

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Echahid Cheikh Larbi Tébessi-Tébessa



Faculté des Sciences Exactes et des Sciences de la Nature et de la Vie
Département des Sciences de la Terre et de l'Univers

Polycopié de cours pédagogique

Amélioration des sols et fondations

Destiné aux étudiants en 1^{ère} année Master –S2- « UEF 1.2 »

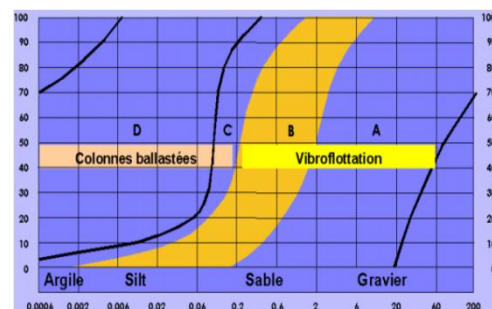
Domaine : Sciences de la Terre et de l'Univers



Filière : Géologie
Spécialité : Géologie de l'Ingénieur
et Géotechnique (GIG)



Préparé par :
Dr. DJABRI Mohamed



Année universitaire : 2022-2023

Amélioration des sols et fondations

Matière UEF 1.2

Tables des matières

PREFACE		1
CHAPITRE 1 : AMÉLIORATION DE LA MASSE DU SOL		
1.1	INTRODUCTION.....	3
1.2	TECHNIQUE DE PRE-CHARGEMENT DE SOL.....	3
1.3	LES DRAINS VERTICAUX.....	5
1.4	TECHNIQUE DE COMPACTAGE DES SOLS.....	7
1.5	LE VIBRO-COMPACTAGE.....	11
1.6	AMÉLIORATION DES SOLS PAR INJECTION.....	14
1.7	AMÉLIORATION DES SOLS PAR CONGÉLATION.....	18
1.8	AMÉLIORATION DES SOLS PAR ÉLECTROCONSOLIDATION.....	19
1.9	CONCLUSION.....	19
CHAPITRE 2 : RENFORCEMENT DES SOLS PAR INCLUSIONS		
2.1	INTRODUCTION.....	20
2.2	TECHNIQUE DE RENFORCEMENT PAR COLONNES VERTICALES.....	20
2.3	RENFORCEMENT PAR DES COLONNES BALLASTÉES	22
2.4	LES COLONNES EN SOL TRAITÉ AUX LIANTS.....	30
2.5	RENFORCEMENT PAR DES INCLUSIONS RIGIDES	31
2.6	LA TECHNIQUE DE RENFORCEMENT « JET GROUTING ».....	35
2.7	LA TECHNIQUE « DEEP SOIL MIXING » (DSM).....	37
2.8	COLONNES À MODULE MIXTE (CMM).....	40
2.9	CONCLUSION.....	42
CHAPITRE 3 : RENFORCEMENT DES SOLS : LA TERRE ARMÉE		
3.1	INTRODUCTION.....	43
3.2	APERÇU HISTORIQUE DE RENFORCEMENT DES SOLS.....	43
3.3	PRINCIPE DE BASE DE RENFORCEMENT DES SOLS.....	45
3.4	TYPE DE RENFORCEMENTS.....	46
3.5	LES PRODUITS GÉOSYNTHÉTIQUES.....	47
3.6	NOTIONS DE LA TERRE ARMÉE.....	49
3.7	QUELQUES SYSTÈMES DES MURS EN SOL RENFORCÉ.....	55
3.8	AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA TERRE ARMÉE.....	57
3.9	LES MODES DE RÉPARATION.....	60
3.10	CONCLUSION.....	60
CHAPITRE 4 : MÉTHODES DE JUSTIFICATION DE LA TERRE ARMÉE		
4.1	INTRODUCTION.....	61
4.2	STABILITÉ DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ	61
4.3	DIMENSIONNEMENT DES MURS EN TERRE ARMÉE	64
4.4	PROCESSUS DE JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ.....	69
4.5	CONCLUSION.....	69

CHAPITRE 5 : RÉPARATION ET RENFORCEMENT DES FONDATIONS		
5.1	INTRODUCTION.....	70
5.2	CLASSIFICATION DES TECHNIQUES UTILISÉES.....	70
5.3	REPRISES EN SOUS-ŒUVRE	71
5.4	AMÉLIORATION ET RENFORCEMENT DES TERRAINS DE FONDATIONS PAR INJECTION.....	77
5.5	CONCLUSION.....	86
CHAPITRE 6 : DES TALUS ET DES GLISSEMENTS DE TERRAIN		
6.1	INTRODUCTION.....	87
6.2	MODIFICATION GÉOTECHNIQUE DES TALUS.....	90
6.3	DISPOSITIF DE DRAINAGE	91
6.4	LES CONFORTEMENTS MÉCANIQUES DES TALUS.....	94
6.5	PROTECTION DE SURFACE.....	98
6.6	CONCLUSION.....	101
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES		102

PREFACE

Dans certaines régions, le sol n'est pas assez stable pour construire simplement comme d'habitude. Cela se produit souvent lorsque le socle rocheux est considérablement en dessous de la surface et qu'il y a du sable ou d'autres types de sol instable au-dessus. Étant donné que cela peut entraîner des déplacements ultérieurs, le bâtiment doit être soigneusement conçu pour tenir, en parle des sols à problèmes.

Les sols problématiques, d'un point de vue géotechnique, sont des sols qui ont le potentiel de se dilater, de s'effondrer, de se disperser, de subir un tassement excessif ou même de se rompre dans des conditions de contraintes relativement faibles. Les phénomènes de réponse du sol ci-dessus sont liés aux propriétés physiques du sol telles que la composition du grain du sol, le taux de saturation, le degré de compactage, la minéralogie et à ses propriétés mécaniques, par exemple, les paramètres de préconsolidation ou de résistance du sol. Ces sols problématiques créent un certain nombre de problèmes, y compris ceux qui sont liés, mais sans s'y limiter, à la capacité portante, à la stabilité de l'excavation, à la stabilité des remblais et aux tassements à long terme.

Par conséquent, les investisseurs et les ingénieurs décident généralement d'éviter d'investir dans des bâtiments dans des zones où se trouvent des sols problématiques. Malheureusement, dans les zones densément peuplées, c'est de plus en plus la seule option pour réaliser des constructions sur des sols problématiques.

Afin de construire sur de tels sols, les ingénieurs géotechniciens emploient un large éventail de techniques d'amélioration et d'amélioration des sols, par exemple la stabilisation physique et chimique du sol, le mélange profond du sol, les colonnes de pierre, les inclusions rigides, renforcement par ajout de bandes métalliques ou géogrilles, etc.

L'amélioration des sols est la modification de toute propriété du sol pour améliorer ses performances techniques. Il peut s'agir soit d'un processus temporaire pour permettre la construction d'une installation, soit d'une solution permanente pour améliorer la performance de l'installation achevée. Le résultat de l'application d'une technique peut être une résistance accrue, une compressibilité réduite, une perméabilité réduite ou une amélioration de l'état des eaux souterraines. Les méthodes d'amélioration des sols comprennent les micropieux, la colonne de pierre, le mélange en profondeur du sol, le jet grouting, le préchargement et la consolidation par drainage, le compactage dynamique, le vibro-compactage, le drainage, les géosynthétiques, etc.

Le renforcement du sol est une technique utilisée pour améliorer la résistance et la rigidité du sol. C'est une combinaison de remblai de terre et de bandes de renforcement. Dans les temps anciens, le renforcement du sol consistait à mélanger de la paille avec de la boue, à renforcer avec des roseaux tressés et à utiliser des branches et d'autres matières végétales pour améliorer la résistance et la capacité à supporter des charges plus importantes. Le renforcement du sol moderne utilise des matériaux plus solides et plus durables, mais utilise bon nombre des mêmes mécanismes fondamentaux qui ont fourni la résistance dans ces premières applications.

Les premières versions du renforcement de sol « moderne » ont été développées au début des années 1960 avec la Terre Armée brevetée d'Henri Vidal pour la construction de murs de soutènement autoportants.

Ces murs ont été construits à l'aide de bandes d'acier galvanisé avec des « nervures » pour fournir une résistance latérale contre les pressions de terre. Ces types de structures de mur sont généralement appelés la Terre Armée. La construction de murs en terre avec des matériaux de renforcement géosynthétiques a été introduite dans les années 1980.

L'objectif de ce cours est l'acquisition de la maîtrise des techniques d'amélioration des sols à problèmes et les méthodes de construction des ouvrages en sols renforcés et les techniques de réparation des fondations et de confortement des talus en faveur des étudiants en première année Master spécialité géologie de l'ingénieur et géotechnique .

Le cours comporte six chapitres préparés conformément aux exigences de l'offre de formation établie par le comité pédagogique du domaine Sciences de la Terre et de l'Univers.

Le premier chapitre présente les méthodes d'amélioration des sols dans sa masse. Parmi ces méthodes nous citons, le pré-chargement, le compactage dynamique, le vibro-compactage, le drainage, etc. Le deuxième chapitre traite les méthodes d'amélioration des sols compressibles notamment les techniques de renforcement par des inclusions verticales rigides et/ou souples en particulier les colonnes ballastées. Dans le troisième chapitre, nous étalons sur les techniques de renforcement des sols qui consistent en particulier à placer des inclusions souvent horizontales résistantes au sein du sol, il s'agit de la Terre Armée. Dans le quatrième chapitre, nous exposons les méthodes française et américaine de justification de la terre armée, nous comparons entre les deux les normes NFP 94-270 et FHWA. Dans le cinquième chapitre, nous détaillons les techniques de renforcement et de réparation des fondations. Le sixième chapitre aborde les principales méthodes de confortement des talus au glissement.

À la fin de ce cours, l'étudiant sera capable en particulier de :

- Opter la technique adéquate au sol en tenant compte de plusieurs paramètres (type du sol, l'importance de l'ouvrage à réaliser, le coût du projet, etc.).
- Différencier entre les systèmes des ouvrages de soutènement en sol renforcé.
- Dimensionner les ouvrages en sol renforcé (la terre armée).
- Justifier la stabilité des murs de soutènement en sol renforcé.
- Choisir la solution la plus convenable de renforcement et de réparation des fondations ainsi que la technique optimale de confortement des terrains en pente.

Et comme je l'ai mis ce polycopié, il faut souligner que j'ai beaucoup profité de mon expérience d'enseignement de cette matière, ainsi que de ce que j'ai trouvé dans certaines sources bibliographiques pour enrichir son contenu. Néanmoins, une bonne compréhension de cette matière nécessite des sorties et des stages de terrains.

Dr. Djabri Mohamed

Tébessa, le 19 Février 2023

CHAPITRE 1

AMÉLIORATION DE LA MASSE DU SOL

1.1 INTRODUCTION

Les méthodes d'amélioration des sols en place sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur géotechnicien pour résoudre les problèmes de stabilité ou des déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet (route, bâtiment, barrage, etc.).

Lorsque la construction d'un ouvrage est décidée sur un terrain fixé dont la stratigraphie peut être constituée d'un sol dit « à problèmes » deux problèmes se posent le plus souvent.

En premier lieu, il faut recourir à une opération dite d'amélioration du sol pour rendre faisable la construction de l'ouvrage en question dans un délai raisonnable. En second lieu, il faut tenir compte du coût de l'opération d'amélioration en évitant qu'elle soit disproportionnée par rapport au coût d'une autre solution de fondation envisageable.

Certaines méthodes sont très anciennes, comme le battage des pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme le vibro-compatage, l'électro-consolidation ou de congélation.

1.2 TECHNIQUE DE PRE-CHARGEMENT DE SOL

1.2.1 Définition

Lorsqu'il s'agit de construire sur un sol saturé de faible portance et (ou) relativement compressible, le pré-chargement (généralement fait par un remblai) est la technique la plus simple qui permet d'assurer une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme.

1.2.2 Principe de pré-chargement

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

- La réduction du tassement du sol sous l'action du pré-chargement, ce qui permet d'atteindre plus facilement la valeur requise du tassement admissible de l'ouvrage ou, autrement, d'avoir un tassement résiduel plus faible lors de la mise en service de l'ouvrage.

En effet, on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants.

- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui peut être utilisé pour une construction par étapes.

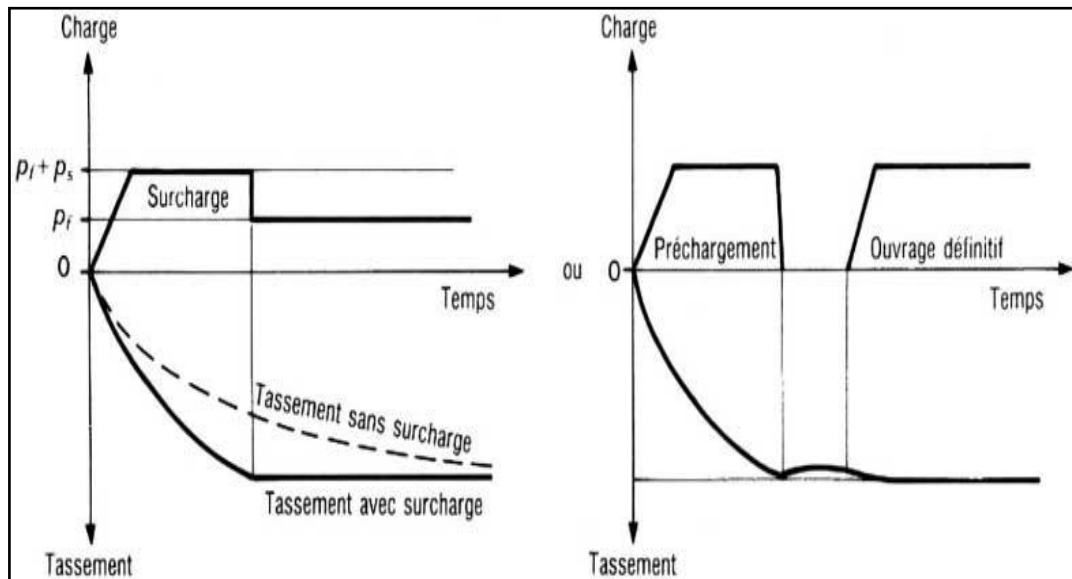


Figure 1.1. Principe du pré-chargement pour le contrôle de pré-chargement

1.2.3 Techniques de pré-chargement

Deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de pré-chargement :

- La méthode la plus courante (Figure 1.2a) consiste à édifier sur le site un remblai (une solution alternative est de remplir des réservoirs d'eau) ; on augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible.
- Une autre méthode consiste à utiliser la pression atmosphérique, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol (Figure 1.2b) ; on diminue dans ce cas la distribution d'équilibre des pressions interstitielles dans le massif de sol, à contraintes totales constantes.

✚ Remarque :

Le pré-chargement par étapes : lorsqu'il s'agit d'édifier des remblais de grande hauteur (>6m) sur une argile molle très compressible, le chargement doit être fait par étapes pour éviter de provoquer la rupture par poinçonnement du sol.

1.2.4 Les inconvénients majeurs du pré-chargement

- Le coût d'exécution ;
- La durée qu'il nécessite pour atteindre l'amélioration escomptée ;
- La durée du pré-chargement, le temps d'exécution du remblai de pré-chargement et la durée que nécessite sa suppression (à la fin de la durée fixée) ne permet d'envisager le début des travaux qu'après un temps de consolidation non négligeable (six mois au minimum) qui est parfois même comparable à celui de l'exécution de l'ouvrage.

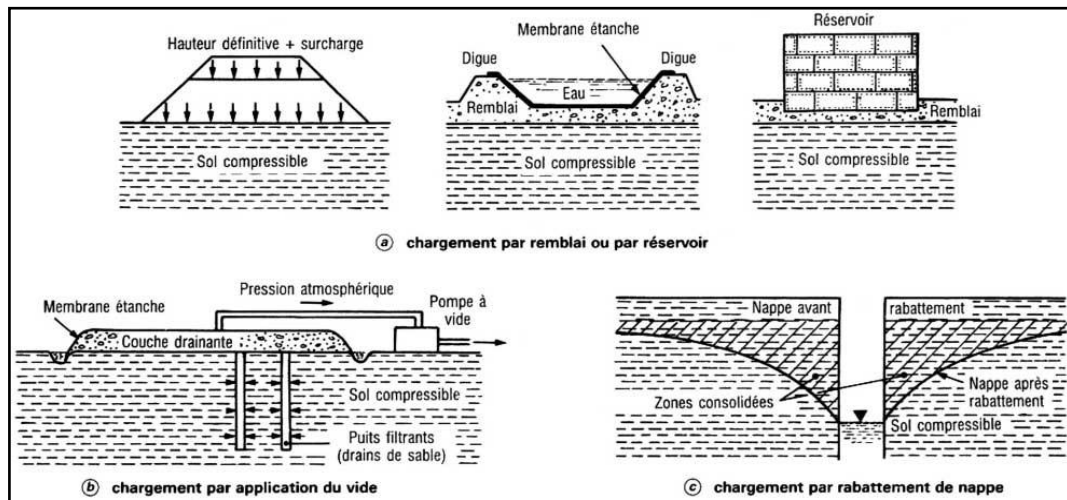


Figure 1.2. Techniques de pré-chargement

1.3 LES DRAINS VERTICAUX

1.3.1 Introduction

En vue d'accélérer la consolidation du sol (surtout les sols fins) on fait recours, en présence d'un chargement, davantage aux drains verticaux dont la présence, au sein des sols compressibles, permet de créer l'écoulement horizontal.

La mise en place de réseaux drainants dans le massif de sol (drains verticaux ou tranchées drainantes) réduit la distance que l'eau doit parcourir pour atteindre une surface drainante et sortir du sol fin, ce qui a un effet très bénéfique sur les temps de consolidation. Notant que, la perméabilité horizontale du sol est généralement supérieure à sa perméabilité verticale.

1.3.2 Techniques de drainage

La technique de drainage la plus fréquemment employée consiste à mettre en place un maillage régulier (maille triangulaire ou carrée) de drains verticaux (Figure 1.3).

Les méthodes d'exécution des drains sont classées en deux familles :

A- Les drains de sables

Jusqu'au début des années 80, les drains verticaux étaient en général des drains de sable, réalisés par diverses techniques : battage, vibrofonçage ou lançage d'un tube fermé ou d'un tube ouvert, forage à la tarière pleine ou creuse.

B- Les drains préfabriqués

À partir des années 80, la part des drains verticaux préfabriqués (DVP) en forme de bandes de 10 cm de largeur et quelques millimètres d'épaisseur (Figure 1.4) a augmenté de façon très rapide. Ces drains comportent, en général, une partie centrale (l'âme) assurant la circulation de l'eau le long du drain et une gaine filtrante en géotextile ou en papier. La longueur des drains peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

Remarque :

Pour assurer l'efficacité des drains préfabriqués en terme de drainage au sein du maillage retenu (triangulaire, carré), pour l'exécution des drains, d'après quelques expériences la distance entre les DVP ne doit pas excéder les deux mètres.

Les deux familles de drains présentent des avantages complémentaires (ou parfois atteints à des degrés différents) à savoir :

- Les drains préfabriqués sont d'exécution rapide et permettent d'accélérer fortement la consolidation ;
- Les drains de sable contribuent à une réduction du tassement et offrent souvent une marge de profondeur variable, qu'il n'est pas possible de réaliser avec des drains préfabriqués.

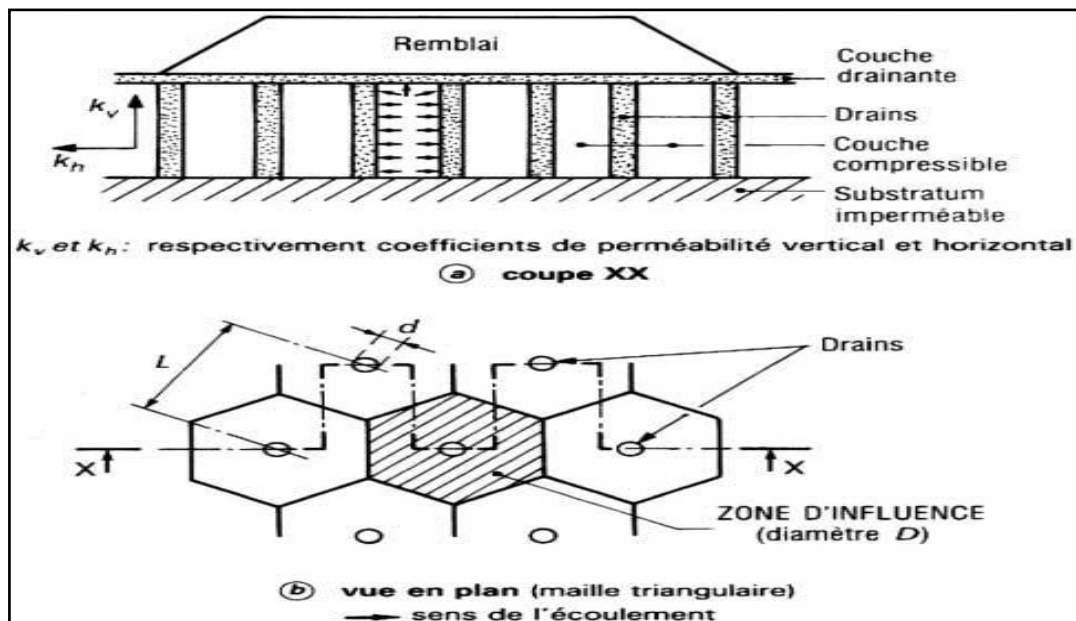


Figure 1.3. Réseaux de drains verticaux



Figure 1.4. Drains préfabriqués

1.3.3 Domaines d'application

Tel qu'illustré sur le diagramme représenté sur la Figure 1.5, plusieurs techniques d'amélioration sont envisageables en fonction de la granulométrie du sol.

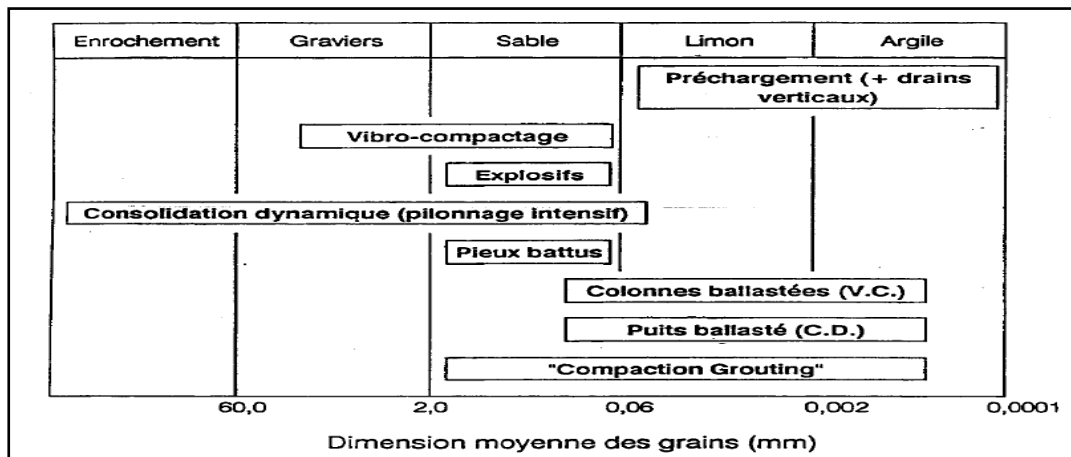


Figure 1.5. Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol initial

On constate que la technique de pré-charge avec (ou sans) drains verticaux, présentée dans les sections du présent chapitre, est beaucoup plus adaptée pour les limons et argiles. Pourtant cette catégorie de sols peut faire l'objet d'autres techniques qui seront développées dans les chapitres suivants (colonnes ballastées, traitement aux liant, etc..).

1.4 TECHNIQUE DE COMPACTAGE DES SOLS

1.4.1 Définition

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques (apport d'énergie mécanique), qui conduisent à accroître la densité d'un sol surtout grenus (Gravier, sable) (Figure 1.5). En faisant, texture du sol est resserrée ce qui réduit les déformations et tassements et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité portante.

Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodromes.

1.4.2 Voies de compactage des sols

Il peut être assuré par trois voies

- une pression exercée par un rouleau compacteur ;
- une masse qui chute sur une hauteur donnée ;
- une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur (ou grue).

Les facteurs qui caractérisent le compactage sont en général : le poids volumique du sol sec γ_d et sa teneur en eau w à partir desquels on détermine le poids volumique total (ou humide) du sol

$$\gamma_h \text{ par la relation : } \gamma_h = \frac{\gamma_d}{1+w}$$

Le compactage est une opération qui s'accompagne d'une réduction du volume des vides dans un sol. La compacité maximale d'un sol est atteinte lorsque son indice des vides est au minimum, cet état est atteint pour une teneur en eau du sol est dite optimale dont la détermination est faite en laboratoire (Figure 1.6) lors d'un essai Proctor.

On remarque que la densité sèche maximale peut augmenter en fonction de l'énergie de compactage (Figure 1.6). Par ailleurs, une même densité sèche peut correspondre à deux teneurs en eau différentes : la faible teneur en eau (côté sec) correspond à une structure plutôt dispersée des particules, alors que pour la teneur en eau élevée (côté mouillé) la structure des particules est orientée.

La teneur en eau optimale d'un sol varie dans une marge qui dépend du type de sol (Tableau 1.1). La teneur en eau optimale est d'autant plus élevée lorsque la granulométrie du sol devient davantage fine.

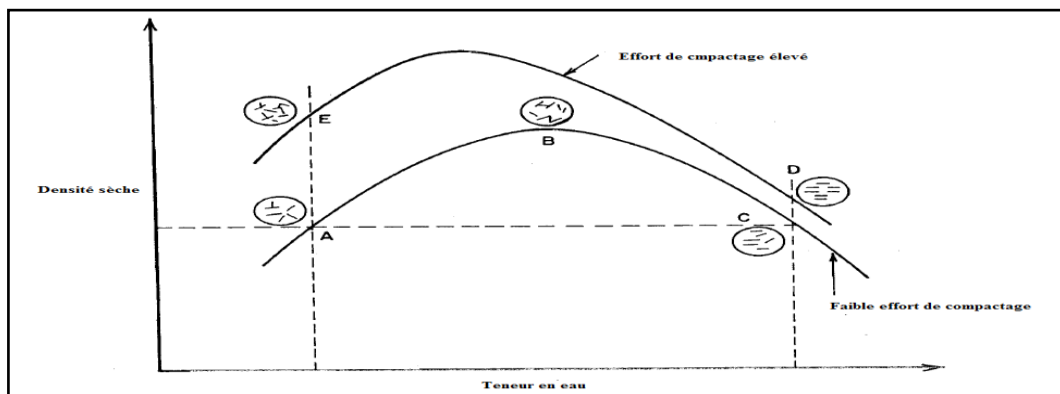


Figure 1.6. Effets du compactage, en fonction de l'énergie de compactage, sur la structure du sol

Tableau 1.1. Marges approximatives de la teneur en eau optimale en fonction du type de sol

Type de sol	Valeur probable de ω_{opt} (%) : essai Proctor modifié
Sables	6 à 10
Mélange « sable-limon »	8 à 12
Limons	11 à 15
Argiles	13 à 20

1.4.3 Le compactage des sols pulvérulents

Le paramètre physique indiquant l'état dans lequel se trouve un sol pulvérulent vis-à-vis de la proportion des vides y existant est l'indice de densité relative, noté I_D (ou D_R), qui est défini par:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Où e , e_{max} et e_{min} désignent respectivement l'indice des vides du sol à l'état naturel, à l'état le plus relâché et à l'état de compacité maximale. Les valeurs de e_{max} et e_{min} des sols pulvérulents sont présentées dans le Tableau 1.2. En fonction de l'état du sol l'indice de densité relative se situe dans les marges indiquées dans le Tableau 1.3.

Tableau 1.2. Valeurs extrêmes de l'indice des vides de sols

Types de sols	Indice des vides	
	e_{max}	e_{min}
Sphères de même diamètre	0,92	0,35
Sable propre uniforme	1,00	0,40
Limon non organique uniforme	1,10	0,40
Sable limoneux	0,90	0,30
Sable fin à grossier	0,95	0,20
Sable micacé	1,20	0,40
Sable et gravier limoneux	0,85	0,14

Tableau 1.3. Valeurs de l'indice de densité relative en fonction de l'état du sol

Indice de densité relative (%)	Etat (description)
15-35	Lâche
35-65	Moyennement compact
65-85	Compact
85-100	Très compact (dense)

1.4.4 Le compactage dynamique

Il est recommandé pour stabiliser et densifier les sols pulvérulents situés aussi bien hors nappe que sous la nappe phréatique. Les principaux avantages du compactage dynamique sont :

- l'augmentation de la capacité portante ;
- la réduction du tassement ;
- le potentiel de liquéfaction.

Cette technique a été pratiquée en premier lieu par Ménard au début des années 70. Le procédé consiste à faire chuter une très grande masse (10-20 tonnes jusqu'à 150 tonnes) sur le sol à compacter. La hauteur de chute varie de 10-20 à 40m.

A-Exécution du compactage dynamique

1ère passe : Les points de compactage sont répartis en un maillage primaire (4mx4m par exemple) où l'énergie fournie est de 60tm/coup à raison de 12 coups par point. A la fin de cette étape on procède à un nivelage de la surface traitée. Un exemple d'illustration, à l'issue d'une première passe de compactage est fourni sur la Figure 1.7.

2ème passe : Les points de compactage sont répartis en un maillage secondaire plus serré que le précédent (2mx2m par exemple), on fournit la même énergie de compactage mais le nombre de points est moindre. Ensuite on procède au nivelage final de la surface améliorée généralement à l'aide de compacteurs vibrants, de capacité 10 tonnes. On peut prévoir une surépaisseur de 10 à 20 cm de la surface traitée qui peut être recouverte d'une couche en gravier concassé.

B-Conséquences du compactage dynamique

La conséquence évidente de la consolidation dynamique est l'augmentation du module d'élasticité, et par suite le module de réaction du sol amélioré. Tel qu'illustré sur la Figure 1.7 cette augmentation est environ de quatre fois à cinq fois, par exemple :

$$E_{na} = 25 \text{ MPA} , E_{am} = 100 \text{ Mpa} ; K_{na} = 70 \text{ Mpa} , E_{am} = 350 \text{ Mpa}$$

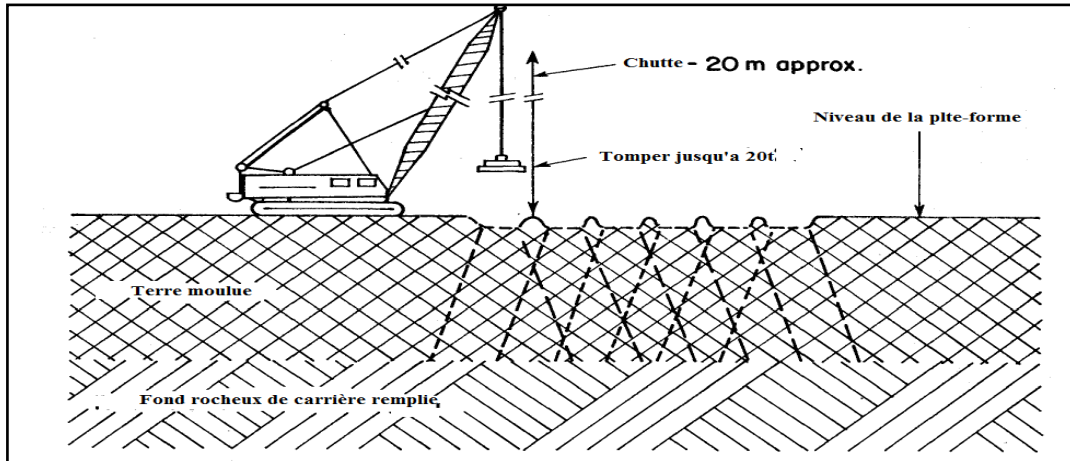


Figure 1.7. Effet d'une première passe de compactage dynamique

1.4.5 Le compactage statique en profondeur (les sols grenus)

L'introduction en force de mortier ou de béton spécial (microbéton) dans un massif de sol meuble, à partir de forages, permet de provoquer la densification du sol naturel sans détruire sa structure ni l'imprégner (Figure 1.8).

Outre la densification de la masse du sol entre les forages, on obtient en plus des colonnes de matériau plus résistant, qui reprennent une partie des charges appliquées au massif de sol. L'injection s'effectue à partir de forages primaires, secondaires et éventuellement tertiaires, selon un maillage adapté au problème à résoudre. Le tube d'injection est descendu dans un forage de diamètre voisin de 10 cm.

