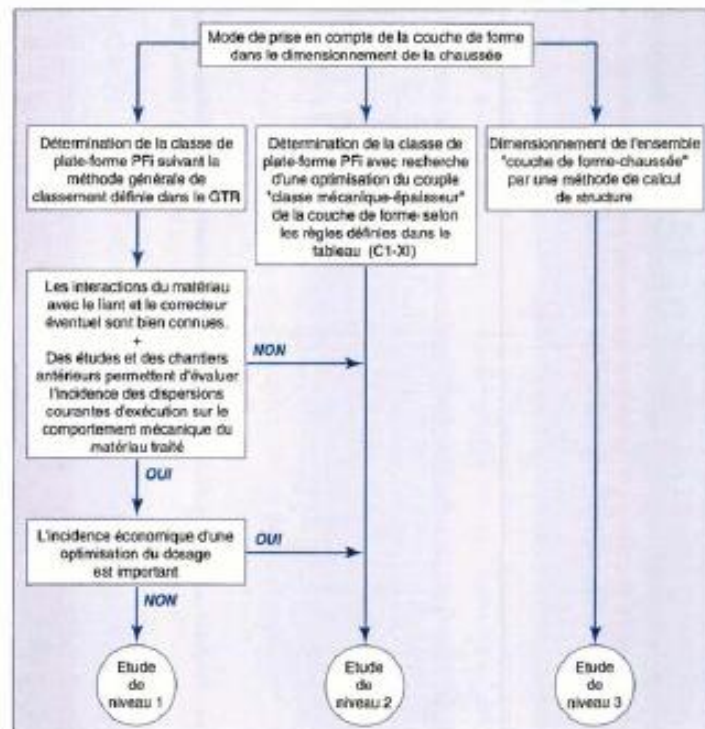


Figure.I.4 Logigramme définissant le niveau de l'étude de formulation à engager- GTS.

Les étapes de l'étude sont sensiblement les mêmes à chaque niveau car il y a des paramètres incontournables à définir cependant leur précision est différente.

#### a. Etude de niveau 1

L'objectif est la vérification de la formule choisie d'après expérience, c'est à dire de la "formule de base". Elle suppose

- Identification des composants du mélange + choix produit
- Conditions de mise en œuvre et délai de maniabilité
- Comportement immersion au jeune âge et résistance au gel

#### b. Etude de niveau 2

Elle vise à déterminer le dosage en produit selon la classe d'AR et l'épaisseur de couche de forme pour atteindre une classe de PF et optimisation du dosage en produit. L'étude signifie :

- Identification des composants du mélange + choix produit
- Conditions de mise en œuvre et délai de maniabilité
- Performances mécaniques en fonction du dosage (E et  $R_{tb}$ )
- Comportement au jeune âge immersion au jeune âge et résistance au gel
- Incidence des dispersions d'exécution (dosage, compacité, état hydrique) sur les caractéristiques mécaniques du matériau traité et modalités d'ajustement du dosage selon le diagramme E-Rt.

### c. Etude de niveau 3

Son but est le dimensionnement de l'ensemble "couche de forme - structure de chaussée" en utilisant une méthode de calcul Détermination des caractéristiques mécaniques E et  $R_{tb}$  à introduire dans le modèle de calcul pour une optimisation technique et économique de la chaussée.

Elle se traduit par :

- Identification des composants du mélange + choix produit
- Conditions de mise en œuvre et délai de maniabilité
- Comportement immersion au jeune âge et résistance au gel
- Incidence des dispersions d'exécution (dosage, compacité, état hydrique) sur les caractéristiques mécaniques du matériau traité et valeur du couple E- $R_{tb}$  à introduire dans le modèle de calcul.
- Planches d'essais et chantier expérimental.

### Cas des chantiers de faible importance (absence d'étude au laboratoire).

Pour les chantiers de faible importance, le coût et le délai d'étude est prohibitif. Le type de produit et le dosage sont fixés empiriquement d'après d'autres projets similaires.

Les cas de chantier concernés se définissent alors par les conditions suivantes :

- Un volume de CDF < 5 000 m<sup>3</sup> ;
- Pas d'utilisation de Liant Spécial Routier (LSR) ;
- Pas de trafic de chantier autre que l'approvisionnement de la voirie ;
- Pas de surclassement de la PF ;
- Pas d'états hydriques th ou ts..

Le tableau I.4 du GTS présente les modalités de traitement envisageables pour ce genre de chantier. Ces modalités respectent les conditions suivantes : coefficient de sécurité sur le dosage, liants normalisés (chaux vive et ciment de la classe CPJ CEM II 32,5), épaisseur de CDF du GTR, pas de risque gel ou immersion.

Tab.I.4 Modalités de traitement envisageables pour les chantiers de faible importance \_ GTS

Classe de sols	Modalité de traitement
A <sub>1</sub> -B <sub>5</sub> C <sub>1</sub> A <sub>1</sub> -C <sub>1</sub> B <sub>5</sub> C <sub>2</sub> A <sub>1</sub> -C <sub>2</sub> B <sub>5</sub>	1% Chaux +7% Ciment *pour les matériaux peu argileux (VBS<0.5) la chaux n'est pas indispensable
A <sub>2</sub> -B <sub>6</sub> C <sub>1</sub> A <sub>2</sub> -C <sub>1</sub> B <sub>6</sub> C <sub>2</sub> A <sub>2</sub> -C <sub>2</sub> B <sub>6</sub>	1.5% Chaux +7% Ciment.
A <sub>3</sub> -C <sub>1</sub> A <sub>3</sub> -C <sub>2</sub> A <sub>3</sub>	2% Chaux +7% Ciment ou 6% Chaux.

B <sub>1</sub> -B <sub>2</sub> -D <sub>1</sub> C <sub>1</sub> B <sub>1</sub> -C <sub>1</sub> B <sub>4</sub>	6% Ciment (+correcteur éventuel)
B <sub>3</sub> -B <sub>4</sub> -D <sub>2</sub> -D <sub>3</sub> C <sub>1</sub> B <sub>3</sub> -C <sub>1</sub> B <sub>4</sub> C <sub>2</sub> B <sub>3</sub> -C <sub>2</sub> B <sub>4</sub>	5% Ciment.

## V.TRAITEMENTS DES SOLS EN PLACE :

### V.1.LES DIFFÉRENTES OPÉRATIONS DU TRAITEMENT EN PLACE AUX LIANTS HYDRAULIQUES :

Le tableau suivant résume la comparaison entre les différentes opérations du traitement des sols aux liants hydraulique pour les cas des remblais et des couches de forme

<i>Cas des couches de forme et de chaussées</i>	<i>Cas des remblais</i>
<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Prétraitement à la chaux (si nécessaire),</li> <li>2. Préparation du sol par scarification (si nécessaire),</li> <li>3. Epandage du liant hydraulique,</li> <li>4. Malaxage,</li> <li>5. Arrosage,</li> <li>6. Compactage partiel,</li> <li>7. Fin réglage,</li> <li>8. Compactage final,</li> <li>9. Cloutage (si nécessaire),</li> <li>10. Protection superficielle.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Préparation du sol par scarification (si nécessaire),</li> <li>2. Epandage de la chaux ou le LHR spécifique,</li> <li>3. Malaxage,</li> <li>4. Arrosage éventuellement (dans le cas de stabilisation au LHR ou ciment),</li> <li>5. Compactage initial,</li> <li>6. Compactage final (fermeture).</li> </ol>

### V.2.MATERIELS DE TRAITEMENT UTILISE:

- 1-. SILO.
- 2-. EPANDEUR DE LIANT (photo 1 a)

#### **Système de dosage :**

- Non asservi : volumétrique
- Asservi : volumétrique ou volumétrique ajusté par dispositif pondéral avec enregistrements de paramètres.
- Largeur d'épandage variable

**Précision :** elle est fonction du coefficient de variation et l'exactitude comme indiqué dans le tableau suivant.

- Coefficient de variation :  $Cv = \text{écart-type} / \text{moyenne}$
- Exactitude : écart entre valeur moyenne épandue et valeur visée :

TabI.5 Valeur indicative de la précision du traitement

<b>Valeur indicatives</b>	<b>Cv</b>	<b>Exactitude</b>
Amélioration (CaO) / RO	<20%	
Stabilisation (liants hydrauliques) / CF	<10%	<5%

### 3-ARROSEUSE (photo 1b)

- "Queue de carpe" : non asservie
- À rampe : asservie ou non
- Enfouisseuse : asservie (avec enregistrement des paramètres)
- Injection d'eau sous la cloche du Pulvi-Mixer



Photo.I.1 – (a)Epandeur de liants – (b) Arroseuse Enfouisseuse.

### 4. MATERIELS DE PREPARATION

Dans le cas de matériaux granulaires, un « D » trop important vis-à-vis du traitement, peut être réduit par :

- Tri ou criblage
- Concassage (photos I.2) :
  - ✓ En place
  - ✓ À l'aide de concasseur



Photo.I.2 Concasseurs

### 5-MALAXEURS (photos I.3)

TabI.6 caractéristiques des malaxeurs utilisés pour le traitement des sols

Valeurs indicatives	CHARRUE TRACTEE		PULVI-MIXER	CENTARLE
	à disque	à socs	Rortor à arbre horizontal	
Profondeur d'action	0.15à0.20m	0.30à0.50m	0.35 à 0.45	
Limites	D<250 à 350 mm		D<80 0 100 mm	-D<50mm. -IP<12.
Traitement	Chaux		LH (et CaO)	
Destinations	RO et pré-traitement		CF- arase –remblai technique	



PhotoI.3 - Charrue à Soc / Pulvi-Mixer.

### V.3.REALISATION DU TRAITEMENT EN PLACE

#### V.3.1.ZONE DE TRAITEMENT/

Le tableau suivant résume les différentes opérations utilisé pour le traitement des sols :

TabI.7 différentes opérations de traitement des sols

	A l'extraction	Sur le lieu d'emploi
	Chargement, transport et réglage du matériau traité	Approvisionnement du matériau non traité
Opération communes	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Réalisation d'une planche de convenance.</li> <li>✓ Réception altimétrique du support.</li> <li>✓ Réglage de la couche traitée par enlèvement de matériau.</li> <li>✓ Respect du délai de maniabilité (épandage du liant /fin du compactage.</li> </ul>	
Avantages	-Epaisseur traitée uniquement fonction du malaxeur. -Homogénéité de traitement sur toute l'épaisseur.	- peu d'opérations pendant le délai de maniabilité (traitement mise en œuvre). -maitrise de l'homogénéité du traitement sur l'épaisseur de la couche traitée.
Inconvénients	-Chargement de matériau non	-réglage altimétrique de la

	traité ou perte de matériau traité lors du chargement. -nombreuses opérations pendant le délai de maniabilité (traitement-chargement-transport-réglage.)	couche de forme avant traitement. -traitement en 1 couche limitée à 0.40m (limite du compacteur.)
--	---	--

## 2-/ARROSAGE

si nécessaire et pour obtenir la teneur en eau de traitement.

## 3-/. EPANDAGE DES LIANTS

### Quantité à épandre : Q (kg/m<sup>2</sup>)

$$\text{Épaisseur (m)} \times \text{masse volumique sèche} \times (\text{dosage\%} / 100 - \text{dosage\%}) \times 1000.$$

### Délai de mise en oeuvre :

- prétraitement CaO / traitement LH : 1 à 2 h minimum
- épandage LH / malaxage : immédiat pour respecter le « délai de maniabilité ».

## 4-/ MALAXAGE :

### Épaisseur traitée :

- < 0.40 m : une couche
- Au-delà : 2 ou plusieurs couches.

### Qualité du malaxage :

- Homogénéité de couleur
- Finesse de la mouture (fraction fine argilo-limoneuse) :
  - ✓ D mm < 80 à 100 m pour amélioration
  - ✓ D mm < environ 20 mm pour stabilisation.

## 5-/COMPACTAGE

- **Caractéristiques** : selon les directives du GTR (q3 pour une couche de forme)
- **Le compactage doit être terminé** avant la fin du délai de maniabilité du liant

## 6-/REGLAGE

- Il doit se faire **par enlèvement** de matériau (photo 5) :
  - ✓ Niveleuse : nivelette – guidage sur fil - laser - GPS
  - ✓ Raboteuse : guidage sur fil - laser – GPS.
- **Tolérances** altimétriques (couche de forme) : +/- 3 ou +/- 2 cm (à +/- 1 cm)

## 7-/ENDUIT DE CURE

But : éviter, avant la prise, le dessèchement du mélange en surface :

- Répandage dans la même journée que le traitement
- Composition : émulsion à 60 ou 65% de bitume
- Gravillonnage : en cas de circulation





photoI.4 Compactage- Réglage

## 8-/ CONTRÔLES/

- **teneur en eau :**
  - ✓ Sur matériau naturel
  - ✓ Après chaque arrosage
  - ✓ Après traitement
- **Liants :**
  - ✓ Quantité épandue : bac / bouclage journalier
  - ✓ Réactivité de la chaux
  - ✓ Prélèvements conservatoires
- **Suivi du malaxage :**
  - ✓ Épaisseur
  - ✓ Homogénéité
- **Compactage :**
  - ✓ Q/S
  - ✓ densités et teneurs en eau en place : Gammadensimètre
- **Réception :**
  - ✓ Topographique : altimétrie
  - ✓ Géotechnique : déflexions

## 9-/. PRECAUTIONS/

- **Réglage altimétrique de l'arase**
- **Arrêt du traitement en fonction de :**
  - ✓ Précipitations
  - ✓ Vent : si  $v >$  environ 40 km / h
  - ✓ Température (influence directe sur la cinétique de prise) :
    - Si, au moment du traitement, la  $T^{\circ}$  du sol  $< 5^{\circ}$
    - Pendant la période hivernale : novembre à février (suivant régions et dosages)

## 10-/RENDEMENTS INDICATIFS MOYENS

- **Charrue : 4500 m<sup>2</sup> / h (1 passe à 2500 m / h)**
- **Pulvi-mixer : 1200 m<sup>2</sup> / h (1 passe à 600 m/ h)**
- **Réglage à la niveleuse :**
  - ✓ Arase : 1000 m<sup>2</sup> / h
  - ✓ Couche de forme : 600 à 800 m<sup>2</sup> / h.

**2ere partie:****RENFORCEMENT DES OUVRAGES GEOTECHNIQUE****II.1 TROUCTION :**

L'amélioration des sols est souvent opérée pour augmenter leur résistance, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que diminuer leur compressibilité et la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme dans le cas des sols expansifs.

Les techniques d'amélioration et de renforcement des sols les plus utilisées dans la réalisation des structures en terre sont:

1. *Méthodes Physiques* (traitement thermique, congélation)
2. *Méthodes Chimiques* (traitement à la chaux et au liants hydraulique vue (1ere partie) certaines injections, échanges d'ions,.....)
3. *Méthodes mécaniques* (statiques: préchargement, dynamique: Vibrocompactage, explosifs, consolidation dynamique)
4. *Inclusions* (colonnes ballastées, pieux battus, picots, géosynthétiques, clouages)
5. *Méthodes mixtes* (injections de suspensions, pieux de chaux, .....)

Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tel que:

- les considérations économiques,
- la nature du sol à traiter,
- la durée de l'opération,
- la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que
- les conditions d'environnement,

L'amélioration des sols peut être réalisée de deux façons différentes:

**Sans apport de matériaux**

*Dans le cas des sols grenus*, la densification du terrain par vibration ou compactage est la source d'amélioration des caractéristiques du terrain.

*Dans le cas des argiles*, c'est le préchargement des terres, éventuellement accéléré par un réseau de drainage qui provoque une augmentation des caractéristiques du sol en place

**Avec apport de matériaux**

L'introduction de matériaux consiste en la réalisation dans le terrain compressible d'inclusions rigides (ou semi-rigides) verticales disposées suivant un maillage de surface régulier.

Les matériaux d'apport sont naturellement de bonne qualité, le plus souvent secs et pulvérulents ou à base de coulis de ciment durcissant.

Le domaine d'application des sols améliorés est aujourd'hui très vaste, il est possible de construire:

- Des aéroports
- Des zones commerciales
- Des complexes industriels
- Des silos de stockage
- Des raffineries (réservoirs, etc....)
- Des zones d'habitation,
- 

**II.2 METHODES DE TRAITEMENT DES SOLS FINS**

Les méthodes de traitement des sols fins (argiles molles, limons, sols organiques) sont nombreuses et variées.

Ces méthodes sont regroupées en deux familles de traitement :

- les méthodes destinées à l'amélioration des sols fins par préchargement. Elles portent sur le préchargement seul ou associé à des procédés permettant d'accélérer la consolidation, drains verticaux et tranchées drainantes, d'une part, électro-osmose, d'autre part ;
- les méthodes qui visent à renforcer les massifs de sols fins, que ce soit par la réalisation de colonnes (colonnes ballastées ou colonnes de sol traité à la chaux) ou par le renforcement de la structure du matériau (congélation, électro-injection).

### II.2.1 AMÉLIORATION DES SOLS FINS PAR PRÉCHARGEMENT :

L'amélioration des sols fins s'obtient par augmentation du degré de consolidation des sols traités. Elle a deux objectifs :

- accélérer la vitesse de tassement. Le sol traité est ainsi rendu constructible plus rapidement sans redouter, à moyen ou à long terme, des tassements absolus et différentiels importants ;
- augmenter la résistance au cisaillement. Cette augmentation améliore la capacité portante des sols.

Les méthodes d'amélioration des sols fins font toutes appel à des techniques permettant de réduire l'indice des vides, avec diminution du volume d'eau interstitiel des sols partiellement ou complètement saturés.

Il existe deux types de méthodes permettant d'améliorer un sol fin pour qu'il supporte un ouvrage dans des conditions de tassement et de stabilité données :

- *préchargement seul,*
- *préchargement associé à un réseau drainant préalablement mis en place dans le sol à traiter.*

Le préchargement consiste à appliquer au sol une contrainte égale à la charge finale, avec éventuellement une surcharge.

- Préchargement seul ou avec dispositions particulières

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge finale, augmentée éventuellement d'une surcharge, qui assure tout ou une partie des effets suivants :

- produire un rapide développement des tassements de consolidation primaire,
- provoquer rapidement l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire,
- augmenter la cohésion non drainée du sol.

Pour un préchargement avec surcharge, les deux premiers effets sont dominants ; la surcharge temporaire est enlevée lorsque les tassements provoqués sont compatibles avec le bon comportement de l'ouvrage définitif.

Le troisième effet est recherché avec une construction par étapes, lorsque la résistance initiale du sol est insuffisante pour supporter sans rupture l'ouvrage définitif et que chaque étape conduit à une amélioration permettant la réalisation de la phase suivante.

Une reconnaissance géotechnique complète du sol à traiter est nécessaire, elle fait appel aux caractéristiques de compressibilité et de résistance au cisaillement du matériau. Elle permet de calculer:

- La compensation du tassement de consolidation primaire;
- La compensation du tassement de compression secondaire;
- Le gain de cohésion non drainée,

L'augmentation du degré de consolidation est liée à l'augmentation de la contrainte effective dans le sol de fondation, ce qui peut être obtenu par :

- une augmentation de la contrainte totale
- une diminution de la pression interstitielle,

Le principe des différentes méthodes de réalisation sur chantier est donné par les schémas figures 1, tandis que les tableaux 1 et 2 décrivent ces méthodes. une diminution de la pression interstitielle

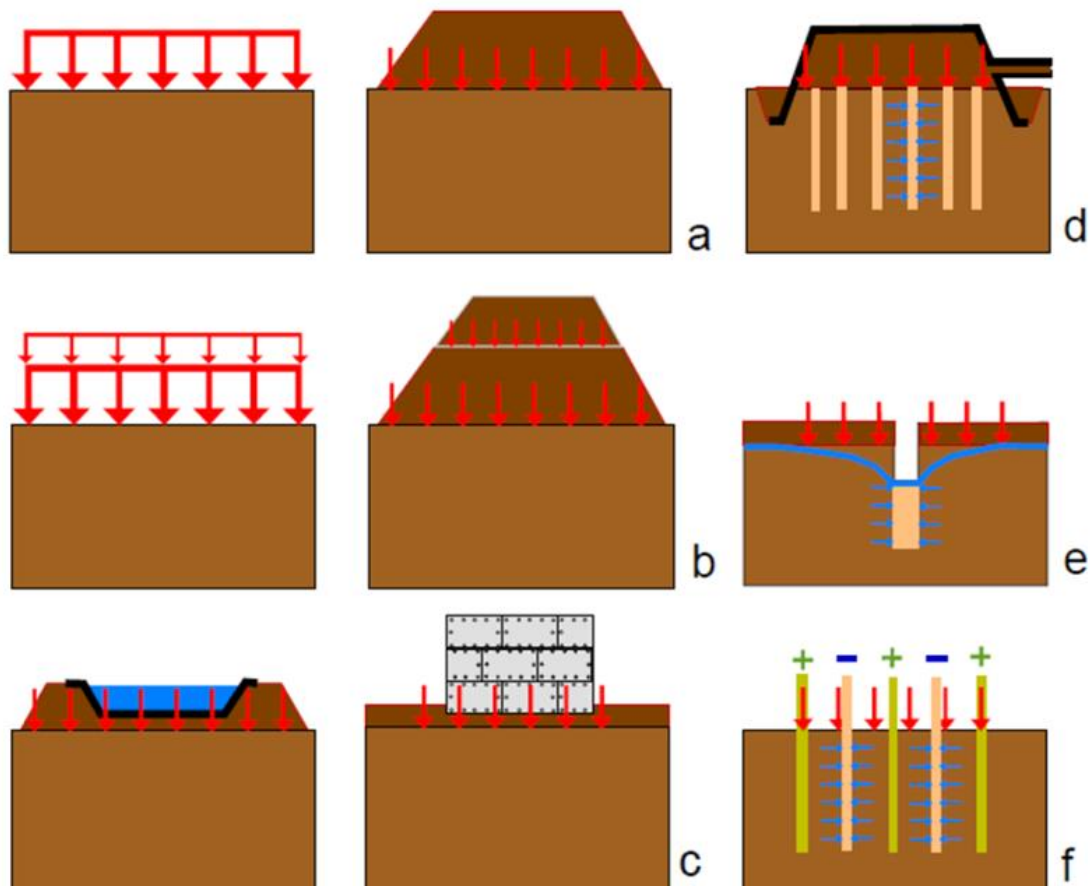


Figure.II.1- Méthodes de préchargement par augmentation de contraintes effective et diminution de pression interstitielle

Tableau II.1 Méthodes de préchargement par augmentation de la contrainte totale.

méthode	Principe	Fréquence d'utilisation	Avantages	Limites
mise en place d'une charge équivalente à la valeur finale.	La charge définitive est appliquée suffisamment longtemps à l'avance pour que la consolidation soit suffisamment avancée à la mise en service de l'ouvrage.	méthode utilisée très couramment	Théorie de la consolidation bien connue (sauf sur la prévision des temps de consolidation). Réalisation facile. Bonne homogénéité du traitement.	Charge appliquée fonction de la capacité portante du sol. Peut nécessiter un chargement par étapes. Peut demander un délai assez long pouvant être réduit par mise en place d'un réseau drainant dans le sol de fondation.
Mise en place d'une charge équivalente à la valeur définitive, plus une surcharge (préconsolidation)	La mise en place d'une charge supérieure à la charge finale permet d'obtenir un tassement, plus important dans un délai plus court. La charge en excès est enlevée dès que le tassement obtenu est jugé suffisant.	Méthode utilisée couramment.	Théorie de la consolidation bien connue. Réalisation facile. Bonne homogénéité du traitement.	Charge appliquée fonction de la capacité portante du sol. Peut nécessiter un chargement par étapes. Demande un volume de remblai supplémentaire.  Délai plus court que celui de la méthode précédente, pouvant être encore réduit par réseau drainant. Mise en dépôt ou réutilisation de la surcharge.
Chargement par réservoir.	Même principe que les deux méthodes précédentes.	Méthode spécifiquement adaptée aux réservoirs.	Théorie de la consolidation bien connue. Réalisation aisée.  Si le réservoir constitue	Peut demander un remplissage progressif du réservoir. Possibilité de réduire le délai de consolidation par un réseau drainant.