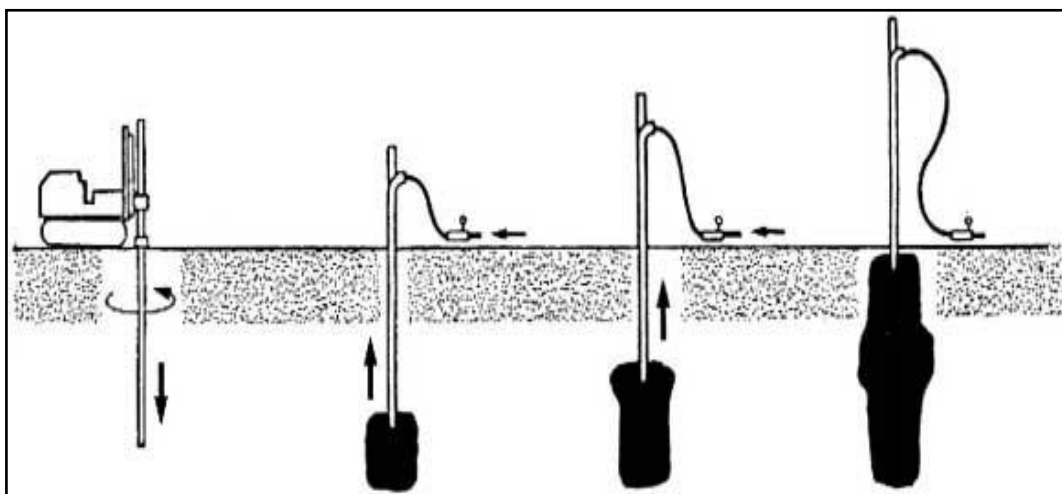


Figure 1.8. Principe du compactage statique en profondeur

1.5 LE VIBRO-COMPACTAGE

1.5.1 Définition

Le procédé de vibro-compactage, inventé en 1934 en Allemagne par Steuermann et Degen, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en-dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50 m.

1.5.2 Domaine d'application

La technique du vibro-compactage est un procédé très performant d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux (Figure 1.9). Cette technique permet d'obtenir une compacité proche de l'Optimum Proctor Modifié, même en dessous de la nappe. Elle trouve principalement son application dans le cadre d'ouvrages situés dans les plaines alluvionnaires.

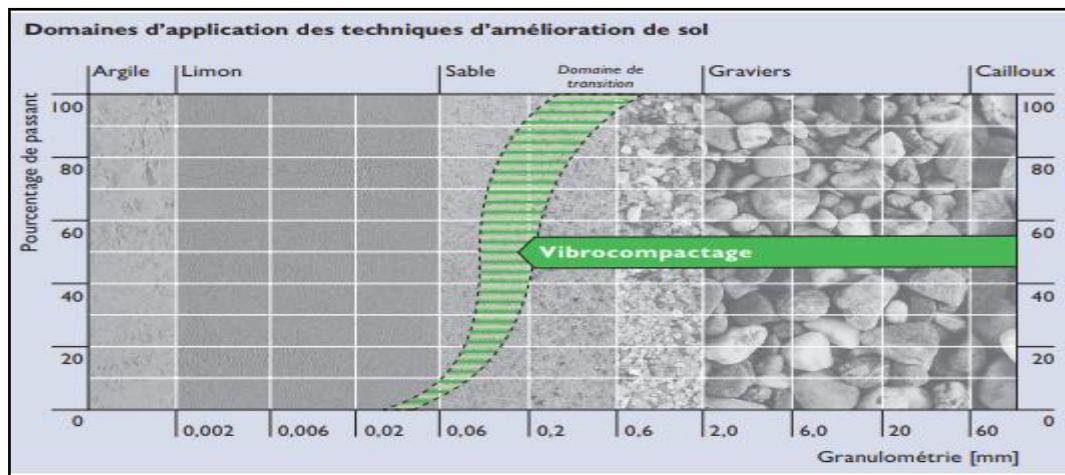


Figure 1.9. Fuseaux granulométriques des sols où le vibro-compactage est recommandé

1.5.3 Aspects géotechniques

Ces vibrations, émises par l'outil, par ajout (ou non) d'un matériau pulvérulent, se propagent de grains en grains et provoquent un réarrangement optimal du volume initial occupé (voir Figure 1.10). La réduction de la porosité du matériau permet aussi d'augmenter sa capacité portante de manière significative. Il est courant d'obtenir des contraintes de sols améliorés de l'ordre de 0.5 à 0.8 MPa après ce type de traitement.

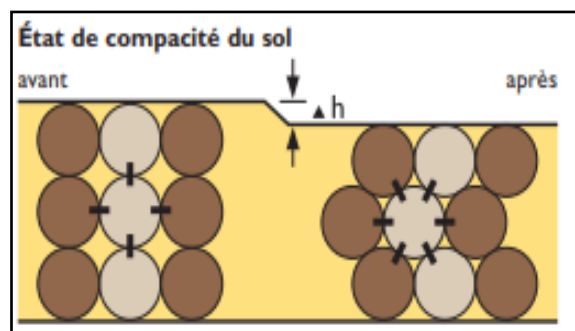


Figure 1.10. Aspects géotechniques du vibro-compactage

1.5.4 Equipement (le vibreur)

Le vibreur de vibro-compactage a été spécialement conçu pour compacter les matériaux grenus de la manière la plus optimale possible, sans pour autant dégrader les caractéristiques des sols cohérents. L'outil assurant le vibro-compactage est un vibreur (ou aiguille vibrante) dont un exemple, le V23 est présenté sur la Figure 1.11. Ce type de vibreur est équipé d'un système de joint antivibratoire qui permet d'exercer une force d'activation élevée sur un outil qui vibre horizontalement. La pénétration de l'outil, ainsi que le compactage, sont facilités par un fluide de lancement, généralement de l'eau. Il se caractérise par :

Diamètre : 350 mm, Longueur : 3.5 m, Poids : 21 kN, Force du moteur : 130 kw, Amplitude de max : 23 mm, Force excentrique : 300 kN.

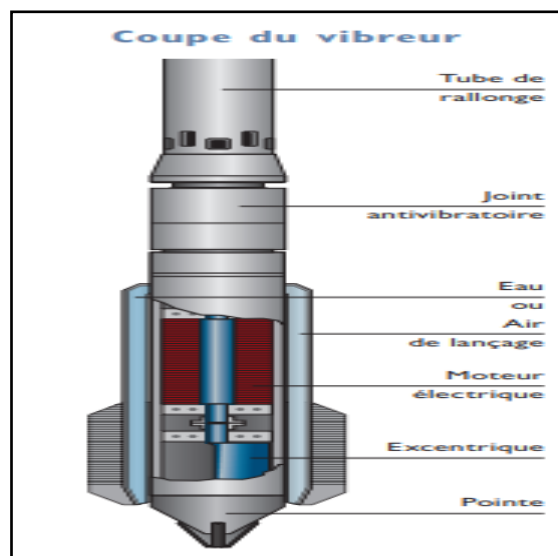


Figure 1.11. Coupe du vibreur type V23

1.5.5 Mise en œuvre

Le vibro-compactage est exécuté sur une profondeur variant de 3m à 56m, selon des mailles où la distance entre les points de traitement varie de 1m à 5m. La performance du vibro-compactage est d'atteindre généralement une densité relative du sol amélioré qui varie de 75% à 100% selon le projet. L'exécution du vibro-compactage se fait en trois étapes (Figure 1.12) qui sont successivement:

- 1- La pénétration (ou fonçage) de l'aiguille vibrante à la profondeur exigée sous l'effet des vibrations et un lancement à l'eau ou à l'air.
- 2- L'aiguille vibrante est remontée de la profondeur maximale par passes de 0.5 m. Le sol en place (sable ou gravier) s'achemine vers la pointe de l'aiguille vibrante.
- 3- Le compactage est effectué avec un remblaiement depuis la surface (apport d'un matériau stocké), soit avec le sol en place dont la surface subit un affaissement. Dans ce cas un important cratère d'affaissement se forme autour du point de compactage.

Le temps d'exécution d'un point de traitement par vibro-compactage dépend de l'appareil utilisé et de la profondeur à atteindre. À titre d'exemple, lors de la réalisation du barrage Hidden (USA) le record du monde en profondeur avec le V23 a été de 56m, le temps nécessaire pour l'enfoncement de l'outil était de deux (2) minutes.

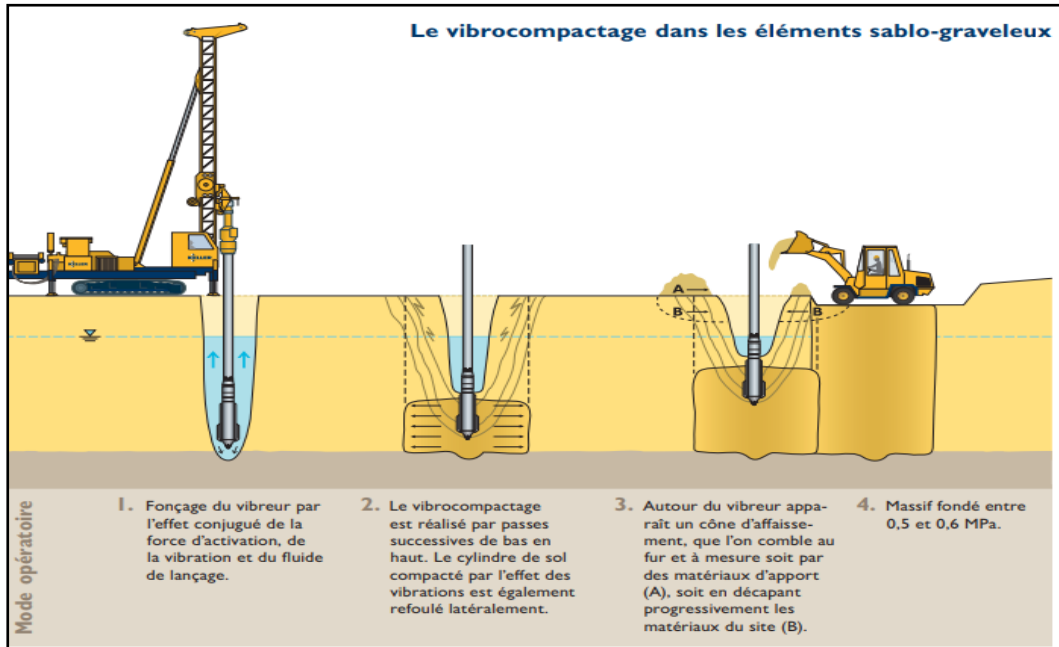


Figure 1.12. Mise en œuvre de la technique du vibro-compactage

Nouvelles orientations :

Le vibro-compactage en site marin. Deux projets à grande envergure ont fait l'objet d'un tel traitement. L'extension du Port de Monaco (France) et celui de Patras (Grèce).

1.5.6 Avantages et exemples d'application

Le vibro-compactage apporte bien des avantages par rapport à d'autres solutions de fondations, entre autres :

- Amélioration de sol en place sans matériau d'apport (solution très économique),
- Grande souplesse aussi bien dans la mise en œuvre des fondations (pas de recépage) qu'en dimensionnement (sol homogène sans points durs),
- Délai de production rapide,
- Co-activité avec les autres lots de la construction (gros-œuvre, terrassement),
- Impact environnemental faible (peu de transport de matériaux, peu de bruits, propagation des vibrations limitées par l'utilisation de vibreurs spécifiques),
- Procédé connu pour être le plus efficace dans la réduction du potentiel de liquéfaction des sols.

Ainsi, la technique de vibro-compactage trouve son application pour tous types d'ouvrages :

- Le vibro-compactage permet de réaliser des semelles isolées ou filantes avec des capacités portantes élevées de l'ordre de 0.5 à 0.8 Mpa (immeubles R+8 voire plus, centres commerciaux, hôpitaux, etc.) (Figure 1.13),
- Le vibro-compactage du sol graveleux en place garantit des tassements d'ordre millimétrique sous des ouvrages dits sensibles (sites nucléaires, turbines, machines vibrantes, éoliennes),
- Le vibro-compactage est reconnu comme étant le procédé le plus efficace dans la limitation du risque potentiel de liquéfaction des sols.



Figure 1.13. Le vibro-compactage, exemple de chantier

1.6 AMÉLIORATION DES SOLS PAR INJECTION

1.6.1 Introduction

Certaines situations particulières appellent un renforcement par remplissage des vides naturels (notamment vides interstitiels) 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'application des injections, il y a quelques années était limitée aux terrains très perméables (graviers et sables). Aujourd'hui avec l'aide de nouvelles technologies d'injections sous pression et de nouveaux mélanges, il est possible de traiter des terrains de perméabilité moyenne-basse (jusqu'aux sables fins). Ces évolutions récentes des techniques d'injection, l'utilisation de nouveaux coulis et la maîtrise du contrôle des travaux ouvrent de nouvelles possibilités aux concepteurs dans l'élaboration de leurs projets.

1.6.2 Domaines d'application

Quelques domaines d'application :

- Le renforcement ou le compactage des sols décomprimés.

- Le traitement des poches de dissolution.
- La création de radiers ou de voiles étanches.
- Le comblement et la confortation d'anciennes carrières souterraines.
- Le traitement des sols préalable à la création d'ouvrages souterrains.
- La consolidation d'ouvrages fissurés.
- Le scellement des micropieux et des tirants.

1.6.3 Les différents types d'injection

Quelques types d'injection appliquée, selon la classe du sol à traiter (sols fins ou grenus) :

- Injection de consolidation.
- Injection d'étanchéité.
- Injection de bourrage et de collage.
- Injection de comblement.
- Injection solide.

A- L'injection de comblement (coulis)

L'injection de comblement vise à remplir des vides souterrains, pour éviter leur effondrement, et à traiter les fontis des terrains de couverture (Figure 1.4). Ces vides peuvent être d'origine naturelle (grottes, karsts...) artificielle (mines, carrières, souterrains...).

Le coulis est classiquement composé d'eau, de ciment et de bentonite, parfois de sablons ou cendres volantes. Ce peut être également un gel chimique en cas de recherche de prise rapide et d'étanchéité.

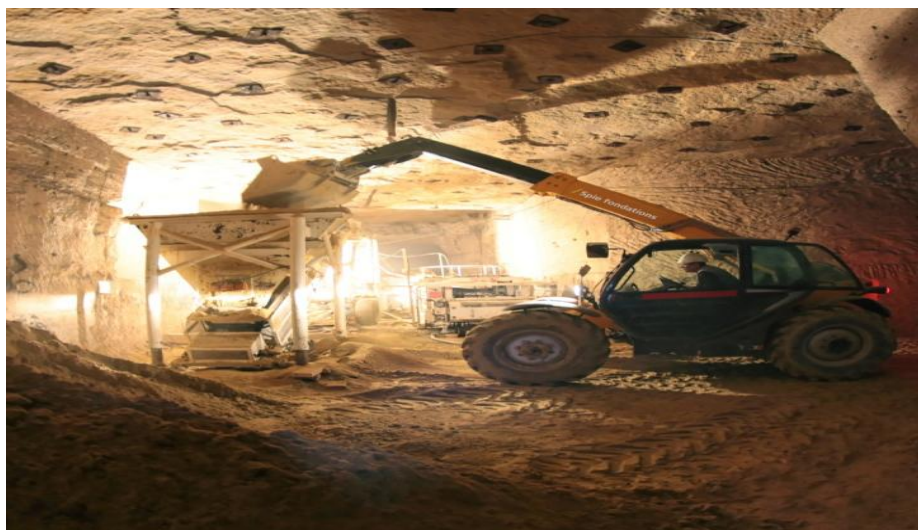


Figure 1.14. Amélioration des sols par comblement d'un tunnel

Ce type d'injection à deux applications majeures :

- Le comblement d'une cavité au-dessous d'une infrastructure existante ou projetée, afin de garantir la portance du sol de fondation,
- La mise en sécurité de vides artificiels délaissés (puits et galeries de mines, carrières souterraines...).

L'injection de coulis de comblement nécessite :

- Un atelier de forage pour atteindre les vides à traiter,
- Une centrale de fabrication des produits d'injection à grand débit,
- Un atelier d'injection composé de pompes et d'une unité de pilotage et d'enregistrement.

B- L'injection de consolidation (par coulis)

L'injection de consolidation vise à conforter un ouvrage ou un terrain ne présentant pas ou plus les caractéristiques mécaniques souhaitées, du fait d'une porosité, d'une fissuration et/ou fracturation trop importante.

Ce type de traitement se fait en injectant un coulis sous pression par l'intermédiaire de forages traversant les zones concernées.

L'injection de consolidation a plusieurs applications :

- La consolidation de terrains d'assises d'ouvrages (sous culées ou piles d'ouvrage,
- Le traitement de terrains encaissants traversés par un ouvrage souterrain,
- La régénération du monolithisme des maçonneries...

C- La consolidation des fondations par la résine

L'injection de résine RPE (Injection de Résine Polyuréthane Expansive) est une technique d'amélioration des caractéristiques physico-mécaniques des sols d'assise et matériaux remblais,...).

L'injection de résine est réalisée suivant une méthodologie strictement phasée :

- 1- Forage des points d'injection ;
- 2- Mise en place des tubes d'injection (par forage, par battage,...) ;
- 3- Mise en œuvre des produits constitutifs de la résine à l'aide d'un pistolet injecteur et d'une pompe à pression et débit modulés ;
- 4-Diffusion de la résine dans le sol (par imprégnation, par cheminement dans fissures-vides,...), polymérisation de celle-ci et expansion ;
- 5- A l'aide d'un dispositif laser, suivi en temps réel de l'évolution des mouvements verticaux du bâtiment sinistré (si c'est le cas) et arrêt en conséquence de l'injection.

D- Le voile d'étanchéité de barrage

Le substratum rocheux de tous les barrages nécessite un traitement d'étanchéité afin d'éviter la percolation de l'eau sous la superstructure.

Ce traitement est réalisé par injection de coulis sous pression, dans des forages à mailles resserrées (Figure 1.15).

Ce type d'injection permet le comblement d'une cavité au-dessous d'une infrastructure existante ou projetée, afin de garantir la portance du sol de fondation et de son étanchéité (Figure 1.16).

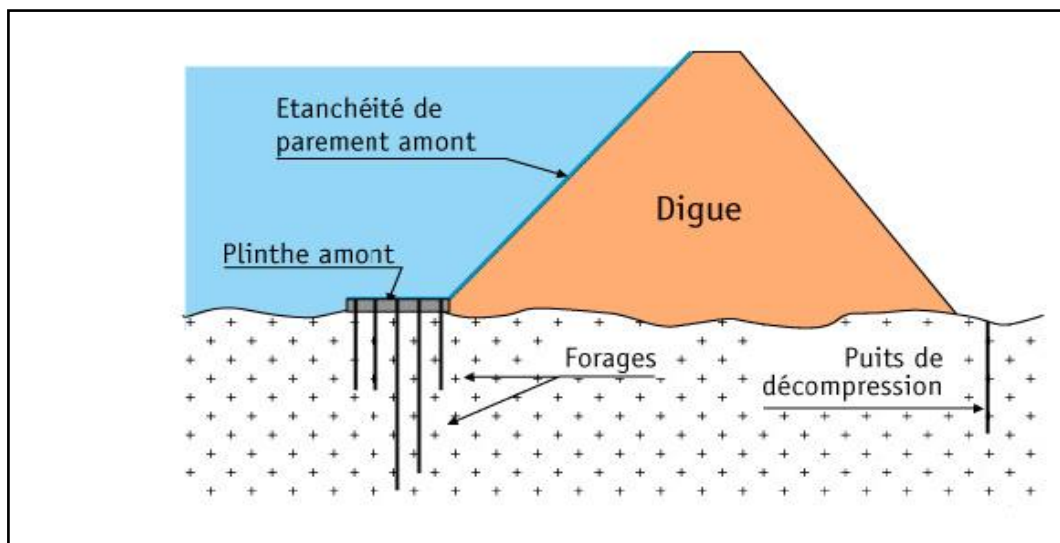


Figure 1.15. Amélioration par injection, cas des barrages



Figure 1.16. Exemple d'application de forage pour injection près d'un barrage

1.7 AMÉLIORATION DES SOLS PAR CONGÉLATION

1.7.1 Définition

C'est une technique de consolidation provisoire des terrains aquifères (pas nécessairement saturés), permettant ainsi de creuser des puits, fouilles et galeries. C'est une technique très ancienne, elle rend le sol étanche et résistant. La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé.

1.7.2 Principe de congélation

Le schéma de principe du procédé est le suivant:

- exécution de sondages encaissant l'ouvrage à construire, sur la hauteur des couches aquifères, espacement des forages voisin de 1 m,
- mise en place de tubes réfrigérants (sondes): fermés à leur base, ils contiennent des tubes plus petits ouverts à leur partie inférieure,
- mise en circulation d'un liquide à basse température arrivant par le tube intérieur et remontant dans l'espace annulaire en empruntant la chaleur au terrain encaissant,
- congélation progressive des couches autour des sondes, obtention d'une paroi de terrain gelé dur et imperméable,
- maintien de cette paroi durant les travaux de génie civil.

1-7-3-Méthodes de congélation

Il existe plusieurs méthodes:

- La méthode ouverte, à l'azote liquide (Figure 1.16) ;
- La méthode fermée, à la saumure ;
- La méthode dite combinée ;



Figure 1.16. Amélioration des sols par congélation (la méthode ouverte à l'azote liquide)

1.8 AMÉLIORATION DES SOLS PAR ÉLECTROCONSOLIDATION

Procédés coûteux et peu employés, ce système est encore en phase expérimentale. Cette méthode s'applique aux sols argileux et pour lesquels aucune autre méthode de consolidation n'est applicable.

Le principe est basé sur la capacité de l'eau à migrer dans une argile sous l'effet d'un champ électrique. Le résultat est analogue à la loi de Darcy régissant l'écoulement de l'eau sous l'effet d'un gradient hydraulique. Les tassements acquis avec cette méthode sont faibles, et on considère qu'on applique au terrain une consolidation temporaire, utilisée pendant la durée des travaux lorsque des rabattements ne sont pas applicables.

1.9 CONCLUSION

Les techniques d'amélioration de sols sont très importantes dans le domaine de la géotechnique. Cependant, l'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traité (granulométrie, composition, teneur en eau).

Compte tenu des deux grandes classes de sols bien connus, à savoir pulvérulents (grenus) ou fins, on comprend naturellement qu'il existe une différence entre les techniques d'amélioration appropriées à chacune de ces classes. Par ailleurs, en plus, sachant qu'il existe une bonne majorité de sols appartenant à la catégorie de sols intermédiaires, d'autres dérivées de techniques peuvent être envisagées.

Il existe un grand nombre de procédés différents, le but est de trouver la solution la plus efficace et la plus économique. Dans la pratique, en fonction du projet en vue d'être exécuté, on peut faire recours à l'exécution de deux techniques différentes d'amélioration des sols.

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

CHAPITRE 2

RENFORCEMENT DES SOLS PAR INCLUSIONS

2.1 INTRODUCTION

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existés, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles.

Lorsque que les sols posent des problèmes de compressibilité (tassement), de portance ou de liquéfaction pour un ouvrage, les améliorations et les renforcements de sol sont en général la première option étudiée car ils peuvent permettre de préserver le mode de fondation le plus économique et le plus simple à mettre en œuvre, à savoir les fondations superficielles.

Il existe différents techniques de renforcement des sols compressibles plus ou moins développées parmi lesquelles on observe le développement du renforcement des sols par inclusions verticales.

Dans cette technique, on distingue deux types de renforcement de sol par inclusion (colonnes): les inclusions rigides (colonnes de mortier du béton) et les inclusions souples (les colonnes ballastées ou traités aux liants).

Toutefois, il existe des techniques qui combinent entre les inclusions rigides et souples (les colonnes mixtes).

2.2 TECHNIQUE DE RENFORCEMENT PAR COLONNES VERTICALES

2.2.1 Définition

Le renforcement par colonnes verticales (RPV) est l'une des méthodes d'amélioration d'un sol, dit initial, dont les caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement, soit pression limite ou résistance de pointe) et de déformabilité (module de Young, module pressiométrique) sont faibles. En d'autre terme, le sol initial ne peut pas constituer l'assise d'une fondation à cause d'une capacité portante insuffisante et (souvent) en raison d'un tassement excessif (inadmissible).

2.2.2 Domaine d'application

À titre d'exemples pratiques, les sols faisant souvent l'objet d'un (RPV) sont intermédiaires à deux catégories de sols qualifiés de problématiques:

- Les argiles molles caractérisées par une cohésion non drainée modérée à très faible (inférieure à 30 kPa) et un module de Young souvent inférieure à 3 MPa.
- Les sables lâches (en particulier saturés) dont l'angle de frottement est inférieur à 29° et un module de Young variant de 8 à 15 MPa.

2.2.3 Matériaux de colonnes

La situation la plus courante d'une colonne verticale, telle que illustrée sur la Figure 2.1, est réalisée sous forme d'inclusions verticales (à section supposée circulaire) par un matériau ayant des caractéristiques mécaniques beaucoup meilleures que celles du sol initial.

Comme matériau constitutif des colonnes on peut citer:

- Les matériaux grenus (ou pulvérulents) ayant un angle de frottement supérieur à 38° (la cohésion peut être négligée). Cette situation correspond à la technique des « colonnes ballastées » qui peut être exécutée avec différents procédés.
- Le sol mou en place est traité avec un liant (chaux ou ciment) dont l'ajout est de l'ordre de 8 à 12% en poids du sol à améliorer. Ce qui correspond à la technique du « Deep soil mixing » ou traitement en profondeur. Dans ce cas la résistance mécanique est régie par une très forte cohésion (pouvant atteindre cent fois celle du sol initial) et un angle de frottement plutôt modéré (voire négligeable).

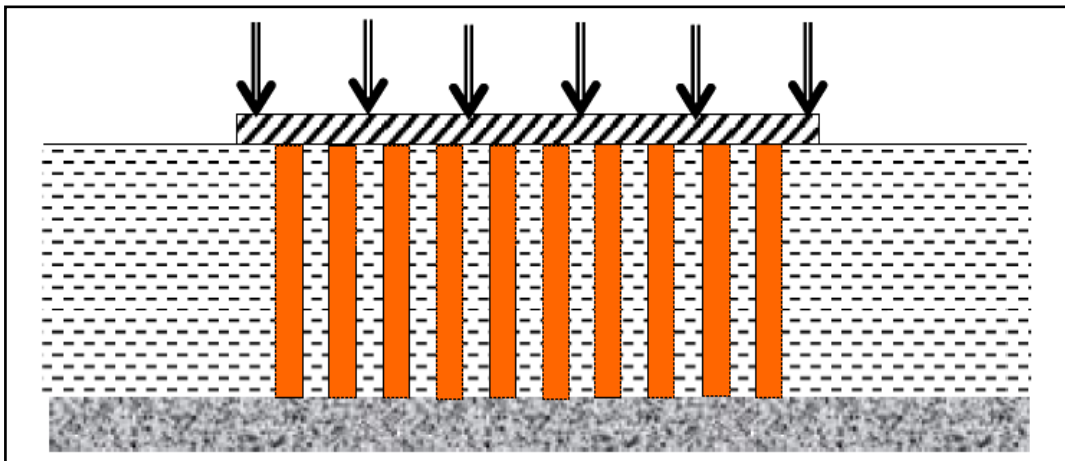


Figure 2.1. Configuration courante de renforcement par colonnes du type reposant sur substratum

2.2.4 Les buts de renforcement par colonnes

Les deux premiers buts essentiellement visés suite à un renforcement par colonnes sont :

- l'augmentation de la capacité portante ;
- la réduction du tassement dû aux caractéristiques du matériau constitutif des colonnes.

2.2.5 Dimensions des colonnes (types des colonnes)

Le diamètre des colonnes, qu'on suppose dans les calculs comme étant à section circulaire mais parfois elle de forme est différente selon le procédé 'exécution, varie souvent entre 0.8 et 1.2 m.

La longueur des colonnes dépend, en premier lieu, de la présence ou non d'un substratum rigide qui en pratique s'identifie à une couche très résistante (argile raide, sable dense).

La présence d'un substratum rigide est une situation idéale pour garantir davantage la réduction du tassement (Figure 2.1).

Lorsque le niveau d'un substratum rigide ne peut pas être atteint la solution « colonnes flottantes » reste envisageable, quoique demeurant relativement peu pratiquée, en particulier pour les structures sensibles au tassement (Figure 2.2).

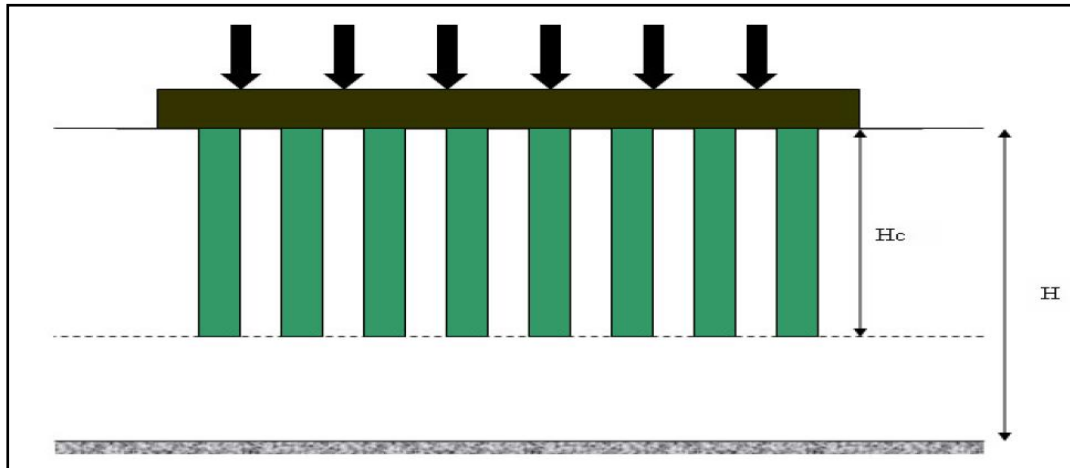


Figure 2.2. Configuration de colonnes du type « flottant »

2.2.6 Domaines d'application de renforcement des sols par colonnes

En pratique, le renforcement par colonnes est recommandé pour des ouvrages à grande surface d'appui (construction sur radiers, réservoirs, remblais, ...) transmettant une contrainte verticale relativement modérée (inférieure ou égale à 120 kPa). Ce qui permet d'avoir un tassement quasiment uniforme et admissible. Dans ces conditions le renforcement par colonnes constitue une alternative très compétitive par rapport à celle d'une fondation sur pieux qui est souvent très coûteuse et nécessitant un temps d'exécution plus long.

Le renforcement des sols par colonnes est une technique qui peut être réalisée avec plusieurs procédés, vibratoires ou autres, en fonction de la nature du sol à améliorer (notamment sa courbe granulométrique) et de(s) l'objectif(s) fixé(s) de l'opération : augmentation de la capacité portante, réduction et (ou) accélération du tassement, élimination du risque de liquéfaction.

Dans ce chapitre on focalise sur les techniques des colonnes ballastées et les colonnes en sol traité au(x) liant(s) en raison de leur usage devenu très fréquent à l'échelle internationale.

Généralement deux types de sol font souvent l'objet d'un renforcement par colonnes : les sols fins et les sols grenus.

2.3 RENFORCEMENT PAR DES COLONNES BALLASTÉES

2.3.1 Définition

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un « maillage » de colonnes constituées de matériaux d'apports (ballast, gravier), conférant au sol de nouvelles caractéristiques, générale et/ou locale, sous l'ouvrage à construire et amenant une densification.

Ce procédé convient sur des sols argileux ou limoneux contenant plus de 10% à 15% de limons et d'argiles. Les colonnes peuvent être réalisées en maillages, en alignement ou même de manière isolée. Leur dimensionnement, dépend du type d'ouvrage à réaliser, des charges à reprendre, des prescriptions relatives aux tassements absolus et différentiels ainsi de la nature du sol à traiter.

2.3.2 Objectifs

Le but de toute amélioration par colonnes ballastées est de conférer au sol de nouvelles propriétés mécaniques capables d'assurer la pérennité de l'ouvrage. Le traitement du sol permet donc :

- Une augmentation de la capacité portante du sol ;
- Une réduction des tassements totaux et différentiels ;
- Diminution des risques de liquéfaction de sol dans les zones sismiques ;
- Une augmentation de la vitesse de consolidation (drainage radial) ;
- Augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation).

2.3.3 Principe de fonctionnement des colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont constituées par des fûts, (diamètre de 0.60 à 1.20 m) de matériau d'apport mis en place et compacté dans le sol à l'aide d'un vibreur radial, placé à la pointe d'un tube, qui lui sert de support, on procède par passes successives de 30 à 50 cm, en remontant le vibreur pour constituer une «colonne ballastée» et la réalisation se fait par refoulement avec ou sans fluide de lancement (constitué d'air ou d'eau), la colonne agit comme élément porteur et comme drain verticale.

Elles permettent d'obtenir une amélioration en place des caractéristiques globales du sol d'assise. Les colonnes ballastées reportent les charges à travers une couche de sol de qualité médiocre, sur une couche sous-jacente plus résistante. Elles ne fonctionnent que grâce à la réaction d'étreinte latérale qui peut être fournie par la couche de qualité médiocre traversée et le mécanisme de transfert peut être assimilé à celui d'un échantillon pulvérulent placé dans l'appareil triaxial.

2.3.4 Limites du domaine d'application des colonnes ballastées

A- Sols concernés

Les colonnes ballastées sont réalisées dans les sols mous non organiques (argile molle, limon), dans les sables fins argileux et/ou limoneux décomprimés et dans les remblais anthropiques inertes. La stabilité de la colonne est assurée par le confinement qu'exerce latéralement le sol, qui doit présenter une étreinte latérale suffisante.

Le Tableau 2.1 détaille les sols concernés par l'amélioration des sols par colonnes ballastées et les résistances latérales (ou étreinte latérale) que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne.

Tableau 2.1. Champ d'application des colonnes ballastées : Nature et résistance des sols (étreinte latérale)

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale ⁽¹⁾				Remarques
		P _l (kPa)	q _c (Mpa)	N _{spt} (coups)	C _u (kPa) ⁽²⁾	
Argile	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	25 - 50	-
Limon	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	-	-
Sable fin lâche	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Autres sols organiques	Non ⁽³⁾	-	-	-	-	Matériau évolutif
Remblai inerte	Oui ⁽⁴⁾	200-500	0.6 -1.6	-	-	-
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif

Les indices qui sont définis dans le Tableau 2.1 sont définis comme suit :

(1) La valeur de l'étreinte latérale est la moyenne du profil de mesure sur la hauteur du traitement ou sur la hauteur de moindre résistance du sol ; les recommandations pour le contrôle de la conception et l'exécution des colonnes ballastées de CORPEC (2004) fixent une cohésion non drainée minimale de 40kPa pour la faisabilité du traitement par colonnes ballastées, ce qui correspond à une pression limite nette, mesurée au pressiomètre Louis Ménard de 220 kPa, conformément aux corrélations usuelles ;

(2) Dans la littérature internationale, il y a quelques cas où les cohésions non drainées des sols traités par colonnes ballastées sont plus faibles (de l'ordre de 10 à 15 kPa), mais il s'agit généralement de traitement sous remblais ou sous radiers souples ;

(3) La possibilité du traitement par colonnes ballastées dépend de la teneur en matériaux organiques des sols mous ; lorsqu'elle dépasse 10 à 15% sur des hauteurs dépassant le demi-diamètre de la colonne, le sol ne peut pas être stable dans le temps, et les colonnes ballastées sont à exclure ;

(4) Lorsque les remblais, même inertes, sont très hétérogènes (présence de blocs), la mise en œuvre des colonnes peut être rendue difficile (pré-forage) ; de plus, l'hétérogénéité globale entre points traités, peut générer des tassements différentiels qu'il convient d'analyser avec précision, en fonction de la nature de la structure projetée et des tolérances imposées.

De la Figure 2.3 on déduit que :

- Les colonnes ballastées sont adaptées pour les sols de type D et C
- Les sols de type C sont densifiés au cours de l'exécution des colonnes, contrairement aux sols de type D.
- Les sols de type A et B sont adaptés à la vibroflottation (amélioration des caractéristiques du sol uniquement par vibration).

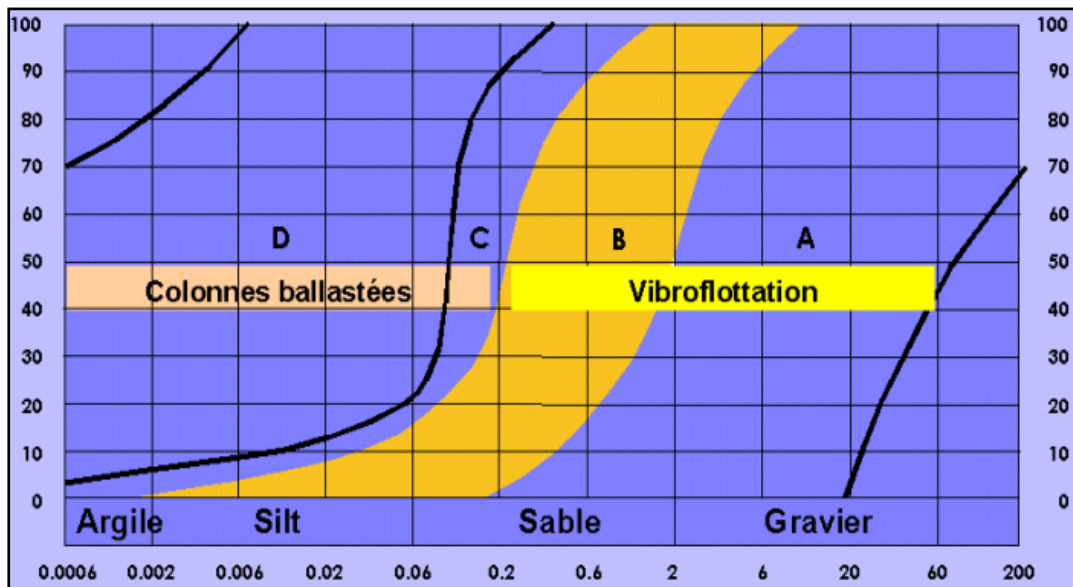


Figure 2.3. Fuseau pour procédé d'amélioration par colonnes des sols en place

➤ **Remarque :**

Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans des terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieur à 5%.

B- Domaines d'applications

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés et ont évolué au cours des années en fonction des évolutions technologiques inhérentes à ces méthodes ainsi que des améliorations souhaitées.

Dans la plus part des cas, les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées sont sous fondations superficielles. On utilise souvent ce type d'amélioration, sous ses ouvrages fondés sur radier ou dallage qui peuvent recevoir des charges surfaciques et capables de supporter des tassements.

Dans la plus part des cas, quand il s'agit de bâtiments commerciaux et de réservoirs de stockage (Halls de stockage, silos, bâtiments industriels et commerciaux, station d'épuration, piste d'aéroport, ouvrages en terres).

Il est également possible d'avoir recours aux colonnes ballastées dans des zones sismiques. En effet, les drains réalisés par les colonnes réduisent le potentiel de liquéfaction des sols. Il est nécessaire dans ce cas de réaliser des colonnes en périphérie de l'ouvrage.

2.3.5 Mode opératoire

Si la technique paraît facile à mettre en œuvre, la réalisation des colonnes ballastées nécessite une expérience confirmée avec un personnel qualifié et un matériel approprié, où s'imposent :

- 1- la précision de l'opérateur : grande attente à l'implantation des colonnes, vérification de la profondeur de refus, suivi de la consommation du ballast et l'enregistrement des paramètres ;
- 2- la qualité de l'atelier de vibro-fonçage (vérification, effort d'appui, équipement en enregistreur de paramètres...)
- 3- la puissance du vibreur, qui joue un rôle primordial dans la qualité de la colonne (vertical, continuité, compacité) ;
- 4- la qualité du ballast employé : un matériau d'apport tendre peut générer, selon la puissance du vibreur, des fines pendant les séquences de compactage et priver la colonne de son rôle drainant. Le matériau d'apport doit être de granulométrie contrôlée et le plus homogène possible (gaves naturelles, roulées ou concassées).

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation des colonnes ballastées dépend étroitement de la nature et de l'état de saturation du sol, du but recherché et des caractéristiques des matériaux d'apport.

Il appartient à l'entreprise, en fonction de son savoir faire et de son expérience, de choisir l'outil et le procédé le mieux adaptés dans chaque cas, ce procédé aussi dépend de la nature du sol et de la capacité portante.

Les principaux procédés utilisés pour la réalisation des colonnes ballastées vibrées sont :

A- Par voie humide : on utilise un lançage à l'eau ;

B- Par voie sèche : on utilise un lançage à l'air ;

C- Par pilonnage.

A- Par voie humide

La mise en œuvre en colonne ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution (Figure 2.4) consiste à :

- 1- Réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée ;
- 2- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique ;

3- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou ;

4- En remontant et redescendant le vibreur de façon à contrôler par passes successives jusqu'à la surface, compacter le ballast jusqu'à la finition de la colonne.

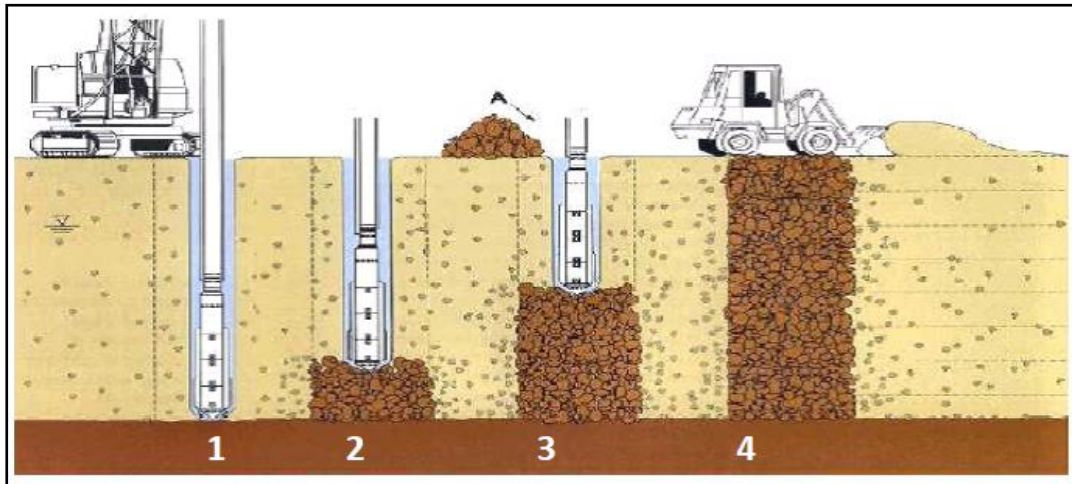


Figure 2.4. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide

La technique de renforcement par colonnes ballastées à voie humide implique l'utilisation d'un moyen de mise en œuvre spécial (Figure 2.5).



Figure 2.5. Moyen de mise en œuvre pour les colonnes ballastées à voie humide

B- Par voie sèche

La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche avec un vibreur à sas, dite encore par vibro- refoulement consiste à :

1- La machine (Figure 2.6) est mise en station au dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.

2- Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.

3- Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.

4- Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé par gravité et par pression d'air. Puis le vibreur est redescendu pour expansé le matériau latéralement dans le sol et le compacter par passes successives de l'ordre de 0.5m.

Les vibreurs les plus utilisés, par la société « Keller » par exemple, sont des vibreurs à lançage d'air, dont la section est un ovoïde (35 cm x 48 cm) (Figure 2.7).

Des couches superficielles de bonne résistance, obligent parfois à réaliser des perforages. L'utilisation d'une tarière devient donc nécessaire.

Les vibreurs sont montés sur des porteurs à chenilles dont le poids est de l'ordre de 35 tonnes (Figure 2.7).

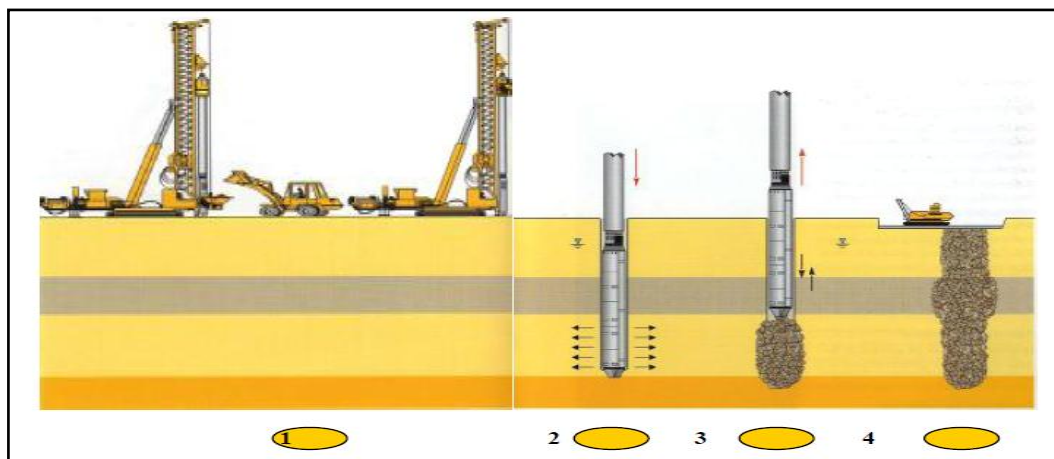


Figure 2.6. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche

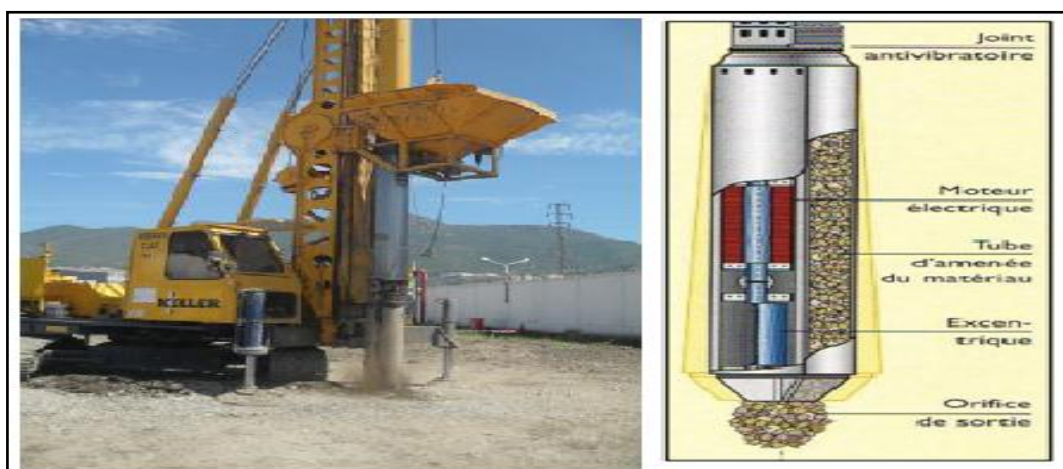


Figure 2.7. Outil de réalisation des colonnes ballastées a voie sèche

C- Par pilonnage

La réalisation des colonnes ballastées pilonnées (connues aussi sous le nom de « pieux de gravier ») du procédé « Franki » nécessite les étapes suivantes (Figure 2.8) :

- 1- Confection du bouchon de battage « Franki » à l'aide du gravier ;
- 2- Battage au fond du tube avec dameur intérieur ;
- 3- Expulsion du bouchon de gravier ;
- 4- Réalisation de la colonne par damage de charges de gravier et extraction de tube ;
- 5- Finition de la colonne ;

La technique des colonnes ballastées pilonnées du procédé « Franki » garantit la réalisation d'une colonne compactée énergiquement et dont le diamètre varie en fonction de la qualité du gravier apporté.

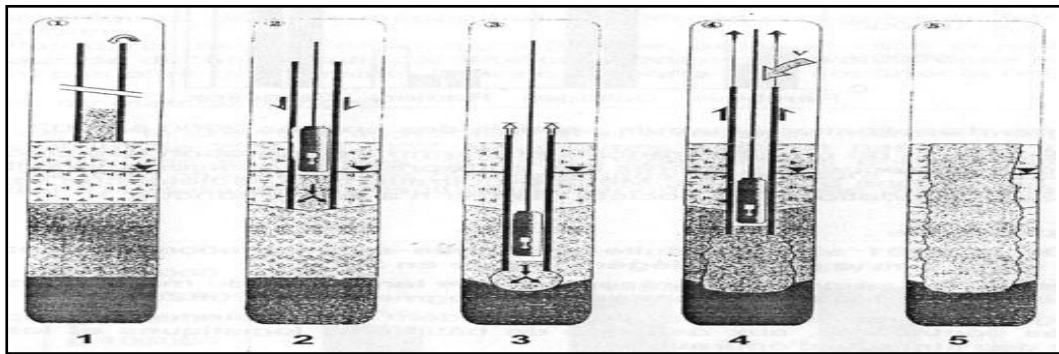


Figure 2.8. Mise en œuvre des colonnes pilonnées

2.3.6 Avantages des colonnes ballastées

Les colonnes ballastées apportent bien des avantages par rapport à d'autres solutions de fondations, entre autres :

- L'absence de liant dans le matériau constituant la colonne permet de garder une grande souplesse dans la mise en œuvre des fondations aussi bien en dimensionnement (reprise aisée des sollicitations horizontales, pas de point dur, contrainte de sol uniforme...) qu'en exécution (absence de recépage, semelle coulée pleine fouille, dallage terre-plein).
- Il en est de même pour les travaux de terrassement où la circulation des engins de chantier sur les plateformes de travail est possible et la facilité de traitement aux liants de ces dernières ne nécessite pas de précautions particulières.
- Cette technologie permet un délai de production rapide.
- Par ailleurs, il est à noter une possibilité de co-activité avec les autres lots de la construction (gros-œuvre, terrassement) ainsi qu'un impact environnemental faible car d'une part, cette technique ne génère pas de déchets (chantier propre) et d'autre part, du fait de l'absence de liants hydrauliques, le bilan carbone est meilleur que celui des méthodes de fondations nécessitant du béton.

- En outre, la technologie des colonnes ballastées présente de nombreux retours d'expérience très documentés dans la littérature géotechnique internationale sur le sujet de la diminution du potentiel de liquéfaction des sols.
- De plus, la nature granulaire de la colonne ballastée permet de diminuer la nature gonflante de certaines argiles, moyennant une imperméabilisation de surface.
- Enfin, l'effet drainant des colonnes offre la possibilité d'accélérer le temps de consolidation des terrains compressibles.

2.4 LES COLONNES EN SOL TRAITÉ AUX LIANTS

2.4.1 Généralités

Les sols mous constituent le champ d'exécution propice à ce type d'amélioration. L'adjonction d'un liant à savoir la chaux (ou chaux-ciment), en faible pourcentage en poids, permet de stabiliser le sol mou grâce à des réactions pouzzolaniques. L'usage d'un tel procédé remonte, en réalité, à l'antiquité. Cependant, lors des années soixante dix il a été intensivement exécuté en Suède et au Japon pour plusieurs catégories d'ouvrages. Les applications du traitement des sols mous aux liants sont diversifiées. Elles relèvent aussi bien des constructions en génies civil, hydraulique et maritime et environnemental (Les fondations de bâtiment et d'ouvrages d'art, les ouvrages de soutènement, etc.).

2.4.2 Le choix du liant

Il se fait évidemment d'un point de vue économique. Cependant le climat de la région où s'exécute le procédé peut être prépondérant pour faire le choix convenable. C'est le cas du sud est asiatique où l'usage du ciment est préférable à celui de la chaux pour les raisons suivantes:

- Le ciment revient moins cher que la chaux,
- La difficulté de stocker la chaux éteinte dans un climat chaud et humide,
- Une résistance nettement supérieure à celle obtenue avec la chaux qui est limitée.

En outre le gain de résistance fixé par le traitement joue rôle important dans le choix du liant. En effet, si l'usage de la chaux ne garantit pas le seuil de résistance mécanique du sol traité, il est alors nécessaire de recourir au ciment ou éventuellement à un mélange chaux-ciment.

Des chercheurs avaient proposé une corrélation pour déterminer le pourcentage optimum de la chaux qui dépend du type d'argile et du pourcentage de ses particules (dimension des particules inférieures à 2 microns), la corrélation a pour expression :

$$\text{Pourcentage optimum de chaux} = \frac{\% \text{ argile}}{35} + 1,25$$

2.4.3 Le temps de prise

La résistance au cisaillement du sol traité augmente progressivement avec le temps grâce à des réactions pouzzolaniques se produisant entre la chaux et les silicates et aluminates existant dans l'argile. Même dans le cas d'une argile sensible sa résistance au cisaillement augmente une à deux heures après le traitement à la chaux.

Cette augmentation, en termes du rapport de la cohésion du sol traitée à la cohésion non drainée avant traitement, est illustrée sur la figure pour différents types d'argiles en fonction de la durée après le traitement à la chaux.

2.4.4 Avantages des colonnes en sol traité

A- Les performances du sol traité

Les caractéristiques mécaniques sont souvent élevées, elles dépendent du temps de prise. Concernant la capacité portante, l'efficacité du renforcement dans le d'une colonne isolée a été vérifiée à partir des essais de chargement.

Une colonne en sol traité à la chaux a une capacité portante qui varie généralement entre 50 kN et 500 kN selon le pourcentage de liant incorporé.

B- Accélération de la consolidation

Cet avantage est naturellement assuré lorsque le matériau constitutif des colonnes est un liant (chaux et ou ciment) et selon le type du sol mou, la perméabilité est augmentée de cent à mille fois ; ce qui permet de réduire le temps de consolidation.

Une colonne de sol mou traité à la chaux de diamètre 0.5 m est équivalente à :

- deux à trois géodrains de 10 cm de diamètre ;
- trois drains de sable de 15 m de diamètre.

En outre, le risque de colmatage qui peut avoir lieu dans le cas des drains de sable, ne se pose pas pour les colonnes traitées par un liant.

2.5 RENFORCEMENT PAR DES INCLUSIONS RIGIDES

2.5.1 Principe de renforcement par inclusions rigides

Le principe du renforcement est illustré par la Figure 2.9.

La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

- ✓ Les inclusions rigides sont mises en place à travers l'horizon compressible et permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d'un effort de pointe et de frottements le long de l'inclusion.
- ✓ Des dalles peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.
- ✓ Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. Le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire.

- ✓ Le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface.
La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.
- ✓ Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement géosynthétique peut être disposée en base du matelas. Le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane.

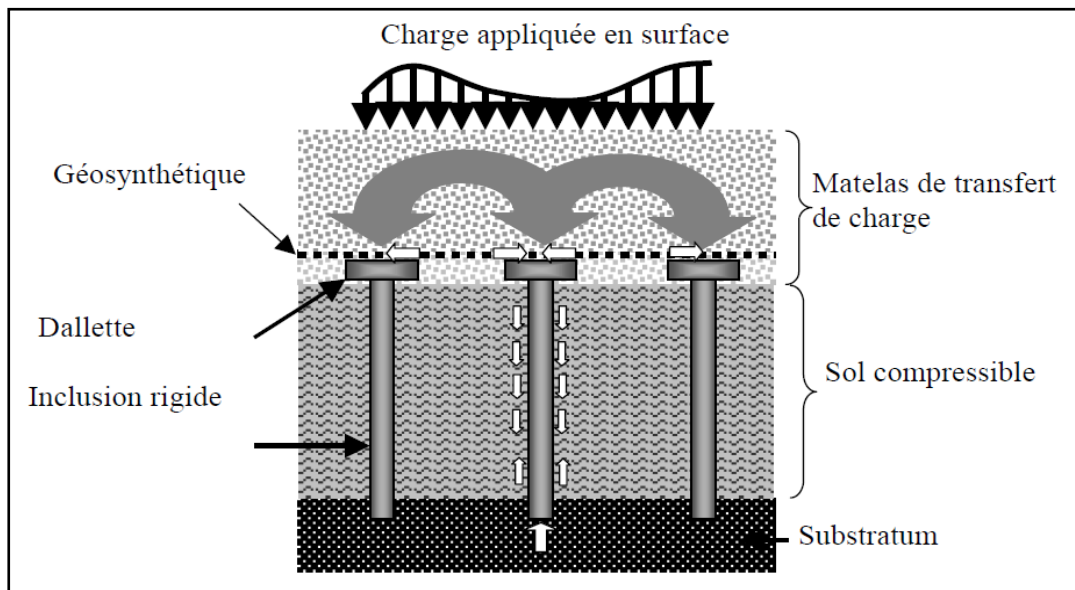


Figure 2.9. Principe de renforcement par colonnes rigides

2.5.2 Types des colonnes rigides

De nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites in situ. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonne de soil mixing) et 200 GPa (pieu métallique).

- Parmi les inclusions préfabriquées se retrouvent tous les types de pieux mis en place par battage ou fonçage (pieux bois, pieux métalliques, pieux en béton armé ou précontraint). L'avantage des pieux préfabriqués est qu'ils sont constitués d'un matériau manufacturé. Par contre leur mise en place peut être source de nuisances sonores ou vibratoires et dans certains cas le refoulement latéral du sol peut affecter les structures voisines.
- Parmi les inclusions construites in situ on distingue essentiellement les pieux forés, les pieux battus tubés (pieux en béton armé), les pieux de type « Vibro Concrete Column » (VCC), les colonnes à module contrôlé (CMC), les colonnes par mélange d'un liant avec le sol (jet grouting), Lime Cement Columns, etc.). La mise en œuvre des inclusions in situ est plus souple que les inclusions préfabriquées, avec peu de refoulement du sol adjacent et une longueur qui peut s'adapter aux horizons géologiques du site.

Les inclusions sont généralement réalisées jusqu'à un substratum plus rigide sur lequel elles reposent ou sont ancrées. Le réseau d'inclusions et le diamètre des inclusions sont dimensionnés en tenant compte d'un coefficient de sécurité. Les dalles coiffant les inclusions peuvent être de section carrée ou circulaire. La Figure 2.10 présente le cas d'un chantier où les inclusions ont des têtes en béton de section carrée.

Les inclusions sont mises en place suivant un maillage rectangulaire (Figure 2.11a) ou triangulaire (Figure 2.11b).

En appelant A_p la section d'une tête d'inclusion et A_s la surface d'une maille élémentaire, le taux de recouvrement α est la proportion de la surface totale couverte par les inclusions et est

$$\text{défini par : } \alpha = \frac{A_p}{A_s}$$



Figure 2.10. Chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai

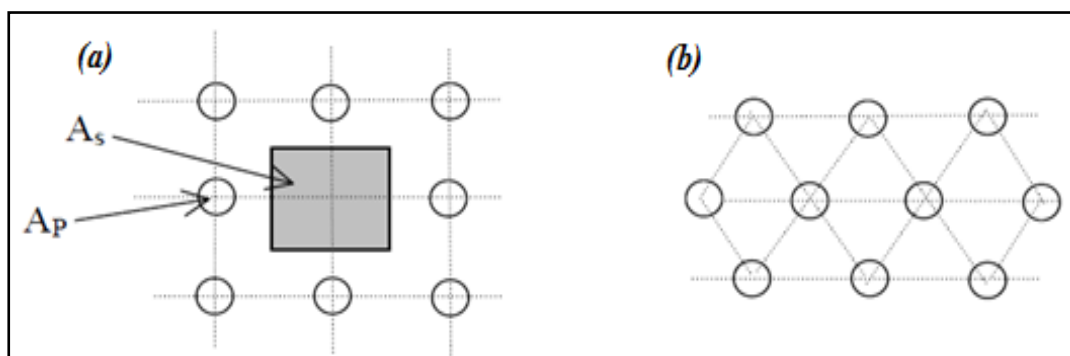


Figure 2.11. Réseau d'inclusions rigides

2.5.3 Le matelas de transfert de charge

Le matelas de transfert de charge assure la transition entre les charges appliquées en surface et les inclusions rigides. Il permet de concentrer les charges sur les inclusions, de réduire et homogénéiser les tassements en surface grâce à la formation de voûtes. Ainsi sa présence permet de diminuer les sollicitations sur l'ouvrage afin d'en assurer le bon fonctionnement et la pérennité.

Le matelas de transfert de charge est généralement constitué par un matériau noble comme des graves ou du ballast, par des matériaux traités à la chaux ou au ciment, afin d'en augmenter les propriétés mécaniques ou encore par un matériau grossier. Cette dernière option est certainement la moins onéreuse alors que l'utilisation d'un matériau noble peut s'avérer coûteuse.

2.5.4 Les nappes de renforcement

Le renforcement en base du matelas de transfert de charge par des nappes horizontales est peu assez répandu dans de nombreux pays. Lorsque qu'une seule nappe géosynthétique est disposée sur les têtes d'inclusion, elle contribue au renforcement par effet membrane. Lorsque plusieurs nappes sont mises en œuvre au sein du matelas granulaire, à l'effet membrane se rajoute un effet de rigidification du matelas.

La Figure 2.12 présente les différentes dispositions de la nappe dans le matelas. Les nappes de renforcement sont généralement constituées soit de géotextiles, soit de géogrilles qui permettent l'enchevêtrement du sol dans la nappe. Dans certains cas, le matelas est également renforcé par un treillis soudé.

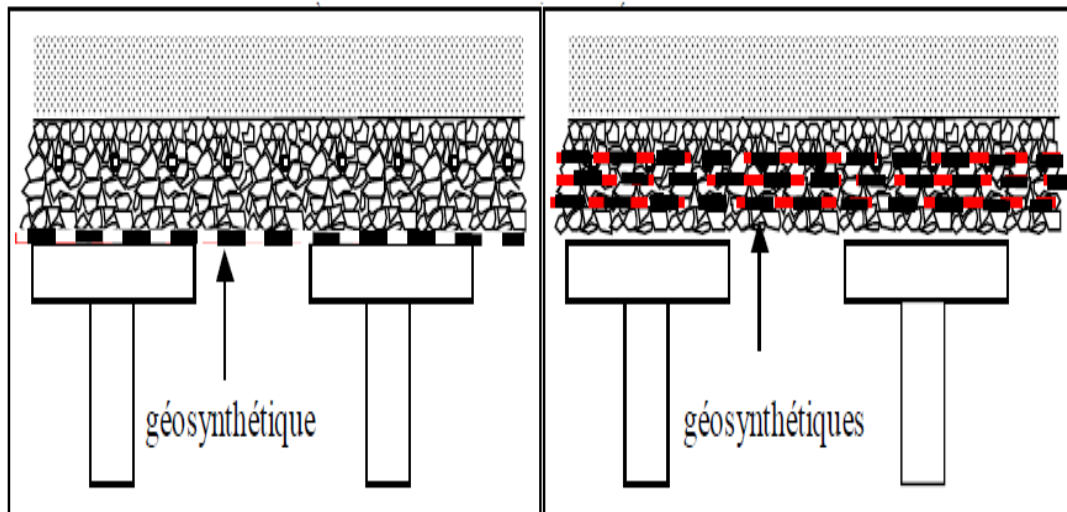


Figure 2.12. Différentes dispositions du renforcement horizontal dans le matelas de transfert de charge

2.5.5 Domaines d'application des inclusions rigides

La technique du renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides verticales a connu un grand essor depuis les années 70 mais son utilisation en France n'est courante que depuis une dizaine d'années.

Les remblais routiers ou autoroutiers peuvent être construits sur sols compressibles renforcés par inclusions rigides afin de contrôler les tassements en surface du remblai et de réduire la durée du chantier.

L'élargissement d'une route existante sur sol compressible peut entraîner du tassement différentiel entre la nouvelle et l'ancienne voie et donc des fissures au niveau de la chaussée. Le renforcement par inclusions rigides apporte une solution rapide à ce problème.

Les remblais d'accès aux ouvrages d'art peuvent être édifiés sur sol compressible renforcé par inclusions rigides afin d'éviter les tassements différentiels entre la culée fondée sur pieux et la voie d'accès.

La Figure 2.13 présente différents domaines d'application.

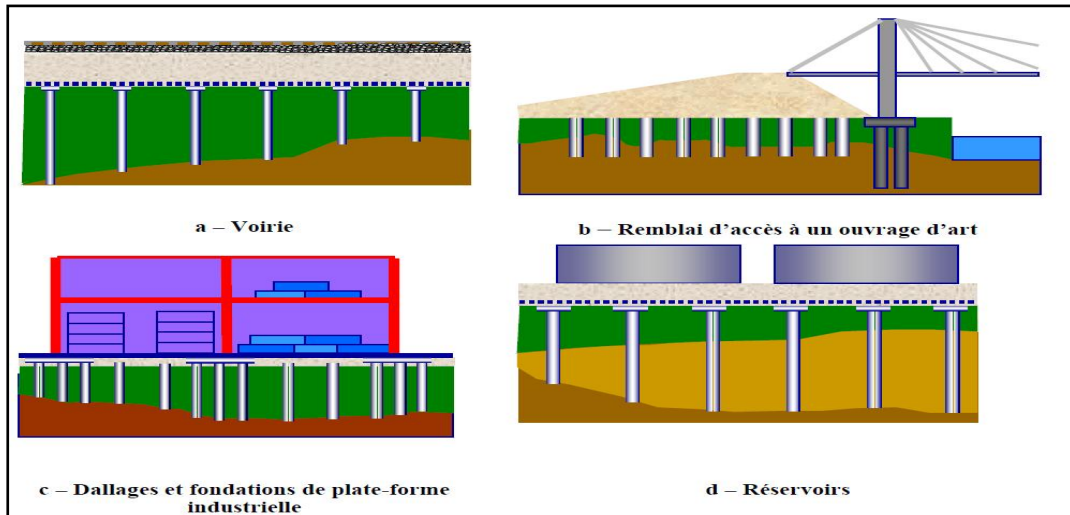


Figure 2.13. Domaines d'application des inclusions rigides

2.6 LA TECHNIQUE DE RENFORCEMENT « JET GROUTING »

2.6.1 Principe de la technique « Jet grouting »

Différentes techniques permettent de constituer dans le sol des colonnes de sol traité, en général au ciment. Dans le cas des sols grenus, les techniques de mélange hydrodynamique, souvent appelées « Jet grouting », sont les plus répandues, pour une gamme de sols allant des limons argileux aux alluvions grossières. Dans les applications courantes, on réalise ainsi des colonnes ou des parois de sol-ciment (Figure 2.14).