Tableau II.2 - Méthodes de préchargement par diminution de la pression interstitielle

Méthode	Principe	Fréquence d'utilisation	Avantages	Lignites
appliquant du vide	Le vide est appliqué soit dans des puits, soit dans des drains de sable à partir d'une membrane étanche recouvrant la zone à traiter	Méthode utilisée exceptionnellement	L'application du vide dans des puits amène une amélioration importante du sol. Élimination des problèmes de stabilité des remblais de recharge	Méthode coûteuse nécessitant des équipements et un personnel spécialisé applicable aux sols relativement profonds de traitement limitée à 7 m. Tassements non homogènes.

Abaissement du niveau de la nappe	La rabattement de la nappe dans un sol compressible provoque des tassements	Methode peu courante	Cette méthode est plutôt une résultante de travaux provoquant ou nécessitant un rabattement de nappe.	Peut provoquer des tassements importants du sol subissant le rabattement .Tassements non homogènes.
Electrosmose	Une différence de potentiel appliquée entre une anode et une cathode provoque un écoulement d'eau vers. La cathode	Méthode utilisée exceptionnellement	Sous réserve de bien maîtriser les paramètres de traitement, la méthode est efficace .elle est utilisée la plus souvent en travaux provisoires.	Méthode couteuse demandant des équipements spéciaux et un personnel spécialisé. utilisables dans les argiles et limons avec $k < 10^{-6}$ m/s. Difficultés pour prévoir les paramètres et les effets du traitement .traitement non homogène qui n'est pas irréversible si le sol n'est pas chargé

- Préchargement par le vide (consolidation atmosphérique) :

Cette technique, simple dans son principe, consiste à disposer sur le sol une membrane étanche et ensuite à créer le vide par pompage sous la membrane. La pression atmosphérique est ainsi utilisée comme une surcharge équivalant à un remblai de 4,5 m d'épaisseur ou 10 m d'eau. Elle permet de réaliser en moins de 6 mois la préconsolidation des terrains fortement compressibles.

Cette simplicité apparente cache un certain nombre de difficultés pratiques

- Étanchéité périphérique
- Mise en place de drains verticaux et horizontaux
- vidange des drains pour que l'équivalence entre préchargement et consolidation par le vide soit réelle.

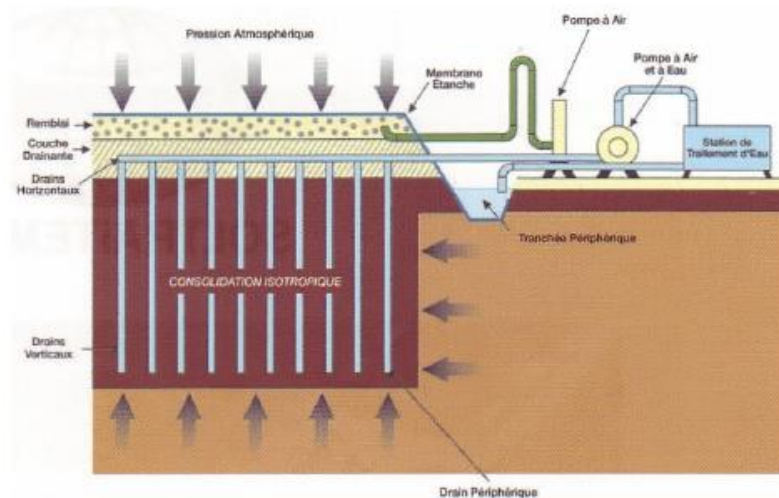


Figure II.2- Principe de la consolidation atmosphérique



Figure II.3.1-Etanchéité périphérique vue d'un chantier en cours de pompage



Figure II.3.2- Etanchéité périphérique vue d'un chantier en cours de pompage

- Préchargement associé à un réseau drainant :

Les réseaux drainants sont constitués par des drains verticaux ou des tranchées drainantes, mis en place dans les sols à traiter avant chargement pour faciliter le drainage horizontal. Le drainage vertical s'applique aux terrains peu perméables et permet d'augmenter considérablement leur vitesse de consolidation,

Les drains verticaux en plastique souple plats ou cylindriques, peuvent atteindre des profondeurs de 40 mètres ou plus, Selon la nature et la composition des terrains à traiter, les drains peuvent être également réalisés sous forme de colonnes de sable ou granulats.

Sous la seule pression des terres au repos, les réseaux sont inactifs ils deviennent efficaces dès que le sol est chargé. Les réseaux drainants ont pour seul but d'accélérer l'évolution de la consolidation entraînée par le préchargement.

Les recherches récentes montrent que les drains sont d'autant moins efficaces que les sols contiennent plus de matière organique et qu'il est ainsi attendu des tassements de compression secondaire,



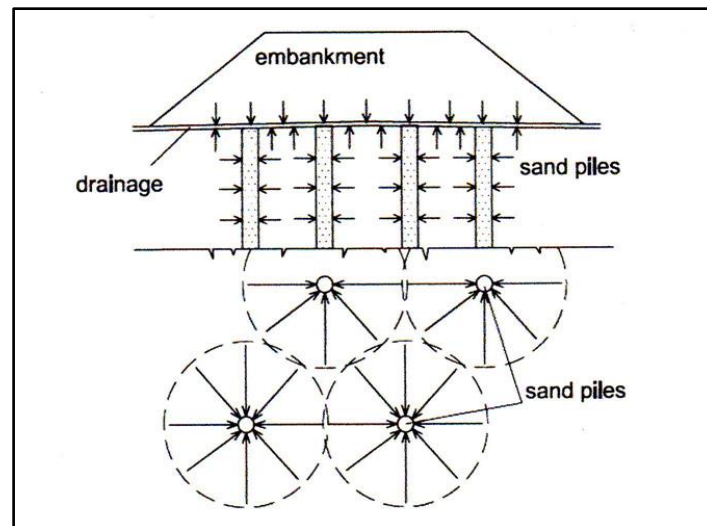


Figure II.4. Écoulement de l'eau avec et sans drain

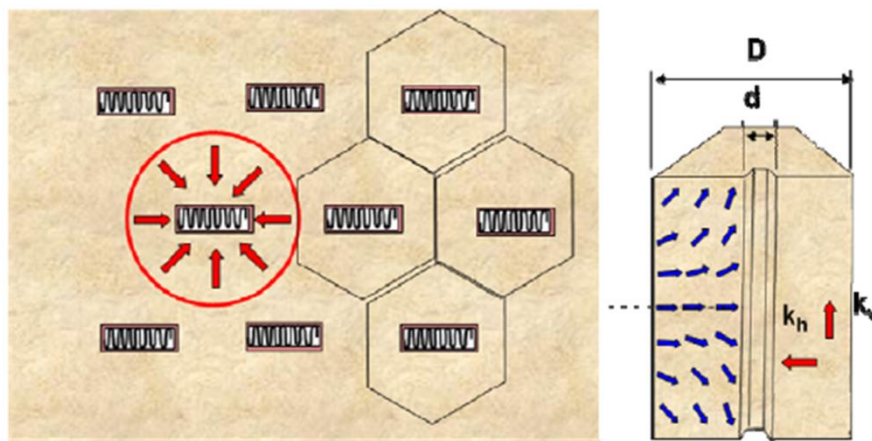


Figure II.5. Schéma de Principe des drains verticaux

Les études de consolidation au laboratoire sont conduites sur des oedomètres à

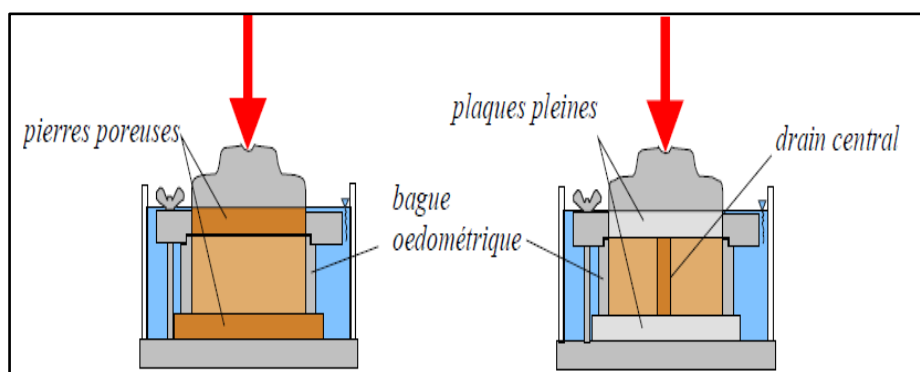


Figure II.6 Oedomètres avec systèmes de drainage

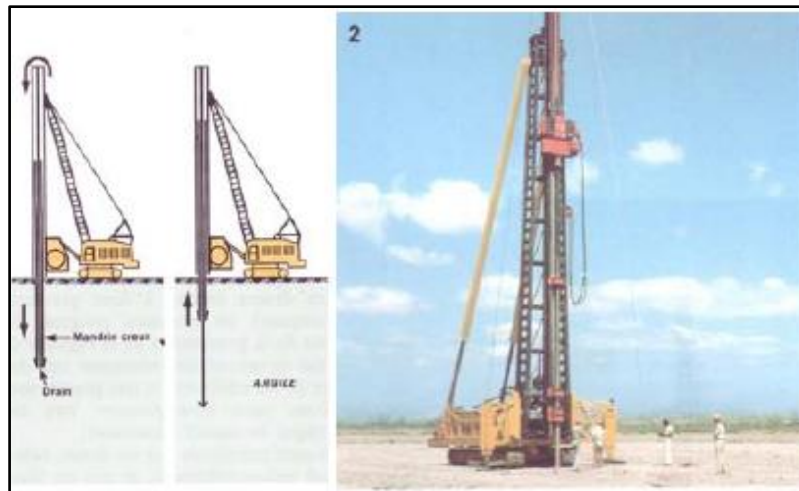


Figure II.7.1 Mise en place et fonctionnement du drain



Figure II.7.2 Mise en place et fonctionnement du drain

- Préchargement avec électro-osmose/

Cette technique très délicate et coûteuse est rarement utilisée.

Le principe consiste à appliquer une différence de potentiel au sol fin, généralement saturé, qui provoque un écoulement de l'eau interstitielle de l'anode (pôle +) vers la cathode (pôle -)

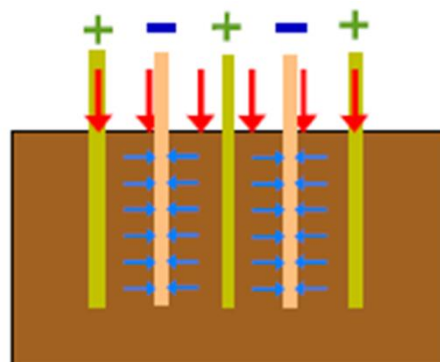


Figure II.8. Electro osmose dans un sol

Appelée également électro drainage, cette manifestation de l'électro osmose provoque les effets suivants:

- La diminution globale de la teneur en eau, ce qui accélère la consolidation et l'augmentation de cohésion non drainée du sol.
- l'augmentation locale de la teneur en eau à la cathode qui peut être utilisée pour réduire le frottement négatif sur des fondations profondes.
- Le domaine d'application de l'électro-osmose concerne les limons et les argiles.
- L'électro-osmose peut également être utilisée pour faire migrer des ions à l'intérieur d'un sol dont la très faible perméabilité ne permettrait pas d'introduire par les méthodes classiques d'injection cette méthode, appelée électro-injection ou traitement électrochimique, entre dans le cadre du renforcement des sols fins.

## II.2.2 RENFORCEMENT DES SOLS FINS :

L'objectif du renforcement des sols fins est de modifier le massif de sol, soit par substitution partielle avec matériau de meilleures caractéristiques, soit par transformation de la structure du sol.

Cet objectif peut être atteint grâce à la mise en œuvre de méthodes très différentes

1. Une substitution partielle qui est obtenue par réalisation de colonnes verticales traversant le massif de sol. Ces colonnes sont constituées, soit d'un matériau rapporté grenu, très perméable et à fort angle de frottement interne (type "ballast") compacté en place (colonnes ballastées), soit du matériau du site lui-même traité en place, le plus souvent à la chaux vive.
  2. Une transformation de la structure du sol obtenue soit par action temporaire sur l'eau interstitielle par traitement thermique (congélation), soit par action sur la structure argileuse à laquelle on fixe des ions stables apportés par filtration sous l'action d'un courant électrique continu (électro-injection).
- Renforcement par colonnes ballastées

Les colonnes ballastées est technique développée dans les années 60 elles sont destinées au renforcement de massifs d'argile ou de limon elles sont réalisées en deux temps

- On réalise d'abord un forage, dont la profondeur peut atteindre 15 à 20 m, d'un diamètre de 0,6 à 1 m, à l'aide d'une "pointe vibrante".
- Le forage est ensuite rempli de matériaux grenus à fort angle de frottement interne (exemple du ballast), la colonne ainsi constituée étant compactée grâce au vibreur.

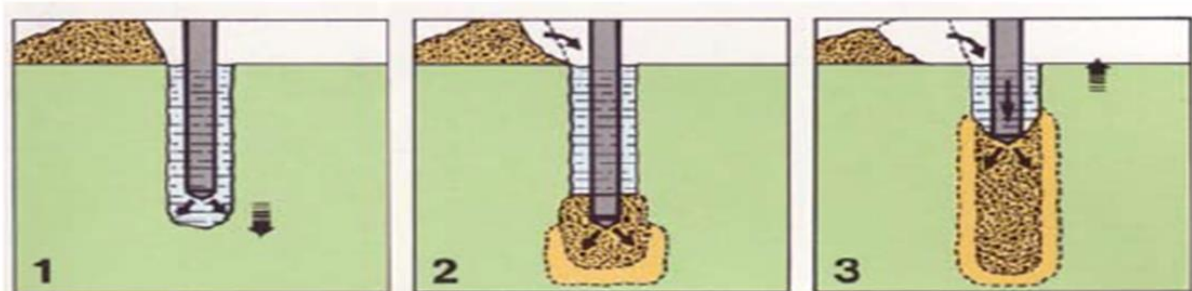
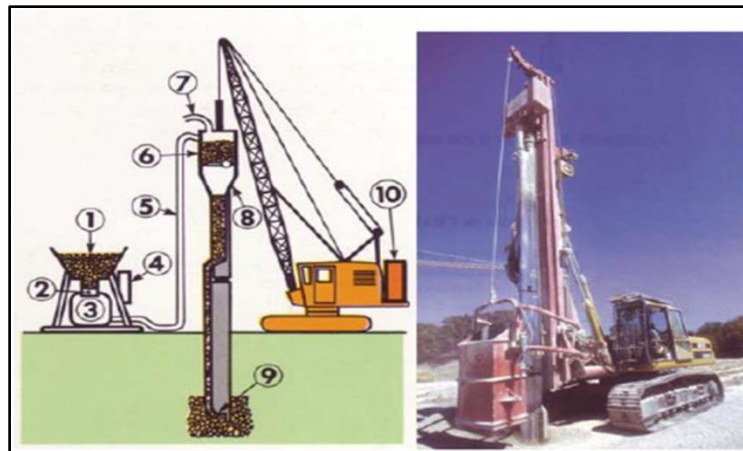


Figure. II 9. Principe de réalisation des colonnes ballastées

Les colonnes ballastées ne peuvent jouer leur rôle que si la continuité du remplissage en matériaux est bien assurée. Ce point, très important, nécessite un contrôle dont les modalités sont prévues, entre autres dispositions, dans le fascicule 13-2 des Documents Techniques Unifiés (D.T.U.)



(a)



(b)



(c)

Figure II.10 (a,b,c). Principe de réalisation des colonnes ballastées sèches

- Renforcement par colonnes de sol traité à la chaux

Dans le cas des argiles molles peu consistantes et éventuellement dans celui des limons, on peut réaliser des colonnes de sol traitées en place à la chaux vive. Cette technique a été mise au point en Suède vers 1975, pour le traitement d'argiles sensibles dont la cohésion non drainée est de l'ordre de 10 à 20 kPa.



Figure II.11. Principe de réalisation des colonnes ballastées

- Renforcement par congélation

La congélation de l'eau interstitielle d'un sol conduit à un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue.

Le procédé est d'une efficacité radicale, mais d'un coût très élevé, de sorte que son emploi demeure limité aux cas d'une difficulté exceptionnelle pour lesquels les autres procédés de traitement ont été éliminés.

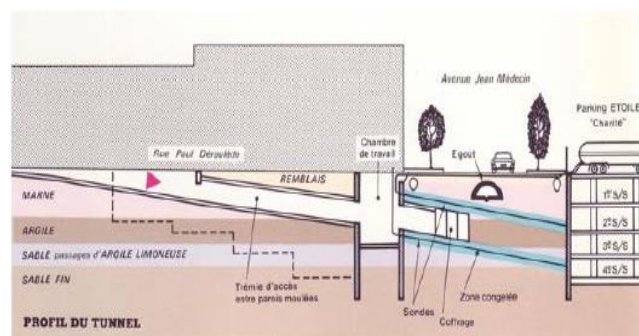


Figure II.12. Traitement par congélation à Nice d'une zone sous chaussée traversée en tunnel



Figures II.13. Traitement par congélation à Vienne sous bâtiment pour tunnel de métro

- Renforcement par électroconsolidation/

La circulation du courant électrique dans le sol peut également être utilisée pour faire migrer dans celui-ci des ions que la faible perméabilité du sol ne permettrait pas d'introduire par filtration hydraulique ou par injection.

On renforce ainsi la structure du sol avec des ions provenant soit de barres de fer, soit de solutions de silicate de sodium, de chlorure d'ammonium, etc. Il est important de noter que le traitement se produit à volume constant et ne perturbe donc pas les constructions voisines.

### II.3.METHODES DE TRAITEMENT DES SOLS GRENUS

Les méthodes d'amélioration des sols grenus font appel à des processus très divers:

- Densification par augmentation statique de la contrainte (préchargement) ;
- Remplissage des vides (injection);
- Dislocation de la structure, puis restructuration par des actions externes au massif (chocs du pilonnage intensif) ou internes au massif (vibrations, explosions).

Face à la complexité des phénomènes induits, les approches théoriques sont difficiles.

A ce jour, ces méthodes ont un support essentiellement expérimental ou empirique et un "ajustement" doit toujours intervenir sur le site lors de la réalisation de plots d'essais.

#### II.3.1 Préchargement

On ne développera pas en détail le principe de cette méthode déjà largement explicitée dans la partie relative au préchargement des sols fins.

Le mode de réalisation est le même mais la perméabilité élevée des sols grenus conduit à des gains de temps importants par rapport au préchargement des sols fins.

- **Pilonnage intensif (consolidation dynamique, compactage dynamique) :**

-La chute de masses destinée au compactage des sols est un procédé ancien mais les premières analyses théoriques ne datent que de 1948 (W.A. LEWIS). C'est à partir des années 1969—1970 que L. MENARD a promu cette technique sous sa forme actuelle et lui a fait connaître un développement rapide.

-Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches sur de grandes profondeurs par l'application d'impacts de très forte intensité.

-Elle nécessite l'emploi de masses de 15 à 40 tonnes en chute libre d'une hauteur de 10 à 40 mètres.



Figure II.14. Engin de compactage (150kN tombant en chute libre de 25m) Aspect d'un chantier avant comblement des cratères

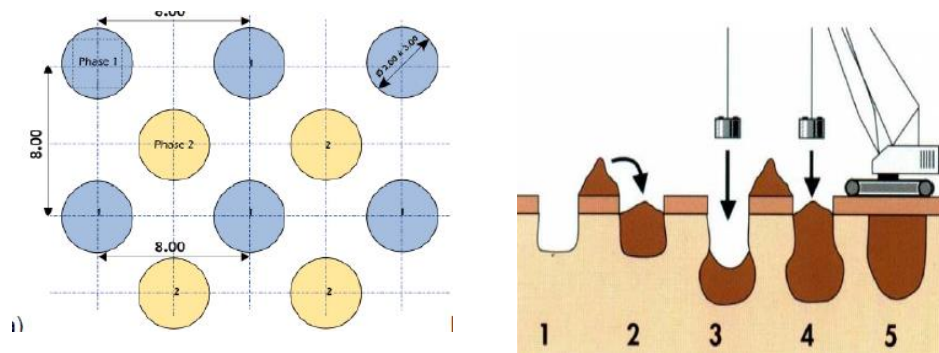


Figure II.15. Points d'impact d'un compactage dynamique



Figure II.16. Exemple de compactage dynamique à Abou Dhabi

- **Compactage par explosifs :**

Cette technique est originaire d'U.R.S.S par Ivanov où la première application rapportée date de 1936. Depuis, plusieurs chantiers importants ont été réalisés dans ce pays et quelques réalisations ont vu le jour aux U.S.A., en Pologne, en France et aux Pays Bas.