Le procédé hydrodynamique combine trois phénomènes :

- Déstructuration du terrain sous l'effet dynamique d'un jet de fluide à très grande vitesse ;
- Extraction d'une partie du terrain qui remonte en surface avec le fluide ;
- Incorporation d'un matériau liant extérieur qui se mélange avec le sol.



Figure 2.14. Colonnes sol-ciment

Différentes méthodes de mise en œuvre ont été développées (injection simple, injection double et injection triple (Figure 2.15).

- ✓ Pour le jet simple, le coulis assure les 3 fonctions de déstructuration, extraction et incorporation.
- ✓ Pour le jet double, le coulis est entouré par un jet d'air coaxial qui permet de mieux déstructurer et extraire le sol.
- ✓ Enfin pour le jet triple, la fonction de déstructuration est assurée par un jet d'eau, entourée d'un jet d'air et la fonction d'incorporation par un jet de coulis.

Le diamètre de la colonne obtenue dépend de la nature du terrain, du nombre de jets, de la puissance des pompes et des vitesses de remontée et de rotation ; il varie généralement entre 0.6 et 1.0 m. L'épaisseur des panneaux est comprise entre 5 et 30 cm.

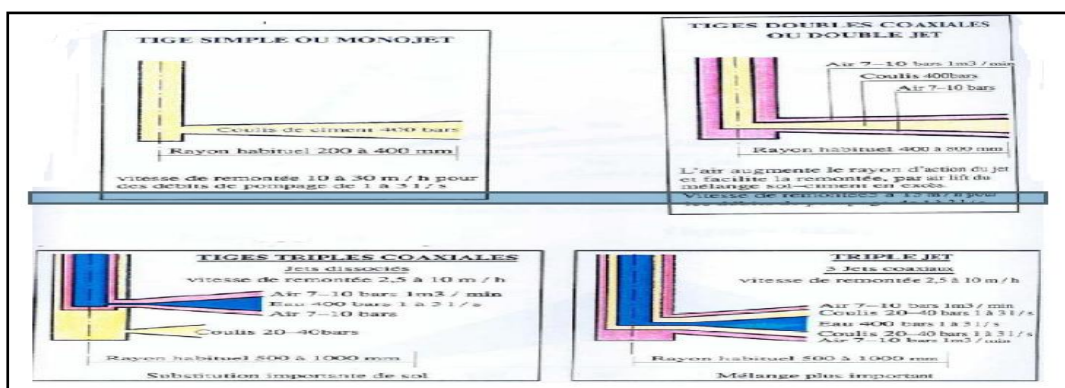


Figure 2.15. Schémas des différents types de jets

2.6.2 Domaine d'application

Le procédé s'applique à des terrains difficilement injectables par des injections d'imprégnation classiques. Il convient pour des sols granulaires jusqu'aux argiles. Ses applications sont les suivantes:

- Coupures étanches ;
- Soutènement et étanchéité de paroi ;
- Blindages de puits ou de fouilles, même en site urbain ;
- Renforcement des sols dans la masse ;
- Reprendre les charges uniformément réparties (plates-formes, quai, remblai) ;
- Traitement de terrain encombré par des réseaux ou des ouvrages enterrés ;
- Fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'appuis isolés sur sols compressibles ;
- Fré voûte de tunnel ;
- Travaux sous hauteur limitée ;
- Reprises-en sous œuvre de fondations existantes ;

➤ Remarque :

Ce procédé a été utilisé dans le métro d'Alger pour la stabilisation préalable des parois au cours du creusement.

2.6.3 Technique de mise œuvre

La réalisation d'une colonne de « Jet Grouting » passe par trois étapes (Figure 2.16) :

1- Réalisation d'un forage en petit diamètre (100 à 200 mm) sur la hauteur du sol à traiter ; par une colonne de tiges dotée d'une tête de perforation classique (tricône par exemple) et d'un dispositif de lancement.

2- Jet : la déstructuration de la structure granulaire avec un puissant jet de fluide commence en partie basse de l'élément. L'excédent du mélange eau /sol / ciment, est évacué à la surface par le vide annulaire entre la tige de forage et la paroi.

3- Injection en remontant ; dans la technique mono jet, un coulis de ciment à haute pression est injecté, le coulis assure à la fois la déstructuration du terrain et la consolidation par introduction du ciment, dans les techniques à double ou triple jets, le sol est d'abord déstructuré par une injection d'air ou d'un mélange air et eau, avant d'être injecté séparément, par le coulis à l'aide d'une buse située plus bas sur la colonne de forage.

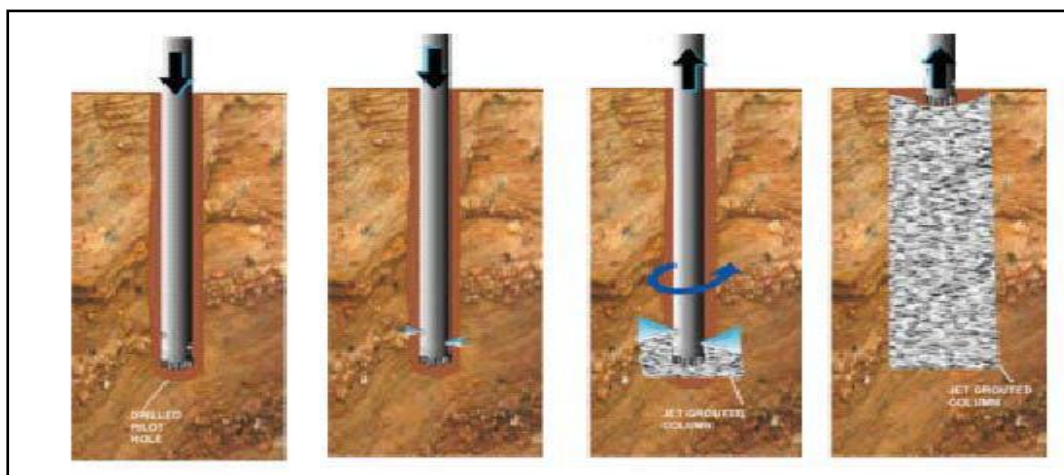


Figure 2.16. Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de « Jet Grouting »

2.7 LA TECHNIQUE « DEEP SOIL MIXING » (DSM)

2.7.1 Principe de la technique « Deep soil mixing »

La technique Deep soil mixing » (DSM) consiste à mélanger mécaniquement le terrain en place avec un coulis injecté sous basse pression. Ceci est réalisé avec un ensemble de colonnes de sol stabilisé. La stabilisation du sol des colonnes est formée par une série de puits de mélange, guidée par une grue et pompée à travers la tige creuse de l'outil et injecté dans le sol à son extrémité.

Cette technique utilise un système de tarière (une ou multiple) foré dans le sol (Figure 2.17). Les axes des tarières se chevauchent les uns dans les autres et forment un mélange continu de chevauchement de colonne (Figure 2.18). Le brassage continu avec l'outil malaxeur garantit une très bonne homogénéité de l'inclusion. Lorsque la profondeur est atteinte, l'outil est retiré et le processus de mélange est répété sur le chemin de la surface.



Figure 2.17. Un type d'équipement utilisé contenant trois tarières chevauchantes

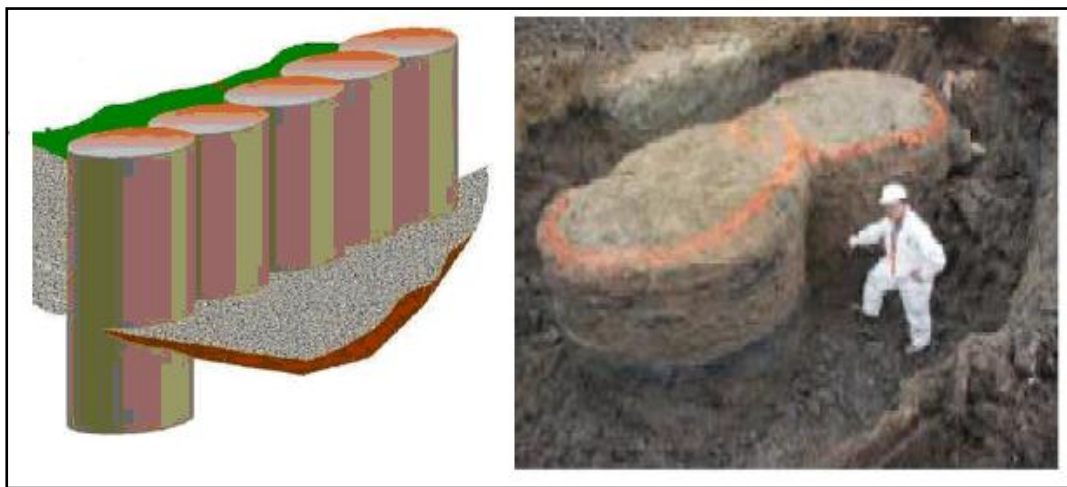


Figure 2.18. Schéma illustrant les colonnes chevauchantes stabilisées de DSM

On distingue deux types de matériaux d'ajouts :

- ❖ **SLURRY** : est un mélange d'eau et de bentonite et / ou de l'argile attapulgite. Autres additifs peuvent être utilisés tel qu'il a été approuvé par l'ingénieur pour améliorer le comportement de la suspension.
- ❖ **GROUT** : est un mélange d'eau et de ciment Portland. Autres matériaux tels que l'argile de bentonite, argile attapulgite, ou les cendres volantes peuvent être ajoutées.

2.7.2 Objectif de la technique « Deep soil mixing »

Les deux objectifs principaux de cette technique sont :

- L'amélioration de la capacité portante, ou la résistance au cisaillement du sol, d'où il sera capable de résister à des pressions hydrostatiques différentes et aux différents chargements effectués sur sol.
- Modifier le sol afin d'améliorer ses caractéristiques mécaniques, en réalisant des colonnes semi rigides.

2.7.3 Domaine d'application de la technique DSM

Ce procédé a été investigué pour le renforcement des argiles molles jouant le rôle de fondation des constructions portuaires. Mais, ce procédé a été ensuite étendu pour la construction de remblais et excavations dans les argiles molles. Aujourd'hui, la technique « Deep soil mixing » est utilisée pour la construction de murs de soutènement ou le traitement des sols mous in situ. Les colonnes ainsi obtenues servent au transfert en profondeur des charges de bâtiments, de remblais ou de digues et peuvent également être imbriquées pour fournir une paroi étanche in situ stabilisée.

2.7.4 Technique de mise en œuvre de la technique DSM

La Figure 2.19 résume le mode opératoire qui s'effectue comme suit :

- Rotation d'un outil de mélange (malaxeur) (Figure 2.20), tout en forant dans le sol.
- Rotation inverse de forage, effectuée en même temps que le liant est injecté et mélangé avec le sol.

L'outil reste sur le fond du trou, en tournant pour approximativement 0.5 à 2 mn pour un mélange complet. Après il est élevé en continuant à pomper le liant à un taux réduit. Le retrait est à deux fois la vitesse de pénétration typiquement, 4pieds à 10pieds (1m à 3m) par minute.

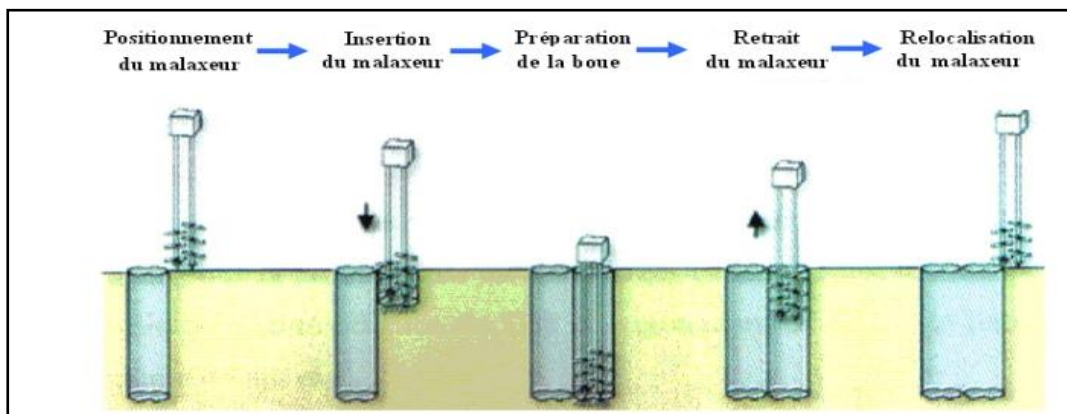


Figure 2.19. Principe d'exécution des colonnes par DSM



Figure 2.20. Ancrage de l'outil dans le sol

Dans le cadre du mouvement de rotation, le sol est mélangé avec le coulis et une réaction immédiate commence. Le diamètre de la colonne du mélange de sol varie entre 500 mm à 1000 mm et des longueurs jusqu'à 25m peuvent être construites de façon contrôlée, en hauteur et en profondeur.

La tarière est tournée dans la terre, typiquement à 10-20 tr/min, lentement et avancé de 2 à 5 pieds (0.5 à 1.5m) par minute.

2.8 COLONNES À MODULE MIXTE (CMM)

2.8.1 Principe de la technique CMM

Ce procédé, mis en œuvre par l'entreprise « Keller », est l'aboutissement de plusieurs années de recherche et d'essais effectués en collaboration avec le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (L.C.P.C.). La Colonne à Module Mixte (CMM) est une technique de renforcement de sol combinant une inclusion rigide en partie inférieure exécutée par refoulement et une colonne souple en gravier refoulé en partie supérieure de l'ordre de 1.50 m de hauteur, sur le ou les derniers mètres (Figure 2.21).

Cette technique permet de bénéficier à la fois du fretage d'un renforcement de sol par inclusions rigides et de la souplesse d'un renforcement de sol par colonnes ballastées.

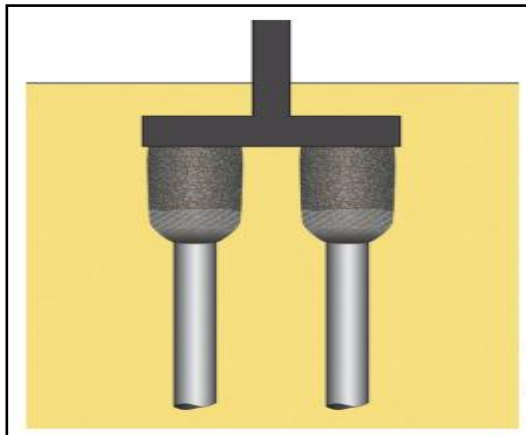


Figure 2.21. Ancrage de deux colonnes à module mixte

2.8.2 Objectifs et domaine d'application de la technique CMM

Le procédé a pour objet d'améliorer les performances du sol de fondation d'ouvrages fondés superficiellement en répondant aux spécifications suivantes :

- Réduction des tassements ;
- Reprise des efforts horizontaux et des moments sans réaliser de matelas intercalaire sous les semelles ;
- Augmentation de la capacité portante du sol ;
- Suppression du phénomène de point dur.

En augmentant la capacité portante du sol et en réduisant sa compressibilité, la Colonne à Module Mixte (CMM) permet l'économie de pieux et de planchers portés. Ce renforcement de sol trouve une application dans tous les domaines de la construction (bâtiments de logements, industriels et commerciaux, ouvrages génie civil, remblais routiers et ferroviaires, plateformes portuaires).

Le domaine d'application du procédé s'étend à l'ensemble des sols, y compris aux remblais et aux sols fortement organiques présents en profondeur au-delà de la partie supérieure en gravier.

2.8.3 Mise en œuvre de la technique CMM

La technique de mise en œuvre de cette technique s'effectue comme sur la Figure 2.22 :

1- Descente de l'outil : Forage en petit diamètre, généralement avec un outil à refoulement, jusqu'à la cote de dimensionnement.

2- Partie inférieure rigide : Incorporation d'un béton (ou éventuellement d'un mortier ou coulis) par l'âme centrale de l'outil et arrêt du remplissage à la cote voulue.

3- Zone de recouvrement : Un vibreur à sas, sur lequel est exercée une poussée activation, est descendu dans le béton frais sur 50 cm.

4- Partie supérieure souple : Le vibreur est légèrement remonté pour incorporer le gravier, puis redescendu pour expandre le matériau en place latéralement dans le sol. La partie supérieure en gravier est exécutée ainsi, par passes successives.

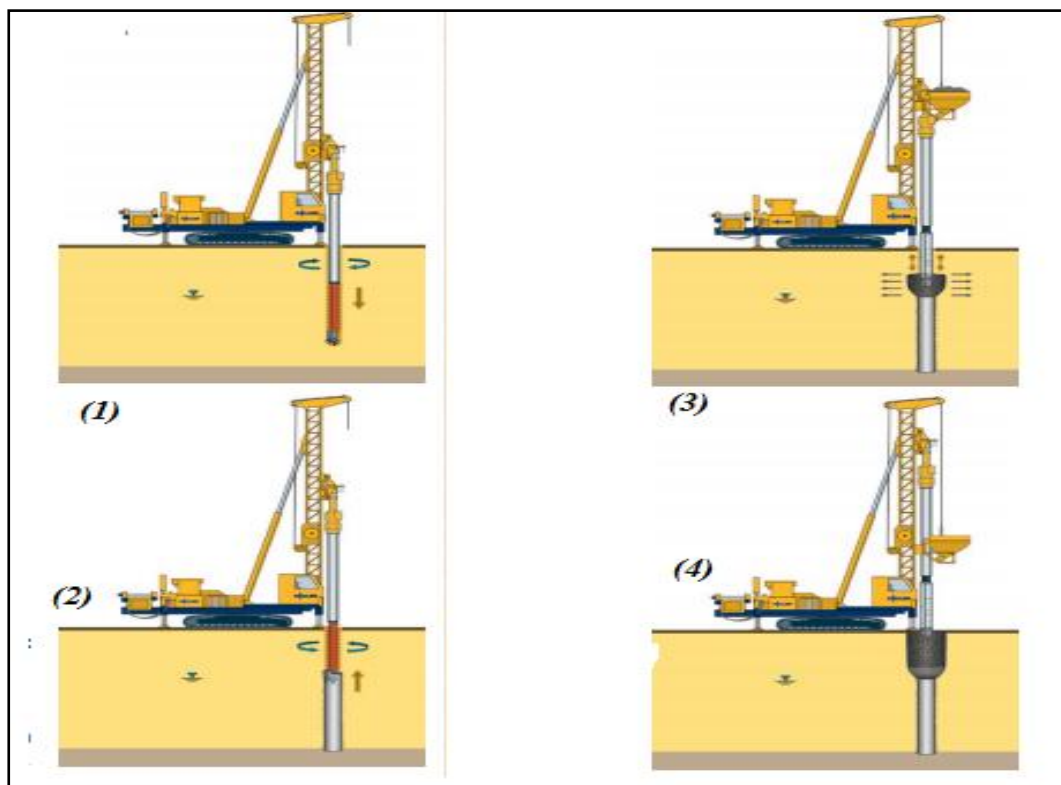


Figure 2.22. Technique de mise en œuvre de la CMM

2.8.4 Avantage de la technique CMM

Les CMM associent les avantages de chaque procédé et en évitent les inconvénients grâce à la réalisation de la partie supérieure en gravier refoulé. Par exemple, dans le cas d'une amélioration de sol par inclusions rigides, on a souvent l'obligation d'armer la partie haute afin de reprendre par cisaillement les sollicitations horizontales liées au vent et parfois aux séismes.

De plus, le procédé a pour avantage de s'affranchir des risques de rupture inhérents aux inclusions rigides arasées au niveau ou légèrement en dessous de la plateforme de travail dans les cas suivants :

- Circulation des engins de chantier lors du nivellement et compactage des plateformes supprime le risque de cisaillement accidentel de la tête de la colonne ;
- Terrassement et remblaiement des réseaux dans l'emprise du traitement ;
- Terrassement des fouilles de semelles.

Aucune précaution particulière n'est à envisager pour les traitements aux liants : la tête en gravier est malaxée sans aucune difficulté avec le sol et le liant.

2.9 CONCLUSION

Ce présent chapitre nous a montré qu'il existe beaucoup de techniques de traitement des sols instables par des inclusions verticales qui ont pour but d'augmenter la capacité portante du sol et réduire les tassements en améliorant ses caractéristiques mécaniques. Et chaque technique avec son fonctionnement et son domaine d'application qui dépend essentiellement de la granulométrie des sols à traiter.

- Les matériaux sablo-graveleux plus au moins fins ; se caractérisent par des problèmes d'amplitude des tassements pour leur forte perméabilité et de résistance à la liquéfaction. La technique la plus efficace c'est le « Jet grouting ».
- Les sols fins à très fin se caractérisent par des tassements excessifs, différentielle et déformation à long terme. La solution la plus adaptée est la colonne ballastée.
- Les sols fins, mous et compressibles renferment des matériaux organiques, le matériau ne peut offrir une solution pérenne au refoulement. Dans ce cas l'incorporation d'inclusion rigide est nécessaire mais l'amélioration par colonnes ballastées est impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leur déformation par fluage.
- Pour les sols organiques caractérisés par des teneur en eau élevées, les solutions adéquates sont les colonnes chaux-ciment. Et si la teneur en eau est faible on utilise le « Deep soil mixing ».

CHAPITRE 3

RENFORCEMENT DES SOLS : LA TERRE ARMÉE

3.1 INTRODUCTION

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions souvent horizontales résistantes au sein du sol. Les inclusions utilisées pour le renforcement des sols sont des éléments résistants en général linéaires ou plans. En conséquence, les principaux efforts mobilisés dans les inclusions peuvent être de quatre sortes : traction, compression, flexion et cisaillement.

Bien que l'utilisation des inclusions de traction dans le sol remonte à plusieurs milliers d'années pour la construction de structures religieuses dans l'ancienne Babylone, il y a seulement trois décennies qu'Henri Vidal, un architecte Français, pionnier des techniques modernes de renforcement de sol, inventa en 1963 la Terre Armée.

Cette technique consiste en l'association d'un matériau granulaire frottant et d'armatures linéaires flexibles de grande résistance à la traction. Le parement extérieur de l'ouvrage est relativement mince et souple, il est généralement constitué de panneaux en béton.

3.2 APERÇU HISTORIQUE DE RENFORCEMENT DES SOLS

L'utilisation de matériaux naturels comme éléments de renforcement du sol était une pratique courante plusieurs années avant Jésus-Christ.

Suite à un ordre chronologique, les anciens Babyloniens (3000 avant J.C.) utilisaient les matières fibreuses dans la construction de leurs habitations (Figure 3.1).



Figure 3.1. Construction d'adobe en Irak

La Grande Muraille de Chine (2000 avant J.C), dont la construction remonte à plus de 40 siècles, les empereurs de plus de 20 dynasties ont construit la plus grande ligne de défense dans le monde pour protéger leurs domaines contre les envahisseurs.

Pour cela, ils ont utilisé dans sa construction le principe de sol renforcé (Figure 3.2).

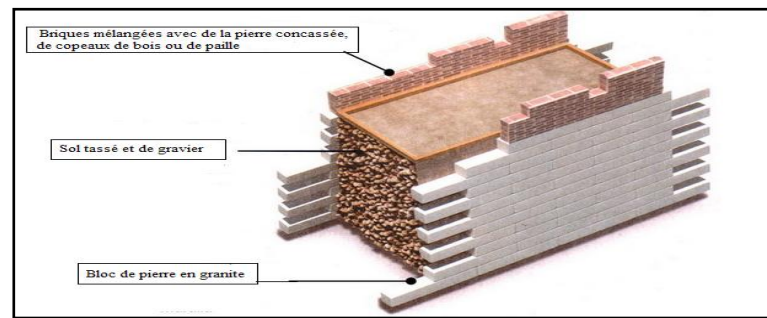


Figure 3.2. Éléments de construction de la grande muraille de Chine

Les anciens Romains utilisaient des troncs immergés dans différents types de sols pour la construction des murs d'endiguement (Figure 3.3). Des matières végétales différentes, en fibres résistantes ont été utilisées dans les travaux de l'empire romain. Parmi ces matériaux, on peut citer : les roseaux, bambou, des troncs d'arbre, de la paille, etc...



Figure 3.3. Mur d'endiguement sur une route romaine en France

Un autre exemple intéressant est une application de la laine de lama mélangée avec le sol dans la construction des rues par les Incas dans le Temple de la Lune (1400) au Pérou (Figure 3.4). En outre, dans d'autres civilisations indigènes d'Amérique latine, ont été utilisées des applications de feuilles et de branches sur un sol mou pour renforcer les digues.



Figure 3.4. Rue à côté du temple de la lune au Pérou

Dans les années soixante, l'ingénieur français Henri Vidal a breveté le système "Terre Armée", qui implique l'utilisation de bandes d'acier galvanisé comme renfort. En 1972, cette procédure s'est généralisée dans le monde entier. Des ouvrages ont été construits dans trente-deux pays.

Par la suite, l'utilisation de la terre armée s'est rapidement développée et a été adoptée par tous les grands pays industriels (Figure 3.5). Aujourd'hui, la demande est toujours croissante, notamment dans les zones sismiques, où l'utilisation de ce type de mur s'est révélée très efficace.

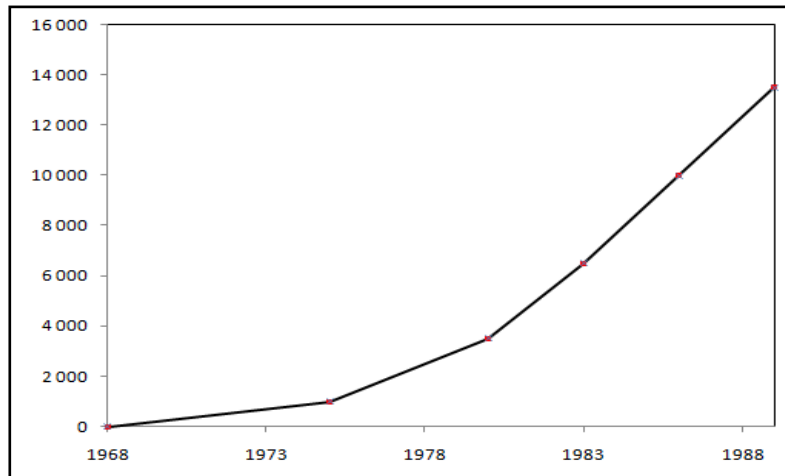


Figure 3.5. Progression des ouvrages en Terre Armée

3.3 PRINCIPE DE BASE DE RENFORCEMENT DES SOLS

Une structure en sol renforcé consiste en l'introduction d'éléments résistants à la traction correctement orientés, ce qui augmente la résistance du sol et diminue la déformation du massif. Dans cette méthode, le comportement global du massif est amélioré par la transformation des efforts aux éléments résistants (renforts).

Les sols ont généralement une haute résistance à la compression, mais une faible résistance à des contraintes de traction. Quand une masse de sol est chargée à la verticale, elle subit une déformation de compression et une déformation latérale verticale (traction).

Avec tout ce qui précède, si la masse de terre a été renforcée, les mouvements latéraux seront limités par la raideur du renfort. Cette restriction de déformation est obtenue par la résistance à la traction des éléments de renforcement (Figure 3.6).

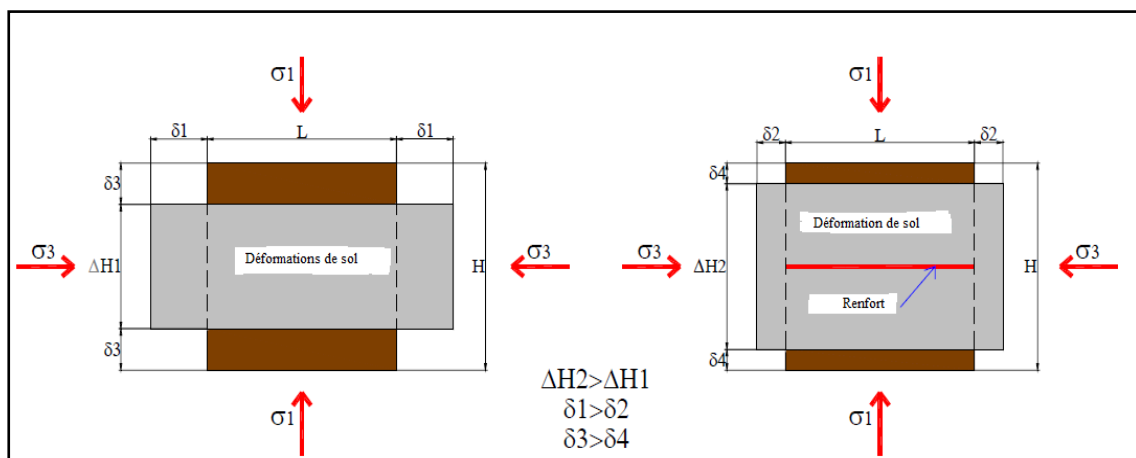


Figure 3.6. Principe de base de renforcement du sol

3.4 TYPE DE RENFORCEMENTS

3.4.1 Selon l'extensibilité

Il existe deux classes d'extensibilité des renforcements par rapport à l'extensibilité de sol qui diffèrent les unes des autres par la rigidité (comportement à la traction/déformation).

A- Les renforcements inextensibles

La déformation des renforcements à la rupture est beaucoup moins par rapport à la déformation du sol. Ils sont caractérisés par un module de rigidité élevé, à savoir la résistance à la traction maximale est mobilisée par une petite déformation. Cette fonction est généralement présentée par des renforts métalliques tels que les bandes en acier utilisées dans la construction de murs de soutènement avec sol renforcé connu sous le nom "Terre Armée" (Figure 3.6.a).

B- Les renforcements extensibles

La déformation des renforcements à la rupture est comparable ou même supérieure à la déformation du sol. Ils sont caractérisés par leur rigidité largement inférieure par rapport à celle des renforts inextensibles. Cette caractéristique est normalement présentée dans les géosynthétiques (les géo-grilles et les géotextiles) (Figure 3.7.b).

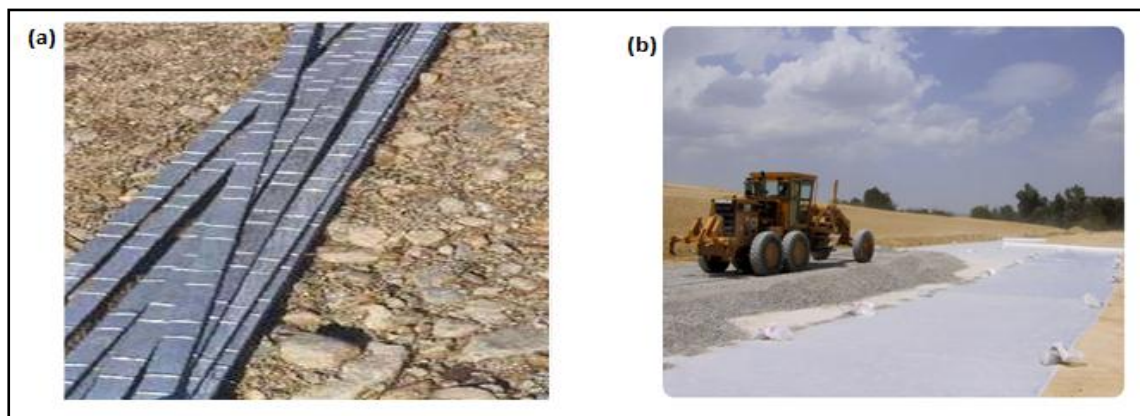


Figure 3.7. Les renforcements selon la rigidité : (a) extensibles, (b) inextensibles

➤ Remarque :

Le renforcement des sols par des armatures extensibles offre certains avantages par rapport aux renforcements métalliques en raison de leur légèreté et souplesse, et surtout de leur résistance à la corrosion.

Cependant, le comportement de ce type de renforcement est plus complexe en raison de son extensibilité et nécessite donc une bonne compréhension des mécanismes d'interaction sol-armature.

3.4.2 Selon la géométrie (l'emplacement dans le massif du sol)

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe suivant leur forme géométrique en trois groupes :

A- Unidirectionnel linéaire

Bandes, y compris les bandes d'acier lisses ou nervurées, ou des bandes géosynthétiques revêtues sur une fibre porteuse.

B- Unidirectionnel composite

Grilles ou tapis de barre caractérisés par un espacement des grilles supérieur à 150 mm.

C- Bidirectionnelles planes

Feuilles continues de géosynthétiques, treillis soudé et tissé. Le maillage est caractérisé par un espacement des éléments de moins de 150 mm.

3.5 LES PRODUITS GÉOSYNTHETIQUES

3.5.1 Types des produits géosynthétiques

Les géosynthétiques sont définis comme étant des produits synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique, utilisés en relation avec les sols et les roches dans plusieurs domaines. Des centaines de produits géosynthétiques, existants actuellement sur le marché, peuvent être classés en six groupes, d'après les matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d'utilisation :

- les géotextiles,
- les géo-grilles,
- les géo-filets,
- les géo-membranes,
- les géo-composites,
- les "géo-divers" ou géo-autres.