-Cette technique vise à augmenter les caractéristiques physiques et mécaniques des sols grenus à la suite d'explosions provoquées au sein du massif à consolider, lesquelles ont une action complexe sommairement décrite ci-dessous :

-la cavité gazeuse et les ondes de choc créées lors d'une explosion se diffusent dans le massif en provoquant la destruction du squelette du sol, dont les grains connaissent un réarrangement plus ou moins rapide et plus ou moins important

- **Vibrocompactage.**

Cette technique est employée depuis de nombreuses années (depuis les années 1930) dans divers pays. Elle consiste à provoquer une vibration entretenue dans le sol à l'aide d'une pointe vibrante, sous l'effet de cette vibration et des cisaillements induits, les forces de frottement entre les particules de sol sont réduites, cela autorise une restructuration qui augmente la densité initiale du matériau.

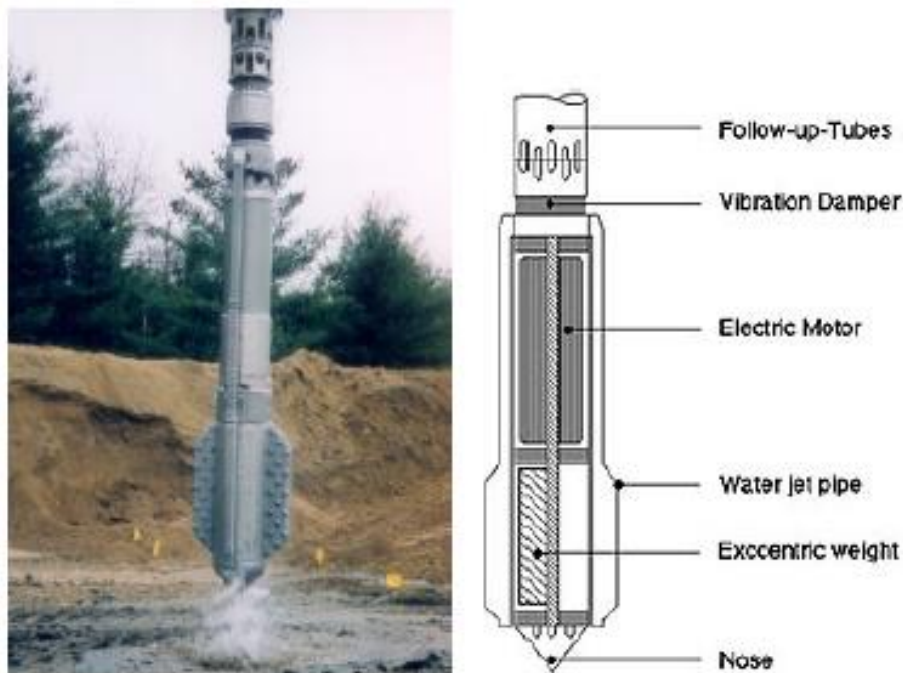


Figure II.17. Vibreur



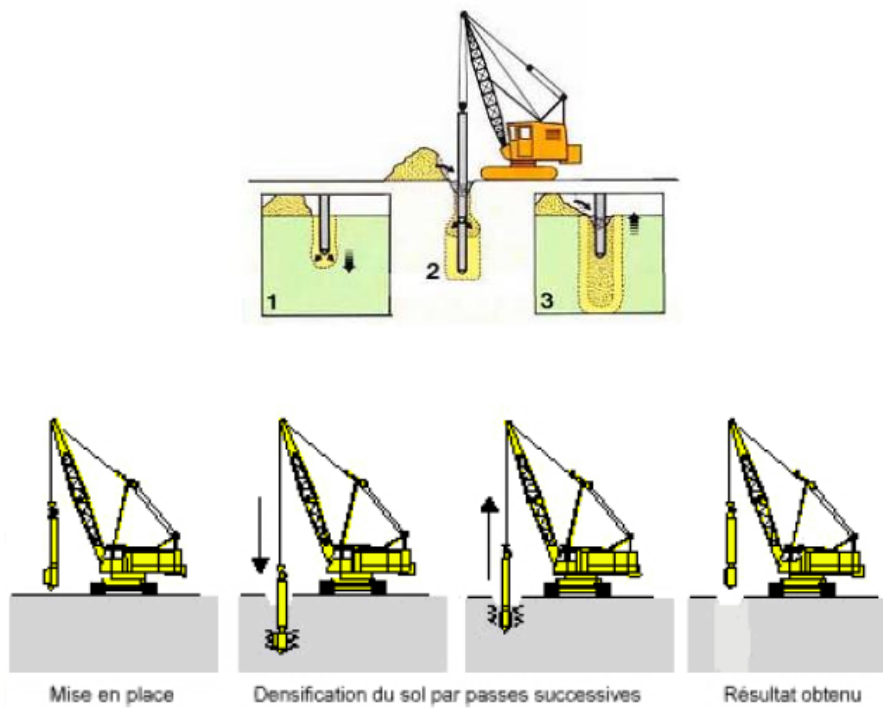


Figure II.18. Mise en place, densification du sol par phases successives



Figure II.19. Liquéfaction du sol

### II.3.2. Injection :

Certaines situations particulières appellent un renforcement par remplissage des vides naturels ou créés artificiellement on a alors recours aux injections dont le rôle est, soit d'étancher, soit d'améliorer les caractéristiques initiales d'un massif de sol ou de roche.

L'amélioration des propriétés d'un sol à la suite de l'injection d'une substance chimique dépend essentiellement de la façon dont ce produit se met en place dans le massif. On distingue, à cet égard, trois modes d'injection :

- l'injection par imprégnation des vides existants par un coulis fluide. Le coulis pénètre ainsi dans des fissures ou dans des vides inter particulaires,
- l'injection par claquage du massif et remplissage par un coulis fluide : c'est l'injection sous pression qui provoque elle-même l'ouverture des fissures dans lesquelles se placera le coulis
- l'injection par serrage de coulis épais, qui ne circule pas, mais se place dans les cavités résultant du refoulement de matériau que provoque cette injection.

## CONCLUSION :

*Les techniques d'amélioration de sols sont très importantes. L'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traité (granulométrie, composition, teneur en eau). Il existe un grand nombre de procédés différents, le but est de trouver la solution la plus efficace et la plus économique.*

*Les traitements peuvent avoir un caractère définitif ou provisoire pendant la phase chantier. Ces techniques restent assez onéreuses car il faut des entreprises spécialisées.*

## II.4 TERRE ARMEE :

### Introduction

Cette partie concerne la technique de renforcement des sols par éléments d'inclusion flexibles. Une étude détaillée de l'histoire de la terre armée à travers les âges, le domaine d'application dans les constructions modernes ainsi que les théories d'analyse de stabilité des structures de soutènement basées sur l'équilibre limite des systèmes.

Les principes de base des techniques de renforcement des sols sont simples à comprendre et ont été utilisées par l'homme depuis l'antiquité.

Récemment il y a eu un intérêt grandissant à ce sujet surtout après le travail pionnier de l'ingénieur et architecte français HENRI VIDAL qui a eu le mérite d'expliquer scientifiquement le principe des sols renforcés pour la première fois. Ses travaux ont été publiés vers les années 1960 et un brevet au nom de *la terre armée* lui a été attribué.

Les principaux avantages de ce type de matériau composite dans la construction en génie civil sont: la réduction des coûts et la flexibilité dans la réalisation des grands ouvrages en terres en plus de la simplicité des principes de base.

La technique des renforcements des sols appelée actuellement *La Terre Armée* est devenue une spécialité à part entière dans la filière de géotechnique. Très peu d'ouvrage utilisant cette technique ont été réalisés en Algérie et il est à présent temps de penser à former nos étudiants dans ces nouvelles techniques de construction.

### 2.4.1. STRUCTURE EN SOL RENFORCE

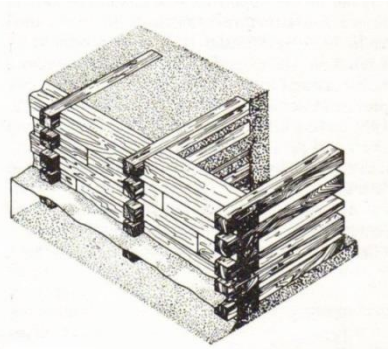
#### *STRUCTURES ANCIENNES*

Le renforcement des sols n'est pas un concept nouveau. L'homme a toujours utilisé cette technique depuis le 4<sup>th</sup> et 5<sup>th</sup> siècle BC. Les premiers exemples de terre armée sont :

- Les ziggurats de la ville ancienne d'Agar-Quf situé à 5 kilomètres au nord de Bagdad construite de briques d'épaisseurs variée (130-140mm) et renforcés de tapis de roseaux tressés posés horizontalement sur des couches de sable et de gravier espacés de 0.5 et 0.2m. Les roseaux ont été

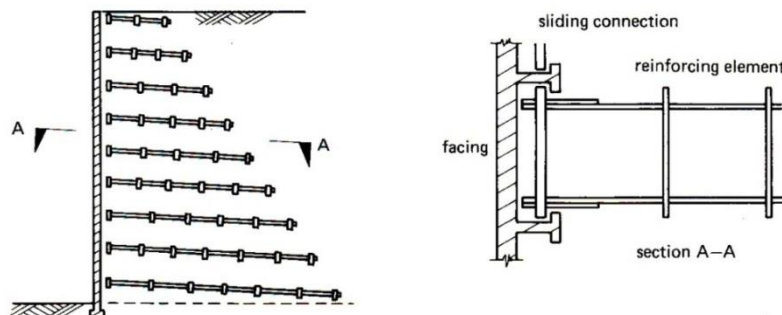
aussi utilisés pour formé une corde de 100mm de diamètre qui passe à travers la structure et joue le rôle de renforcement (BAGIR, 1944). Ces ziggurats ont actuellement 45m de hauteur. Leur hauteur initiale serait probablement 80m il y a 3000ans.

- La grande muraille de chine dont une partie a été construite 200ans BC. Le sol utilisé était un mélange d'argile et gravier renforcé de branches de bambou (tamarisk). (Department. Of Transport, 1977)
- Les romains ont utilisé cette technique pour construire des ouvrages renforcés de feuille de roseaux le long du Tiber, et des madriers et d'argile le long de la Tamise à Londres Fig. II.20.



**Figure II.20 Remblai de sol renforcé par des planches en bois (1200 B.C)**

- Les Gaulois ont aussi construit des fortifications en sol renforcé, utilisant des bûches et du remblai de sol (Duncan, 1855).
- La plus part des structures ancienne en sol renforcé concernent la construction des berges et des digues le long des rivières et des fleuves.
- Le renforcement des barrages en terre a été introduit pour la première fois par REED en 1904. Ce dernier utilisa les rails de chemin de fer pour renforcer et stabiliser des barrages d'eau en Californie. Basé sur le même principe, des barres de fer ont été utilisées à Papua vers les années 1962 et ultérieurement en Afrique du sud et en Australie.
- Le premier développement significatif en terre armée a été fait aux états unis d'Amérique par MUNSTER en 1925 Fig. II.21. Ce dernier utilisa une matrice de planche en bois et des éléments de façade légères pour la construction d'un mur de soutènement.



**Figure. II.21. Structure de soutènement de Munster (USA, 1925)**

- En 1930 l'ingénieur français COYNE introduit le mur de soutènement à échelle, qui consiste d'un remblai pulvérulent maintenu par une série de tirants flexibles galvanisés et des blocs d'ancrages à leurs extrémités Fig. II.22.
- Le système de COYNE peut être identifié comme étant le premier système moderne en sol renforcé de notre temps. Non seulement il a considéré le mécanisme de base d'adhérence mais aussi les problèmes liés à cette technique telle que la durabilité des éléments de renforcement et le phénomène de corrosion des inclusions.

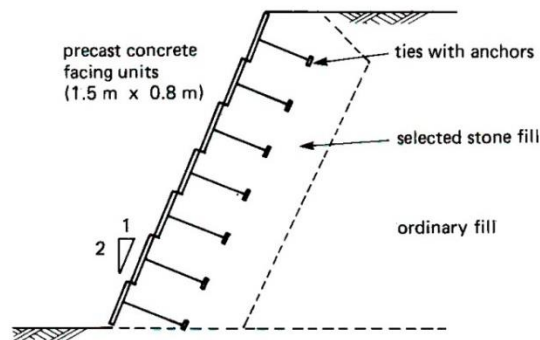


Figure II.22 Mur de soutènement à échelle à Brest en France (COYNE, 1930)

### STRUCTURES MODERNES

- Le concept moderne de structures de sol renforcé a été proposé vers les années 1940 par CASAGRANDE qui étudia le système comme étant un sol meuble renforcé par des inclusions à haute résistance placées horizontalement dans le remblai (WESTERGRAAD, 1978).
- Le renforcement des sols dans sa forme moderne a été introduit par HENRI VIDAL dans les années 1960. Son système était composé d'inclusions métalliques plates posées horizontalement dans un sol pulvérulent. L'adhérence entre les éléments de renforcement le sol sableux est entièrement assuré par le frottement généré par la gravité. Le premier mur de soutènement basé sur le système VIDAL a été construit à Menton au sud de la France en 1968 Fig. II.23.

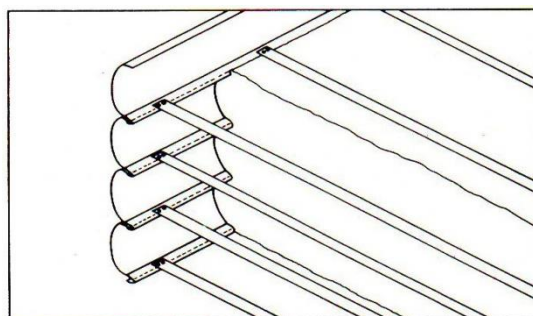


Figure. II.23 Eléments de renforcement métallique plat dans un sol pulvérulent (VIDAL, 1960)

- La première utilisation du système VIDAL aux USA était en 1972 pour réparer un glissement de terrain en Californie et en 1973 apparaît les premiers ouvrages en Grande Bretagne.
- Des éléments de façade ont été utilisés pour rendre les ouvrages plus esthétiques et attractifs. Les premiers éléments étaient en tôle métallique ondulée en forme de U suivi par la suite des éléments en béton armé cruciforme. Les éléments de façade en béton armé sont actuellement largement utilisés Fig II.24

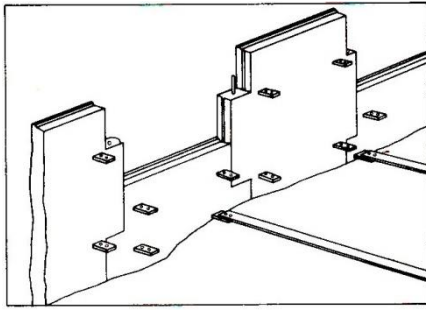


Fig. II.24 Eléments de façade en béton (1970)

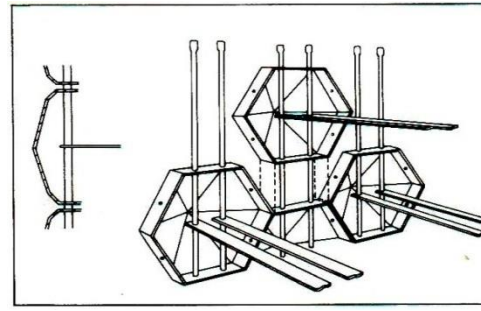


Fig II.25 York-method (1973)

- Vu les premiers succès enregistrés dans les années 1970, plusieurs sponsors se sont intéressés à cette nouvelle technique de construction. Parmi ceux là le Laboratoire des Ponts et Chaussées (LCPC) en France (SCHLOSSER, 1977), l'United States Department of Transport (WALKNSHAW, 1975) et l'United Kingdom Department of Transport (MARRY, 1977).
- Leur intervention a engendré l'introduction de plusieurs types de renforcement et une meilleure compréhension du mécanisme de transfert des contraintes sol-inclusion.
- Le développement des matériaux est directement lié au développement des ouvrages. Les premiers éléments de renforcement étaient en matière organique tel que le bois, les fibres végétales et les roseaux par la suite d'autres inclusions ont été utilisées notamment la toile comme membrane de renforcement dont la durée de vie s'avère courte.
- Ce n'est qu'avec le développement scientifique que des matériaux artificiels ont été introduit. Des treillis soudés ont été utilisés par COYNE au milieu de 18 siècles et des bondes métalliques par VIDAL qui reconnaît l'effet négatif de la corrosion Fig. II.26.

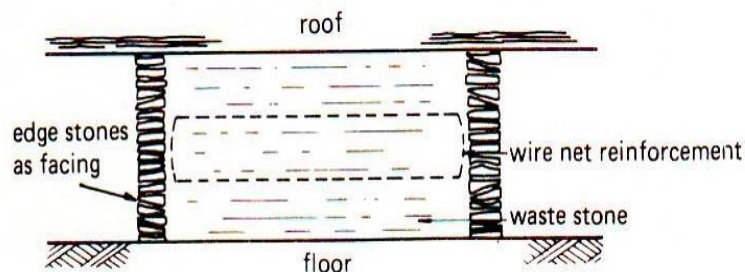


Figure. II.26 Toit de la mine de charbon renforcé par des treillis soudés à Yorkshire UK (1935)

- Cette observation importante a orienté les chercheurs et les ingénieurs à développer d'autre type de matériaux non corrodables. L'utilisation des textiles n'a pu être possible qu'après le développement des matériaux synthétiques à base de polymère.
- Suite aux travaux d'ANDREWS, McGOWN et al (1977) qui ont montré que les géosynthétiques sont des matériaux d'alternative une révolution a été faite dans ce domaine.

### 3.4. LES GEOSYNTHETIQUES

Le nom "géosynthétiques" désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol mis en application depuis une vingtaine d'années dans le domaine du génie civil, les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer

la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou.

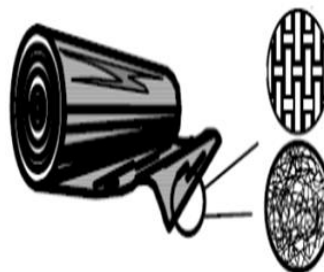
Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géosynthétiques sont les suivants :

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

Les géosynthétiques sont produit sous plusieurs formes :

#### Géotextiles (GT):

- la plupart sont fabriqués à partir de fibres de polypropylène
- fabrication de textiles standard
- tissé (slit film, monofilament ou multifilament)
- non-tissé (lié par aiguille de poing ou de la chaleur)
- caractérisée par l'ouverture et la structure poreuse
- propriétés mécaniques et hydrauliques sont très variables
- très versatile dans leur fonction principale



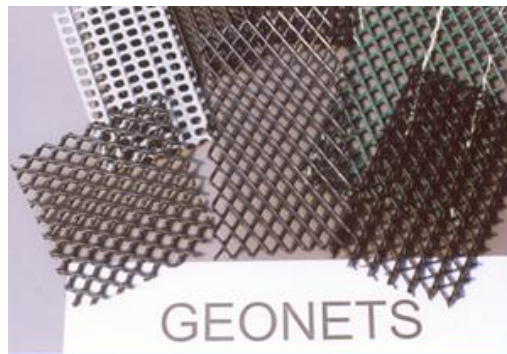
#### Géogrilles (GG)

- uni-tissées, tissé de fils ou en sangles
- structure permet aux particules de sol de s'incruster
- bidirectionnel – résistance égale dans les deux directions
- unidirectionnelle – résistance principale dans le sens de la machine
- Utilisé essentiellement dans le renforcement des structures de sol, par exemple,
- les murs, les pentes abruptes, le renforcement des couches de base et fondations



### Géonets (GN)

- fabriqués à partir de polyéthylène à haute densité
- ensembles de bandes parallèles pour former une seule unité
- biplan - le débit est égal dans toutes les directions
- triplan - débit beaucoup plus important dans la direction de la machine
- fonction est toujours dans le plan de drainage
- surfaces doivent être couvertes; généralement avec GTs



### Géomembranes (GM)

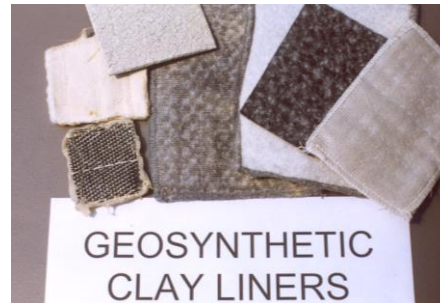
- fonction est toujours le confinement
- constitue une barrière aux liquides et aux gaz
- de nombreux types: HDPE, LLDPE, FPP, PVC, EPDM, etc.
- Les rouleaux fabriqués sont sertis in situ
- exigé par la réglementation pour le confinement des déchets
- de nouvelles applications en hydraulique et développement privés



### Geosynthetic Clay Liners (GCL)

- leur fonction est toujours le confinement
- produit est commun constitué de bentonite entre les 2 GTs
- intérieur renforcé

- produit en bentonite lié à GM est également disponible
- de nombreuses autres variantes existent
- concurrence avec ceux d'argile compactée (CCLS)
- sous un GM; il y a une doublure en composite



### Géopipe

- tuyau en plastique enterré
- fonction est toujours le drainage
- HDPE et PVC sont les plus communs
- les deux parois peuvent être lisses ou ondulés
- PEHD ondulé est énorme



### Géofaam (GF)

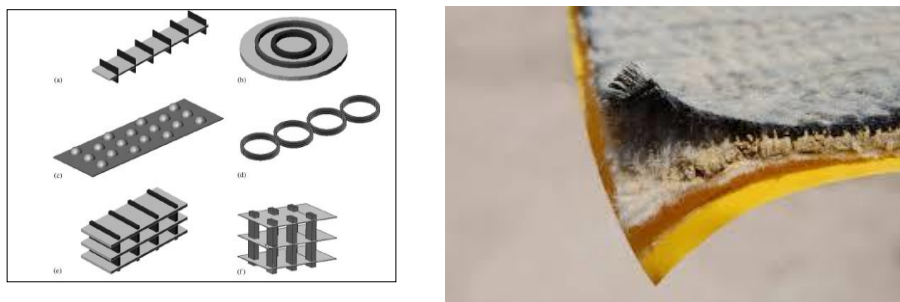
- EPS ou XPS en forme de bloc
- Remplissage léger sur sols mous ou sensibles
- allège la pression latérale sur les murs
- également utilisé pour l'isolation des sols sensibles au gel



### Géocomposites (GC)

- gamme de produits disponibles
- GT / GM; GT / GG; GT / GN, etc.
- une innovation permanente
- la fonction principale dépend du produit final





*Tableau II.3 Type de géo synthétiques et leurs fonctions*

Type	Séparation	Renforcement	Filtration	Drainage	Confinement
géotextile	√	√	√	√	
géogridde		√			
géonet				√	
géomembrane					√
géosynthétiques clay liner					
géopipe				√	
géofom	√				
géocomposite	√	√	√	√	

## 2.5 DOMAINE D'APPLICATION

Cette section illustre certaines structures en sol renforcé ainsi que les techniques et les formes les plus économiques. Chaque cas donné est une illustration du concept de renforcement des terres néanmoins il ne devrait pas être pris comme étant la solution la plus effective ou rationnelle. En pratique chaque solution doit être considérée séparément. En effet, le domaine d'application de la terre armée est illimité.