A- Les géotextiles

Qui forment le groupe de géosynthétiques le plus important, sont des textiles au sens propre du mot, constitués surtout de fibres synthétiques, plutôt que de fibres naturelles comme le coton. Les fibres synthétiques sont transformées en un tissu flexible et poreux, par tissage, par tricotage et par liaison de voile ou de nappes de fibres. Les géotextiles sont flexibles et perméables, divisés en deux groupes :

❖ Les géotextiles tissés

Ils sont produits par l'entrecroisement, généralement par des angles droits, des gaines ou faisceaux de fils de polypropylène dans deux directions principales, entremêlés (horizontales) et le cadre (verticale) (Figure 3.8.a).

Ces matériaux possèdent une résistance à la traction variant de 15 kN/m à 70 kN/m, puis ils sont fabriqués par le polypropylène qui est un polymère avec des performances supportables contre le phénomène de fluage.

❖ Les géotextiles non-tissés

Produits par l'entrecroisement de fibres de polypropylène ou de polyester disposés aléatoirement et reliés entre eux par des procédés mécaniques, thermiques ou chimiques (Figure 3.8.b). Les géotextiles non-tissés possèdent une résistance à la traction qui varie de 7 kN/m à 35 kN/m, quand ils sont fabriqués par le polypropylène.

B- Les géogrilles

La structure plane est un réseau rectangulaire (grilles) formée par des éléments longitudinaux et transversaux à travers un procédé d'extrusion, de soudage et d'entrelacement (Figure 3.9). Comme les géotextiles, les géogrilles sont aussi divisées en groupes en accord avec le procédé de fabrication.

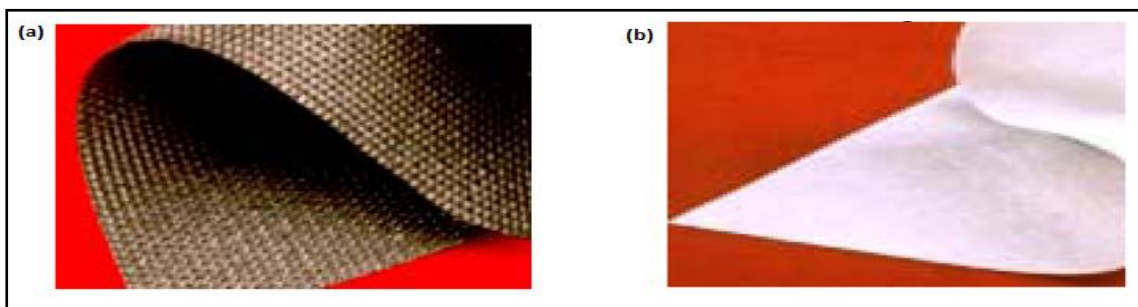


Figure 3.8 Type de géotextiles : (a) tissés, (b) non-tissés

❖ Les géogrilles extrudées

Produites par un procédé d'extrusion, généralement de polyéthylène de haute densité, puis soumises à une précontrainte qui définit sa résistance à la traction (Figure 3.9.a). La résistance à la traction de type de renforcement varie de 50 kN/m à 180 kN/m.

❖ Les géogrilles tissées

Obtenues par l'entrecroisement en angles droits de faisceaux de filaments, généralement en polyester et revêtus d'une couche protectrice de polymère (Figure 3.9.b). La résistance de ce type de renforcement variant de 20 kN/m à 200 kN/m.

❖ Les géogrilles collées

Produites par la superposition et collage successifs de bandes constituant des noyaux de faisceau de filaments revêtus d'une couche protectrice de polyéthylène (Figure 3.9.c). Ils possèdent une résistance à la traction intéressante variant de 30 kN/m à 1250 kN/m.

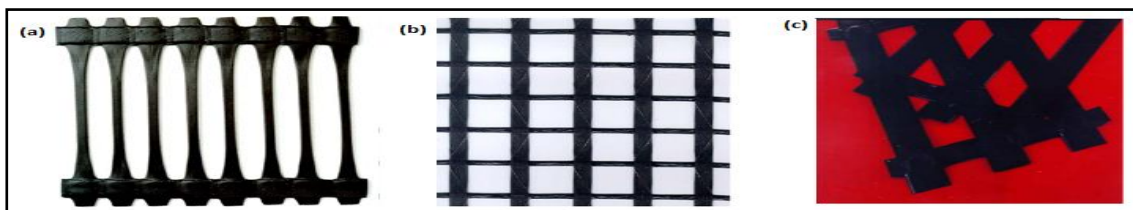


Figure 3.9. Les géogrilles : (a) extrudées, (b) tissées et (c) collées

3.6 NOTIONS DE LA TERRE ARMÉE

3.6.1 Définition de la Terre Armée

La Terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement (Figure 3.10).

L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction et donne naissance à un matériau composite. Ce matériau à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées tout au long de la durée de service de l'ouvrage. Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont.

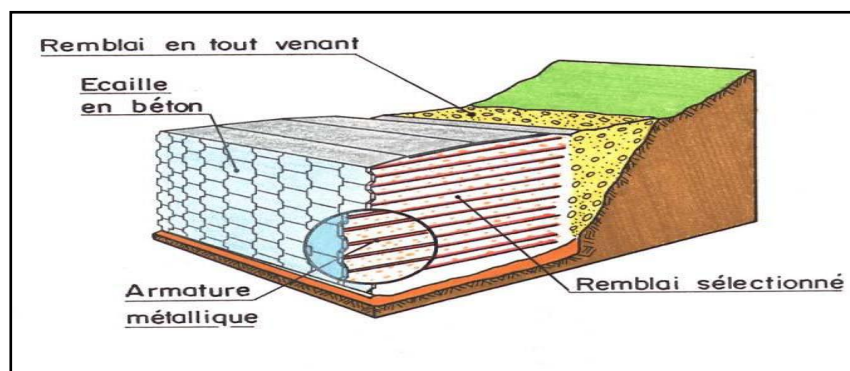


Figure 3.10. Éléments d'un mur de soutènement en Terre Armée

3.6.2 Les éléments de la Terre Armée

A- Systèmes de panneaux de revêtement

Le parement est la face apparente du mur en terre armée. Il n'a que des fonctions limitées dans le renforcement. Ses fonctions sont les suivantes :

- ✓ protéger le massif de toute agression extérieure et en particulier de l'érosion superficielle ;
- ✓ éviter les ruptures locales pouvant affecter le remblai ;
- ✓ d'un point de vue purement esthétique, améliorer l'apparence extérieure de l'ouvrage (surtout pour les parements en écailles).

À nos jours, il existe plusieurs types de face des murs utilisés dans les murs de soutènement en sol renforcé, les principaux sont :

❖ Panneaux préfabriqués en béton

Les dimensions typiques du panneau nominal sont 1.5m de hauteur et de 1.5 ou 3 m de largeur, la température et la traction de renforcement pour ce type de revêtement sont requises et doit être conçu conformément à des spécifications bien précises.

Les panneaux les plus utilisés sont les écailles cruciformes en béton (Figure 3.11). Ce sont des plaques d'environ 850 kg et de 1,5m de largeur et de hauteur.



Figure 3.11. Exemples de panneaux en écailles cruciformes

❖ Les unités modulaires sèches

Le parement peut être composé d'éléments durs (habituellement en béton), d'éléments déformables (généralement constitués de métal, de treillis ou grillages en acier, ou de cages de gabions), ou encore d'éléments mous (notamment constitués de nappes ou de grilles en géosynthétique ou de grillage métallique en fil tressé).

Les blocs sont des éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou mouillés à sec en béton non armé désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires (Figure 3.12).

La masse de ces éléments est, d'ordinaire, comprise entre 20 kg et 50 kg. Leur hauteur est en général comprise entre 150 mm et 250 mm, et la longueur de la face vue varie entre 200 mm et 250 mm.



Figure 3.12. Parement en blocs préfabriqués et en grillage d'acier

B- Le remblai

❖ Le remblai général

Le remblai général est le sol qui constitue l'arrière du mur. Il n'est pas renforcé par des armatures et ne fait pas partie du massif.

❖ Le remblai dit technique

Il peut être d'origine naturelle ou industrielle. Il constitue la partie renforcée par les armatures.

Les matériaux de remblai ne doivent contenir ni terre végétale, ni matière putrescible (qui peut pourrir), ni déchets domestiques.

La qualité de ces matériaux répond à des critères bien déterminés. On distingue parmi ceux-ci :

- Des critères géotechniques (physiques) ;
- Des critères chimiques et électrochimiques ;
- Des critères de mise en œuvre.

Les caractéristiques mécaniques essentielles sont résumées dans un graphique (Figure 3.13).

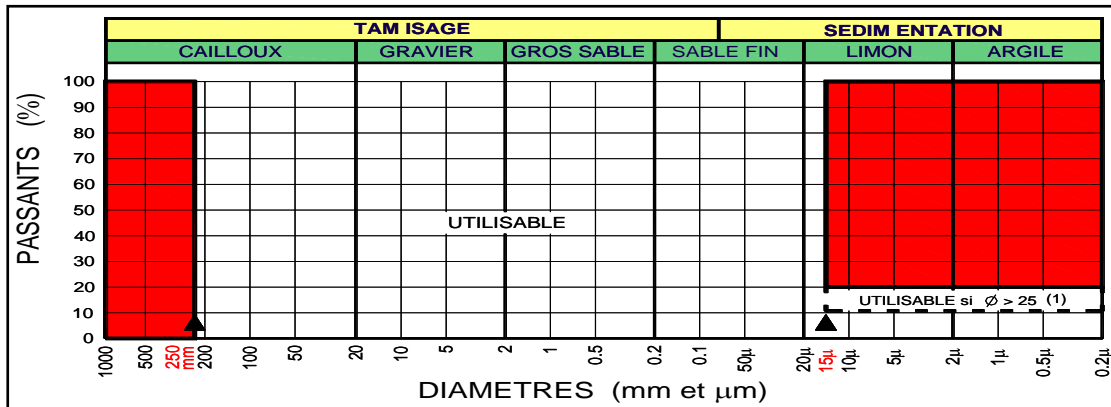


Figure 3.13. Limitation du remblai technique pour la Terre Armée

3.6.3 Mise en œuvre de la Terre Armée

❖ L'excavation

Tout d'abord, il est nécessaire de creuser la zone nécessaire de placer les renforcements sur toute sa longueur (Figure 3.14).

❖ Semelle de réglage

C'est une semelle en béton non armé (Figure 3.15). L'unique mission de la semelle de réglage est d'obtenir une surface plane et lisse qui facilite le support et l'assemblage de la première rangée d'écailles.

Il est essentiel que sa mise en œuvre dans les directions longitudinales, transversales horizontales soit extrêmement prudente et bonne, elle est à la base d'un bon montage ultérieur.

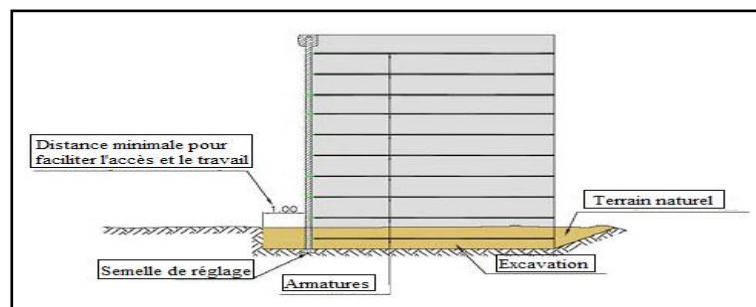


Figure 3.14. Parement en blocs préfabriqués et en grillage d'acier

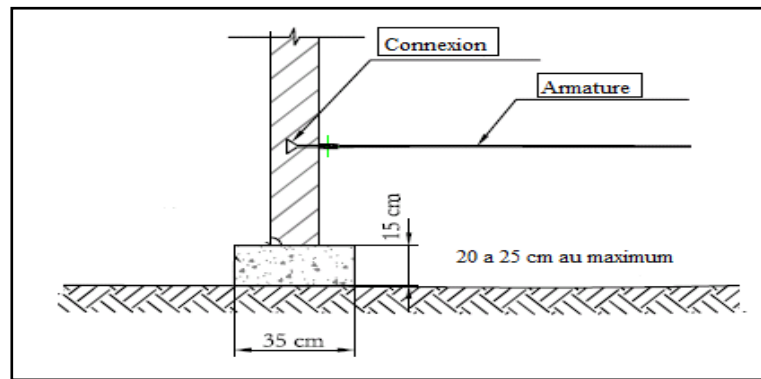


Figure 3.15. Semelle de réglage horizontal

❖ Installation de la première rangée des écailles

Une fois sur la semelle est marqué le point de l'implantation longitudinale, qui est normalement défini dans le projet de départ, on procède à l'assemblage des deux premières écailles du milieu (Figure 3.16). L'ordre de placement est le suivant :

- ✓ installation de la première écaille ;
- ✓ installation de la deuxième écaille ;
- ✓ vérifiez avec jauge de réglage et la vérification de l'horizontalité à la règle métallique.

Ensuite, l'assemblage se poursuit avec l'ordre suivant :

- ✓ l'installation de la troisième écaille (Figure 3.17) ;
- ✓ l'horizontalité et le plombage de la troisième écaille sont immédiatement étayés (Figure 3.18) ;
- ✓ vérification des joints horizontaux ;
- ✓ placer la quatrième écaille de milieu ;
- ✓ Installation de la cinquième écaille ;
- ✓ vérification de la jauge entre la troisième et la cinquième écaille ;
- ✓ installation des joints horizontaux et verticaux ;
- ✓ installation des serre-joints sur les écailles (Figure 3.19).

Le processus est répété jusqu'à l'achèvement de la première rangée des écailles.

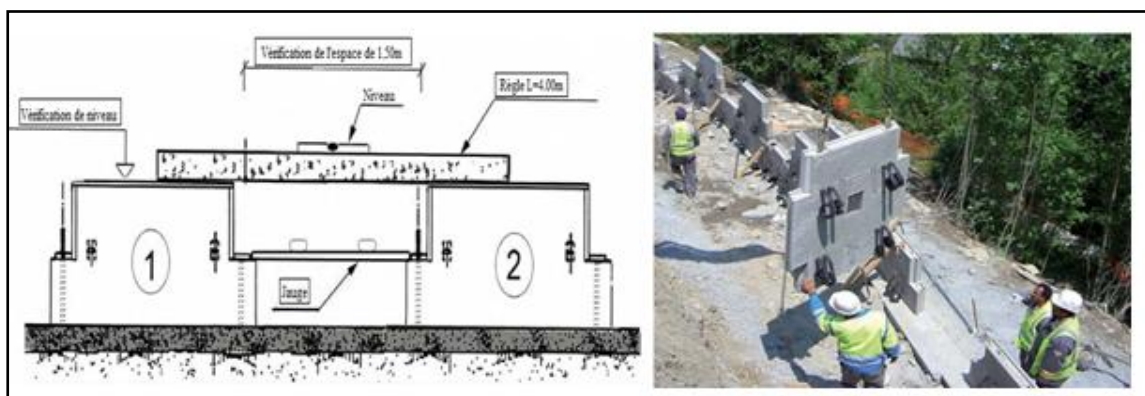


Figure 3.16. Installation et pose des deux premières écailles

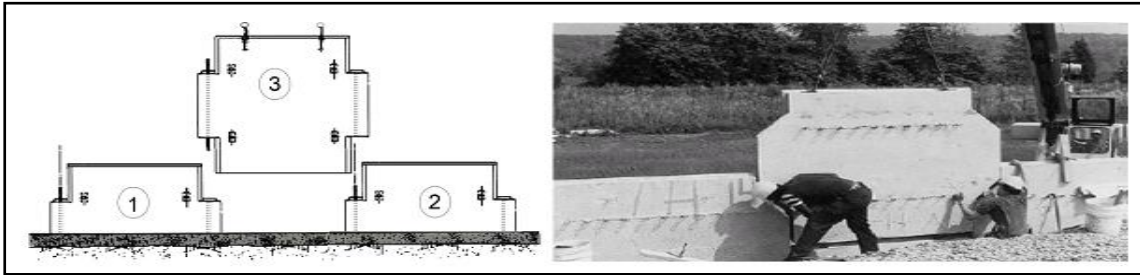


Figure 3.17. Installation et pose de la troisième écaille

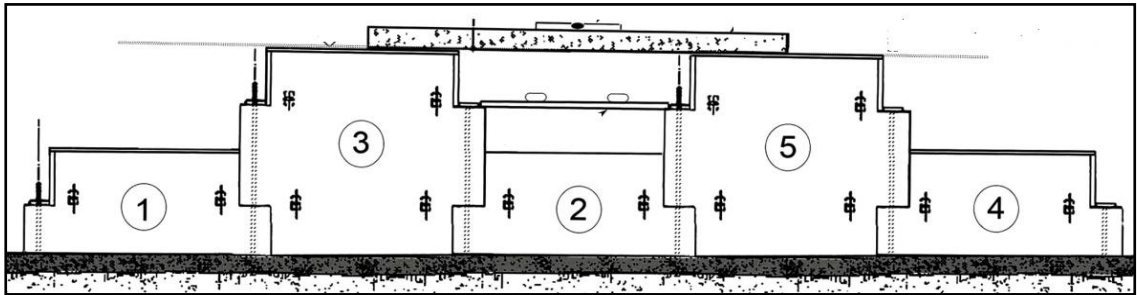


Figure 3.18. Nivellement de troisième et cinquième



Figure 3.19. Installation des serre-joints sur les écailles placées

❖ Remblaiement et compactage

Outre les engins classiques de terrassement, nécessaires à la mise en place du remblai, il faut prévoir une grue légère pour la manutention des panneaux, dont le poids varie de 0.8 à 1.2 tonne pour les panneaux courants de 14 cm d'épaisseur. Il faut éviter le passage direct des engins sur les armatures et empêcher les engins lourds de circuler à moins de 1.50 m des écailles (ce qui pourrait nuire à leur verticalité) (Figure 3.20). Le taux de compactage en tout point du massif en sol renforcé doit être supérieur ou égal à 95% de l'Optimum Proctor Normal. Dans le cas d'ouvrages routiers notamment, le compactage sera identique à celui des remblais routiers correspondants. Toutefois, le remblai situé à moins de 1.50 m du parement sera compacté à l'aide d'un petit rouleau vibrant.



Figure 3.20. Remblaiement et compactage

❖ Pose du premier lit d'armatures

Les renforcements sont posés par lits espacés de 70 à 80 cm correspondant au double de l'épaisseur maximale des couches de remblai. Elles sont placées sur le sol grossièrement nivelé, et connectées aux panneaux (Figure 3.21).

Pour les armatures métalliques, la connexion des armatures au panneau est assurée généralement par un système de chape métallique encastrée dans le béton des écailles lors de leur préfabrication (amorces) (Figure 3.22). Les armatures munies d'un trou à leur extrémité sont solidarisées aux écailles par un boulon.

Pour les armatures synthétiques, le système implique l'encastrement d'une gaine en polyéthylène à haute densité dont la forme a été étudiée pour assurer un ancrage optimal tout en s'assurant que les bandes souples émergent de l'écaille à plat et dans un même plan (Figure 3.23).



Figure 3.21. Pose du premier lit d'armature



Figure 3.22. Dispositif de fixation d'une armature métallique



Figure 3.23. Dispositifs de connexion des renforcements géosynthétiques/parement

Amélioration des sols et fondations- M1Géologie de l'ingénieur et géotechnique-S2- Dr. Djabri Med.

3.7 QUELQUES SYSTÈMES DES MURS EN SOL RENFORCÉ

3.7.1 Le système « Terramesh »

Le « *Terramesh system* » est un système modulaire utilisé pour les remblais renforcés à l'échelle mondiale sur des projets d'infrastructures importants, notamment sur une des plus grandes structures en remblai renforcé du monde de 74 m de haut (Figure 3.24). Pour les talus de grande hauteur, il peut être utilisé en association avec les géogrilles hautes performances.

Il est composé d'unités préfabriquées en grillage double torsion maille (80×100). Les unités de « *Terramesh system* » sont fournies dans des dimensions standards, pour éviter les découpes sur le site.

Après l'assemblage sur le chantier, les unités de parements sont remplies de pierres. Le remblai structural est ensuite placé sur les géogrilles avant d'être compacté. Les couches de « *Terramesh* » sont ensuite installées sur la couche précédente et ainsi de suite (Figure 3.25).

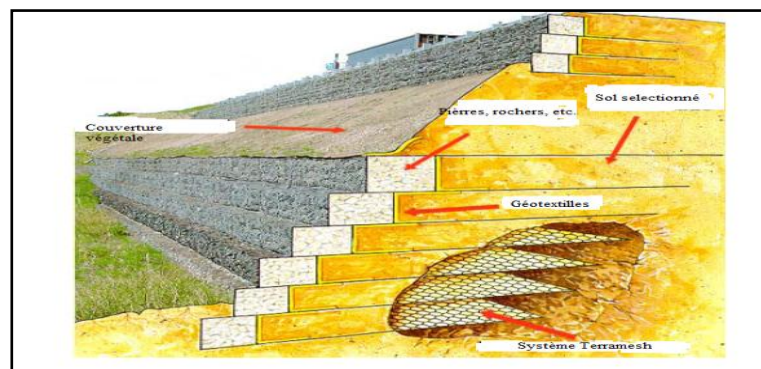


Figure 3.24. Le système « *Terramesh* »



Figure 3.25. Processus de construction d'un mur « *Terramesh* »

3.7.2 Les murs de soutènement en sol renforcé par les géosynthétiques

Ce sont des structures construites avec un sol renforcé par des renforcements synthétiques extensibles comme les géosynthétiques et les géogrilles (Figure 3.26). Ces murs nécessitent une protection mécanique sur un côté pour protéger les renforcements exposés au parement de la structure contre les grandes dégradations, les feux et le vandalisme (Figure 3.27).

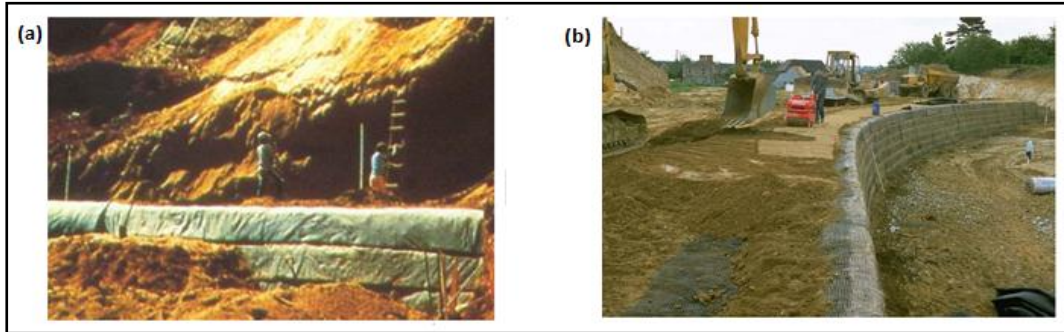


Figure 3.26. Murs de soutènement en sol renforcé par : (a) des géotextilles, (b) des géogrilles



Figure 3.27. Parement d'un mur de soutènement en sol renforcé par des géogrilles

3.7.3 Les murs de soutènement en sol renforcé par des renforcements mixtes

Actuellement, pour la recherche de solutions moins économiques, des renforts combinés ont commencé à être utilisés, avec une rigidité axiale équivalente. Les renforts normalement utilisés dans cette situation, sont les mailles métalliques et les géogrilles de haute résistance (résistance à la traction supérieure à 200 kN/m), à la fois extensibles (Figure 3.28). Le treillis métallique (système « Terramesh ») garantit la stabilité de la partie extérieure de la structure, les géogrilles de haute résistance assurent la stabilité de la masse de sol renforcé.

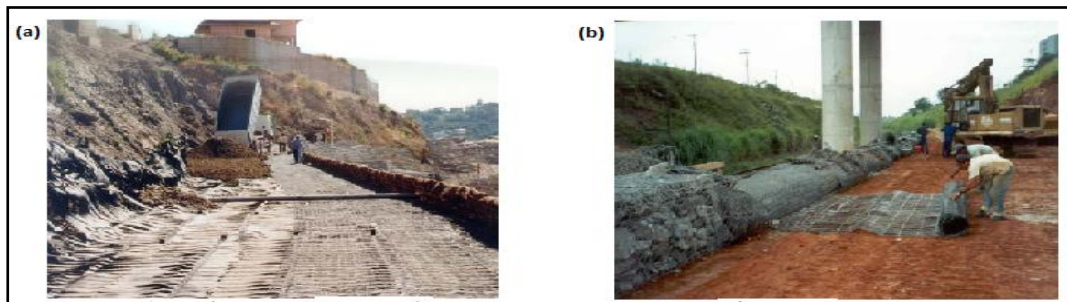


Figure 3.28. Structure en renforcement mixte : (a) illustration de la construction, (b) détail d'installation des géogrilles

3.7.4 Les murs de soutènement en sol renforcé à parement cellulaire

Il s'agit d'un type de mur de soutènement en sol renforcé relativement neuf (Figure 3.29). L'utilisation des ouvrages de soutènement à parement cellulaire renforcés par nappes géosynthétiques, offre une flexibilité en ce qui concerne la disposition et la possibilité de réaliser des murs à plusieurs niveaux.

Généralement, les ouvrages de soutènement à parement cellulaire renforcés par géogrids sont construits en considérant un angle d'inclinaison ω variant entre 1° et 15° par rapport à la verticale.

Le décalage successif des blocs ou l'alignement avec inclinaison par rapport à l'horizontale détermine l'inclinaison du parement. L'union entre le parement en blocs cellulaires et les renforcements est assurée par le frottement blocs/renforcement ou par des peignes (Figure 3.30).

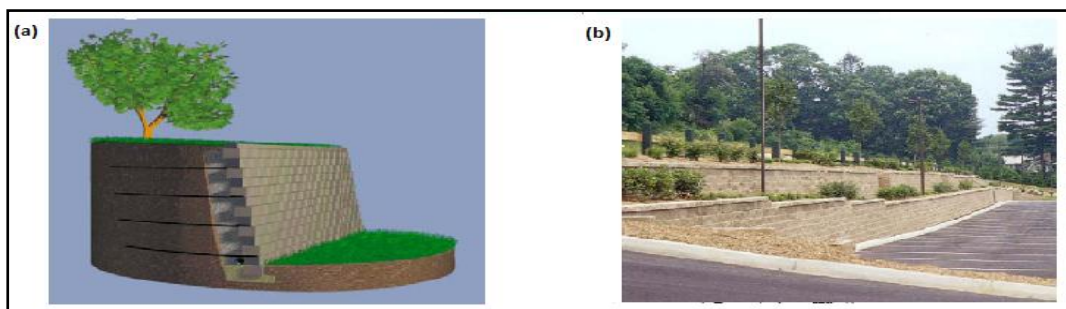


Figure 3.29. Mur de soutènement cellulaire : (a) illustration de mur, (b) murs construits

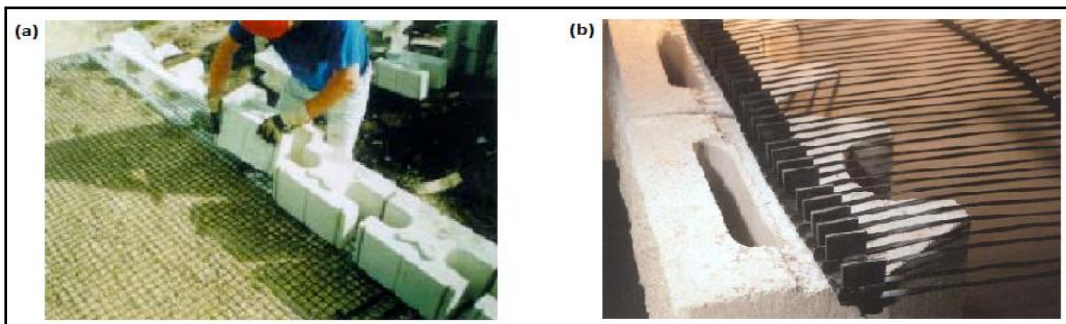


Figure 3.30. Liaison entre les blocs cellulaires et les renforcements par : (a) frottement, (b) des peignes

3.8 AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA TERRE ARMÉE

3.8.1 Les avantages des murs en sol renforcé

Les avantages de l'utilisation des murs de soutènement en sol renforcé (Terre Armée), surtout en géosynthétiques, sont nombreux, on peut citer quelques-uns :

- Réduction de coût par rapport à d'autres structures (Figure 3.31) ;
- Une vaste gamme d'utilisation (Figure 3.32) ;
- Possibilité de vérifier la durabilité des renforcements ;
- Possibilité de corriger les désordres (voir section ultérieure) (section 3.9) ;

- Possibilité de rabattre la nappe derrière l'ouvrage, on réalise un système de drainage.
- Rapidité d'exécution, grâce à l'emploi d'éléments entièrement préfabriqués.

Outre ses avantages de conception, les murs en sol renforcé présentent aussi les avantages de résistance :

- Diminution des mouvements de terre ;
- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais ;
- La grande résistance vis à vis des efforts statiques et dynamiques.

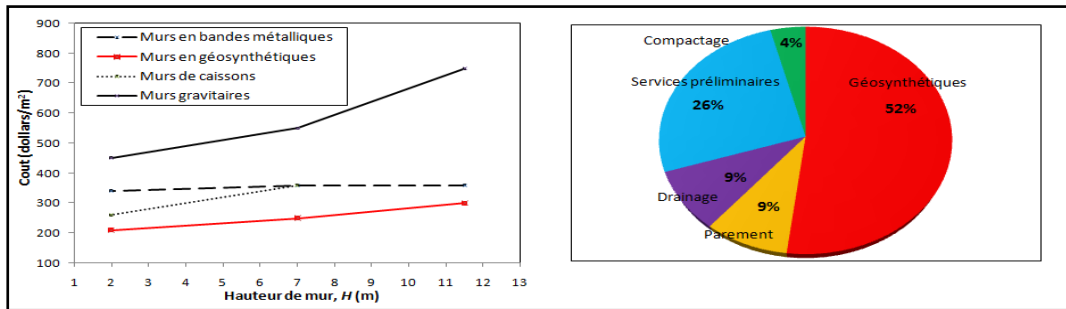


Figure 3.31. Coût de murs en Terre Armée



Figure 3.32. Utilisation de la terre armée dans plusieurs domaines

En Algérie, l'utilisation d'ouvrages en Terre Armée dans le domaine des travaux publics est en pleine progression, ils sont essentiellement utilisés dans la réalisation des remblais d'accès à l'approche des ponts (Figure 3.33).



Figure 3.33. Rampes d'accès des ponts réalisés en Algérie

3.8.2 Les inconvénients des murs de soutènement en Terre Armée

D'une manière générale, les défauts et désordres observés sur les murs de soutènement en Terre Armée résultent de la concomitance de plusieurs origines, ils peuvent être classés par grandes familles.

- La corrosion des renforcements métalliques (Figure 3.34) ;
- Mauvaise conception et sous-dimensionnement de l'ouvrage (exemple : les tassements) (Figure 3.35) ;
- Mauvaise exécution (exemple : le drainage) (Figure 3.36) ;
- Exploitation, environnement et défauts d'entretien (Figure 3.37).



Figure 3.34. Corrosion des renforcements métalliques



Figure 3.35. Mouvement d'écailles dû à un tassement différentiel

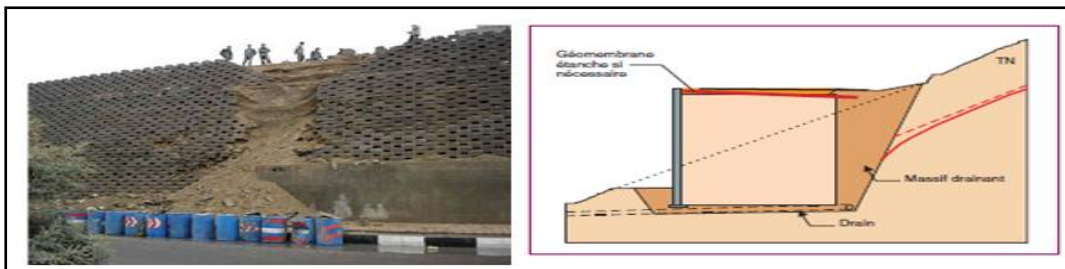


Figure 3.36. Rupture d'un mur en terre armée (présence d'une nappe d'eaux), et système de drainage



Figure 3.37. Dégradation du béton d'une écaille par réaction sulfurique externe et défaut d'entretien

3.9 LES MODES DE RÉPARATION

Le mode de réparation dépend de l'espace dont on dispose devant le mur.

En effet, si on dispose d'un espace important, on peut renforcer le mur par un remblai de butée, ou bien par un deuxième mur de soutènement (Figure 3.38).

Si par contre l'espace devant le mur à réparer est relativement réduit (bordure de route,...), la solution la plus appropriée consiste à clouer les écailles (écaille par écaille) avec des croisillons ou renforcer le mur par des tirants d'ancrage précontraints au pied du mur (Figure 3.39).