### *Construction des ponts*

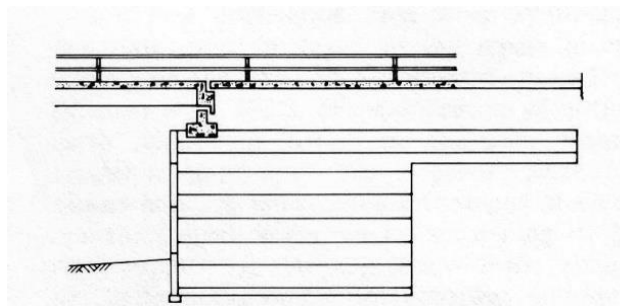


Figure. II 27.Culée de pont

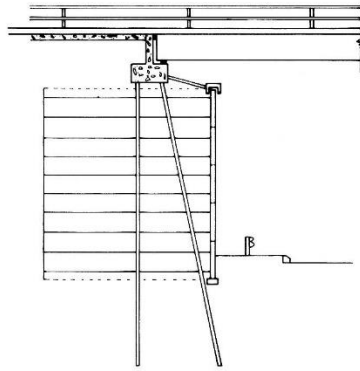


Fig. II 28. Culée de pont avec appui sur pieux

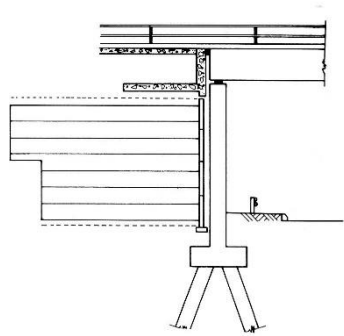


Fig. II 29. Culée de pont avec support en appui

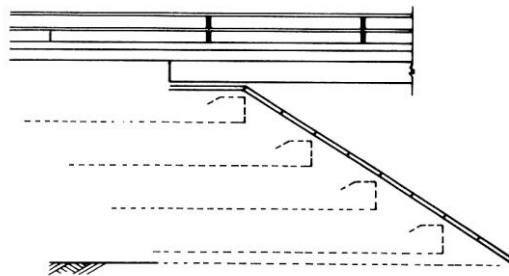


Figure. II 30. Culée de pont en pente

### *Barrages*

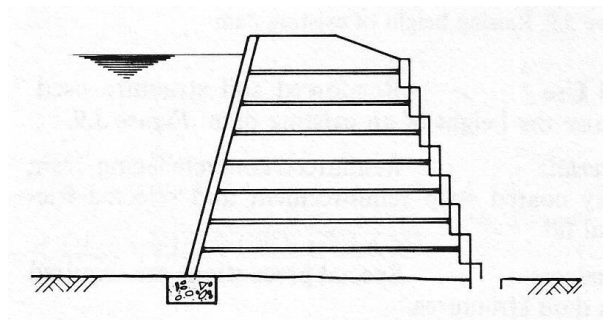


Figure. II 31. Barrage avec système de mur à échelle de COYNE

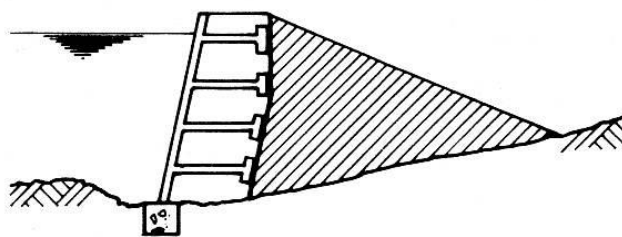


Figure. II 32. Mur à échelle de COYNE

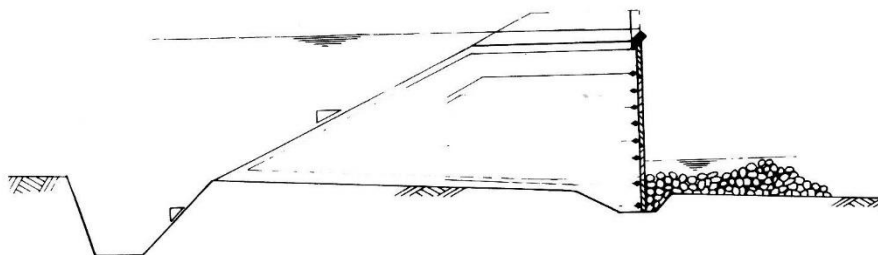


Figure. II 33. Barrage en terre renforcée

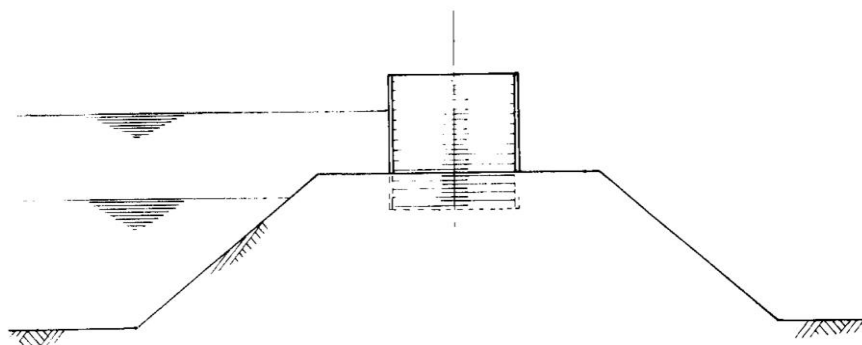


Figure. II 34. Sur élévation d'un barrage existant

### *Talus*

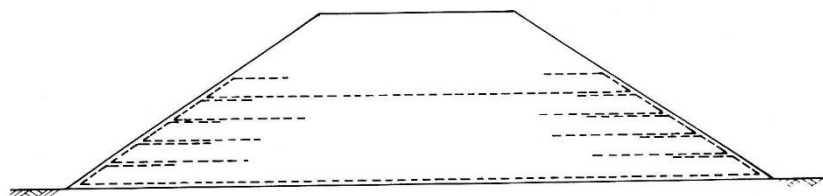


Figure. II 35. Remblai de sol stabilisé par des éléments de renforcement

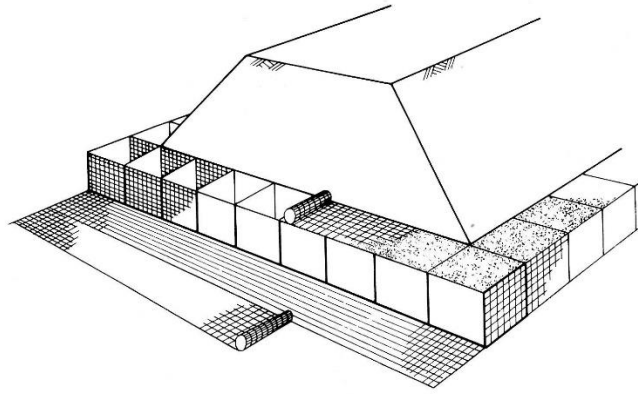


Figure. II 36. Fondation d'un remblai de sol en géocell

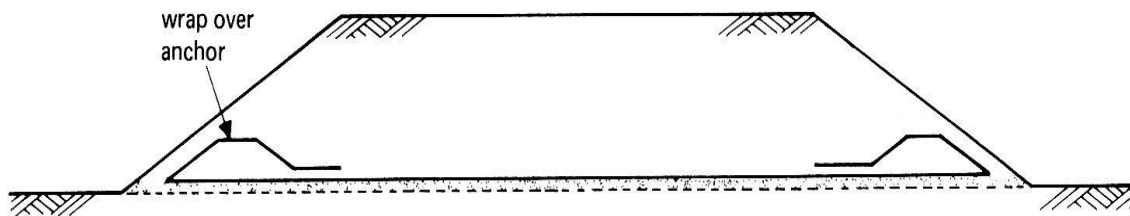


Figure. II 37. Remblai de sol renforcé avec nappe de géogridde avec retour (tirant)

### *Fondations*

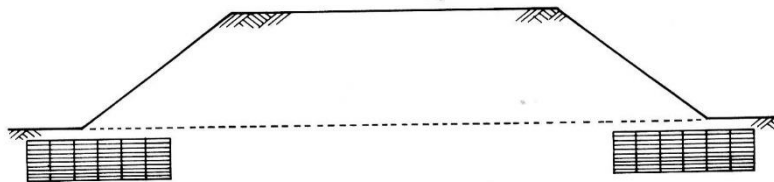


Figure. II 38. (a) Renforcement du sous-sol d'un remblai en géogridde

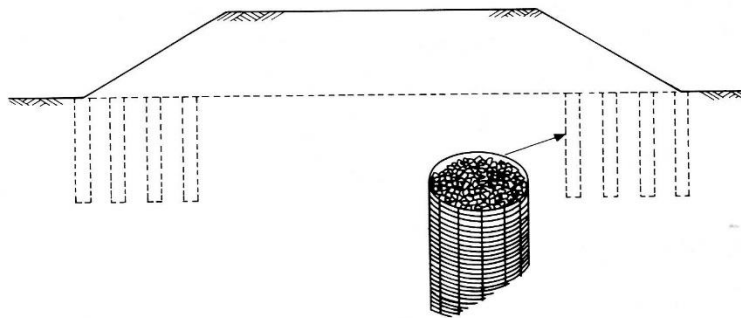


Figure II 38. (b) Renforcement du sous-sol d'un remblai en en tube de géogridde

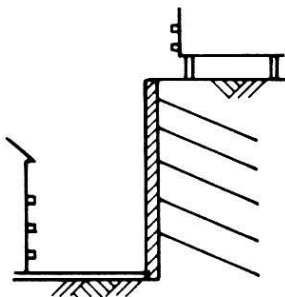


Figure. II 38. (c) Reinforcement d'une route

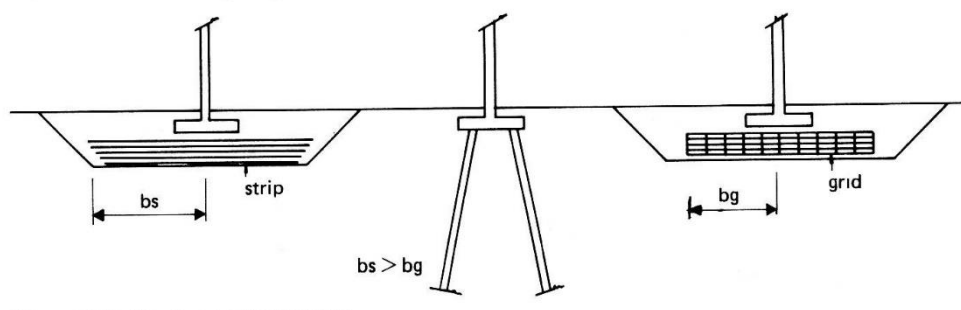


Figure. II 39. Sol de fondation renforcé

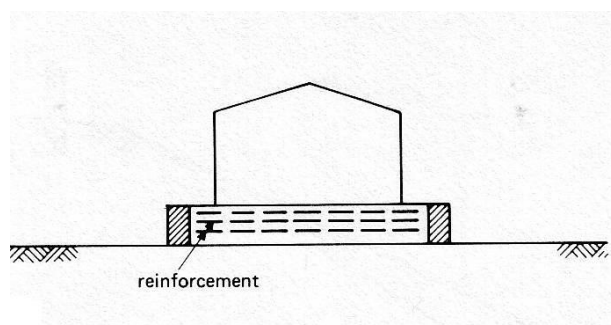


Figure. II 40. (a) Fondation renforcée d'un hangar industriel

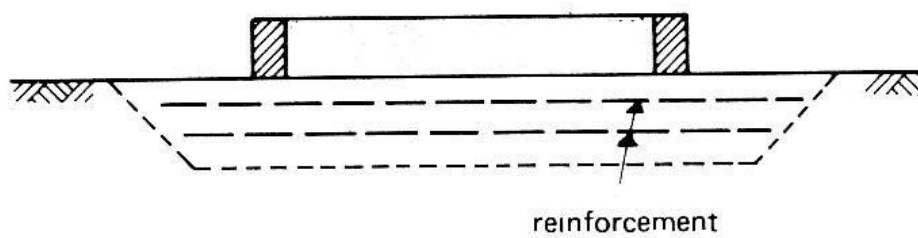


Figure. II 41. (b) Fondation renforcée sous un réservoir

## Routes

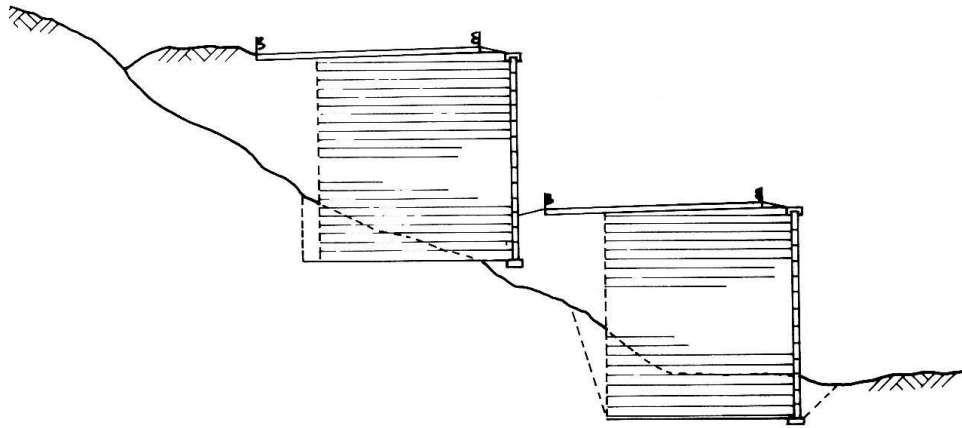


Figure. II 42. Autoroute en escalier

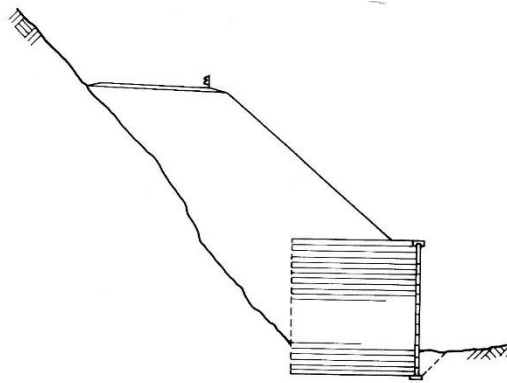


Figure. II 43. Remblai sur terrain montagneux

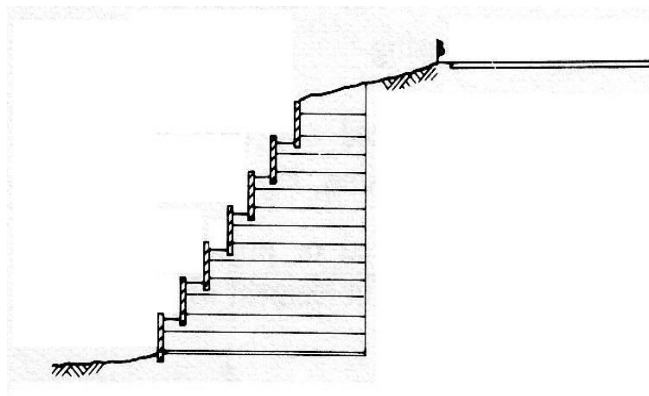


Figure II 44..a Remblai (mur de soutènement) en escaliers

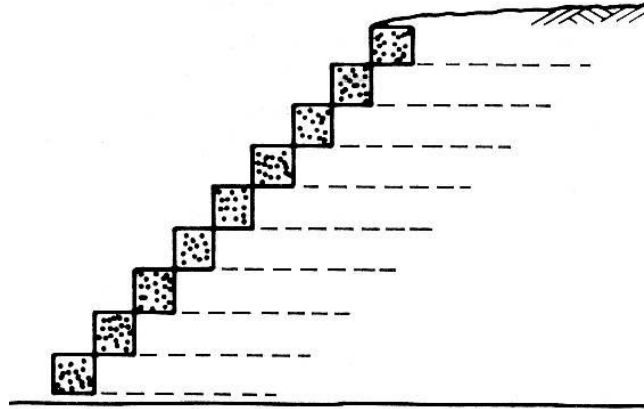


Figure. II 44.b Structure de soutènement en gabions renforcé

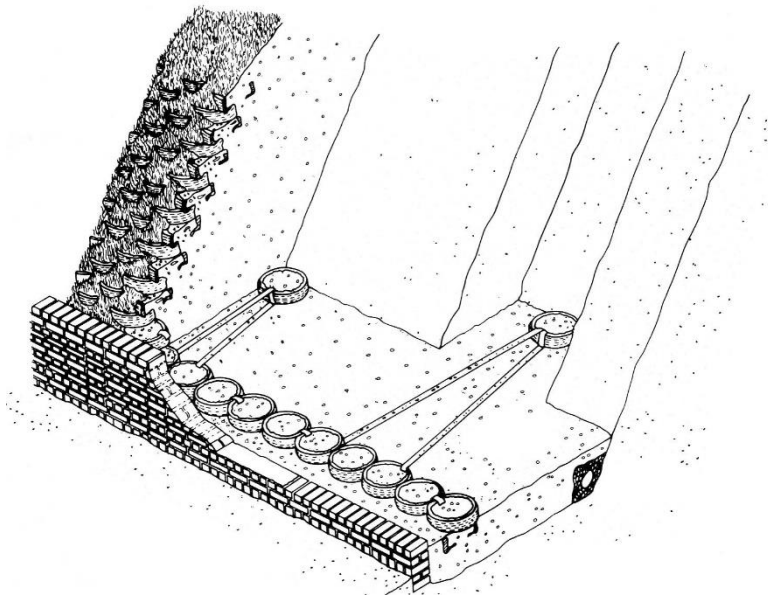


Figure. II 45. Structure en géo-pneu

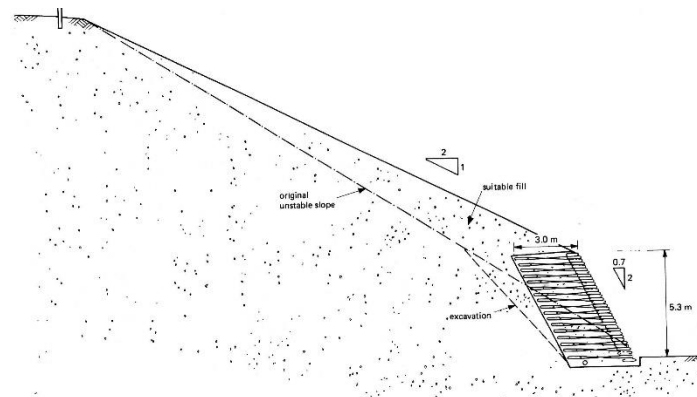


Figure. II 46 Réparation d'un glissement de terrain en géo-pneu

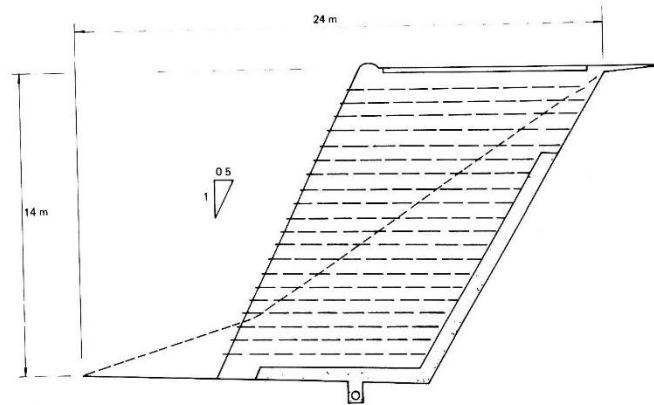


Figure. II 47 Renforcement d'une route sur talus en géo-pneu (Santa Cruz, Californie)

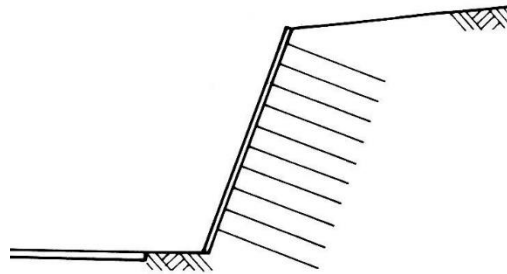


Fig. II 48. Déblai stabilisé par clouage

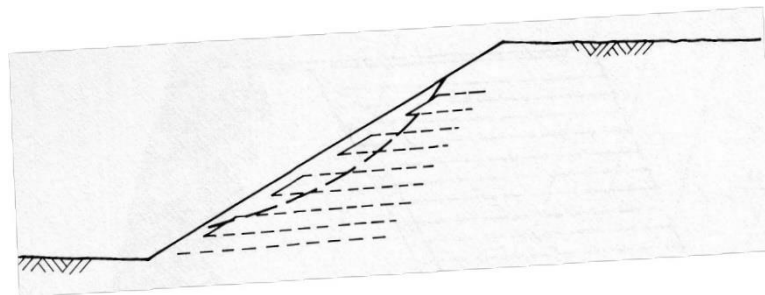


Fig. II 49. Réparation d'un glissement de terrain par éléments de renforcement

### *Habitations*

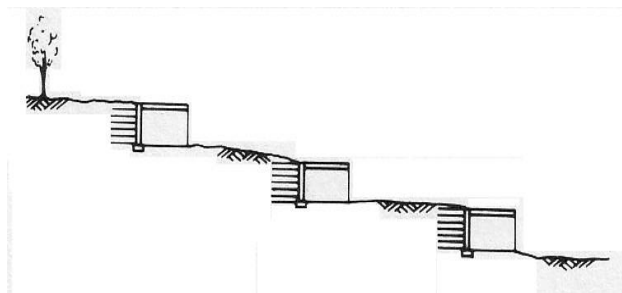


Figure. II 50. Construction d'habitation en Terrasse



## Constructions Industriels

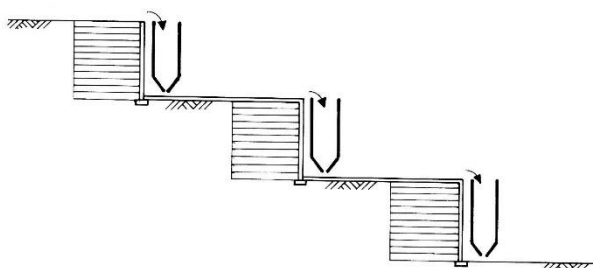


Figure. II 51. Station de concassage

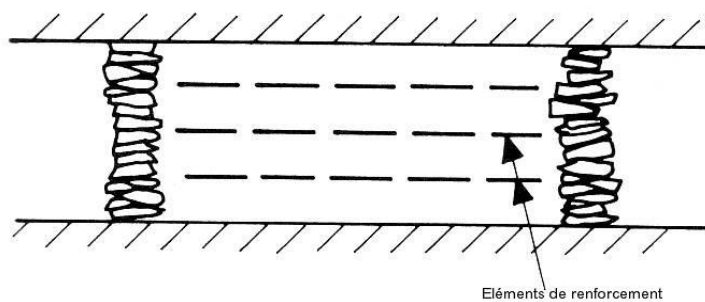


Figure. II 52. Toiture pour Mines

## Pipelines

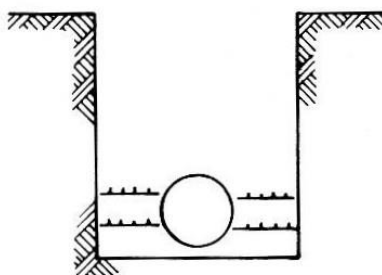


Figure. II 53. Inclusion rigide au tour de conduites souterraines

## Chemin de fer

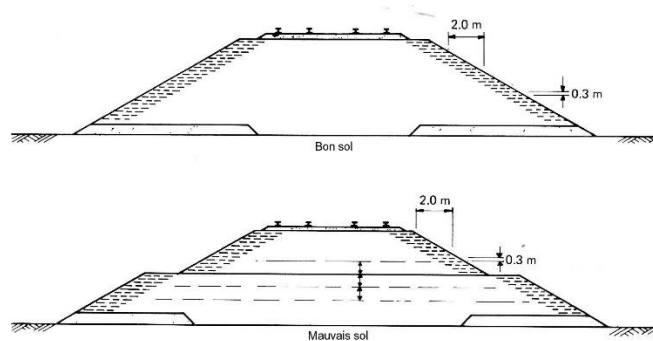


Figure. II 54. Lignes de chemin de fer au Japon

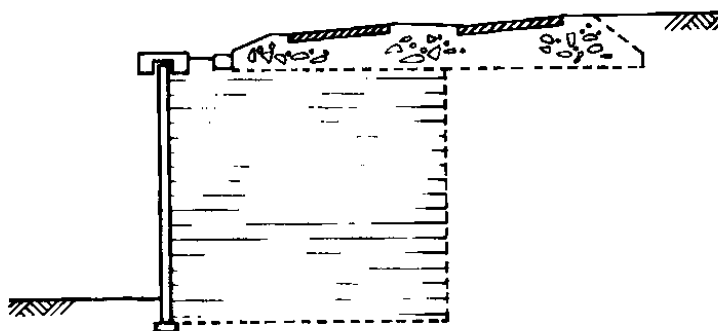


Figure. II 55.Soutènement de ligne de chemin de fer

### *Système des pieux*

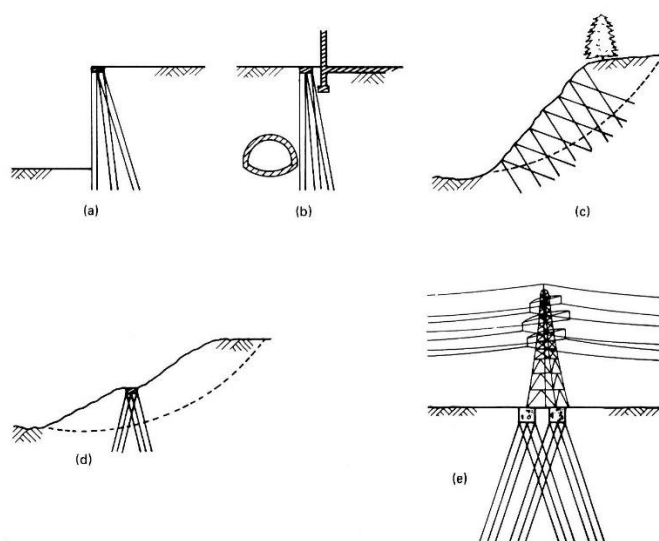


Figure. II 56 Pieux en géocell

### *Quai*

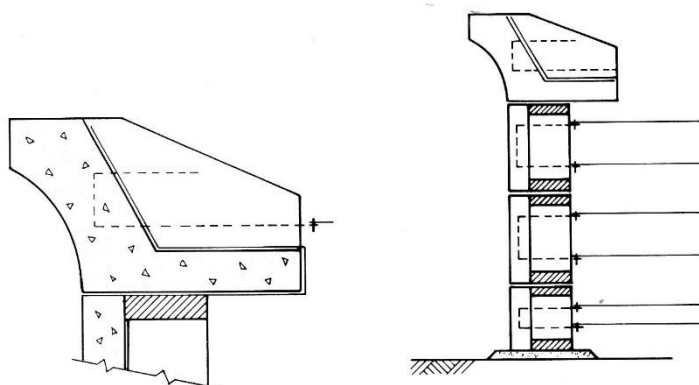


Figure. II 57.Mur de Quai

## *Structure souterraines*

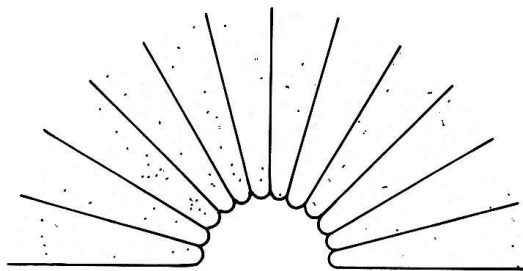


Figure. II 58. Construction des tunnels

### **II.4.4. THEORIE ET STABILITES**

#### **II.4.4.1. FACTEURS AFFECTANT LA PERFORMANCE ET LE COMPORTEMENT DES SOLS RENFORCES**

Le comportement des structures en sol renforcés dépend de plusieurs facteurs dont :

##### ***Eléments de Renforcement***

*Forme*

*Distribution des contraintes le long des inclusions*

*Propriétés de la surface*

*Dimension*

*Résistance*

*Raideur*

##### ***Distribution des renforcements***

*Position (Localisation)*

*Orientation*

*Espacement*

##### ***Sol***

*Granulométrie*

*Teneur minérale*

*Propriétés des sols*

##### ***Etat des Sols***

*Compacité*

*Les contraintes géostatiques*

*Etat de contraintes*

*Degré de saturation*

##### ***Construction***

*Géométrie de la structure*

*Méthode de compactage*

*Systèmes de construction*

*Durabilité*

### **II.4.5 METHODES DE CALCUL :**

L'action des inclusions dans le sol renforcé peut être expliqué par le model simple de la figure II .59..

La figure (a) montre une masse de sol semi infinie soumise à l'action d'une contrainte verticale uniforme qui tends à déformer l'élément de sol et mobiliser une contrainte horizontale égale dans le sol environnant. Sa magnitude est directement proportionnelle à son expansion latérale.

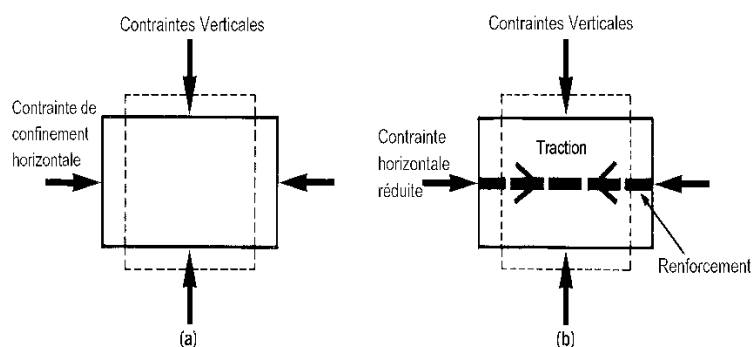


Figure. II 59. Model simple de sol renforcé

Lorsque le même élément de sol est renforcé, comme le montre la figure (b), l'interaction entre le sol et l'inclusion génère une force de confinement de traction dans l'élément de renforcement. Cette force de traction en plus des contraintes horizontales dans le sol environnant, maintient l'équilibre de l'élément de sol et lui donne ainsi une pseudo-cohésion.

La contribution de l'inclusion à la stabilité de l'élément de sol est essentiellement fonction de la déformation latérale, la raideur du renforcement et le type de sol.

En clair, l'objectif principal du renforcement des sols est de transférer la majorité des contraintes horizontales de confinement dans les éléments de renforcement.

#### II.4.6. ANALYSE DE STABILITE :

##### MUR DE SOUTÈNEMENT

Les murs de soutènement verticaux et les structures de culée de ponts peuvent être construits en sol renforcé par des inclusions placées horizontalement comme illustré sur la figure II 60:

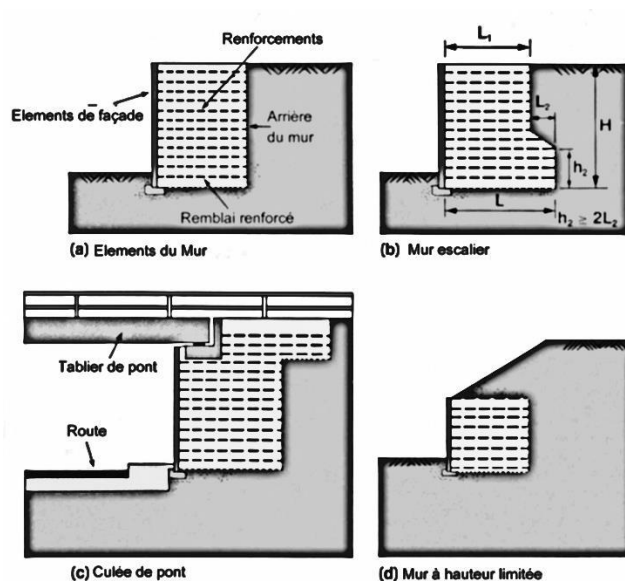


Figure. II 60. Types de murs de soutènement en sol renforcé

L'espacement vertical entre éléments de renforcement peut rester constant sur toute la profondeur ou, en général, rapproché vers la base du mur.

Il existe deux formes d'instabilité qui doivent faire l'objet de vérification dans le calcul et la conception des murs de soutènement en sols renforcés à savoir:

- a. La stabilité externe
- b. La stabilité interne

Les méthodes de calcul sont basées soit sur l'analyse de l'équilibre limite du système soit sur les méthodes empiriques obtenues à partir des observations faites in situ et sur des modèles réduits au laboratoire.

### Stabilité externe:

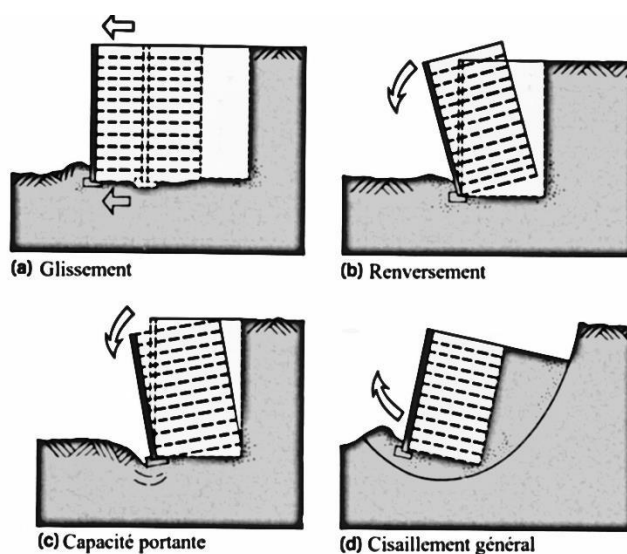


Figure II 61. Mécanisme de rupture externe

Les mécanismes de rupture externe possible sont :

- *Le glissement*
- *Le renversement*
- *Capacité portante*
- *Cisaillement général*

Ces mécanismes de rupture de base sont schématisés sur la figure II 61.

Soit le mur de soutènement soumis à une surcharge verticale uniformément répartie de la figure II 62. Les sollicitations appliquées sont une distribution des poussées des terres de RANKINE et une distribution des contraintes trapézoïdale à la base de la fondation.

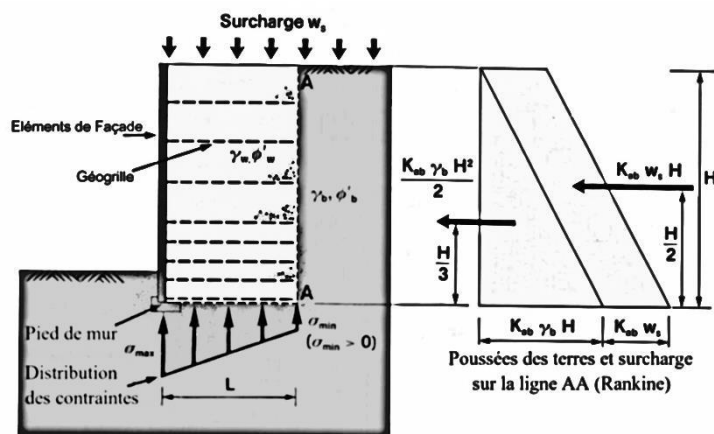


Figure. II 62. Mur de soutènement soumis à une surcharge verticale uniforme

$\gamma_w$ : Poids volumique du sol renforcé.

$\phi'_w$ : Angle de frottement interne du sol renforcé.

$\gamma_b$ : Poids volumique du sol retenu

$\phi'_b$ : Angle de frottement interne du sol retenu

$K_{ab}$ : Coefficient des poussées des terres actives du sol retenu

$w_s$ : Surcharge à la surface superficielle du sol.

**Stabilité au Glissement :**

$$\text{Facteur de sécurité} = \frac{\text{Force de résistance au glissement}}{\text{Force motrice de glissement}}$$

Force motrice:

$$F_{\text{glissement}} = \frac{1}{2} K_{ab} \cdot \gamma_b H^2 + K_{ab} \cdot w_s H$$

Force de résistance

$$\begin{cases} \tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \\ \text{Sol: sable} \rightarrow c = 0 \end{cases} \Rightarrow \tau = \sigma \cdot \tan\phi$$

$$\text{Force de résistance} = \tau \cdot (L \times 1) = \sigma \cdot \tan\phi \cdot (L \times 1)$$

$$F_{\text{résistance}} = \sigma \cdot (L \times 1) \cdot \tan\phi = F_{\text{verticale}} \cdot \tan\phi$$

Soit

$$\mu = \tan\phi$$

Alors

$$F_{\text{résistance}} = F_{\text{verticale}} \cdot \mu$$

$$F_{\text{verticale}} = \sigma \cdot (L \times 1) = (W_s + \gamma_w \cdot H) \cdot (L \times 1)$$

$$F_{\text{verticale}} = (W_s \cdot L \times 1) + (\gamma_w \cdot H \cdot L \times 1)$$

$$F_{\text{verticale}} = W_s \cdot L + \gamma_w \cdot H \cdot L$$

$$F_S = \frac{F_{résistance}}{F_{glissement}}$$

$$F_S = \frac{\mu \cdot (\gamma_w \cdot H \cdot L + w_s \cdot L)}{\frac{1}{2} K_{ab} \cdot \gamma_b \cdot H^2 + K_{ab} \cdot w_s \cdot H}$$

$$F_S = \frac{2\mu(\gamma_w H + w_s)}{K_{ab} \cdot (\gamma_b \cdot H + 2w_s) \cdot \left(\frac{H}{L}\right)} \quad (\text{II.1})$$

Le coefficient de sécurité minimum pour le glissement est généralement pris égal à 2

### **Stabilité au renversement**

$$F_S = \frac{\text{Moment de résistance } M_R}{\text{Moment moteur } M_0}$$

Moment de résistance au renversement :

$$M_R = w_s \cdot L \cdot \frac{L}{2} + \gamma_w \cdot H \cdot L \cdot \frac{L}{2}$$

$$M_R = \frac{L^2}{2} \cdot (w_s + \gamma_w \cdot H)$$

Moment moteur de renversement par rapport au pied (point de rotation du mur) :

$$M_0 = \left( \frac{K_{ab} \cdot \gamma_b \cdot H^2}{2} \right) \cdot \frac{H}{3} + (K_{ab} \cdot w_s \cdot H) \cdot \frac{H}{2}$$

$$M_0 = \frac{1}{3} K_{ab} \cdot \left[ \gamma_b \cdot \frac{H^3}{2} + 3w_s \cdot \frac{H^2}{2} \right]$$

Le coefficient de sécurité :

$$F_S = \frac{\frac{L^2}{2} \cdot (w_s + \gamma_w \cdot H)}{\frac{1}{3} K_{ab} \cdot \left[ \gamma_b \cdot \frac{H^3}{2} + 3w_s \cdot \frac{H^2}{2} \right]}$$

$$F_S = \frac{3 \times (w_s + \gamma_w \cdot H)}{K_{ab} \cdot (\gamma_b \cdot H + 3w_s) \left(\frac{H}{L}\right)^2} \quad (\text{II.2})$$

Le coefficient de sécurité minimum pour le renversement est  $F_S = 2$ .

### **Stabilité à la capacité portante**

Le bloc de sol renforcé a tendance à s'incliner et à se pencher en avant. Cette tendance est fonction de la résistance et le comportement du sol de fondation pour qui une capacité portante admissible est égale à la moitié de la capacité portante ultime est généralement utilisé, à condition que le tassement du mur de soutènement avec sa surcharge soit toléré.

Pour les sols de fondation de faible portance, l'élargissement de la base de fondation ne suffit pas à satisfaire cette condition. Dans ce cas la capacité portante et le tassement différentiel peuvent être réduits en adoptant un renforcement de sol de fondation comme le montre les constructions sur la figure II 63..

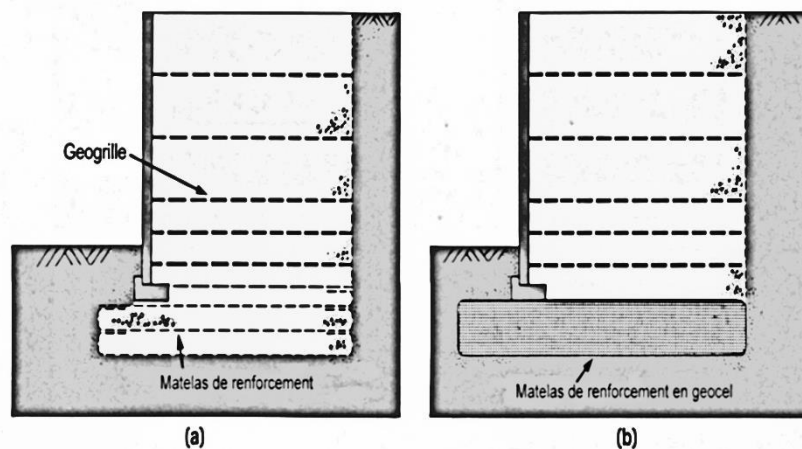


Fig. II 63 Renforcement de sol de fondation en géogrilles ou en géocell

Sous toute combinaison de charges, la pression de sol sous le bloc de sol renforcé doit être toujours compressive. Les contraintes max et min sont données par les relations :

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{F}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$F = w_s \cdot L + \gamma_w \cdot H \cdot L = L \cdot (w_s + \gamma_w \cdot H)$$

$$A = L \times 1$$

$$\frac{F}{A} = \frac{L \cdot (w_s + \gamma_w \cdot H)}{L \times 1} = (w_s + \gamma_w \cdot H)$$

$$M = K_{ab} \cdot \gamma_b \cdot \frac{H^3}{6} + K_{ab} \cdot w_s \cdot \frac{H^2}{2}$$

$$M = K_{ab} \left( \gamma_b \cdot \frac{H^3}{6} + w_s \cdot \frac{H^2}{2} \right) = K_{ab} \cdot \frac{H^2}{6} \cdot (\gamma_b \cdot H + 3w_s)$$

$$W = \left( \frac{1 \times L^3}{12} \right) / \left( \frac{L}{2} \right) = \frac{L^2}{6}$$

$$\frac{M}{W} = \frac{K_{ab} \cdot \frac{H^2}{6} \cdot (\gamma_b \cdot H + 3w_s)}{\frac{L^2}{6}} = K_{ab} \cdot (\gamma_b \cdot H + 3w_s) \cdot \left( \frac{H}{L} \right)^2$$

$$\sigma_{\max} = (\gamma_w H + w_s) + K_{ab} (\gamma_b H + 3w_s) \left( \frac{H}{L} \right)^2 \quad (\text{II.3})$$

$$\sigma_{\min} = (\gamma_w H + w_s) - K_{ab} (\gamma_b H + 3w_s) \left( \frac{H}{L} \right)^2 \quad (\text{II.4})$$



Dans la *Coherent gravity method*, la distribution des contraintes à la base est estimée par la distribution de MEYERHOF (Fig. II 64). Celle-ci suppose l'existence d'une distribution uniforme sur une longueur équivalente égale à  $(L-2e)$  mesuré à un angle droit à partir de la face principale du mur. La dimension  $e$  est l'excentricité de la résultante des charges à partir de la ligne centrale de la base.