Figure 3.38. Renforcement par remblai de butée, ou avec un mur de soutènement



Figure 3.39. Renforcement par clouage des écailles, ou par des tirants au pied du mur

3.10 CONCLUSION

L'interposition d'éléments de renfort dans un ouvrage de soutènement, permet de donner aux sols une résistance en traction plus ou moins importante suivant l'adhérence et le frottement entre le sol et les renforcements. Ce type de structure inventé en 1963 par Henri Vidal prend est connu sous le de la Terre Armée conçue par des renforcements métalliques.

Depuis 1980, l'utilisation des géosynthétiques comme renforcement des sols est intensivement progressée. Ces géosynthétiques ont l'avantage d'être non corrodables et flexibles. Aujourd'hui, ce type de renforcement est largement utilisé dans le monde pour une variété de structures telles que les murs de soutènements.

Les murs de soutènement en sol renforcé présentent des avantages remarquables malgré leurs inconvénients qui peuvent être rattrapés par de simples réparations effectuées sur les ouvrages.

C'est pour ces raisons que les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique. Ce qui exige l'élaboration des méthodes fiables ainsi que l'actualisation des guides de conception des structures en sols renforcés.

CHAPITRE 4 MÉTHODES DE JUSTIFICATION DE LA TERRE ARMÉE

4.1 INTRODUCTION

L'analyse du comportement en service des massifs en sols renforcés provient d'études en modèles réduits, d'expérimentations d'ouvrages grandeur nature, d'essais de laboratoires (essai d'extraction, cisaillement direct) et de calculs numériques. Ces études sont menées essentiellement sur des ouvrages renforcés par des armatures métalliques. Ils ont permis de comprendre leur fonctionnement et de définir les méthodes de dimensionnement actuelles qui sont fondées sur la théorie de la poussée des terres et d'équilibre local (BS8006, 1995 ; FHWA2009 ; NF P94-270, 2009).

L'étude des massifs en sol renforcé se fait en analysant la stabilité globale, externe, interne et mixte du massif.

La stabilité globale du site est considérée comme un problème de stabilité de pentes, la justification se fait par rapport au glissement.

La stabilité externe est traitée comme n'importe quelle stabilité de mur de soutènement (par exemple : mur poids). La poussée des terres se calcule sur l'écran fictif parallèle au parement, situé à l'arrière des armatures. La justification se fait par rapport au poinçonnement et au glissement à la base du mur sur le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc.

La stabilité interne est vérifiée au niveau de chaque lit d'armatures ; les efforts des tractions générés dans les armatures doivent être inférieurs à la résistance au frottement d'interface sol/armature et à la résistance en traction de l'armature.

4.2 STABILITÉ DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

4.2.1 La stabilité interne

Le fonctionnement interne repose sur l'existence du frottement entre les armatures et le sol, le remblai transmet par frottement aux armatures les efforts qui se développent dans la masse. Celles-ci se mettent alors en traction, améliorant les caractéristiques du sol suivant la direction où elles sont placées.

Ce mode de fonctionnement est à la base des méthodes de dimensionnement interne des ouvrages en remblai renforcé. On doit vérifier, d'une part, que les efforts des tractions maximaux sont compatibles avec les résistances à la traction des lits d'armatures et, d'autre part, que la surface frottant des armatures dans la zone résistante est suffisante pour permettre d'équilibrer les tractions maximales correspondantes.

Deux types de ruines principales, la rupture des renforcements et la perte de l'adhérence entre sol/renforcement.

A- Rupture par cassure des armatures

La rupture de l'ouvrage est progressive, elle s'amorce en un point où se casse une première armature. Puis elle se propage rapidement par cassures successives des armatures suivant une ligne de rupture qu'il est possible de visualiser (Figure 4.1). La rupture pour les renforcements en acier galvanisé est liée à la corrosion des armatures.



Figure 4.1. Rupture d'un massif renforcé

B- Rupture par défaut d'adhérence

Ce type de rupture se produit lorsque les armatures ne sont pas suffisamment longues, compte tenu de la valeur du coefficient de frottement terre-armatures, pour mobiliser les efforts de traction nécessaires dans les armatures.

Il y a en quelque sorte une décohésion du massif en terre armée : le massif s'écoule, sans que les armatures rompent, par glissement du sol entre les armatures.

Il est généralement admis, que le lieu géométrique des points de traction maximale dans les lits d'armatures passe par le pied du parement et présente une partie quasi-verticale dans la partie supérieure du mur (dans la partie haute, le maximum des forces de traction est à environ $0,3H$ du mur (Figure 4.2).

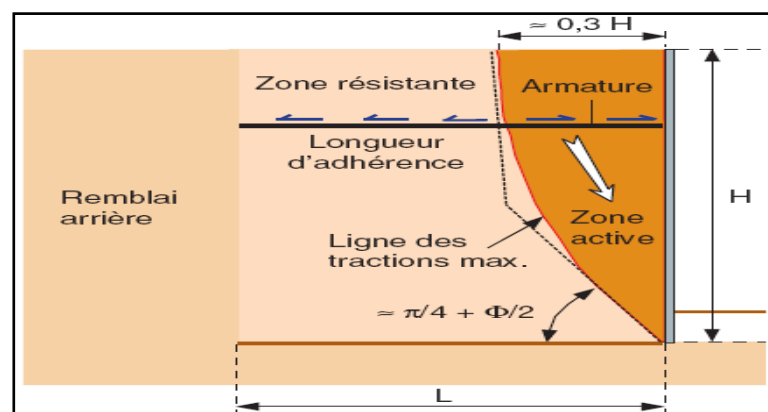


Figure 4.2. Stabilité interne d'un mur de soutènement en terre armée

Le massif est donc constitué de deux zones :

- **une première zone active** : dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers le parement ;
- **une deuxième zone résistante** : dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers l'intérieur du massif.

4.2.2 La stabilité externe

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages classiques tels que les murs poids (Figure 4.3). La justification consiste à vérifier la portance du sol de fondation et la résistance au glissement du mur à son interface avec le sol de fondation. Il faut étudier également la stabilité d'ensemble. Les efforts qui s'exercent sur ce massif par unité de longueur sont :

– **la poussée des terres P** sur la face arrière : cette poussée étant inclinée selon un angle δ . Les différentes expérimentations ont montré que cette poussée correspond à la poussée active du fait de la déformation du massif et que δ augmente avec l'élancement du mur H/L ;

– **le poids du massif W**.

Ces efforts provoquent une force résultante R au niveau de la base présentant une excentricité par rapport à l'axe du remblai.

Les justifications concernent les points ci-après :

- le poinçonnement du sol de fondation ;
- la résistance au glissement ;
- le tassement de l'assise ;
- la stabilité générale.

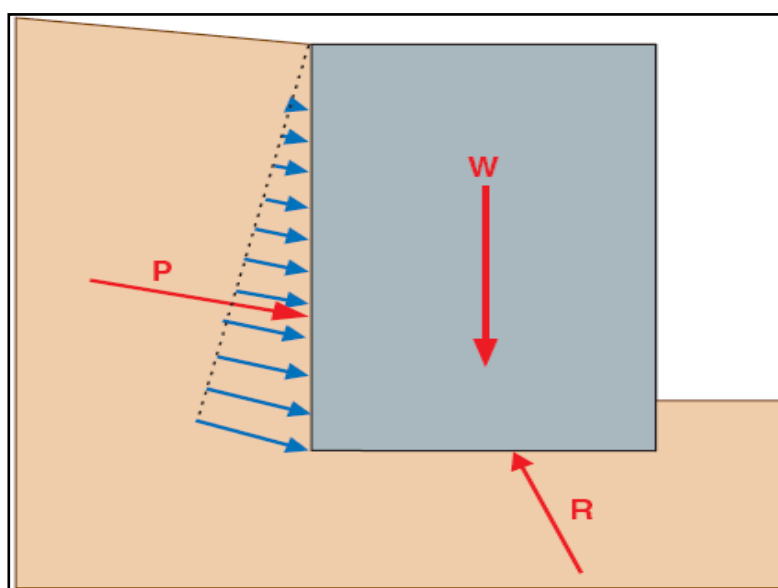


Figure 4.3. Stabilité externe d'un mur de soutènement en terre armée

4.3 DIMENSIONNEMENT DES MURS EN TERRE ARMÉE

4.3.1 Selon la norme française N FP 94-270

A- Analyse de la stabilité externe

Le mur en sol renforcé transmet au sol de fondation des contraintes quasi-linéaires dues à son propre poids (W) et aux effets des surcharges et des poussées latérales qui le sollicitent.

D'après la norme française (NF P94-270, 2009), la contrainte de référence appliquée à la base nommée σ_v est calculée par la formule de Meyerhof (Figure 4.4) :

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L - 2e} \quad (4.1)$$

Avec $e = M/R_v$

R_v : résultante verticale par mètre longitudinale de parement au centre de la base de massif ;

L : longueur du mur correspondant à celles des armatures ;

M : moment résultant au centre de la base du mur par mètre de parement (NF P94-270, 2009).

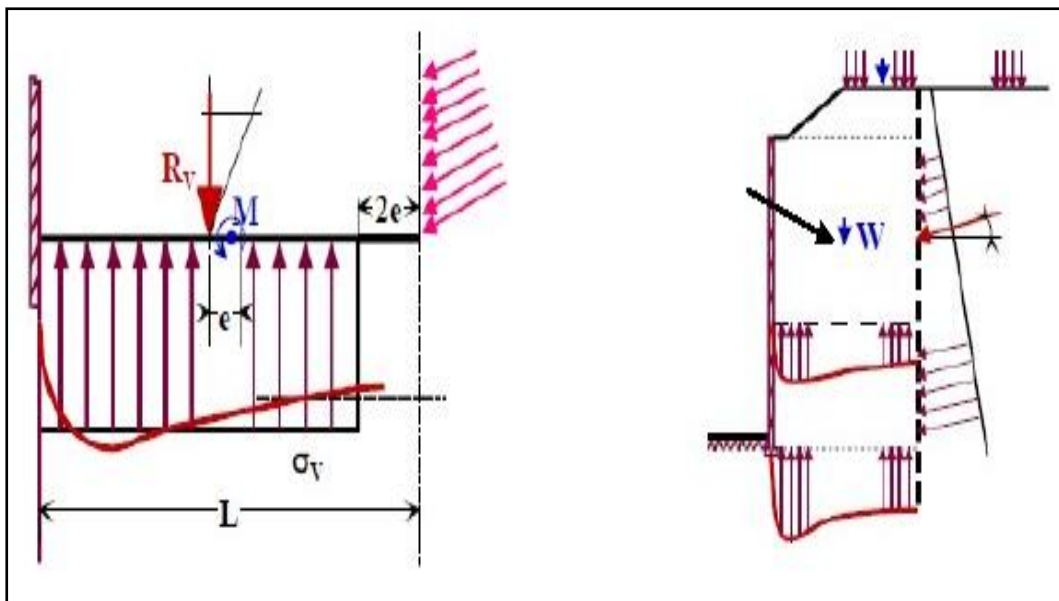


Figure 4.4. Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en sol renforcé

B- Analyse de la stabilité interne

❖ Lignes des tractions maximales

L'analyse du comportement interne et de la répartition des efforts de traction le long des armatures métalliques dans un massif en sol renforcé, a montré qu'un effort de traction maximum, T_m , est mesuré en un point de l'armature. Ce point est éloigné du parement en haut du mur et proche du parement en profondeur (Figure 4.5).

L'ensemble des points forment une courbe, appelée ligne des tractions maximales, séparant le massif en deux zones :

- ✓ **zone active** : située près du parement, où la contrainte tangentielle (de cisaillement) τ exercée par le sol sur chaque face de l'armature est dirigée vers le parement ;
- ✓ **zone résistante** : où la contrainte tangentielle τ est dirigée vers l'intérieur et le sol a tendance à retenir les armatures.

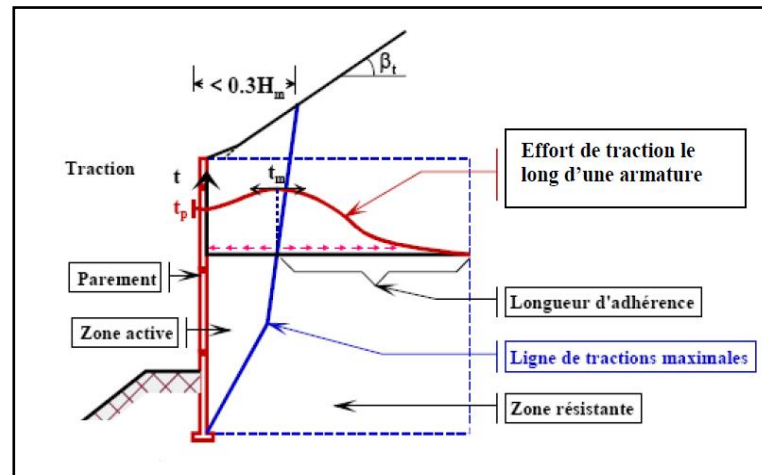


Figure 4.5. Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en sol renforcé

❖ Détermination de l'effort de traction maximale

La valeur de calcul de l'effort de traction maximal (T_m) dans le lit de renforcement considéré par mètre de parement est égale à :

$$T_m = \sigma_h \times S_v \quad (4.2)$$

Où S_v est l'espacement vertical entre les lits d'armature et σ_h la contrainte horizontale dans le remblai renforcé sur un lit d'armature à l'intersection de la ligne de traction maximale, elle est égale à :

$$\sigma_h = K \times \sigma_v \quad (4.3)$$

Où σ_v est la contrainte verticale totale de calcul dans le remblai au niveau du lit considéré et au droit de la ligne des tractions maximales déterminée par la méthode de Meyerhof, et K est un coefficient de proportionnalité déterminé empiriquement à partir des résultats expérimentaux (c'est le coefficient de poussée des terres interne au massif).

La détermination de la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ à la profondeur z du lit considéré se fait en réduisant les efforts provenant de tout ce qui est situé au-dessus de ce lit (poids, surcharges, poussée des terres à l'arrière du massif) et en les répartissant sur la largeur réduite $L(z) - 2e$:

$$\sigma_v(z) = \frac{R_v}{L(z) - 2e} \quad (4.4)$$

Où R_v la composante verticale de la résultante du calcul des efforts par mètre de parement ;
 $L(z)$ la largeur du massif à la profondeur z ; e est l'excentricité de la résultante des charges ;
avec :

$$e = \frac{Md(z)}{R_v(z)} \quad (4.5)$$

Le coefficient K dépend de la profondeur z du lit de renforcement considéré.

Dans les cas des renforcements métalliques, selon la norme NF P94-270, le coefficient K est donné comme suit :

$$K(z) = \begin{cases} K(z) = \Omega_1 K_a \left[1.6 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] & \text{si } z \leq z_0 \\ K(z) = \Omega_1 K_a & \text{si } z > z_0 \end{cases} \quad (4.6)$$

Avec :

z_0 est une profondeur prise égale à 6 m ;

K_a est le coefficient de poussée active du remblai du massif renforcé.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.7)$$

Ω_1 est un coefficient (≥ 1.0) lié au type de renforcement (NF P94-270).

Pour les armatures métalliques $\Omega_1=1$.

4.3.2 Selon les guides américains FHWA 2009

A- Évaluation de la stabilité externe

Dans les derniers guides américains des routes et autoroutes fédérales (FHWA, 2009), quatre mécanismes de rupture externe sont généralement pris en compte dans le dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé (Figure 4.6) :

- glissement à la base ;
- limite de l'excentricité, anciennement nommée le renversement ;
- résistance de la fondation ;
- stabilité globale.

Les facteurs de résistance de la stabilité externe sont listés (Tableau 4.1).

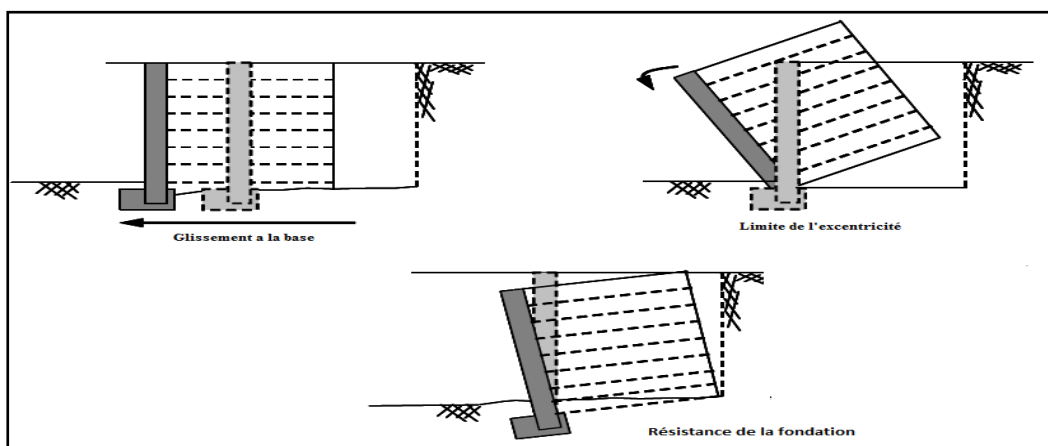

Figure 4.6. Mécanismes de rupture externe

Tableau 4.1. Facteur de résistance pour la stabilité externe

Mode de stabilité	Conditions	Facteur de résistance
Résistance de la fondation		0.65
Le glissement		1.00
Stabilité globale	Où les paramètres géotechniques sont bien défini, et la pente ne supporte pas et ne contient pas un élément structurel	0.75
	Lorsque les paramètres géotechniques sont basés sur des informations limitées, ou la pente contient ou supporte un élément structurel	0.65

B- Évaluation de la stabilité interne

La rupture interne d'un mur de soutènement en sol renforcé peut se faire de deux façons différentes :

- les forces de traction (et, dans le cas des renforts rigides, les forces de cisaillement) dans les renforcements deviennent si grandes que les inclusions s'allongent excessivement ou se brisent, entraînant de gros mouvements et / ou un éventuel effondrement de la structure. Ce mode d'échec s'appelle la défaillance par élongation ou les forces de traction dans les renforts deviennent plus grandes que la résistance à l'arrachement, entraînant de gros mouvements et / ou un éventuel effondrement de la structure.
- rupture des renforts ;

Le processus de dimensionnement et de conception pour éviter une rupture interne consiste donc à déterminer les forces de tension maximales développées, leur emplacement le long d'un lieu de glissement critique et la résistance fournie par les renforts à la fois dans la capacité à l'arrachement et la résistance à la traction.

Alors, les recommandations américaines FHWA 2009 considèrent que plus les renforcements seront extensibles plus la ligne des tractions maximales se rapprochera de la surface de rupture délimitée par le coin de Coulomb, donc ces recommandations proposent deux lignes de traction maximales (Figure 4.7).

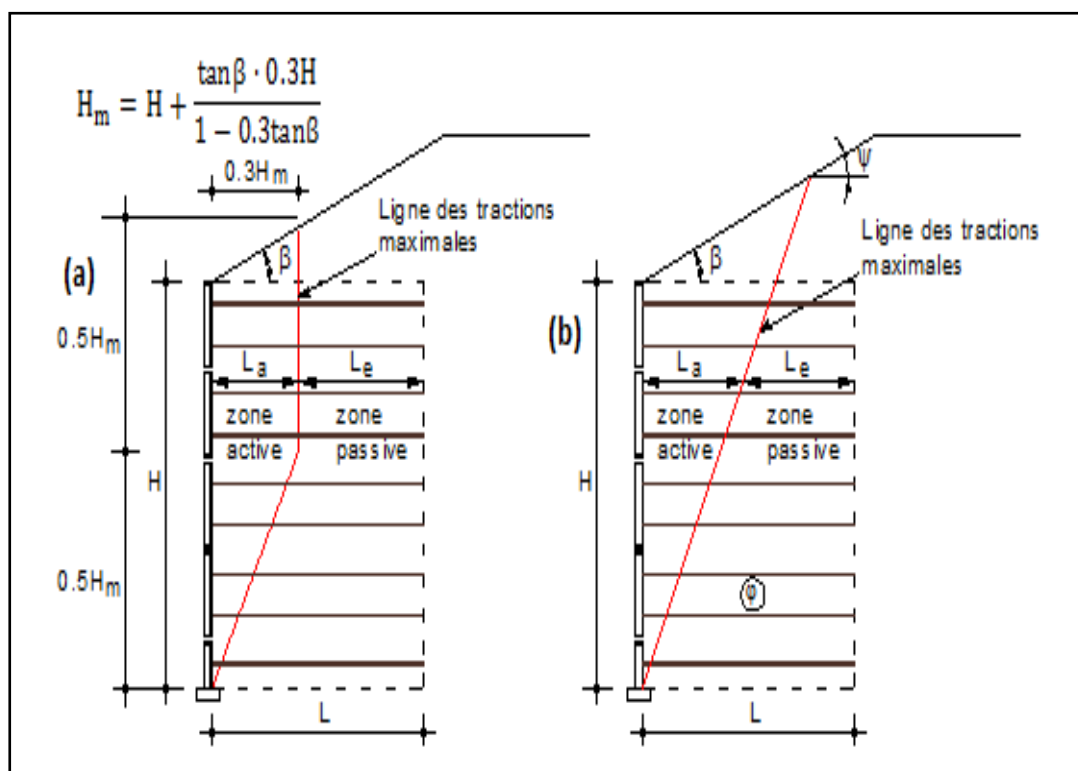


Figure 4.7. Surface critique de rupture d'après les guides FHWA 2009: (a) armatures inextensibles, (b) armatures extensibles

Une longueur minimale de renforcement, L , égale à $0.7H$ est recommandée dans la conception des murs de soutènement en sol renforcé.

Des longueurs plus élevées sont nécessaires pour les structures soumises à des surcharges extérieures où sous conditions sismiques (Tableau 4.2).

Tableau 4.2. Longueur typique minimale de renforcement L/H selon FHWA 2009

Cas de chargement	Rapport typique minimale L/H
Chargement statique avec ou sans chargement de trafic	0.7
Conditions sismiques	0.8 à 1.1

4.4 PROCESSUS DE JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ

Pour un mur en Terre Armée dont le sol est renforcé par des armatures métalliques, le processus de calcul et de justification de la stabilité est souvent le suivant :

4.4.1 Pour la stabilité interne

- 1- Calcul de la traction maximale dans les armatures.
- 2- Détermination des dimensions de l'armature (épaisseur et largeur).
- 3- Détermination de la longueur des armatures (Longueur effective, longueur de résistance et longueur total).

4.4.2 Contrôle de la stabilité externe

- 1- Stabilité au glissement de l'ouvrage.
- 2- Stabilité au renversement.

4.5 COCLUSION

Les méthodes classiques de calcul des pressions sur des écrans (Coulomb, Rankine, Boussinesq) supposent que le sol est en état d'équilibre limite et qu'il présente un comportement rigide plastique. Ces méthodes permettent de traiter ce problème de façon satisfaisante pour les murs de soutènement.

Pour les murs de soutènement en sol renforcé (Terre Armée), et en consultant les méthodes de dimensionnement de ce type d'ouvrage, on peut conclure ce qui suit :

- Le calcul des pressions des terres des murs de soutènement en sol renforcé ne diffère pas du calcul des murs traditionnels. Les théories classiques peuvent être parfaitement utilisées pour le dimensionnement de ce type d'ouvrages.
- La justification des murs de soutènement en sol renforcé selon la norme française NF P 94-270 repose sur la théorie de Coulomb pour la détermination des contraintes dans le massif renforcé. Le guide américain FHWA adopte la théorie de Rankine.
- La norme française admet une seule ligne de tractions maximales proche de parement que ce soit pour les renforcements extensibles ou inextensibles. Le guide FHWA prévoit une ligne de tractions maximales pour les renforcements inextensibles plus lointaine de parement, elle coïncide avec la surface de rupture de Rankine.

Il faut signaler que, le développement en puissance de l'informatique a rendu l'analyse de ces ouvrages sous conditions statiques facile et rentable. A nos jours, plusieurs logiciels de calcul géotechnique (PLAXIS ; FLAC, GEOSLOP, etc..) ont été développés et ils ont été utilisés avec succès pour évaluer la stabilité des murs de soutènement en sol renforcé.

CHAPITRE 5 RÉPARATION ET RENFORCEMENT DES FONDATIONS

5.1 INTRODUCTION

Les ouvrages de fondation constituent l'interface entre les superstructures et le sol d'assise ; comme toute construction, ils doivent faire l'objet d'un entretien adapté, soit pour pallier un vieillissement prématuré ou remédier à des défauts d'origine, soit pour prendre en compte les conséquences de modifications intervenues depuis la construction de l'ouvrage dans ses conditions d'exploitation ou dans son environnement.

Ces travaux de réparation ou de renforcement sont de différentes natures. Ils concernent aussi bien les structures que le sol et se traduisent alors par des reprises en sous-œuvre (par la réalisation de puits ou semelles), par l'exécution de pieux et micropieux, ou par la mise en place de tirants et boulons d'ancrage, par des injections, des renforcements de divers types ou des drainages.

Ces techniques, détaillées dans ce chapitre, si elles répondent à un objectif de réparation ou de renforcement pour l'ouvrage porté, consistent le plus souvent en un renforcement des fondations ou du sol de fondation, plus qu'en une réparation de ces derniers. La réparation, en effet, est effectuée sur une fondation existante, présentant des défauts rédhibitoires constatés pendant ou juste après son exécution, et qu'il convient de réparer.

5.2 CLASSIFICATION DES TECHNIQUES UTILISÉES

Les techniques sont très différentes et il a été choisi de les classer comme suit:

La reprise en sous-œuvre : porte spécifiquement sur des fondations de type « superficiel » associées à des fondations existantes, soit elles-mêmes superficielles, soit profondes (fondations mixtes) ;

L'amélioration et le renforcement des terrains par injection : Ces méthodes consistent à introduire de force, de manière diffuse ou contrôlée, des additifs faisant prise et améliorant globalement les caractéristiques mécaniques du terrain. Il s'agit des injections traditionnelles, du compactage statique horizontal et du jet grouting, méthodes faisant appel à des matériels et des produits très différents ;

Les pieux et micropieux : ces derniers étant particulièrement bien adaptés aux renforcements ;

Les tirants, boulons d'ancrage et clous : bien adaptés aux soutènements et dont les mécanismes d'interaction avec le sol sont les mêmes que pour les micropieux ;

Enfin, les risques de désordres, voire de désordres avérés mais sans inconvénients, s'ils sont occasionnés par l'eau, peuvent être stoppés par la seule réalisation de travaux agissant sur cette dernière : **rabattement ou drainage**, sous les formes adaptées au problème à résoudre.

De nombreux projets font simultanément appel à plusieurs des techniques citées.

Lorsqu'il s'agit de construire sur un sol saturé de faible portance et (ou) relativement compressible, le pré-chargeement (généralement fait par un remblai) est la technique la plus simple qui permet d'assurer une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme.

5.3 REPRISES EN SOUS-ŒUVRE

5.3.1 Généralités

La réparation et/ou le renforcement d'ouvrages de fondation par la reprise en sous-œuvre concernent, soit les ouvrages anciens, soit des ouvrages plus récents dont l'infrastructure se révèle déficiente ou inadaptée ou dont la destination change, apportant des charges nouvelles à l'ouvrage.

Les fondations existantes sont complétées en tant que de besoin par des structures de même nature à des niveaux qui peuvent être différents de ceux de la fondation initiale. Il est également possible d'envisager, pour un ouvrage sur pieux amenés à supporter des charges supérieures à celles pour lesquelles les pieux ont été dimensionnés, d'associer à la tête de ces derniers une semelle nouvelle.

Il convient alors d'utiliser le concept de fondation mixte, dans la mesure où le terrain d'assise de la semelle est de qualité telle qu'il peut reprendre les nouvelles charges avec des déformations tolérables. Cette semelle peut d'ailleurs déjà exister, n'assurant qu'un rôle de transmission des efforts aux pieux, mais ne prenant pas en compte son rôle porteur.

Le renforcement par pieux ou micropieux, reportant les charges à des niveaux nettement inférieurs, fait l'objet de la quatrième partie et peut être considéré comme une technique de reprise en sous-œuvre.

5.3.2 Principes et domaines d'application

Le principe de base consiste, soit à reporter le niveau de fondation à un niveau inférieur, où le terrain est de meilleure qualité, soit à augmenter la surface de la fondation au niveau, où elle a été initialement réalisée.

Il est essentiel que la méthode adoptée assure en permanence la stabilité de l'ouvrage ; pour cela le traitement est souvent réalisé en plusieurs phases, par parties, horizontalement et verticalement.

A- Travaux préparatoires

Ils comprennent la recherche de la position exacte des fondations de l'ouvrage, la définition des efforts appliqués, la position et l'état des mitoyens (pour lesquels un constat préalable est fortement conseillé), l'état de l'ouvrage. Ces travaux incombent en principe au gestionnaire de l'ouvrage.

Le projet d'exécution, dont l'entreprise assure la responsabilité, reçoit l'approbation du Maître d'œuvre qui veillera particulièrement à une implantation des différentes tranches conforme au projet.

B- Transfert des charges

Il peut être nécessaire d'assurer un transfert des charges de part et d'autre de la zone de travail. Ce transfert peut être réalisé de plusieurs façons : longrines ou chaînage horizontal, pontage, étreinte latérale par précontrainte, report sur des camarteaux...

Dans le cas particulier de reprise de poteaux porteurs, ce transfert est une opération particulièrement complexe.

Dans toute la mesure du possible, les charges mobiles sont déplacées hors de la zone de reprise.

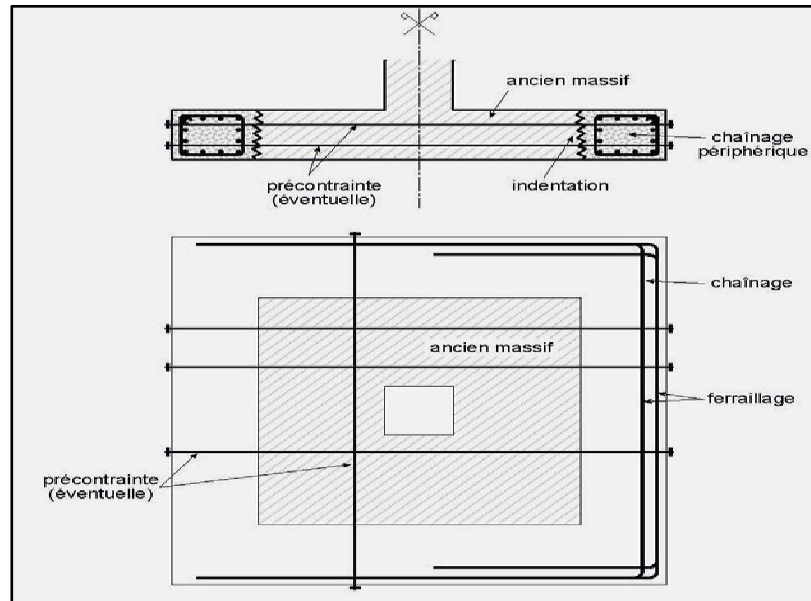


Figure 5.1 Augmentation de la surface de la semelle sans surépaisseur

Objectif de l'augmentation de la surface de la semelle (Figure 5.1) : réduire la contrainte sur le sol et renforcer le ferrailage de la semelle.

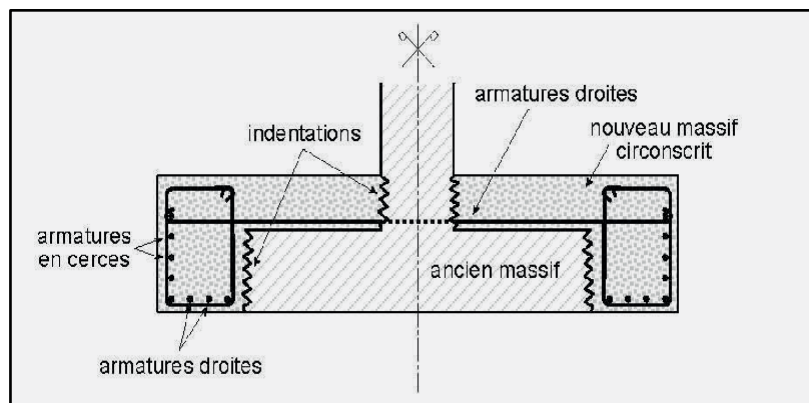


Figure 5.2 Augmentation de la surface de la semelle sans surépaisseur

Objectif de l'augmentation de la surface de la semelle (Figure 5.2) : augmenter la surface pour réduire la contrainte sur le sol, augmenter la rigidité et renforcer le ferrailage de la semelle.

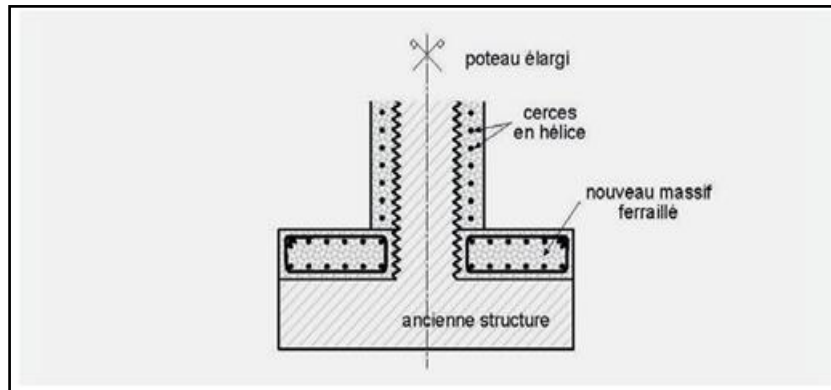


Figure 5.3 Pas d'augmentation de la surface de la semelle

Objectif (Figure 5.3) : augmentation de la rigidité de la semelle et de la section du poteau (la surface au sol est suffisante vis-à-vis de la contrainte).