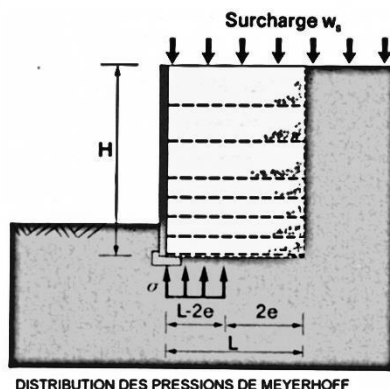


Figure. II 64 Surface fictives de MEYERHOF

Dans ce cas :

$$e = \frac{M}{F} = \frac{K_{ab} \cdot \frac{H^2}{6} \cdot (\gamma_b \cdot H + 3w_s)}{L \cdot (w_s + \gamma_w \cdot H)}$$

$$e = \frac{K_{ab} H^2 (\gamma_b H + 3w_s)}{6L(\gamma_w H + w_s)}$$

Et

$$\sigma = \frac{F}{A} \rightarrow \text{Distribution uniforme sur } (L - 2e)$$

$$A = (L - 2e) \times 1 = (L - 2e) = L - 2 \times \left[ \frac{K_{ab} H^2 (\gamma_b H + 3w_s)}{6L(\gamma_w H + w_s)} \right]$$

$$\sigma = \frac{\gamma_w H + w_s}{1 - \left[ \frac{K_{ab} (\gamma_b H + 3w_s) (H/L)^2}{3(w_s + \gamma_w H)} \right]} \quad (\text{II.5})$$

### Stabilité au cisaillement général

Toutes les surfaces de glissement potentielles Fig. II 65. doivent faire l'objet de calcul et vérification. Si la surface de rupture existe déjà, les paramètres résiduels doivent être utilisés. Le coefficient de sécurité minimal est le même que celui des murs conventionnels, généralement pris égal à 1.5.

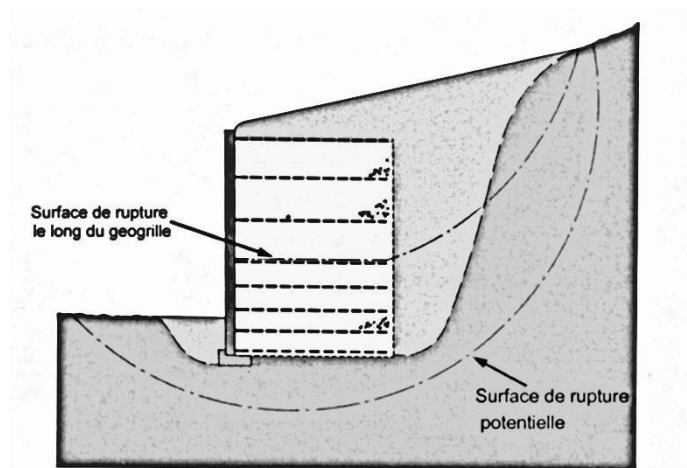


Figure. II 65. Rupture de cisaillement général d'un mur de soutènement renforcé avec lignes de rupture potentielles

### *Stabilité externe d'un mur soumis à une surcharge uniforme et une surcharge linéaire*

La figure II 66. montre le cas général d'un mur vertical soumis à une surcharge uniforme ( $w_s$ ), une surcharge linéaire ( $S_i$ ) ensemble avec une charge linéaire horizontale ( $F_i$ ).

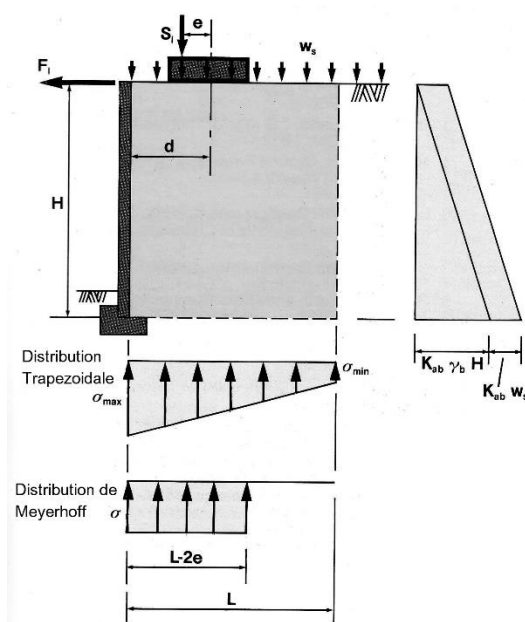


Figure. II 66. Distribution des contraintes sous le bloc renforcé

Ce mur en sol renforcé agit comme un bloc monolithe rigide dont les coefficients de sécurité pour la stabilité sont successivement :

*Le glissement :*

$$F_s = \frac{2\mu[\gamma_w H + w_s + (S_i/L)]}{K_{ab} \cdot (\gamma_b \cdot H + 2w_s) \cdot \left(\frac{H}{L}\right) + (2F_i/L)} \quad (\text{II.6})$$

*Le renversement :*

$$F_s = \frac{3(\gamma_w \cdot H + w_s) + [6S_i(d - e)/L^2]}{[K_{ab}(\gamma_b H + 3w_s) + (6F_i/H)] \left(\frac{H}{L}\right)^2} \quad (\text{II.7})$$

Pour la stabilité du sol de fondation les contraintes sous le bloc sont soit calculées pour une distribution trapézoïdale ou une distribution comme suggérée par MEYERHOFF. Les valeurs des contraintes sont comme suit :

a) Distribution trapézoïdale

$$\sigma_{max} = \sigma_1 + \sigma_2 \quad (\text{II.8})$$

$$\sigma_{min} = \sigma_1 - \sigma_2 \quad (\text{II.9})$$

Avec :

$$\sigma_1 = \gamma_w H + w_s + (S_i/L)$$

$$\sigma_2 = K_{ab}(\gamma_b H + 3w_s) \left(\frac{H}{L}\right)^2 + \frac{3}{L^2} [2HF_i + S_i(L - 2d + 2e)]$$

b) Distribution de MEYERHOFF

$$\sigma = \frac{\gamma_w H + w_s + (S_i/L)}{1 - \left(\frac{K_{ab}(\gamma H + 3w_s)(H/L)^2}{3(\gamma_w H + w_s) + (S_i/L)}\right) - \left(\frac{2F_i(H/L) + (S_i/L)(L - 2d + 2e)}{L(\gamma_w H + w_s) + S_i}\right)} \quad (\text{II.10})$$

### Stabilité interne

La stabilité interne des murs de soutènement en sol renforcés est vérifiée pour deux mécanismes de rupture à savoir:

- La rupture des éléments de renforcement et
- La rupture par adhérence des inclusions dans le remblai de sol.

Ces deux modes de rupture sont présentés sur la figure II 67.

L'ingénieur géotechnicien doit étudier le comportement et la distribution des contraintes dans la structure en sol renforcé afin qu'aucun des deux modes de rupture précités ne se développent.

Plusieurs méthodes de calcul pour la vérification de la stabilité interne des murs de soutènement et des culées en terre armée ont été développées ces dernières décennies. La plus part dérivent des théories classiques de RANKINE et COULOMB. En général, les méthodes utilise en pratique sont :

- *Tie Back-Wedge Analysis*
- *Coherent Gravity Method*

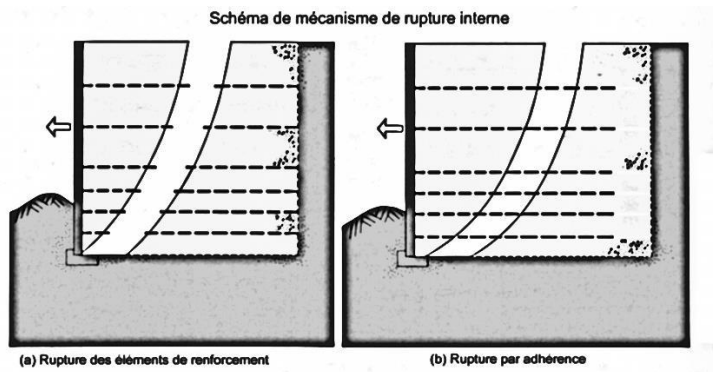


Figure. II 67.Mécanisme de la rupture interne

La différence majeure entre ces deux méthodes réside dans les hypothèses de base faites lors des calculs. Celles-ci sont illustrées sur les figures. II 68et II 69. Elles concernent :

- La forme et la zone de rupture,
- La rotation du mur de façade et
- La distribution de la pression latérale dans la masse de sol renforcé.

Ces dernières sont présentées sur la figure ci-dessous.

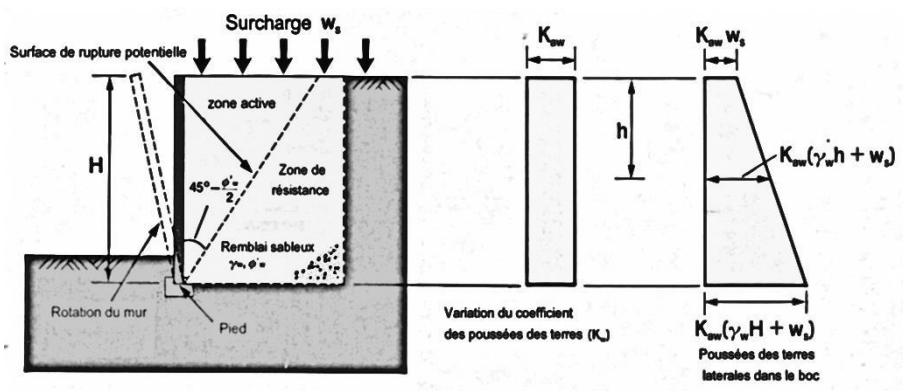


Figure. II 68.Hypothèses de calcul pour la Tie Back Wedge Analysis

Dans la *Tie Back Wedge Analysis*, la distribution des poussées latérales est calculée par l'utilisation d'un coefficient des poussées actives négligeant ainsi toute poussée latérale additionnelle provoquée par le compactage du remblai de sol.

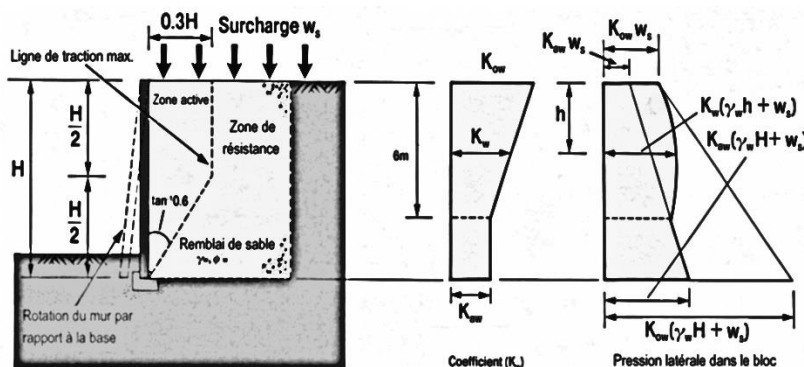


Figure. II 69.Hypothèses de calcul pour la Coherent Gravity Method

**La Coherent Gravity Method** incorpore un coefficient des poussées des terres qui varie linéairement d'une valeur  $K_o$  au repos à la surface superficielle du sol à une valeur active  $K_a$  à 6m de profondeur. Au-delà de 6m le coefficient des poussées des terres actives est utilisé dans les calculs. La profondeur de 6m est une valeur empirique tenant compte des effets de compactage possible.

### **Tie Back-Wedge Analysis method**

#### a) Rupture de traction

Soit le mur de soutènement en sol pulvérulent uniforme renforcé de la figure II.70. La force de traction ( $T_i$ ) par mètre linéaire du géogrille à une profondeur ( $h_i$ ) est :

$$T_i = K_{aw} \cdot \sigma_{vi} \cdot V_i \quad (\text{II.11})$$

Les contraintes sous le mur  $\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  sont :

$$\sigma_{max} = (\gamma_w H + w_s) + K_{ab}(\gamma_b H + 3w_s) \left(\frac{H}{L}\right)^2$$

$$\sigma_{min} = (\gamma_w H + w_s) - K_{ab}(\gamma_b H + 3w_s) \left(\frac{H}{L}\right)^2$$

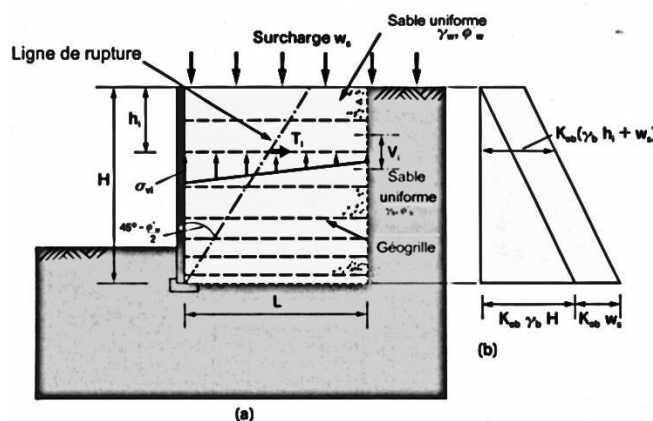


Figure. II 70. Stabilité interne d'un mur en sol pulvérulent soumis à une surcharge uniforme

En remplaçant  $H = h_i$  la contrainte  $\sigma_{max}$  devient alors :

$$\sigma_{max} = (\gamma_w h_i + w_s) + K_{ab}(\gamma_b h_i + 3w_s) \left(\frac{h_i}{L}\right)^2$$

Après substitution de cette valeur dans la relation II.11 devient, l'équation devient :

$$T_i = K_{aw} \cdot \left[ (\gamma_w h_i + w_s) + K_{ab}(\gamma_b h_i + 3w_s) \left(\frac{h_i}{L}\right)^2 \right] \cdot V_i \quad (\text{II.12})$$

Dans le cas particulier d'un sol cohérent, l'effort de traction est donné par la relation :

$$T_i = (K_{aw} \cdot \sigma_{vi} - 2c'_w \sqrt{K_{aw}}) \cdot V_i$$

$$T_i = K_{aw} \cdot \left[ \gamma_w h_i + w_s - \left( \frac{2c'_w}{\sqrt{K_{aw}}} \right) + K_{ab}(\gamma_b h_i + 3w_s) \left(\frac{h_i}{L}\right)^2 \right] \cdot V_i \quad (\text{II.13})$$

Les équations données ci-dessus ne prennent pas en compte la traction induite par l'influence des surcharges ponctuelles ou linéaires appliquées à la surface superficielles du mur de soutènement. Ces tractions doivent être calculées séparément et ajoutées aux valeurs trouvées en haut.

**Ces tractions supplémentaires peuvent être calculées comme suit :**

- Surcharges verticales linéaires

Une distribution des contraintes verticales par la méthode 2:1 est généralement supposée comme l'indique la figure II 71.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q \cdot B \cdot L}{(B + z) \cdot (L + z)}$$

Une distribution de contraintes trapézoïdales est utilisée pour calculer la contrainte verticale maximum sur chaque géogridde. Celle-ci est ensuite convertie en une force de traction équivalente.

L'approche la plus simple est de calculer l'excentricité équivalente ( $e'$ ) de la charge verticale  $S_i$  à une profondeur  $h_i$  comme indiquée sur la figure II 72.

Ainsi,

$$\sigma_{vi} = \frac{S_i}{D_i} + \frac{6S_i e'}{D_i^2}$$

- Si  $h_i \leq 2d - b$ ,  $D_i = h_i + b$  et  $e' = \frac{e D_i}{b}$

Ainsi, l'expression de  $\sigma_{vi}$  devient :

$$\sigma_{vi} = \frac{S_i}{(h_i + b)} \left[ 1 + \left( \frac{6e}{b} \right) \right]$$

La substitution de cette expression dans l'équation II.11 donne :

$$T_i = K_{aw} \cdot \sigma_{vi} \cdot V_i$$

$$T_i = \frac{K_{aw} S_i}{(h_i + b)} \left[ 1 + \left( \frac{6e}{b} \right) \right] V_i \quad (\text{II.14})$$

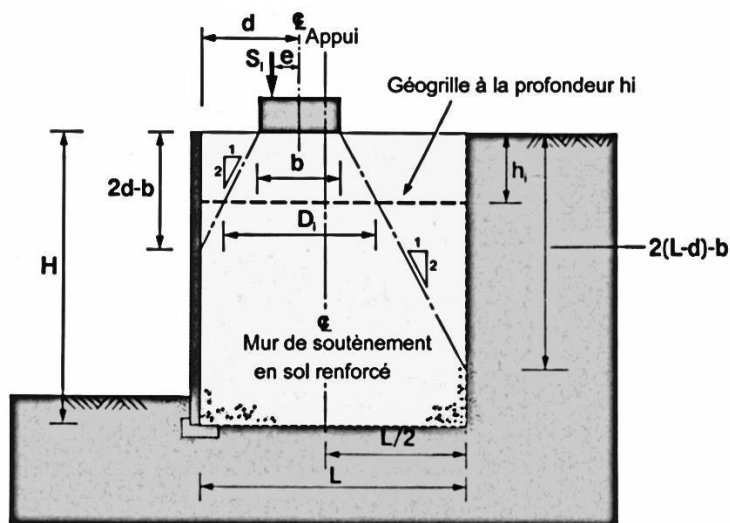


Figure. II 71. Charge linéaire verticale à la surface du mur

- Si  $2d - b \leq h_i \leq 2(L - d) - b$ ,  $D_i = d + \frac{(h_i + b)}{2}$   
 et  $e' = \frac{D_i}{2} - d + \frac{eD_i}{b}$

Après substitution dans l'équation ; celle-ci donne :

$$\sigma_{v_i} = \frac{S_i}{D_i} + \frac{6S_i e'}{D_i^2}$$

$$\sigma_{v_i} = \frac{6S_i d}{D_i^2} \left[ \left( \frac{D_i(2b + 3e)}{3bd} - 1 \right) \right]$$

La substitution de cette expression dans l'équation de  $T_i$  donne :

$$T_i = K_{aw} \cdot \sigma_{v_i} \cdot V_i$$

$$T_i = \frac{6K_{aw} S_i d}{D_i^2} \left[ \frac{D_i(2b + 3e)}{3bd} - 1 \right] V_i \quad (\text{II.15})$$

- Finalement, Si  $H > 2(L - d) - b$  la valeur de  $e'$  pour les valeurs de  $h_i$ , dans l'intervalle  $h_i > 2(L - d) - b$  est donnée par la relation :

$$e' = \frac{L}{2} - d + \frac{eL}{b}$$

Après substitution, l'équation 2.11 donne :

$$T_i = \frac{6K_{aw} S_i d}{L^2} \left[ \frac{L(2b + 3e)}{3bd} - 1 \right] V_i \quad (\text{II.16})$$

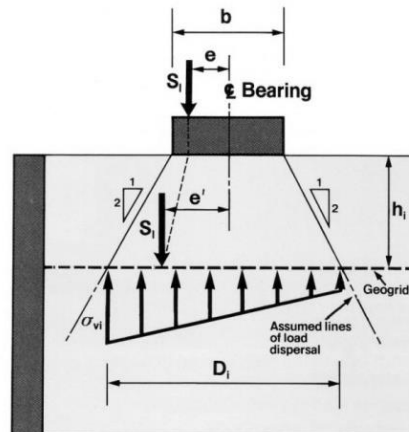


Figure. II 72. Distribution trapézoïdale des contraintes sur l'élément de renforcement

- Surcharges linéaires horizontales

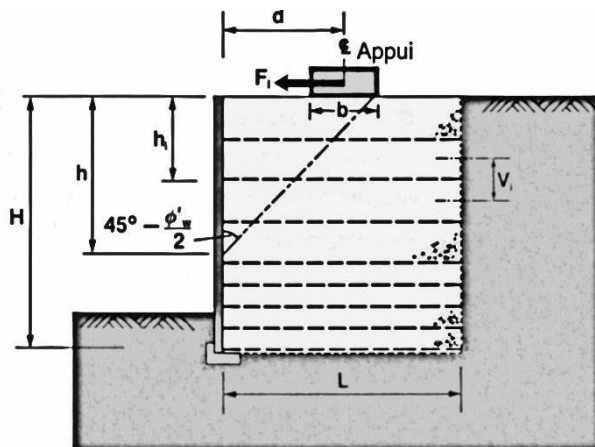


Figure. II 73. Charge linéaire horizontale à la surface du mur

La diffusion des charges horizontales peut être considérée comme indiqué sur la figure II 73.. La profondeur d'influence est donnée par l'expression :

$$\tan\left(45 - \frac{\phi'_w}{2}\right) = \frac{d + \frac{b}{2}}{h}$$

$$h = \frac{d + \frac{b}{2}}{\tan\left(45 - \frac{\phi'_w}{2}\right)}$$

$$h = \frac{b + 2d}{2 \tan\left(45 - \frac{\phi'_w}{2}\right)}$$

Par conséquent, lorsque  $h < H$ , la traction induite dans le géogrille avec un espacement vertical  $V_i$  à une profondeur  $h_i$  ( $\leq h$ ) est donnée par :

$$\frac{\sigma_{h(z=h_i)}}{(h - h_i)} = \frac{\sigma_{h(z=0)}}{h} \rightarrow \sigma_{h(z=h_i)} = \sigma_{h(z=0)} \cdot \frac{(h - h_i)}{h}$$

$$\rightarrow \sigma_{h(z=h_i)} = \sigma_{h(z=0)} \cdot \left(1 - \frac{h_i}{h}\right)$$

$\sigma_{h(z=h_i)}$ : contrainte horizontale à la profondeur  $h_i$

$\sigma_{h(z=0)}$ : contrainte horizontale à la surface superficielle

$$F = \frac{1}{2} \cdot h \cdot \sigma_{h(z=0)} \rightarrow \sigma_{h(z=0)} = \frac{2F}{h}$$

Après substitution de cette dernière, la contrainte horizontale à la profondeur  $h_i$  sera :

$$\sigma_{h(z=h_i)} = \frac{2F}{h} \cdot \left(1 - \frac{h_i}{h}\right)$$

L'effort de traction dans le géogrille à  $h_i$  est de :

$$T_i = \sigma_{h(z=h_i)} \cdot V_i = \frac{2F_i}{h} \left(1 - \frac{h_i}{h}\right) \cdot V_i$$



$$T_i = \frac{2F_i}{h} \left[ 1 - \left( \frac{h_i}{h} \right) \right] V_i \quad (\text{II.17})$$

Si  $h > H$  alors il est plus commode de faire l'hypothèse simplifiée que  $h = H$  ainsi l'expression pour  $T$  devient :

$$T_i = \frac{2F_i}{H} \left[ 1 - \left( \frac{h_i}{H} \right) \right] V_i \quad (\text{II.18})$$

b) Rupture dièdre/adhérence

Après avoir assuré la stabilité à la traction des éléments de renforcement, il est nécessaire de procéder à la vérification de la stabilité du dièdre limité par la ligne de rupture plane probable, le mur de façade frontal et la surface superficielle du sol.

Les hypothèses faites dans cette analyse sont :

- i. Chaque dièdre se comporte comme étant un block solide,
- ii. Le frottement entre le remblai et le mur frontal est négligé,
- iii. Aucune ligne de rupture ne passe à travers la surface de contact du mur de garde de grève ou autre.

Les forces appliquées au coin de sol sont :

- (i). Poids propre du sol dans le coin,
- (ii). Surcharge uniformément distribuée à la surface superficielle ( $w_s$ ),
- (iii). Surcharge linéaire verticale ( $S_i$ ),
- (iv). Surcharge linéaire horizontale ( $F_i$ ),
- (v). La réaction des forces ( $R$ ) appliquée sur la surface de rupture,
- (vi). La force de traction ( $T$ ) dans les géogrilles.

L'étude consiste à analyser les différents plans de rupture potentiels passant par les points (a), (b), (c) etc. (Fig. II 74) derrière le mur de façade.

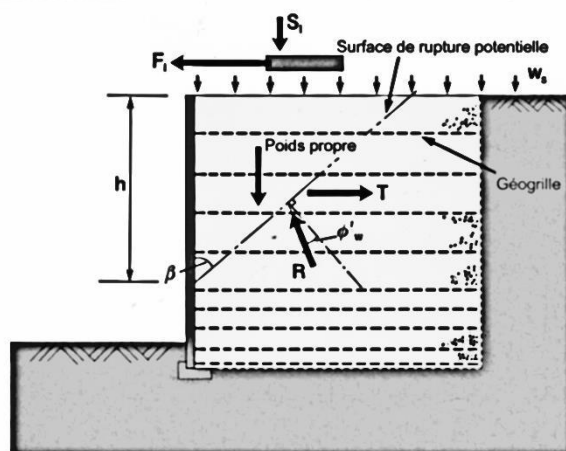


Figure. II 74. Stabilité du dièdre soumis aux différentes forces

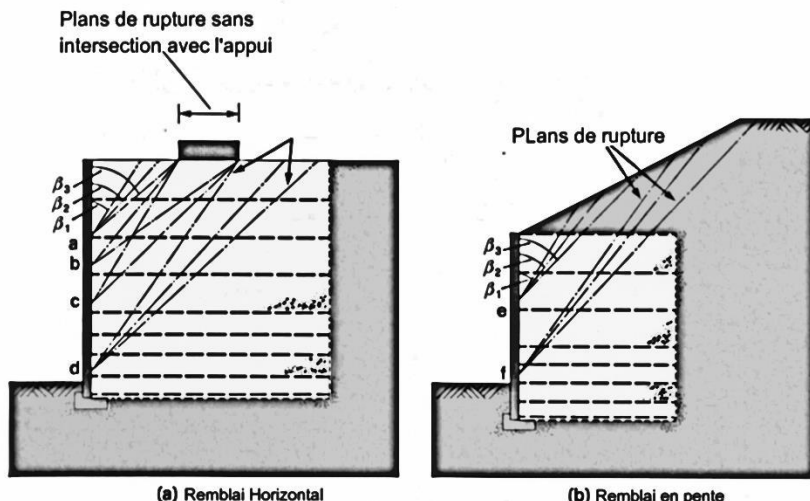


Figure. II 75.Lignes de rupture potentielle pour une surface horizontale et une surface inclinée

Le polygone des forces peut être utilisé pour l'évaluation de la force de traction globale T pour tout angle de pente  $\beta$  ( $\beta_1, \beta_2, \beta_3, etc.$ ). Avec la variation de l'angle de pente  $\beta$  l'effort de traction change et atteint une valeur maximale comme l'indique la figure Fig. II 76.

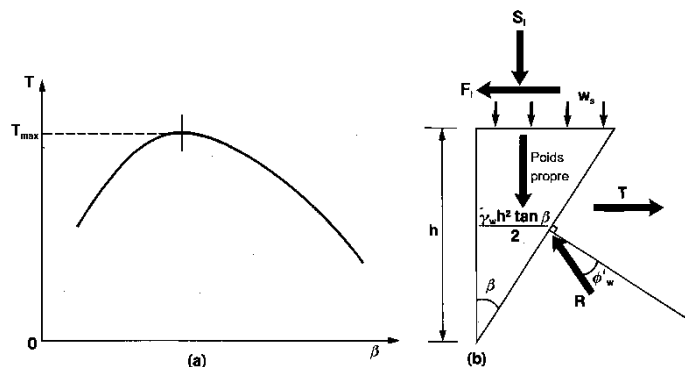


Figure. II 76Forces appliquées au dièdre

La force de traction globale dans les géogrilles, pour le mur de soutènement vertical supportant un sol pulvérulent et soumis à des surcharges simples ( $F_i = 0, S_i = 0$ ), est donnée par :

$$\tan(\phi'_w + \beta) = \frac{\frac{1}{2} \gamma_w \cdot h^2 \cdot \tan\beta + w_s \cdot h \cdot \tan\beta}{T}$$

$$T = \frac{h \cdot \tan\beta \cdot (\gamma_w \cdot h + 2w_s)}{2 \cdot \tan(\phi'_w + \beta)} \tag{II.19}$$

La force traction T max agit à un angle égal à celui de Rankine :

$$\beta = 45 - \frac{\phi'_w}{2}$$

Pour le cas général la force de traction est donnée par la relation :

$$T = \frac{h \cdot \tan\beta \cdot (\gamma_w \cdot h + 2w_s) + 2S_i}{2 \cdot \tan(\phi'_w + \beta)} \quad (\text{II.20})$$

Une fois, la force de traction max. déterminée, l'ingénieur doit s'assurer que la longueur d'ancrage du géogrille est suffisante pour éviter la rupture par adhérence.

La longueur d'ancrage nécessaire du géogrille est calculée en fonction du coefficient d'interaction sol-géogrille  $\alpha$ . Ce coefficient est fonction du type de sol et de la forme du géogrille. Sa valeur numérique est déterminée par le *Pull-out Test* au moyen d'une boîte de cisaillement spéciale de 300mm.

Le calcul de la longueur d'ancrage doit être fait en fonction de la magnitude de la force de traction dans l'armature considérée. La force de traction ne doit en aucun cas dépasser la résistance du géogrille.

Soient les deux cas de construction les plus courants montrés sur la figure Fig.II.77. La longueur d'ancrage  $L_{ip}$  du géogrille à la profondeur  $h_i$  est donnée par les relations suivantes :

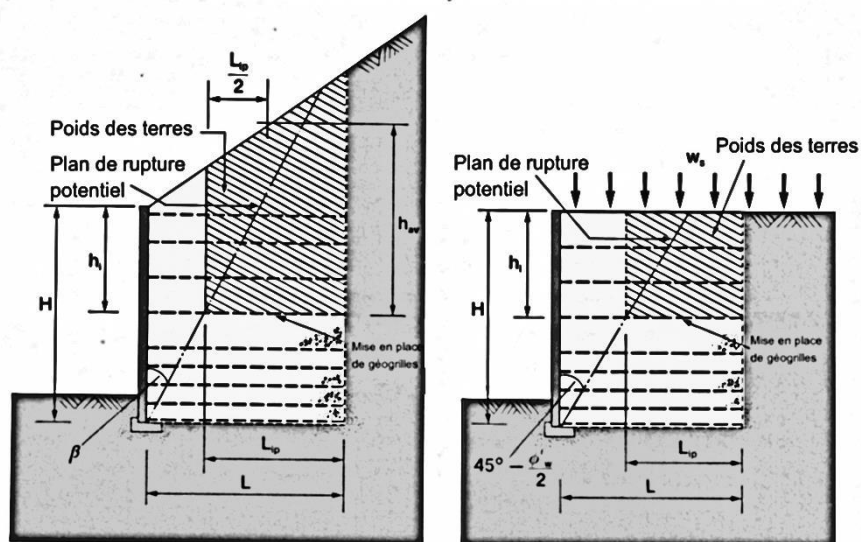


Figure. II 77. Mur de soutènement avec surface superficielle inclinée et horizontale

Cas (a)- Remblai en pente (sans surcharge)

$$F_s = \frac{\text{Effort de frottement dans le géogrille}}{\text{Force de traction dans le géogrille}} = \frac{F_{Fr}}{T_i}$$

$T_i$  : Force de traction dans le géogrille

$F_{Fr}$  : Effort de frottement dans le géogrille

$$F_{Fr} = \text{section} \times \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\tau_r = \sigma'_v \cdot \tan\phi'_w$$

$$\sigma'_v = \frac{h_{av} \cdot L_{ip} \cdot \gamma_w}{(L_{ip} \times 1)} = \gamma_w \cdot h_{av}$$

$$\tau_r = (\gamma_w \cdot h_{av}) \cdot \tan\phi'_w$$

Le frottement étant généré sur les deux faces du géogrille d'où :

$$F_{Fr} = (2\alpha) \times (\text{section}) \times (\text{contrainte de cisaillement})$$

$$F_{Fr} = (2\alpha) \times (L_{ip} \times 1) \times (\gamma_w \cdot h_{av} \cdot \tan\phi'_w)$$

$$F_S = \frac{F_{Fr}}{T_i} = \frac{(2\alpha) \cdot L_{ip} \cdot \gamma_w \cdot h_{av} \cdot \tan\phi'_w}{T_i}$$

$$L_{ip} = \frac{T_i \times \text{Facteur de sécurité}}{2\alpha \cdot \tan\phi'_w \cdot \gamma_w \cdot h_{av}} \quad (\text{II.21})$$

Cas (b)- Remblai de sol avec surface superficielle horizontale et surcharge.

$$L_{ip} = \frac{T_i \times \text{Facteur de sécurité}}{2\alpha \cdot \tan\phi'_w \cdot (\gamma_w \cdot h_i + w_s)} \quad (\text{II.22})$$

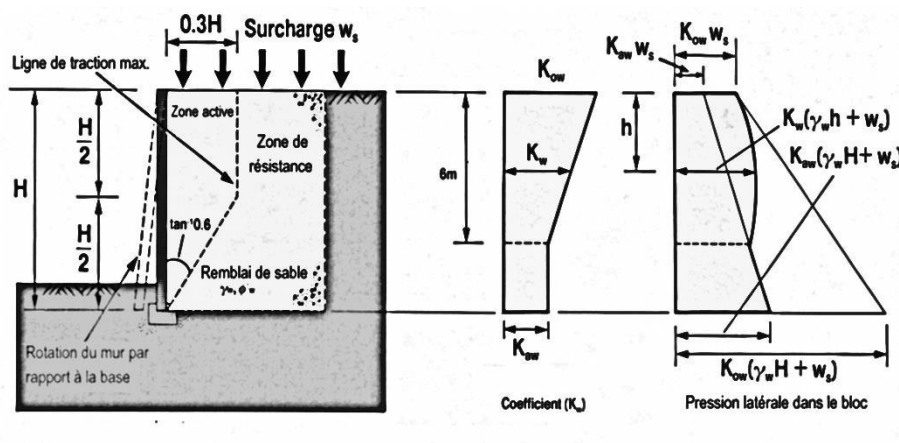
Un coefficient de sécurité de 2 est généralement pris en compte dans les calculs.

### Coherent Gravity Method

L'étude de stabilité des murs de soutènement verticaux en terre armée par la *Coherent Gravity Method* est basée sur les hypothèses suivantes :

- (i). Uniquement le remblai en sable est utilisé dans la construction.
- (ii). La masse de sol renforcé est divisée en deux zones fondamentales, une zone active et une zone passive résistante séparées par une ligne de traction maximum dans le renforcement. Le mode de rupture est similaire à celui d'un mur de soutènement rigide soumis à une rotation par rapport au sommet.
- (iii). L'état des contraintes dans la masse de sol renforcé varie de la condition au repos au sommet de la structure à la condition active à la profondeur critique. Le calcul des poussées est basé sur cette hypothèse.
- (iv). Les géogrilles intersectent ou enclenchent le remblai de sol pour engendrer une résistance à la rupture par arrachement.

La profondeur critique est prise égale à 6m et par conséquent le coefficient des poussées des terres  $K_{wi}$  utilisé à la profondeur  $h_i$  est calculé à partir de la distribution du coefficient des poussées des terres donné sur la figure suivante :



Selon cette figure, à la profondeur  $h_i$ , le coefficient des poussées des terres est :

$$K_{wi} = \frac{1}{6} [K_{ow} \cdot (6 - h_i) + K_{aw} \cdot h_i] \quad (\text{II.23})$$

Avec :  $0 \leq h_i \leq 6m$

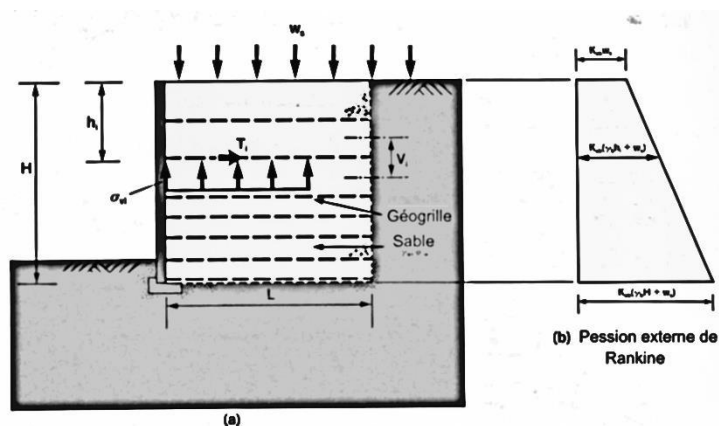


Figure. II 78. Distribution des contraintes verticale sur le géogrille

### 1. Rupture de traction

La force de traction par mètre de largeur dans le géogrille est donnée par la relation :

$$T_i = K_{wi} \cdot \sigma_{vi} \cdot V_i \quad (\text{II.24})$$

Dans la *Coherent Gravity Method*, la contrainte verticale sur le géogrille est généralement calculée par l'hypothèse de distribution de MEYERHOF (Figure II.78).

L'équation  $T_i = K_{wi} \cdot \sigma_{vi} \cdot V_i$  peut être utilisée pour le calcul du cas simple d'une surcharge verticale du mur ci-dessus. En supposant une distribution des poussées des terres externes de RANKINE et en substituant H par  $h_i$  dans l'équation (II.5) : L'équation suivante est alors obtenue :

$$\sigma_{vi} = \frac{\gamma_w h_i + w_s}{1 - \left( \frac{k_{ab} (\gamma_b h_i + 3w_s) (h_i/L)^2}{3(\gamma_w h_i + w_s)} \right)}$$

Ainsi, l'expression pour  $T_i$  devient :

$$T_i = \frac{K_{wi} (\gamma_w h_i + w_s) V_i}{1 - \left( \frac{k_{ab} (\gamma_b h_i + 3w_s) (h_i/L)^2}{3(\gamma_w h_i + w_s)} \right)} \quad (\text{II.25})$$

Pour  $0 \leq h_i \leq 6m$

$$K_{wi} = \frac{1}{6} [K_{aw} \cdot (6 - h_i) + K_{ow} \cdot h_i]$$

Pour  $h_i > 6m$

$$K_{wi} = K_{aw}$$

Les efforts de tractions induites par l'action d'une surcharge linéaire ou ponctuelle appliquée à la surface superficielle du remblai doivent être calculés comme suit :

- Surcharges linéaires verticales

La méthode généralement utilisée est similaire à celle de la *Tie Back Wedge Method* mais avec l'hypothèse de la distribution des contraintes de MEYERHOF. Par conséquent, les efforts de tractions maximums dans les géogrilles à une profondeur  $h_i$  sont donnés comme suit :

- Pour  $h_i \leq 2d - b$ ,  $D_i = h_i + b$

$$T_i = \frac{K_{wi} \cdot S_i \cdot b \cdot V_i}{(h_i + b)(b - 2e)}$$

- Pour  $2d - b \leq h_i \leq 2(L - d) - b$ ,  $D_i = d + \frac{(h_i + b)}{2}$

$$T_i = \frac{K_{wi} \cdot S_i \cdot b \cdot V_i}{2bd - e(h_i + b + 2d)}$$

Pour  $H > 2(L - d) - b$

$$T_i = \frac{K_{wi} \cdot S_i \cdot b \cdot V_i}{b(D_i - L + 2d) - 2eL}$$

- Surcharges linéaires horizontales

Les équations .II.26 et II.27. peuvent être utilisées pour évaluer la traction dans les géogrilles induite par les surcharges horizontales appliquées à la surface superficielle du remblai

$$T_i = \frac{2F_i}{h} \left[ 1 - \left( \frac{h_i}{h} \right) \right] V_i \quad (\text{II.26})$$

$$T_i = \frac{2F_i}{H} \left[ 1 - \left( \frac{h_i}{H} \right) \right] V_i \quad (\text{II.27})$$

## 2. Rupture par manque d'adhérence

La méthode pour évaluer la longueur d'ancrage nécessaire  $L_{ip}$  est la même que celle de la Tie Back Wedge Method. La distance  $L_{ip}$  est cependant mesurée à partir de ligne de traction maximum.

### **Résistance du sol et des renforcements**

Sol: Dans les calculs, il est plus approprié d'utiliser un angle de frottement interne  $\phi'$  correspondant à une très large déformation mesurée généralement au laboratoire par essais de la boîte de CASAGRANDE ou l'essai triaxial..

Renforcement: Les caractéristiques des géogrilles sont obtenues à partir d'informations données sur prospectus tel que la publication faite par Netlon Limited '*Test Methods and Physical Properties of Tensar*' qui spécifie la résistance  $f_k$  du géogrille SR2 à 29kN/m pour une durée de vie de 120 ans à une température de 20°C (Fig. II 79.).

Les méthodes de construction (compactage etc...) sur le géogrille et la relaxation de ce dernier en service sont tous deux influencés par les caractéristiques du remblai. Ces deux effets combinés sont

pris en compte par l'utilisation d'un coefficient de sécurité ( $\gamma_m$ ). Ce coefficient permet aux ingénieurs de calculer la résistance en service par l'expression suivante :

$$\text{résistance en service} = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (\text{II.28})$$

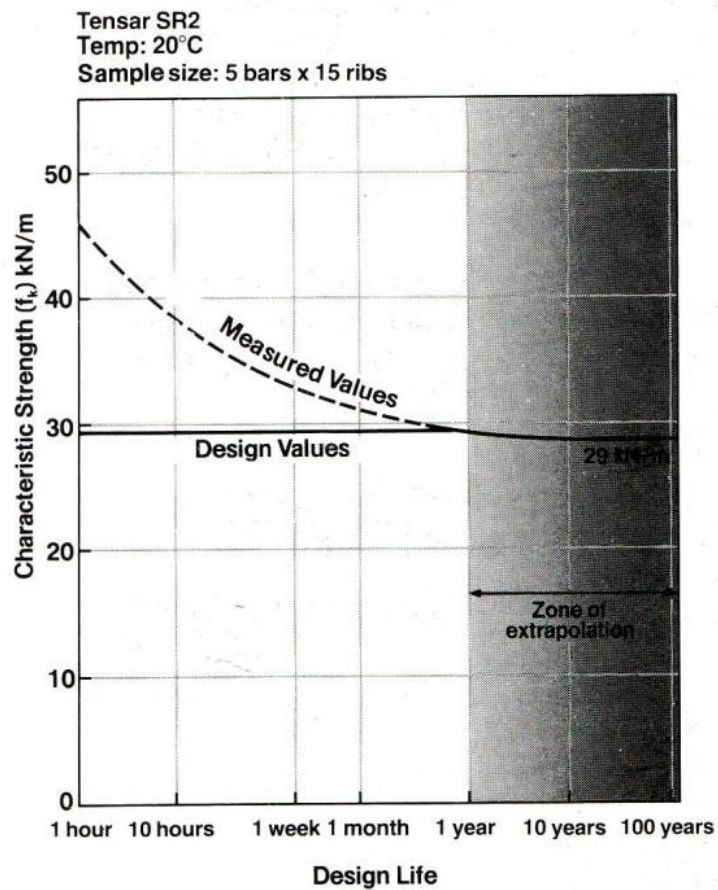


Figure II 79Abq. Résistance du géogrid SR2 (Netlon Limited)

Les valeurs du coefficient de sécurité pour différents types de sol sont données sur le tableau II.4

Type de sol	Dimensions (mm)	Coefficient de sécurité $\gamma_m$
ROCHES	200	Limité à une dimension de 125mm max. Si de sable ou une protection est utilisée avec ce remblai
PIERRES	125	
GRAVIERS	60 gros	1.5-1.6
	20 moyen	1.3-1.5
	6 fin	1.25-1.4
2 gros		
SABLES	0.6 moyen	1.1-1.25
	0.2 fin	
	0.06 gros	
LIMONS	0.02 moyen	normalement pas utilisé en construction
	0.006 fin	
	0.002	
ARGILES		1.1-1.3
CENDRES		1.1-1.25

Tab.II.4.Coefficient de sécurité pour différents types de sols

**Exercices 1**

Etudier la stabilité du mur de soutènement en sol renforcé de la figure ci-dessous. Ce mur dans sa totalité a une hauteur de 4m et supporte une charge uniformément répartie à sa surface superficielle de  $12\text{kN/m}^2$ . Le bock en terre armée est constitué de sable/gravier ayant pour caractéristiques :

$$\gamma_w = 19\text{kN/m}^3, \quad \phi'_{wpic} = 41^\circ, \quad c'_w = 0\text{kN/m}^2$$

Le sol de fondation et le sol retenu ont pour caractéristiques :  $\gamma_b = 19\text{kN/m}^3$ ,  $\phi'_b = 41^\circ$  et une capacité portante de  $140\text{kN/m}^2$ . Le renforcement est assuré par des éléments linéaires en géogrille ayant une résistance de  $29\text{kN/m}$  sur une durée de 120 années. Le coefficient d'interaction sol-géogrille mesuré au laboratoire est  $\alpha = 0.9$ .