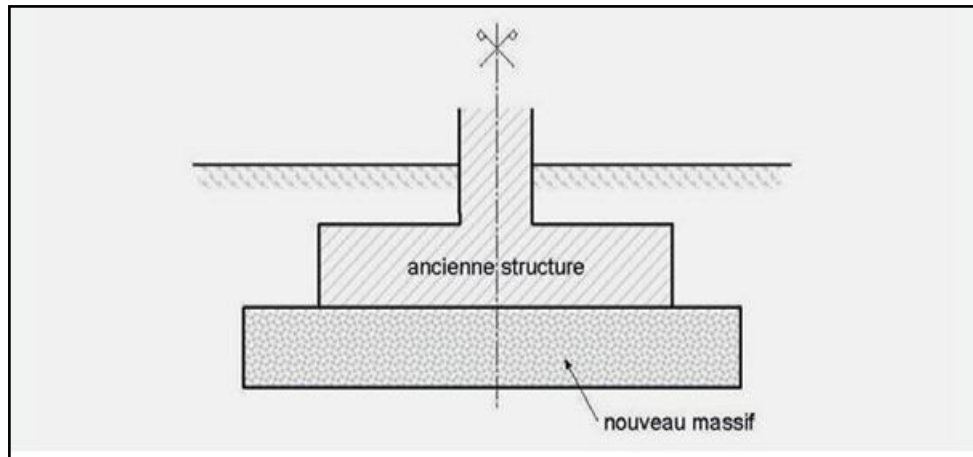


Figure 5.4. Renforcement de fondation à un niveau inférieur au niveau d'origine

Objectif (Figure 5.4) : trouver la portance nécessaire par reprise en sous-œuvre.

5.3.3 Réalisations des travaux

A- Excavation et blindage

L'excavation est faite de façon prudente, sans moyens mécaniques susceptibles de causer des chocs, des vibrations, des ébranlements. Il faut rester en permanence vigilant quant aux éventuelles venues d'eau (présence d'une nappe pouvant fluctuer rapidement, eaux météoriques..), aux éventuels entraînements de terrain ou changements de nature du sol. Au fur et à mesure de l'excavation, les parois sont normalement blindées. Il s'agit d'un étaielement à caractère provisoire dont la fonction principale est de limiter au strict minimum la décompression des terres autour de l'excavation en cours et d'assurer la sécurité du personnel amené à être présent dans celle-ci.

Il est possible d'utiliser du bois, du métal ou des anneaux en béton en cas de rencontre d'horizons instables.

B- Préparation du bétonnage, bétonnage

La préparation du bétonnage peut comporter la succession d'opérations suivantes :

- la mise en place des cages d'armatures, avec, dans le cas d'une tranche intermédiaire, le dépliage éventuel des aciers en attente et la liaison avec les nouvelles armatures,
- la mise en place des coffrages et le transfert des étais sur les coffrages dans le cas où ceux-ci traversent le volume à bétonner. Généralement, le coffrage est limité à une face, la face avant, alors que la face arrière est directement coulée au contact du terrain,
- lors du coffrage des tranches primaires, des dispositifs particuliers assurent la retenue du béton sur les faces latérales tout en laissant dépasser les armatures (grillage fin, métal déployé),
- pour les tranches de deuxième phase, le coffrage des faces latérales est constitué par le béton des tranches primaires.

Préalablement au bétonnage, il faut s'assurer de la propreté du fond de fouille. Le bétonnage est ensuite réalisé de façon classique en remontant depuis la base et en une seule opération chaque fois que cela est possible. Quelquefois il est nécessaire de bétonner par tranches horizontales superposées. Que ce soit verticalement ou horizontalement, la meilleure continuité possible entre les tranches (nettoyage par exemple) doit être assurée.

C- Décoffrage et comblement des fouilles

Le décoffrage est une opération classique à laquelle succède le comblement qui peut comporter les opérations suivantes :

- la récupération complémentaire des blindages et de étais, pour la part qui peut être récupérée à ce stade,
- des injections éventuelles de blocage dans le cas de coffrages et/ou d'étais abandonnés dans le terrain,
- le remplissage des vides résiduels.

D- Mise en charge de la nouvelle fondation

Il s'agit de l'opération inverse de celle effectuée en 5.3.2.B (Transfert des charges). Elle est souvent délicate et peut revêtir plusieurs formes :

- le simple matage au mortier,
- la mise en charge par vérin plat injecté,
- la mise en place de mortier expansif destiné à assurer un contact efficace,
- le rattrapage éventuel de tassements,
- le transfert complexe dans le cas de poteaux porteurs.

Il ne faut pas perdre de vue que la nouvelle fondation ne peut reprendre les charges prévues qu'au prix d'un tassement directement dépendant de la déformabilité naturelle du sol.

Il faut donc tenter d'éliminer toute déformation supplémentaire liée à une qualité déficiente du contact sol-fondation nouvelle.

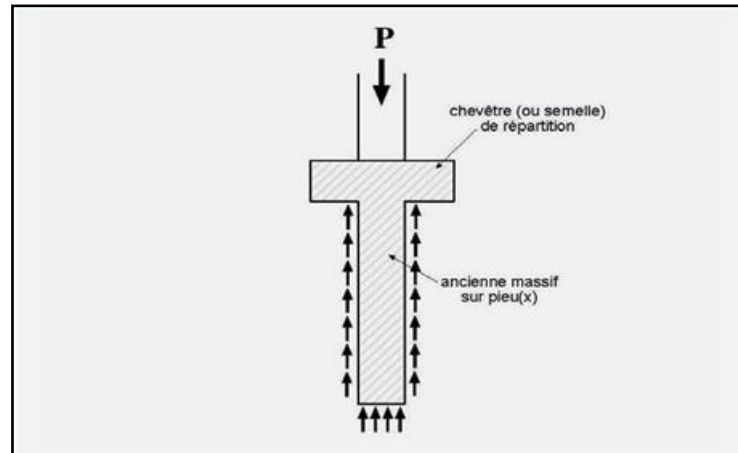


Figure 5.5. Efforts repris par le(s) pieu(x) en pointe et en frottement

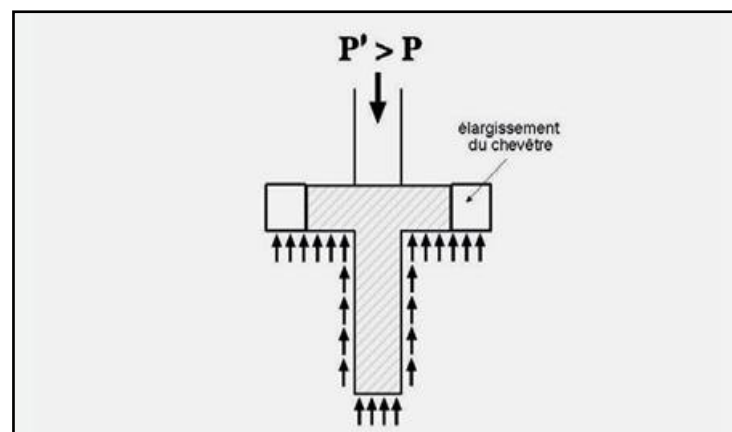


Figure 5.6. Principe de la fondation mixte

Objectifs (Figures 5.5 et 5.6) : après augmentation de la charge et élargissement du chevêtre, reprise de l'effort par le(s) pieu(x) et la semelle.

E- Précautions particulières

Les travaux de reprise en sous-œuvre exigent une étude détaillée de toutes les phases. Les plans d'exécution doivent comporter le maximum d'indications, y compris celles relatives aux éléments à caractère provisoire tels que les étais.

Dans le cas où il est prévu de terrasser pour dégager des sous-sols, il est possible que des éléments de reprise en sous-œuvre jouent également un rôle de soutènement latéral en plus de leur fonction porteuse. Si leur résistance est insuffisante, la stabilité pourra être assurée en phase provisoire au moyen de butons ou de tirants d'ancrage, étant précisé que la structure est conçue pour assurer la stabilité en phase définitive.

Pendant les travaux, la surveillance des déplacements des ouvrages en cours de reprise et des mitoyens devra être assurée en permanence. Il faudra mesurer aussi bien les déplacements verticaux que horizontaux par les moyens proportionnés à l'importance et à la sensibilité de l'ouvrage ou des mitoyens. Il pourra s'agir de relevés ponctuels ou continus. Dans le cas d'un ouvrage en service permanent pendant l'exécution des travaux, il sera possible de recourir à des systèmes d'alarme, réglés pour un seuil de déplacement calculé en fonction de la sensibilité de l'ouvrage ou des mitoyens.

5.3.4 Essais et contrôles

Les matériaux employés font l'objet d'essais de même nature que ceux effectués pour la construction d'ouvrages neufs (essais sur béton et maçonneries). Pour ce qui est des travaux de reprise en sous-œuvre, il importe de contrôler les performances des nouvelles structures construites. Lorsque la mise en charge est effectuée par vérin, le contrôle est immédiat et automatique, du moins pour les tassements immédiats. Dans les autres cas, la mise en charge se fait par transfert progressif des efforts et nécessite des tassements dont il faudra s'assurer qu'ils correspondent à ceux prévus. Ce contrôle peut être poursuivi après travaux, dans la mesure où des tassements différés dans le temps sont prévus, dont il y a lieu de vérifier l'évolution et l'amplitude finale.

5.3.5 Dimensionnement des ouvrages

Les règles de calcul utilisées pour les ouvrages neufs s'appliquent sans restriction. Cependant, l'intervention ayant trait à un ouvrage plus ou moins sensible ou fragile, avec souvent des ouvrages mitoyens qui peuvent présenter ces mêmes particularités, les coefficients de sécurité pourront être plus importants que pour un ouvrage nouveau. Cette remarque s'entend également et particulièrement pour les phases provisoires.

5.3.6 Cas particuliers des fondations en site aquatique

Il y'a lieu de mentionner à part une catégorie d'ouvrages particuliers pour lesquels la précarité des fondations, en menaçant l'intégrité, le confortement, fait appel à des techniques spécifiques et souvent lourdes. Il s'agit des appuis et fondations d'ouvrages anciens, le plus souvent d'ouvrages d'art (ponts) ou de quais massifs, en site aquatique.

Ils sont fondés sur pieux, fondations superficielles ou semi-profondes, sur caissons. Les désordres qu'ils subissent ont très souvent une origine hydraulique avec affouillements, entraînant le déchaussement, la mise à nu ou le sous-cavage des fondations qui peuvent mener à la ruine de l'ouvrage.

Les renforcements que l'on est amené à mettre en œuvre sont, soit massifs, comme la constitution d'une enceinte extérieure (rideau de palplanches par exemple) suivie d'un bétonnage, ou le comblement par sacs de géotextiles, soit ponctuels, tels les micropieux, le jet-grouting... Le confortement peut donc faire appel à plusieurs procédés possibles abordés dans ce document. Pour ce qui relève de la reprise en sous-œuvre de type massif, il n'a pas été jugé utile de développer les moyens mis en œuvre.

Les acteurs de la réparation ou du confortement pourront se référer au document sur le sujet, très complet, datant de 1980. C'est un guide de 160 pages relatif à la surveillance et au confortement qui traite surtout des réparations massives, les techniques de micropieux et de jet n'en étant à cette époque qu'au début de leur développement.

5.4 AMÉLIORATION ET RENFORCEMENT DES TERRAINS DE FONDATIONS PAR INJECTION

5.4.1 Généralités

Les projets de réparation et de renforcement des structures peuvent faire appel au traitement des terrains sur lesquels ou au sein desquels les fondations de ces structures reposent. Ces terrains sont, soit des sols (ou roches) en place, soit des sols rapportés ; dans ce dernier cas, il s'agit par exemple de remblais supportant des habitations, voies ferrées ou routières et qui présentent des déformations différées dans le temps préjudiciables à la fonction de l'ouvrage porté ; il est également possible de citer l'exemple de gabions de palplanches maritimes, présentant des risques d'ouverture ou dégrafage par corrosion de ces dernières.

Le traitement auquel le terrain est soumis a deux objectifs, indépendants ou non, mécanique et hydraulique :

Mécaniquement, il s'agit d'améliorer globalement les propriétés de déformabilité et de résistance, que ce soit en terrains meubles ou en terrain rocheux, avec, pour ces derniers, une action sur les cavités, les fissures et les points de discontinuité ;

Hydrauliquement, les buts recherchés sont :

- une réduction, voire une suppression des débits d'infiltration au travers des massifs,
- une réduction des vitesses de percolation et donc des risques d'érosion des parties fines ou solubles du sol,
- une protection à l'égard d'agents polluants ou agressifs éventuellement infiltrés.

A- L'amélioration et le renforcement : distinction

Les techniques de traitement de sol utilisées pour la réparation ou le confortement d'ouvrages sont celles, parmi toutes les techniques existantes, les moins agressives vis-à-vis du sol et surtout vis-à-vis de l'ouvrage à réparer. Elles diffèrent donc profondément des méthodes utilisables sur sol vierge avant toute construction. Celles concernées dans ce guide reposent sur l'incorporation de liant, appelée habituellement injection, et ce par différents procédés qui conduisent à distinguer l'amélioration ou le renforcement.

Il convient d'appeler « amélioration », le résultat de l'opération d'une injection, sinon totalement homogène, du moins généralisée au niveau du massif.

Le liant injecté se propage par les vides communicants du massif et les remplit ; en terrain meuble, il s'agit essentiellement des pores et, dans le rocher, ce sont soit les vides, soit les fissures et joints de discontinuité qui sont remplis. C'est l'injection traditionnelle sans déplacement des terrains.

Mais il est également possible de « forcer » le terrain et de provoquer une fissuration en même temps qu'un resserrement du squelette (injection de claquage), ou bien constituer des colonnes de mortier dotées de propriétés mécaniques dont il n'est généralement pas tenu compte. Seules les nouvelles caractéristiques du sol amélioré sont prises en compte. Avec l'amélioration, les propriétés du massif augmentent donc après traitement ; la cohésion ou l'angle de frottement supplémentaire obtenu, de même que la déformabilité réduite, confèrent globalement une meilleure capacité, de même qu'une perméabilité plus faible, essentiellement dans le cas de l'injection traditionnelle.

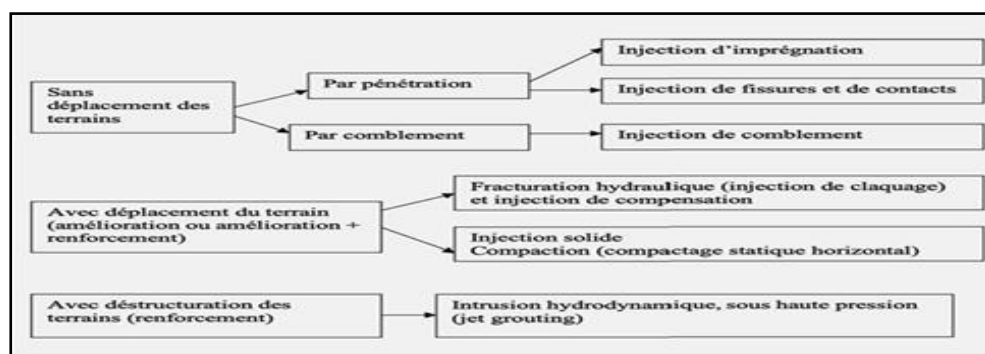
Le « renforcement » qualifie l'opération qui consiste à créer, par l'injection, des éléments porteurs ou de soutien, faisant fonction de puits ou soutènement ; si le sol au sein duquel ils sont mis en œuvre est amélioré, le plus souvent après exécution de l'élément, il n'en est pas tenu compte dans les justificatifs de dimensionnement. Seules les caractéristiques initiales du sol sont introduites en tant que besoin pour ceux-ci. Ces éléments sont obtenus par une déstructuration des terrains, avec une intrusion hydrodynamique ou un malaxage mécanique après introduction d'un liant (colonne de sol traité à la chaux par exemple).

Un procédé de renforcement particulier est celui de l'injection de coulis dans des enveloppes métalliques ou géosynthétiques expansives mises en place au préalable dans des forages, des cavités ou à la surface du sol. Le procédé est utilisé, par exemple, pour combler des affouillements autour ou sous des piles de ponts de rivière.

Amélioration et renforcement peuvent être simultanés, dans la mesure où le procédé est destiné à améliorer le sol, en même temps qu'il crée des éléments dont on maîtrise les caractéristiques et la géométrie ; c'est le cas de colonnes de mortier (injection solide) évoquées ci avant.

B- Classification des méthodes de traitement par injection

Le traitement des sols ou roches, avec incorporation de liants par injection, se ramène à un certain nombre de techniques, qui sont les suivantes :



C- Choix de la méthode

Si, pour réparer ou renforcer un ouvrage en béton, on s'oriente vers un traitement de sol, le choix de la technique d'injection est fonction de plusieurs paramètres, qu'il y a lieu de bien analyser. Au final, plusieurs solutions peuvent techniquement s'avérer convenir et c'est souvent un problème de coût qui permettra de les départager.

- **En particulier :**
 - le type et l'importance de l'ouvrage et son histoire, telle que définie dans la première partie,
 - la nature des problèmes à résoudre et les objectifs à atteindre : augmentation de capacité portante, arrêt de déformation différée, étanchement, en tenant compte de l'environnement,
 - la connaissance géotechnique du milieu à traiter, lequel peut être déjà connu par des études antérieures ; il sera cependant souvent nécessaire de procéder à des investigations, complétant les éléments géotechniques déjà disponibles ou a fortiori inexistantes.
- **De manière exhaustive, les éléments géotechniques fondamentaux nécessaires sont les suivants :**
 - ✓ **En amélioration ou renforcement en terrains meubles :**
 - la courbe granulométrique des particules composant les terrains et la densité relative de leur arrangement,
 - la nature physico-chimique de ces particules,
 - les caractéristiques mécaniques (cisaillement, compressibilité) avant traitement et à obtenir après traitement,
 - le régime et la composition des eaux baignant ces terrains,
 - l'état de chargement des terrains par les structures sus-jacentes et voisines,
 - les déformations admissibles de ces structures.
 - ✓ **En amélioration ou renforcement en terrain rocheux :**
 - la nature physico-chimique des terrains,
 - la répartition des vides et des joints et la nature des remplissages,
 - la perméabilité Lugeon avant traitement et à obtenir après traitement,
 - le module de déformation avant traitement et à obtenir,
 - le régime et la composition chimique des eaux baignant ces terrains,
 - l'état de chargement des terrains par les structures sus-jacentes et voisines et les déformations admissibles de ces structures ;
 - ✓ **En étanchement, il faut ajouter aux paramètres cités ci-dessus :**
 - pour les terrains meubles : la perméabilité globale de chacune des différentes formations ;
 - des terrains à étancher avant traitement et à obtenir après ce dernier, ainsi que le régime piézométrique avant et après traitement, l'existence d'une éventuelle pollution ;
 - pour les terrains rocheux il sera ajouté le régime d'écoulement avant le traitement et celui à obtenir après celui-ci.

Dans le cas où l'étanchement est le seul but recherché, la connaissance des paramètres de résistance mécanique et de déformabilité n'est généralement pas indispensable. Ces éléments, très complets, concernent le cas de l'injection traditionnelle de consolidation et d'étanchement : ils sont alors indispensables. En revanche, ils s'avèrent surabondants pour d'autres techniques. Dans ces conditions, il est souhaitable, au niveau du projet, d'opter pour une solution particulière de traitement a priori, ce qui limite les investigations sur le site à la technique choisie.

D- Réalisation des travaux

Les travaux d'injection sont de plus en plus automatisés, ce qui nécessite parallèlement la mise en place de méthodologies bien codifiées, de conditions de pilotage multicritères et d'une restitution de résultats propice à la compréhension des travaux et à la prise de décision. Les nombreuses techniques nécessitent aussi le développement de compétences pour la réalisation des études préalables, la définition des méthodologies et des procédures d'exécution, pour le suivi du déroulement des travaux, leur réception et la caractérisation des milieux traités afin de la situer par rapport aux objectifs assignés.

➤ **De manière exhaustive, il y a trois phases dans ces travaux :**

✓ **La conception qui implique :**

- la prise en compte des objets et leur chiffrage,
- la définition des méthodes et des moyens selon les caractéristiques initiales du milieu à traiter et selon la nature de l'ouvrage,
- l'établissement des procédures et des critères de décision au cours du processus d'injection,

✓ **L'exécution des travaux relevant de :**

- l'application des méthodes et l'utilisation des moyens selon la réaction du milieu concerné,
- l'adaptation des produits d'injection et des critères selon la réponse du milieu traité,
- le déroulement des travaux selon la programmation prévisionnelle ;

✓ **Le contrôle des travaux imposant :**

- la surveillance de leur déroulement, du bon fonctionnement des moyens et de la qualité des produits,
- la vérification de l'efficacité et la caractérisation finale du milieu traité vis-à-vis des exigences fixées.

L'importance de chacune de ces phases est évidemment variable suivant la nature et l'importance de l'ouvrage.

5.4.2 Les injections classiques

A-Définition et principes

Une injection classique est une injection qui agit a priori sans déplacement des terrains. C'est donc une technique de comblement et d'imprégnation, destinée à remplir les vides naturels, qui sont, soit des fissures (terrains cohérents, rocher), soit les vides des terrains granulaires. Le remplissage se fait avec un coulis sans déformation intentionnelle du sol.

Le résultat de l'injection est donc une diminution de la perméabilité du massif, ce qui est le plus souvent le but recherché. Mais une amélioration des caractéristiques de résistance et de déformabilité est également obtenue. Dans cette optique, l'injection, telle que définie, peut donc stabiliser un ouvrage en stoppant des déformations. Cette technique de confortement est donc

envisageable dans la mesure où l'ouvrage présente des désordres encore acceptables et où le simple arrêt de leur évolution est suffisant.

B- Forages

Le moyen recherché est d'introduire le produit injecté en forçant le sol. L'opération se fait à partir de forages de faibles diamètres (50 à 80 mm), soit à « trou ouvert » avec un obturateur simple et en montant ou descendant (et re-forage dans ce cas), soit avec un tube à manchettes et un obturateur double. Les pressions sont basses (jusqu'à environ 2MPa) et il n'y a aucun rejet d'une partie du terrain vers la surface (Figures 5.7, 5.8 et 5.9).

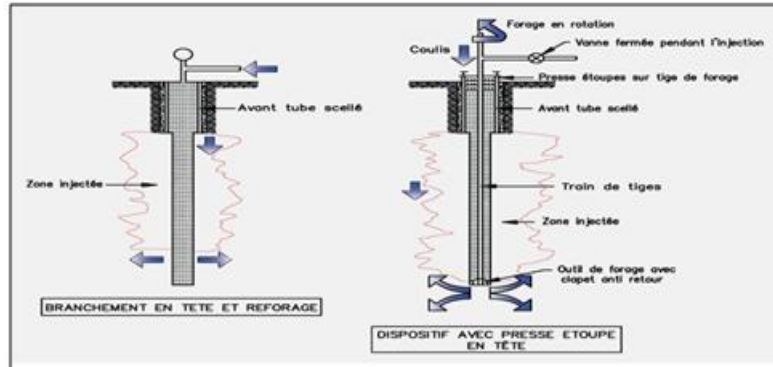


Figure 5.7. Injection au rocher en descendant

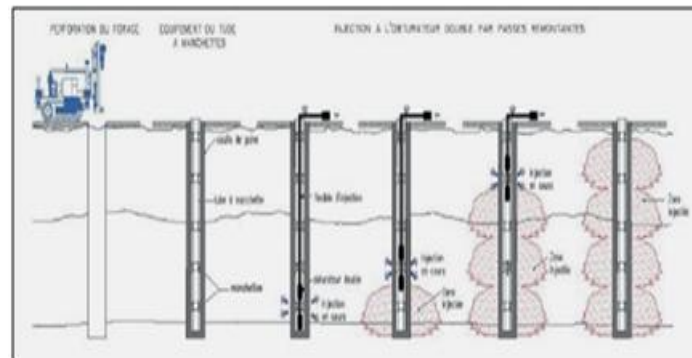


Figure 5.8. Injection de terrain meuble en remontant



Figure 5.9. Tube à manchette/obturateur double (photo Solétanche-Bachy)

La distribution des forages et des points d'injection dépend du volume du traitement, global avec un maillage assez lâche ou localisé avec un maillage très serré. Les conditions géométriques de l'ouvrage et de son environnement, le rayon d'action du coulis et le type de sol sont autant de paramètres qui déterminent le maillage.

À titre indicatif, pour les terrains meubles, l'espacement peut varier de 1,00 m pour les sables fins, 1,50 m dans les sables et graviers, 3,00 à 5,00 m pour les graves. Dans le rocher, l'espacement varie de 1,00 à 3,00 m en cas de fissures fines et de 2,00 à 4,00 m en cas de fissures ouvertes.

Un enregistrement systématique des paramètres de forage permet une meilleure conduite du chantier.

Le choix d'une bonne méthode de forage est un élément important pour la réussite du chantier. Plusieurs procédés, pour le choix desquels la connaissance géotechnique du massif est indispensable, sont disponibles : rotation (tarière, tricône, taillant) et percussion (en tête, fond de trou), avec tubage de travail ou non (tige tube, méthode Odex) et la possibilité ou nécessité d'un fluide de forage particulier : air, eau, boue ou polymère.

C- Les coulis

Il y a deux catégories principales de coulis :

Les suspensions granulaires : mélange eau + ciment, cendres volantes, argile, bentonite, chaux, sable. Ils sont instables ou stables, rigidifiés ou fluidifiés. Leur avantage est un coût modéré, une résistance mécanique élevée ; ils sont pérennes et non toxiques ;

Les liquides ou solutions : au comportement rhéologique simple, mais de coût élevé, pour obtenir une résistance mécanique qui reste limitée, dont la pérennité doit être assurée.

Le coulis doit cheminer dans le massif et sa capacité à pénétrer dépend de ses caractéristiques intrinsèques : la taille des particules, sa stabilité, sa viscosité et la variation du rapport C/E par filtration ; s'y ajoutent la nature des terrains absorbants, la pression et le débit d'injection.

Le matériau d'injection adéquat est déterminé par la nature du sol et principalement par sa porosité. Ainsi l'injection de mortier est recommandée dans les graviers grossiers et les vides karstiques. Les coulis à base de ciment ultra-fin peuvent être utilisés pour les sables et graviers dont les perméabilités restent supérieures à 5.10^{-5} m/s. Lorsque seule l'étanchéité est recherchée, les coulis de silicate de soude et de réactifs minéraux (bicarbonate de soude par exemple) peuvent être employés pour les sols fins ayant des perméabilités comprises entre 10^{-3} et 10^{-5} m/s. La norme sur les injections donne toutes les informations à ce sujet.

D- Le plot d'essai

Il peut s'avérer nécessaire de procéder à l'exécution d'un ou plusieurs plots d'essais, afin de s'assurer de l'efficacité du traitement. Ils sont réalisés dans la ou les zones les plus représentatives de l'ensemble des travaux d'injection à effectuer. Les techniques de forage, d'équipement et d'injection, les caractéristiques des coulis, permettant d'aboutir aux objectifs fixés, seront ceux retenus pour le chantier. Généralement le plot d'essai est distinct du chantier proprement dit.

5.4.3 Domaines d'utilisation de l'injection classique

L'injection classique est bien adaptée pour les situations suivantes :

La reprise par injection des maçonneries d'ouvrages anciens, où il y a en parallèle nécessité d'améliorer le sol. Le choix, si possible, d'une méthode d'injection unique pour les deux milieux est alors judicieux ;

Le comblement de cavités, mettant en péril les ouvrages les surplombant : il s'agit de cavités franches ou plus ou moins remplies, susceptibles de mettre en péril les constructions. Elles sont ou parfaitement identifiées, ou au contraire présentes mais diffuses. En cas de vide franc, ce coulis serait alors très rustique, peu chargé, avec des formulations qui peuvent faire appel à des matériaux locaux (limon, cendres volantes, sable...) ; les risques de cheminement incontrôlés et de résurgences existent et sont à contrôler,

L'injection d'enveloppes expansives est une solution un peu particulière : Il s'agit d'injection de coulis dans des enveloppes géosynthétiques expansives, mises en place au préalable dans des forages, des cavités, ou le plus souvent à la surface du sol. L'avantage est une délimitation des volumes à injecter, l'encapsulage d'objets à protéger et une réalisation possible tant en site terrestre qu'aquatique. L'inconvénient est la nécessité de prévoir une préfabrication et une mise en place adéquate,

l'étanchement de sous-sols : Les modifications du régime hydraulique des nappes par remontée de ces dernières (par exemple en site urbain) entraînent des inondations de sous-sols qui ne peuvent plus remplir leur rôle.

Si le sol est perméable, l'injection peut constituer une solution d'étanchement, le plus souvent associée à un confortement par épingleage ou tirants, afin de résister aux sous-pressions ; l'accessibilité peut constituer cependant un obstacle important. La diminution de la perméabilité peut aussi être associée à un drainage avec pompage, nécessitant une maintenance ultérieure, pas toujours aisée, du fait d'une conception et mise en œuvre postérieure à l'ouvrage. Un traitement sur forte épaisseur peut également permettre de réaliser un massif poids.

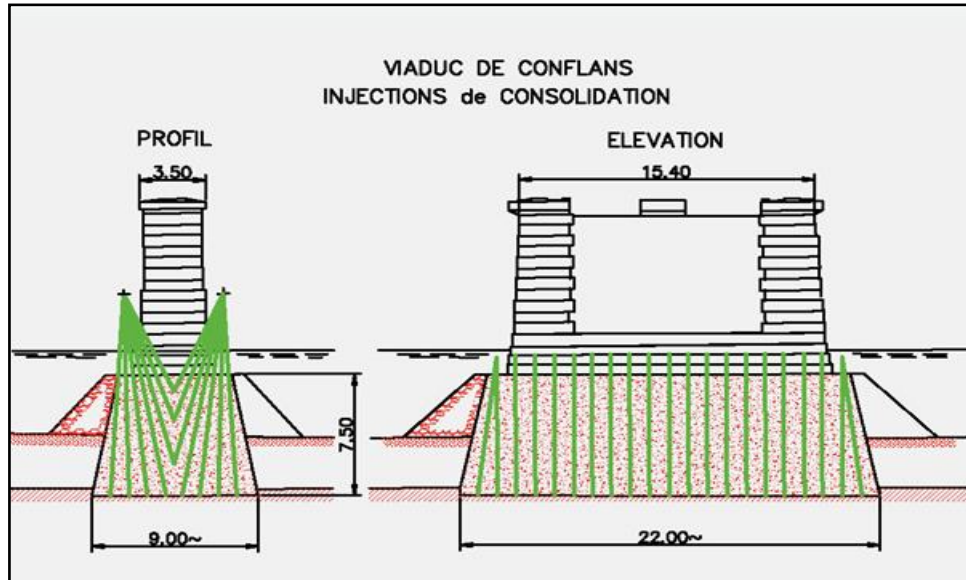


Figure 5.10. Renforcement des fondations d'un pont

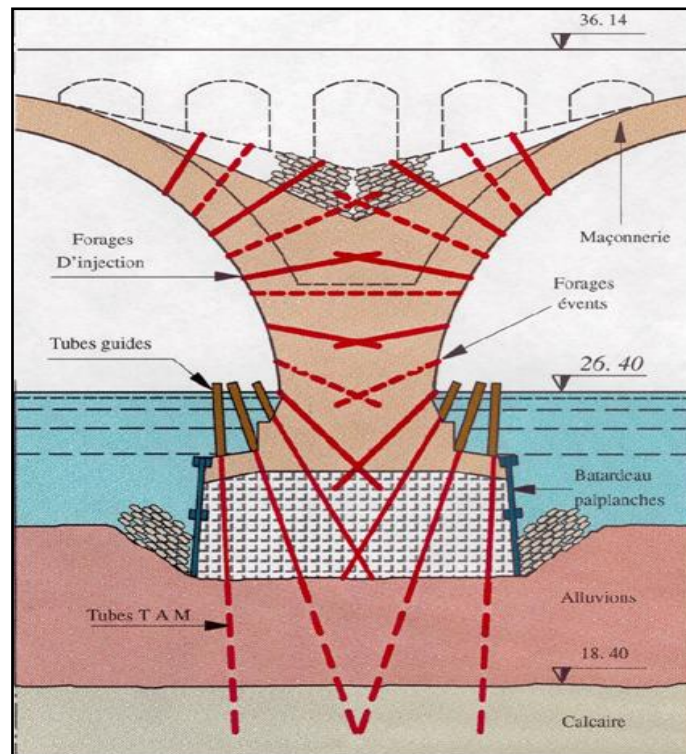


Figure 5.11. Renforcement simultané du massif encaissant, des fondations et des maçonneries d'un pont (pont de Bercy – document Solétanche-Bachy)

5.4.4 Injection de claquage

A- Définition et principes

L'injection de claquage diffère de l'injection classique dont elle constitue souvent un complément. C'est une injection qui provoque le mouvement du terrain par rupture de ce dernier, soit par compactage, soit par déplacement. C'est un procédé interactif, qui a vu le jour grâce aux développements des moyens de saisies et du monitoring. Les opérations d'injection par claquage sont en effet accompagnées de mesures, généralement de déplacements, dont les valeurs seuils sont fixées à l'avance et qui guident en conséquence les opérations d'injections, qui sont le plus souvent limitées en volume et répétitives.