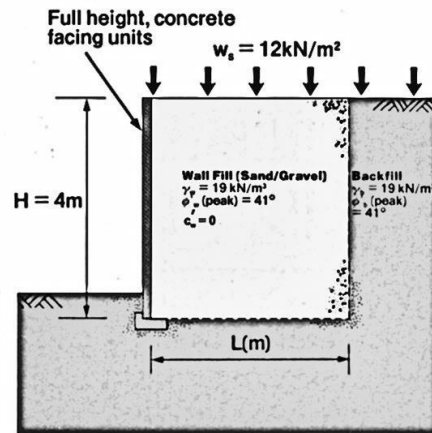
**Solution :****1. Analyse de la stabilité externe**

Prenant l'angle de frottement interne à l'état ultime (volume constant) :



$$\tan \phi'_b = \tan \frac{41}{1.5} = 0.58$$

$$\phi'_b \approx 30^\circ$$



$$K_{ab} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.33$$

Vérification au glissement :

$$\text{Soit } \mu = \tan \phi_b = 0.5$$

$$F.O.S = \frac{2\mu(\gamma_w H + w_s)}{K_{ab} \cdot (\gamma_b \cdot H + 2w_s) \cdot \left(\frac{H}{L}\right)}$$

$$F.O.S = \frac{2 \times 0.5 \times (19 \times 4 + 12)}{0.33 \times (19 \times 4 + 2 \times 12) \cdot \left(\frac{H}{L}\right)} \geq 2$$

$$\frac{H}{L} \leq 1.33 \rightarrow L \geq 3m$$

$$\text{Soit } L = 3m$$

Vérification au renversement

$$F.O.S = \frac{3 \times (w_s + \gamma_w \cdot H)}{K_{ab} \cdot (\gamma_b \cdot H + 3w_s) \left(\frac{H}{L}\right)^2}$$

$$F.O.S = \frac{3 \times (12 + 19 \times 4)}{0.33 \times (19 \times 4 + 3 \times 12) \left(\frac{4}{3}\right)^2} = 4 (> 2)$$

Vérification de la capacité portante :

$$\sigma_{max} = (\gamma_w H + w_s) + K_{ab}(\gamma_b H + 3w_s) \left(\frac{H}{L}\right)^2 \leq q_{ad}$$

$$\sigma_{max} = (19 \times 4 + 12) + 0.33 \times (19 \times 4 + 3 \times 12) \left(\frac{4}{3}\right)^2$$

$$\sigma_{max} = 88 + 66 = 154kN/m^2 (> 140kn/m^2)$$

$$\sigma_{min} = (\gamma_w H + w_s) - K_{ab}(\gamma_b H + 3w_s) \left(\frac{H}{L}\right)^2 \geq 0$$

$$\sigma_{min} = (19 \times 4 + 12) - 0.33 \times (19 \times 4 + 3 \times 12) \left(\frac{4}{3}\right)^2$$

$$\sigma_{min} = 88 - 66 = 22kN/m^2 (> 0 kn/m^2)$$

Augmentant la longueur  $L$  pour avoir la contrainte  $\sigma_{max} \leq q_{ad}$

Soit  $L = 3.5m$

*Vérification au renversement*

$$F.O.S = \frac{3 \times (12 + 19 \times 4)}{0.33 \times (19 \times 4 + 3 \times 12) \left(\frac{4}{3.5}\right)^2} = 5.39 (> 2)$$

*Vérification de la capacité portante :*

$$\sigma_{max} = (19 \times 4 + 12) + 0.33 \times (19 \times 4 + 3 \times 12) \left(\frac{4}{3.5}\right)^2$$

$$\sigma_{max} = 88 + 49 = 137kN/m^2 (< 140kn/m^2)$$

$$\sigma_{min} = (19 \times 4 + 12) - 0.33 \times (19 \times 4 + 3 \times 12) \left(\frac{4}{3.5}\right)^2$$

$$\sigma_{min} = 88 - 49 = 39kN/m^2 (> 0 kn/m^2)$$

La longueur 3.5m assure les stabilités au renversement et à la capacité portante de l'ouvrage.

## 2. Analyse de la stabilité interne

**Tie Back-Wedge Analysis :** Le sol du bloc en terre armé et le sol retenu ont les mêmes caractéristiques d'où :

$$K_{aw} = K_{ab} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.33$$

Selon le tableau Tab.14.1 un facteur de sécurité partiel de  $\gamma_m = 1.3$  est adopté. La résistance en service du géogrille est:

$$\frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{29}{1.3} = 22.3kN/m$$

Les paramètres de résistance admissible du géogrille sont :

$$\frac{f_k/\gamma_m}{F_s} = \frac{22.3}{1.35} = 16.5kN/m$$

*Rupture à la traction*

$$T_i = K_{aw} \cdot \left[ (\gamma_w h_i + w_s) + K_{ab}(\gamma_b h_i + 3w_s) \left(\frac{h_i}{L}\right)^2 \right] \cdot V_i$$

$$T_i = 0.33 \times \left[ (19h_i + 12) + 0.33(19h_i + 3 \times 12) \left( \frac{h_i}{3.5} \right)^2 \right] \cdot V_i$$

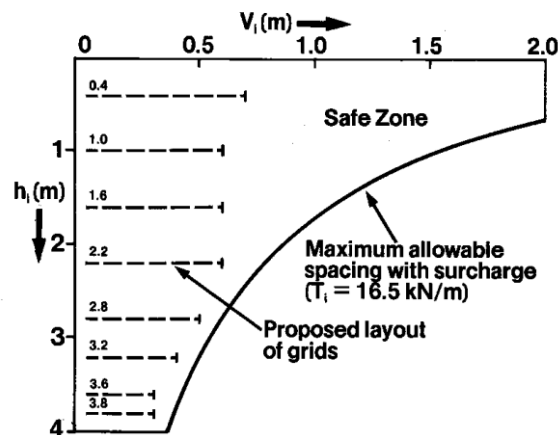
Pour la résistance admissible du géogrille  $T_i = 16.5 \text{ kN/ml}$ , l'espacement maximal  $V_i$  en fonction d'  $h_i$  est alors donné par la relation :

$$16.5 = 0.33 \times \left[ (19h_i + 12) + 0.33(19h_i + 3 \times 12) \left( \frac{h_i}{3.5} \right)^2 \right] \cdot V_i$$

$$V_i = \frac{16.5}{0.33 \times \left[ (19h_i + 12) + 0.33(19h_i + 3 \times 12) \left( \frac{h_i}{3.5} \right)^2 \right]}$$

Les résultats  $V_i(m)$  de en fonction d'  $h_i(m)$  sont résumé sur le tableau ci-dessous :

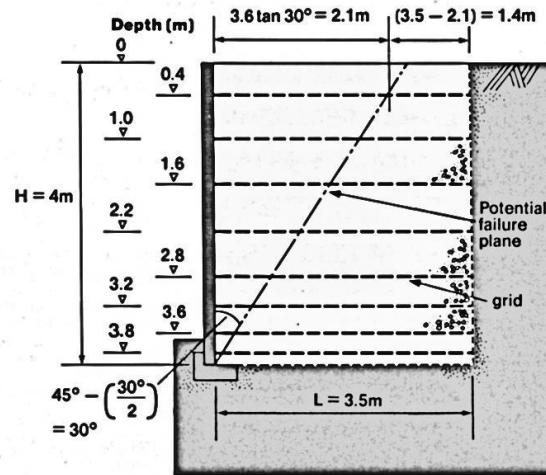
$h_i(m)$	$V_i(m)$
0.0	4.17
0.5	2.23
1.0	1.54
1.5	1.13
2.0	0.86
2.5	0.68
3.0	0.55
3.5	0.45
4.0	0.37



Vérification de la stabilité du coin

$$\sum_{i=1}^n \left[ \text{Traction admissible}, \frac{2\alpha \cdot L_{ip} \cdot \tan\phi'_w \cdot (\gamma_w \cdot h_i + 2w_s)}{Fs} \right]$$

$$\beta = 45 - \frac{\phi'_w}{2} = 45 - \frac{30}{2} = 30^\circ$$



$$T_i = \frac{2\alpha \cdot L_{ip} \cdot \tan\phi'_w \cdot (\gamma_w \cdot h_i + 2w_s)}{F_s}$$

$$T_i = \frac{2 \times 0.9 \cdot L_{ip} \cdot \tan 30^\circ \cdot (19 \cdot h_i + 2 \times 12)}{2}$$

$$T_i = 0.9 \cdot L_{ip} \cdot \tan 30^\circ \cdot (19 \cdot h_i + 24)$$

$h_i$	$L_{ip} = 3.5 - [(H - h_i) \tan \beta]$	$T_i = 0.9 \cdot L_{ip} \cdot \tan 30^\circ \cdot (19 \cdot h_i + 24)$
0.4	$L_{ip} = 3.5 - [(4 - 0.4) \cdot \tan 30^\circ]$ $= 1.42$	$0.9 \times 1.42 \cdot \tan 30^\circ \cdot (19 \times 0.4 + 24)$ $= 46.63 > 16.5$
1.0	$L_{ip} = 3.5 - [(4 - 1.0) \cdot \tan 30^\circ]$ $= 1.77$	$0.9 \times 1.77 \cdot \tan 30^\circ \cdot (19 \times 1.0 + 24)$ $= 94.28 > 16.5$
1.6	$L_{ip} = 3.5 - [(4 - 1.6) \cdot \tan 30^\circ]$ $= 2.11$	$0.9 \times 2.11 \cdot \tan 30^\circ \cdot (19 \times 1.6 + 24)$ $= 119.28 > 16.5$
2.2	$L_{ip} = 3.5 - [(4 - 2.2) \cdot \tan 30^\circ]$ $= 2.46$	$0.9 \times 2.46 \cdot \tan 30^\circ \cdot (19 \times 2.2 + 24)$ $= 197.36 > 16.5$
2.8	$L_{ip} = 3.5 - [(4 - 2.8) \cdot \tan 30^\circ]$ $= 2.81$	$0.9 \times 2.81 \cdot \tan 30^\circ \cdot (19 \times 2.8 + 24)$ $= 225.44 > 16.5$
3.2	$L_{ip} = 3.5 - [(4 - 3.2) \cdot \tan 30^\circ]$ $= 3.04$	$0.9 \times 3.04 \cdot \tan 30^\circ \cdot (19 \times 3.2 + 24)$ $= 267.9 > 16.5$
3.6	$L_{ip} = 3.5 - [(4 - 3.6) \cdot \tan 30^\circ]$ $= 3.27$	$0.9 \times 3.27 \cdot \tan 30^\circ \cdot (19 \times 3.6 + 24)$ $= 314.0 > 16.5$
3.8	$L_{ip} = 3.5 - [(4 - 3.8) \cdot \tan 30^\circ]$ $= 3.39$	$0.9 \times 3.39 \cdot \tan 30^\circ \cdot (19 \times 3.8 + 24)$ $= 338.91 > 16.5$

$$T = \frac{h \cdot \tan \beta \cdot (\gamma_w \cdot h + 2w_s)}{2 \cdot \tan(\phi'_w + \beta)}$$

$$T = \frac{h \cdot \tan 30^\circ \cdot (19h + 2 \times 12)}{2 \cdot \tan(30^\circ + 30^\circ)}$$

$$T = 0.17h(19h + 24)$$

$$\text{Si } w_s = 0 \text{ kN/m}^2 \rightarrow T = 3.23h^2$$

$h$ (m)	Effort de traction $T$ (kN/m)		Nombre de Géogrille effectif	Résistance totale du géogrille (kN/m)	
	Avec surcharge $T$ $= 0.17h(19h + 24)$	Sans surcharge $T$ $= 3.23h^2$		Avec surcharge	Sans surcharge
1	07.3	3.23	1	$16.5 \times 1 = \mathbf{16.5}$	12.5
2	21.2	12.92	3	$16.5 \times 3 = \mathbf{49.5}$	43.2
3	41.3	29.07	5	$16.5 \times 5 = \mathbf{82.5}$	73.9
4	68.0	51.68	8	$16.5 \times 8 = \mathbf{132}$	121.1

Le tableau montre que la résistance totale du géogrille est toujours supérieure à l'effort de traction ( $T$ )

**Coherent Gravity Method**

$$T_i = 16.5 \text{ kN/m}$$

$$K_{wi} = \frac{1}{6} [K_{ow} \cdot (6 - h_i) + K_{aw} \cdot h_i]$$

$$K_{wi} = \frac{1}{6} [(1 - \sin 30^\circ) \cdot (6 - h_i) + 0.33 \cdot h_i]$$

$$\gamma_w = \gamma_b = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$w_s = 12 \text{ kN/m}^2$$

$$K_{ab} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.33 \quad L = 3.5 \text{ m}$$

$$T_i = \frac{K_{wi}(\gamma_w \cdot h_i + w_s) \cdot V_i}{1 - \left( \frac{K_{ab}(\gamma_b \cdot h_i + 3w_s)(h_i/L)^2}{3(\gamma_w h_i + w_s)} \right)}$$

$$V_i = \frac{T_i \cdot \left[ 1 - \left( \frac{K_{ab}(\gamma_b h_i + 3w_s)(h_i/L)^2}{3(\gamma_w \cdot h_i + w_s)} \right) \right]}{K_{wi}(\gamma_w h_i + w_s)}$$

$$V_i = \frac{16.5 \times \left[ 1 - \left( \frac{0.33(19h_i + 3 \times 12)(h_i/3.5)^2}{3(19h_i + 12)} \right) \right]}{\left( \frac{1}{6} [(1 - \sin 30^\circ) \cdot (6 - h_i) + 0.33 \cdot h_i] \right) (19h_i + 12)}$$

Les calculs sont résumés sur le tableau ci-dessous :

$h_i$ (m)	$V_i$ (m)
0.0	2.75
0.5	1.57
1.0	1.11
1.5	0.86
2.0	0.70
2.5	0.60
3.0	0.51
3.5	0.45
4.0	0.39

## REFERENCES

### GTR, Guide technique

« Réalisation des remblais et des couches de forme »  
LCPC-SETRA (ParisBagneux), sept 1992. pp 204.

### GTS, Guide technique

« Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques.  
Application à la réalisation des remblais et des couches de forme », LCPC-SETRA (Paris-Bagneux) jan  
2000. 240p.

### Catalogue des structures de type chaussées neuves.

Publications du SETRA/LCPC pour le Ministère de l'équipement, des transports et du logement, 1998

### LE TRAITEMENT DES SOLS POUR LA COUCHE DE FORME, PLATEFORME DE CHAUSSEE.

Application à des projets de terrassement dans le département de l'Hérault ; juin2021  
Isis BRABET

### Techniques de l'ingénieur GTS

«Traitement des matériaux » Février 2007  
Pierre ROSSI, Ludovic GAVOIS et Guy RAOUL..

### TENSAR FROM NETLON

Designing with Tensar  
*'Techniques and Design Philosophy for utilizing Tensar Grids in the reinforcing of soil structures'*  
Netlon Limited, UK

### TENSAR FROM NETLON

*'Guidelines for the design and construction of reinforced soil retaining walls using Tensar Geogrids'*  
Netlon Limited, UK

### TENSAR FROM NETLON

*'Test methods and physical properties of Tensar Geogrids'*  
Netlon Limited, UK

### TENSAR FROM NETLON

*'Guidelines for the design and construction of embankment over stable foundations using Tensar Geogrids'*  
Netlon Limited, UK

### TENSAR FROM NETLON

*'Ground stabilization with Tensar Geogrids'*  
Netlon Limited, UK

### LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN MECANIQUE DES SOLS.

Noureddine Chelghoum

Publication de l'université Badji Mokhtar-Annaba.

COLIN JFP JONES

'*Earth Reinforcement and soil structures*'  
Butterworth's Advanced Series in Geotechnical Engineering  
Butterworth and Co. (publishers) Ltd, 1985

ALLEN, T.M and HOLTZ, R.D. (1991).

"*Design of Retaining Walls Reinforced with Geosynthetic*", State of the Art Paper, session 8A on Reinforcement, Geotechnical Engineering Congress 1991, Geotechnical special publication No 27, ASCE, Vol.11, pp.970-987

GOURC, J.P. (1982)

"Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols" Doctorat, Université de Grenoble.

HOLTZ, R. D., CH RISTOPHER, B. R., and Berg, R.R (1997)

Geosynthetic Engineering, BiTech Publishers,  
Vancouver, British Columbia Canada. 451p

HOLTZ, R. D. (2001)

Geosynthetic for Soil Reinforcement  
The Ninth Spencer J. Buchanan Lecture.  
College Station, University Drive

PHILIPPE REIFFSTECK.

Traitement des sols  
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées  
Division Mécanique des Sols des Roches et de la Géologie de l'Ingénieur

LAURENT BRIANÇON, PHILIPPE LIAUSU, CLAUDE PLUMELLE, BRUNO SIMON (2018)

Amélioration et renforcement des sols Tome2  
Expertise technique AMSOL. Edition LE MONITEUR.

## GLOSSAIRE ▪

**Floculation** : phénomène physico-chimique au cours duquel les matières en suspension forment des flocons et s'agrègent ce qui provoque leur sédimentation. Remarque : la chaux agit sur les charges électriques des particules fines de la fraction argileuse entraînant leur floculation. ▪

**Syntaxie** : phénomène qui se produit entre substances de compositions chimiques différentes, ayant des affinités structurales, conduisant à la répétition régulière de motifs structuraux. L'action de syntaxie de la chaux se traduit par un pralinage des grains qui augmente leur résistance par obstruction des pores.

**Action pouzzolanique** : solubilisation des constituants de la fraction argileuse aboutissant à une cristallisation (édifices cristallins de minéraux argileux). Phénomène de cimentation. ▪ Prise hydraulique : durcissement en présence d'eau.

**Pralinage** : enrobage des grains de sols par la chaux. Cette action s'effectue de la même manière que le pralinage réalisé en cuisine pour constituer le pralin ou les pralines ; en effet dans ces cas culinaires, l'enrobage du grain (noisette) se fait grâce à un matériau en poudre qui se solidifie autour de la graine

par la chaleur. La température transforme la poudre en coque étanche. La chaux est réactive à la température.

## NOTATIONS

$\gamma_w$ : Poids volumique du sol renforcé.

$\phi'_w$ : Angle de frottement interne du sol renforcé.

$\gamma_b$ : Poids volumique du sol

$\phi'_b$ : Angle de frottement interne du sol

$K_{ab}$ : Coefficient des poussées des terres actives.

$w_s$ : Surcharge à la surface superficielle du sol.

$F_s$ : Coefficient de sécurité

$L$ : Dimension linéaire

$H$ : Hauteur du mur ou de la pente

$M_R$ : Moment de résistance au renversement

$\sigma_{max}$ : Contrainte max ou min à la base du mur  
 $\sigma_{min}$

$F$ : Force appliquée

$A$ : Section transversale

$W$ : Moment de résistance

$M$ : Moment

$e$ : Excentricité

$T_i$ : Force de traction

$h_i$ : Profondeur du géogrid

$K_{aw}$ : Coefficient des poussées des terres

$\sigma_{vi}$ : Contrainte verticale à la profondeur  $h_i$

$V_i$ : Espacement entre géogrids

$\Delta\sigma_z$ : Augmentation des contraintes à la profondeur  $z$ .

$S_i$ : Surcharge extérieure verticale

$b$ : Largeur de la fondation

$D_i$ : Largeur de la fondation fictive

$F_i$ : Charge extérieure horizontale

$L_{ip}$ : Longueur d'ancrage



$F_{Fr}$ : Effort de frottement dans le géogrid

IP : indice de plasticité

IC : indice de consistance

IPI : indice portant immédiat

OPN : Optimum Proctor Normal

OPM : Optimum Proctor Modifié

CBR : indice portant californien (California Bearing Ratio)

w<sub>nat</sub> : teneur en eau naturelle du sol

w<sub>P</sub> : teneur en eau à la limite de plasticité du sol

w<sub>L</sub> : teneur en eau à la limite de liquidité du sol.

R<sub>c</sub> : résistance en compression simple

R<sub>t</sub> : résistance en traction directe

R<sub>tb</sub> : résistance en compression diamétrale.

## **ABREVIATIONS**

GTR : Guide technique pour la réalisation des remblais et couches de forme

GTS : Guide technique du traitement de sol des remblais et couches de forme

PST : Partie supérieure des terrassements

CDF : Couche de forme

AR : Arase

PF : Plateforme

LH : liant hydraulique

LHR : liant hydraulique routier

LSR : liants spéciaux routiers