Ainsi, pour assurer la stabilité de l'ouvrage auprès duquel sont prévues des excavations, les tassements peuvent être corrigés par une injection immédiate, préventive ou compensatoire, si elle est réalisée avant ou si elle est réalisée durant l'excavation.

Dans le cas de tassements excessifs constatés, d'origine autre, la remise à niveau est opérée par une injection corrective.

B- La fissuration du sol

Cette fissuration est provoquée par un procédé hydraulique à partir de forages (voir 5.4.2.B) dans lesquels, pour les procédés les plus classiques, sont disposés des tubes à manchettes qui permettent l'injection dans les zones ou tranches de terrain concernées. La génération des fissures n'est pas contrôlable, car elle dépend des contraintes locales initiales régnant dans le massif. En général, dans un sol homogène, la fracture ou rupture se développe par traction le long du plan des contraintes principales minimales (Figure 5.12).

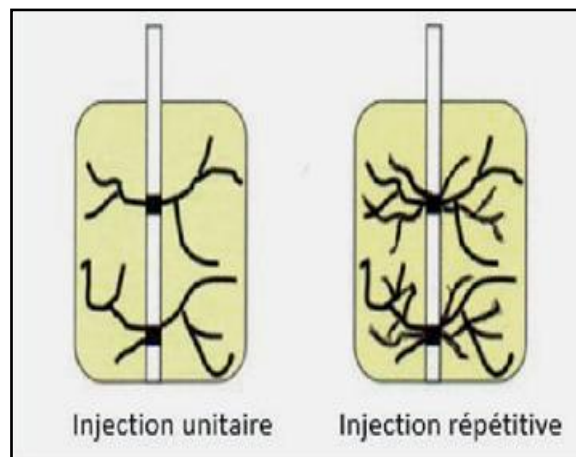


Figure 5.12. Principe de l'injection de claquage

L'injection répétitive : selon le but à atteindre, chaque manchette fera l'objet d'une ou plusieurs injections en fonction des mouvements observés. Les critères à respecter seront les quantités à injecter, la pression maximale d'injection et, lors d'injections répétitives, le temps de prise entre deux passes successives.

Mise en place de tubes à manchettes : des forages réalisés dans le sol à traiter permettent la mise en œuvre de tubes à manchettes. L'espace annulaire entre le tube à manchettes et le sol est rempli à l'aide d'un coulis de gaine pour éviter la remontée ultérieure du coulis d'injection par le vide annulaire.

L'injection de claquage (Soil fracturing) : un flexible d'injection muni à son extrémité d'un obturateur gonflable double est introduit dans le tube à manchettes et permet d'isoler individuellement chaque manchette. Ce dispositif permet donc une injection sélective.

5.5 CONCLUSION

Les techniques d'amélioration de sols sont très importantes dans le domaine de la géotechnique. Cependant, l'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traité (granulométrie, composition, teneur en eau).

Compte tenu des deux grandes classes de sols bien connus, à savoir pulvérulents (grenus) ou fins, on comprend naturellement qu'il existe une différence entre les techniques d'amélioration appropriées à chacune de ces classes. Par ailleurs, en plus, sachant qu'il existe une bonne majorité de sols appartenant à la catégorie de sols intermédiaires, d'autres dérivées de techniques peuvent être envisagées.

Il existe un grand nombre de procédés différents, le but est de trouver la solution la plus efficace et la plus économique. Dans la pratique, en fonction du projet en vue d'être exécuté, on peut faire recours à l'exécution de deux techniques différentes d'amélioration des sols.

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

CHAPITRE 6

CLOUAGE DES TALUS ET DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

6.1 INTRODUCTION

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts matériels considérables. Lorsqu'un talus présente un risque d'effondrement, différentes solutions techniques permettent de conforter le terrain, et pour cela on s'attaque aux causes de l'instabilité en terrassant les masses instable et/ou en drainant le terrain, soit on empêche son glissement par des ouvrages de soutènement ou d'ancrage.

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. Le choix de ces méthodes varie avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et varie aussi avec le coût économique. Dans ce chapitre, trois principales méthodes de confortement sont décrites qui sont basées sur différentes techniques (terrassements (modification géotechnique), drainage, éléments résistants).

6.2 MODIFICATION GÉOTECHNIQUE DES TALUS

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai drainant en pied.
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable. On peut alors distinguer les méthodes de stabilisation suivantes :

6.2.1 Les remblais de pieds

Le chargement en pied d'un glissement est une technique d'utilisation fréquente, généralement efficace (Figure 6.1a). L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Étant donnée son poids, l'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements.

Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit assurer la stabilité au renversement, au glissement de l'ouvrage et la stabilité globale du site.

La technique consiste à installer dans la partie inférieure du glissement un remblai constitué de matériaux frottants et drainants, si nécessaire. Pour une butée de pied, on peut utiliser, par exemple, un enrochement dont la granularité est de l'ordre de 100/800 mm (Figure 6b), constitué de matériau non évolutif et peu altérable, ou des sols insensibles à l'eau comme, par exemple, des

matériaux propres 0/150 mm. Le massif se présente sous la forme d'une banquette (voire d'une succession de banquettes) fondée dans une formation stable, si possible.

Sont concernés par cette technique : les déblais, les déblais sur pente et les glissements de versants naturels lorsque la masse de matériaux à stabiliser et la forme de la surface de rupture permettent son application. Typiquement, la butée de pied est utilisée pour stabiliser un glissement d'ampleur faible à modérée ; elle est souvent implantée en pied de versant – elle ne peut ainsi engendrer d'instabilité plus à l'aval. Dans le cas des glissements actifs, cette technique est souvent utilisée en urgence, car réalisable rapidement par toute entreprise de terrassement.



Figure 6.1. Le chargement en pieds (butée) Butée de pied en enrochement (Alpes-Maritimes)

6.2.2 Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure (Figure 6.2). Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

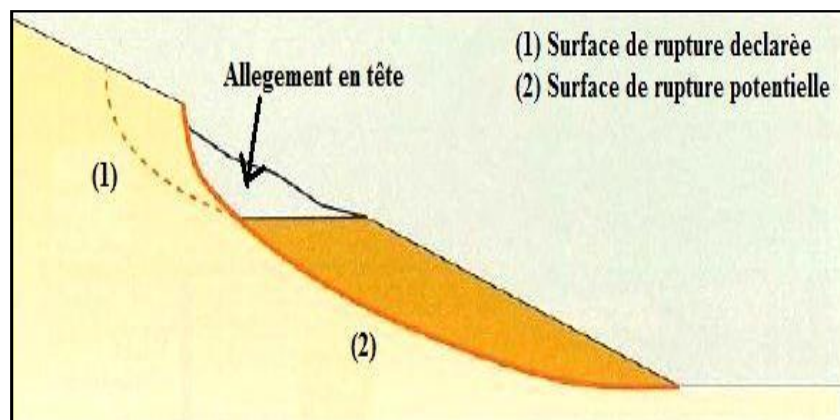


Figure 6.2. L'allègement en tête

Sont concernés par cette technique : les déblais, les déblais sur pente, parfois les glissements de versants naturels lorsque la masse de matériaux à stabiliser et la forme de la surface de rupture permettent l'application de cette technique. Dans le cas remblais sur pente, la partie haute de la surface de rupture se situe, dans la grande majorité des cas, au niveau du remblai ; la solution consiste à éliminer une partie du corps du remblai et y substituer des matériaux légers. Cette technique ne s'applique pas s'il existe un risque de régression du phénomène vers l'amont ; elle reste limitée aux phénomènes de moyenne importance.

6.2.3 Le reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par re-talutage du terrain naturel (Figure 6.3). Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

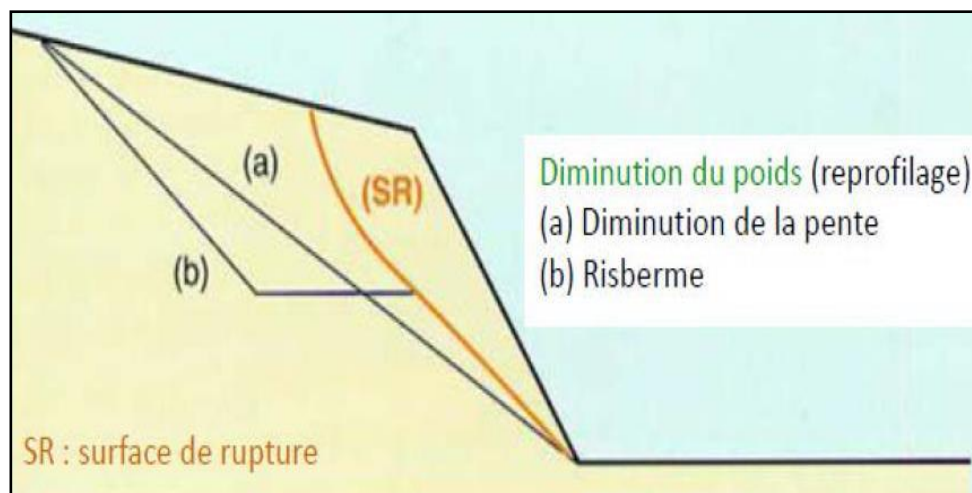


Figure 6.3. Le re-profilage

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes, a, l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique, et de créer des voies d'accès pour l'entretien et travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

6.2.4 La purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau glissé (Figure 6.4). Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu, soit stable. Quand le terrain est en forte pente et donc difficilement admissible aux engins autres que les buteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture est faible.

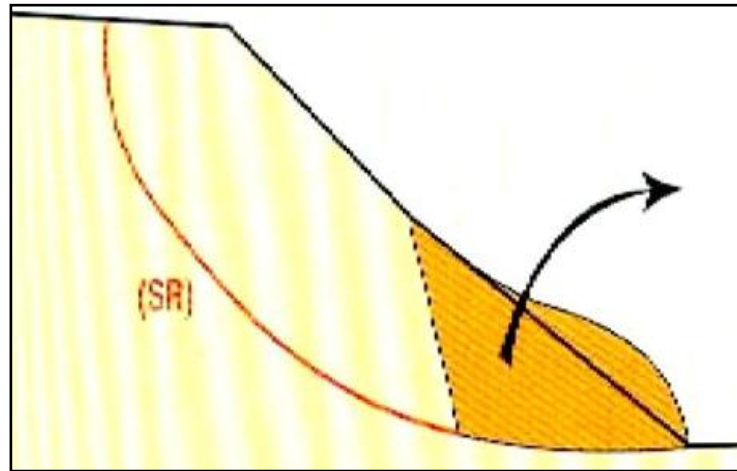


Figure 6.4. La purge

6.2.5 La substitution totale ou partielle

La substitution totale (Figure 6.5) consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales. En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles (Figure 6.6) sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Notons que la bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais, sur un massif de sol instable, de faible épaisseur (moins de 5m).

Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

Sont concernés par ces techniques, les remblais sur pente, les déblais et les déblais sur pente (le plus souvent en ce qui concerne les masques drainants) et les glissements de versants naturels lorsque la masse de matériaux à stabiliser et la profondeur de la surface de rupture permettent l'application de la technique.

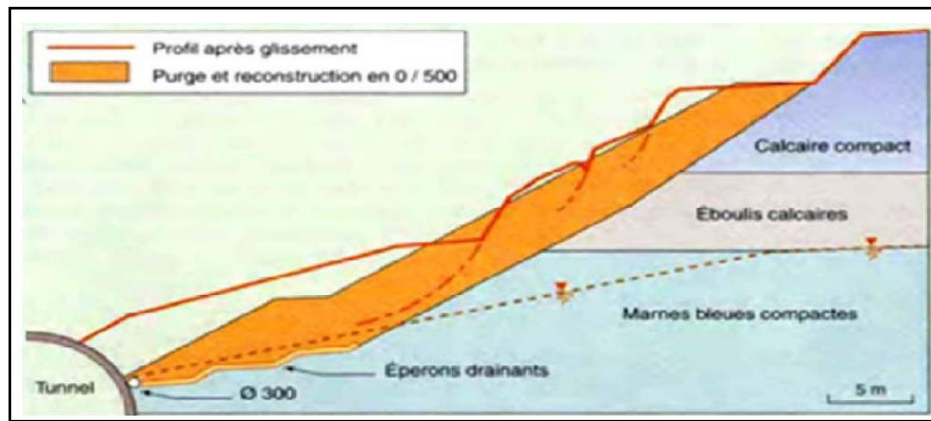


Figure 6.5. Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay

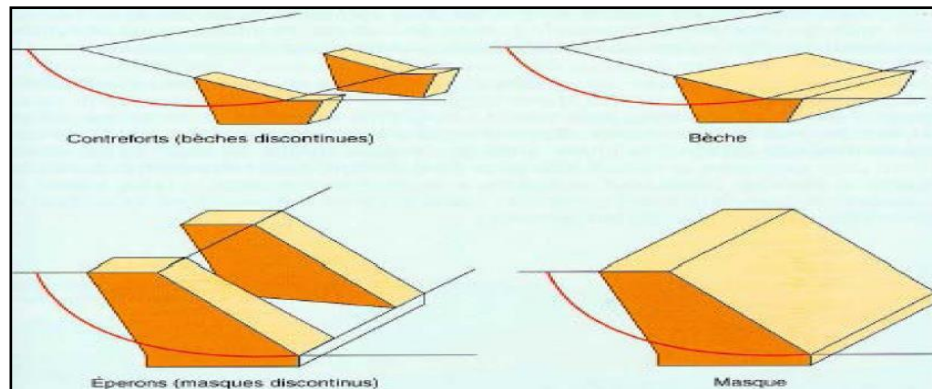


Figure 6.6. Substitution partielle des matériaux glissés

6.3 DISPOSITIF DE DRAINAGE

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux, avec des manifestations qui peuvent être extrêmes. La lutte contre l'eau est l'une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain. La connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement. Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement, et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain. Le succès d'un drainage repose aussi sur son entretien pour éviter un risque de colmatage par des dépôts sulfatés, calcaires ou ferrugineux, des arrivées de fines, etc.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires.

Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif. Elles relèvent de deux options fondamentales :

- ✓ Eviter l'alimentation en eau du site,
- ✓ Expulser l'eau présente dans ce massif instable, afin de réduire les pressions interstitielles.

A ce sujet, on distingue schématiquement : Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux ; les tranchées et les galeries drainantes ; les drains subhorizontaux ou verticaux ; enfin les tunnels et autres ouvrages profonds.

6.3.1 Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéité des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements (Figure 6.7).

Pour empêcher les infiltrations à partir de la surface on peut procéder de diverses manières. Par captage des eaux et des émergences de nappe et leur évacuation à l'aide de canalisation ; la création d'un réseau de rigoles correspond souvent à une situation d'urgence.

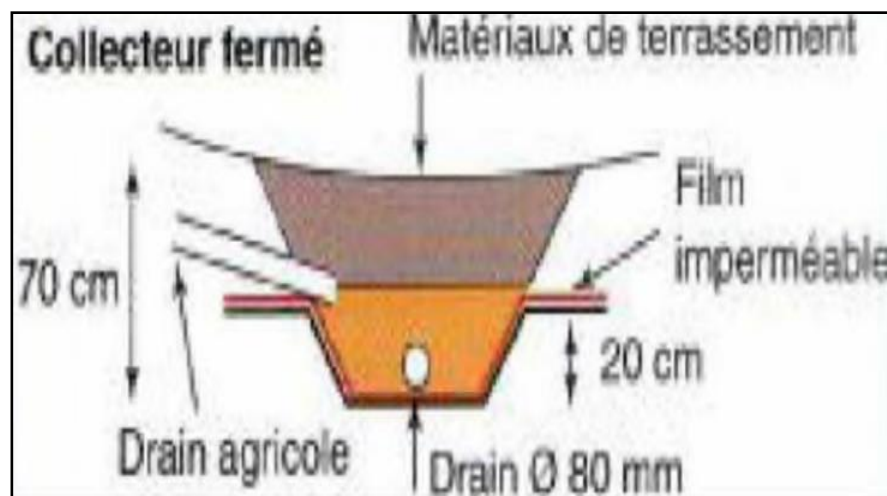


Figure 6.7. Drainage de surface

6.3.2 Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus (Figure 6.8) ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques de frottement apportent également un gain de stabilité.

Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus. S'il est difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

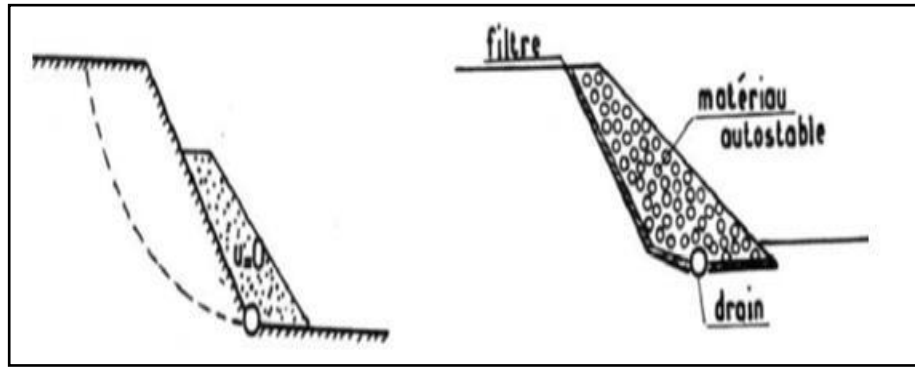


Figure 6.8. Coupes des masques drainants

6.3.3 Les tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe (Figure 6.9). Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

Le choix de l'implantation, de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons (à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi).

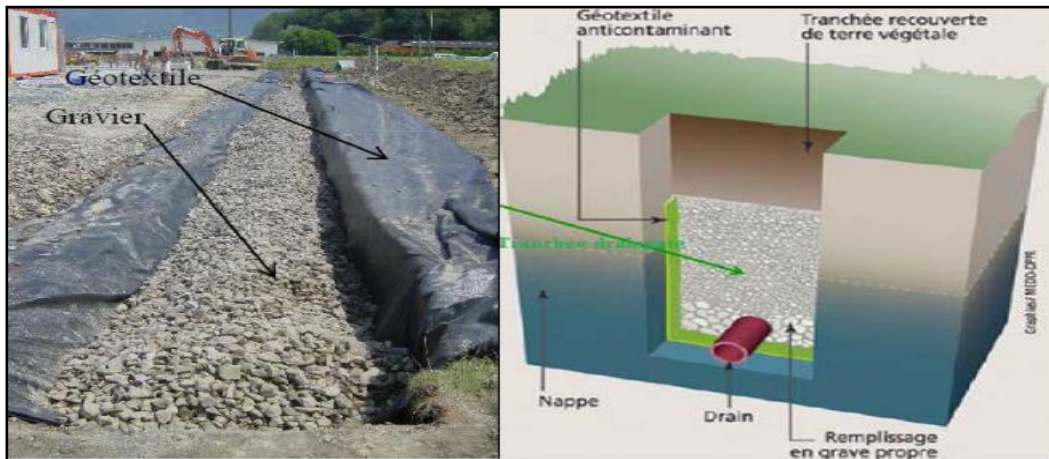


Figure 6.9. Coupe d'une tranchée drainante

6.3.4 Drains subhorizontaux

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels (Figure 6.10). La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.

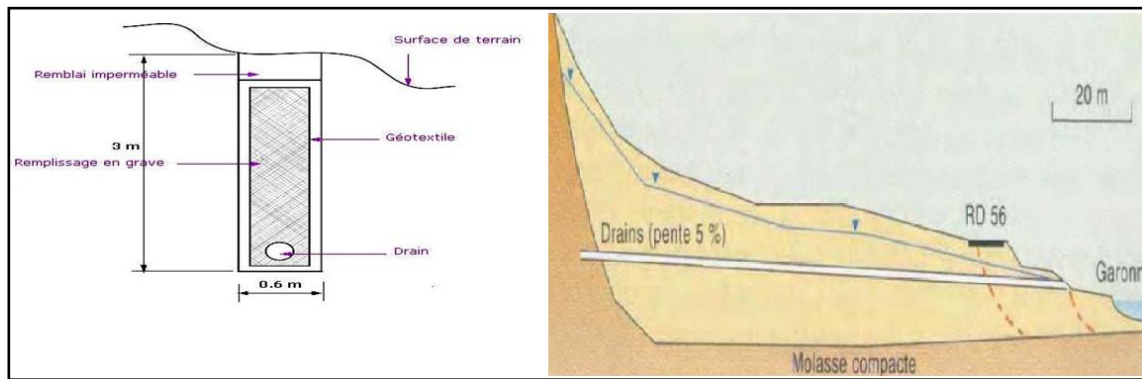


Figure 6.10. Drains subhorizontaux « Stabilisation par drains subhorizontaux de la RD à Muret (Haute-Garonne, France) »

6.3.5 Drains verticaux, galeries drainantes

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées (Figure 6.11). Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

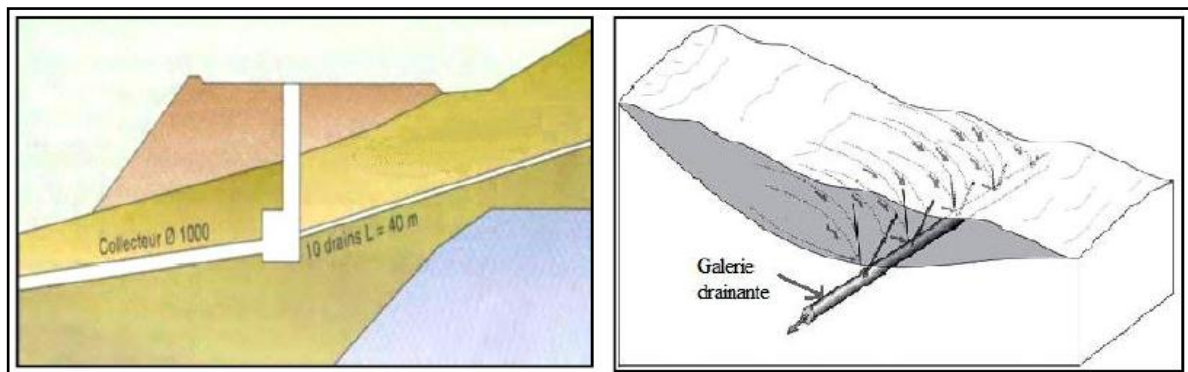


Figure 6.11. Drains verticaux et galerie drainante

6.4 LES CONFORTEMENTS MÉCANIQUES DES TALUS

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations, donc on peut également introduire des éléments résistants pour éviter les déplacements, dont une conséquence serait de réduire la Contrainte de cisaillement dans le versant susceptible à se glisser.

Il existe plusieurs mécanismes, dont on cite :

- ✓ Murs (ouvrages) de soutènement,
- ✓ Tirants d'ancrage et murs ancrés.
- ✓ Clouages par des barres, des micros pieux.

6.4.1 Ouvrage de soutènement

On distingue deux types :

Les ouvrages rigides : Ce sont des écrans soutiennent un volume de sol si la surface de contact sol/mur reste plane après chargement c.-à-d. indéformable, on cite d'exemple dans cette catégorie, les murs-poids en béton et en terre armée (Figure 6.12), ou La pousse est reprise par le poids de ces ouvrages. Ils ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation, ils ne permettent pas de déplacements du sol. En outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants, engendrés par le glissement.

Les ouvrages souples : Ces ouvrages sont appelés aussi par les ouvrages flexibles si la surface de contact sol/mur est déformable. Ce sont des structures obtenues à partir de gabions (Figure 6.13a), de murs cellulaires, ou de sol renforcé par des fils (armatures synthétiques ou métalliques), par des nappes de géotextiles, ou par des grilles métalliques ou synthétiques (Figure 6.13b), les rideaux de palplanches (Figure 6.13c), les parois moulées (Figure 6.14d), etc.

Les rideaux de palplanches (Figure 6.13c) sont le plus souvent des profils en acier formant des panneaux jointifs pouvant couvrir une largeur importante du terrain à soutenir.

Les parois moulées (Figure 6.13d) sont des écrans de soutènement souple forme de la juxtaposition des panneaux verticaux, plans ou courbes, généralement en béton (armé ou non armé), avec une hauteur de quelques dizaines de mètres.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

Les soutènements souples, capables d'encaisser de petites déformations, sont bien adaptés lorsque des mouvements résiduels sont attendus avant stabilisation complète, ou dans un versant en limite de stabilité, probablement sujet à de légers mouvements d'ensemble. Ce genre de technique est utilisé essentiellement dans le cas de butée de pied ou en déblai lorsque l'on a des contraintes d'emprise (intérêt de la quasi verticalité du parement aval). Les soutènements souples sont souvent réalisés à titre préventif pour les déblais ; ils imposent des techniques de mise en œuvre telles que l'exécution de plots successifs. On notera l'aspect esthétique souvent agréable de certains procédés, qui peut être intéressant (installation de jardinières : tenir compte des conséquences éventuelles d'apports d'eau localisés). De façon générale, ces techniques supposent que l'on dispose de suffisamment de temps pour les mettre en œuvre (les différentes manipulations demandent un certain délai de mise en place).

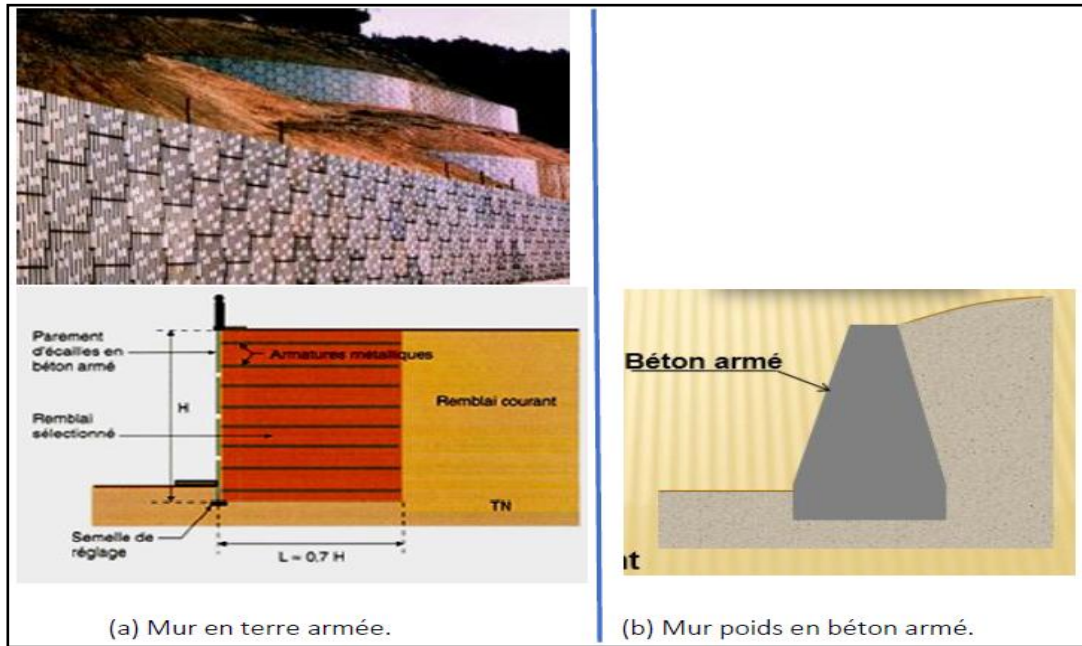


Figure 6.12. Type d'ouvrages rigides



Figure 6.13. Type d'ouvrages souples

6.4.2 Tirants d'ancrages

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées, à une couche de terrain résistante. Le principe consiste, à réduire les forces actives de glissement, et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

Pour ce faire, on ancre des tirants constitués d'une armature (barre ou câble à haute résistance élastique) dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction (Figure 6.14). Cet effort peut être réparti sur la surface de terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.



Figure 6.14. Renforcement par ancrage

6.4.3 Clous et micros pieux

Le clouage des pentes ou talus, consiste à « clouer » les masses instables sur le substratum fixe, à l'aide de groupes d'inclusions. Lorsqu'il s'agit d'inclusions de faible inertie, résistantes principalement à la traction, elles sont placées sub-horizontalement. Quand elles sont résistantes à la flexion, elles sont généralement disposées verticalement ou perpendiculairement à la surface de glissement.

Deux types de clouage existent :

- ✓ **Le clouage passif**, où la présence seule du clou assure le transfert des efforts. Le frottement mobilisable sera maximum avec un déplacement (Figure 6.15).
- ✓ **Le clouage actif**, où le clou est préalablement mis en tension. Dans ce cas la mise en tension est censée supprimer tout déplacement, lors du creusement (Figure 6.16).

La mise en place des inclusions est, en général, préalable au creusement. On renforce d'abord, avant de créer le déséquilibre de masse.



Figure 6.15. Renforcement d'un talus par clouage

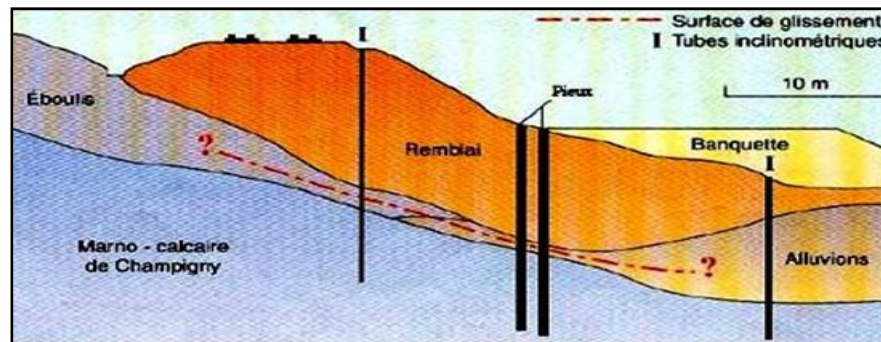


Figure 6.16. Clouage par des pieux

6.5 PROTECTION DE SURFACE

La protection des surfaces s'applique en premier lieu aux pentes naturelles mais aussi aux surfaces des talus des ouvrages en terre tels que déblais, remblais, digues, berges de rivières ou de canaux, etc. Les protections de surface consistent le plus souvent : h soit à recouvrir la partie superficielle du sol par une couverture végétale (gazon, massifs végétaux, arbustes, etc.), h soit à mettre en place sur la surface du sol une protection continue à l'aide de produits manufacturés (géotextiles, bionattes, etc.).

Accessoirement on peut également envisager : h d'épandre sur la surface à protéger une couche de matériaux granulaires liés (béton projeté) ou non liés (granulats, empierrement, enrochement), h de modifier directement les caractéristiques géotechniques du sol concerné par ajout de fibres (texsol) ou par traitement à l'aide d'additifs (chaux, ciment, etc.), cette dernière technique s'appliquant plus particulièrement aux talus des remblais routiers ou assimilés. L'objectif des protections de surface au moyen de techniques végétales, de géosynthétiques ou autres est de limiter le ruissellement, l'érosion et le ravinement. Outre l'impact négatif sur la qualité visuelle, les dégradations de surface risquent d'entraîner à plus ou moins long terme la formation de glissements superficiels importants, voire plus profonds. Un second objectif est de réduire l'infiltration des eaux de pluie.

La végétation herbacée ou ligneuse constitue pour les pentes naturelles la protection la plus courante. La végétation intercepte les gouttes et absorbe l'énergie de la pluie ; il y a disparition de l'effet de battance, c'est-à-dire du choc destructeur des gouttes de pluie sur le sol. La végétation ralentit la vitesse du ruissellement.

Elle consolide le sol par son système racinaire, qui retient les particules minérales et qui stabilise et ancre le sol en profondeur. Par évapotranspiration, la végétation entraîne également un abaissement de l'humidité du sol, qui peut être sensible dans le volume de sol exploré par les racines. Cela permet aussi en cas de sécheresse de conserver une meilleure intégrité de la surface (limitation de la fissuration).

6.5.1 Végétalisation

La végétalisation en courbe de niveau résultant de la pose de fascines (Figure 6.17) agit essentiellement sur la stabilisation des sols, sur le ruissellement et le transport des sédiments. Ces ouvrages ont un rôle de soutènement léger de nature biologique, utilisé pour la correction de versants sur tout type de terrain. Le choix des espèces (arbustives) à capacité de rejet et à enracinement fort assure une stabilité en profondeur des terrains en pente.

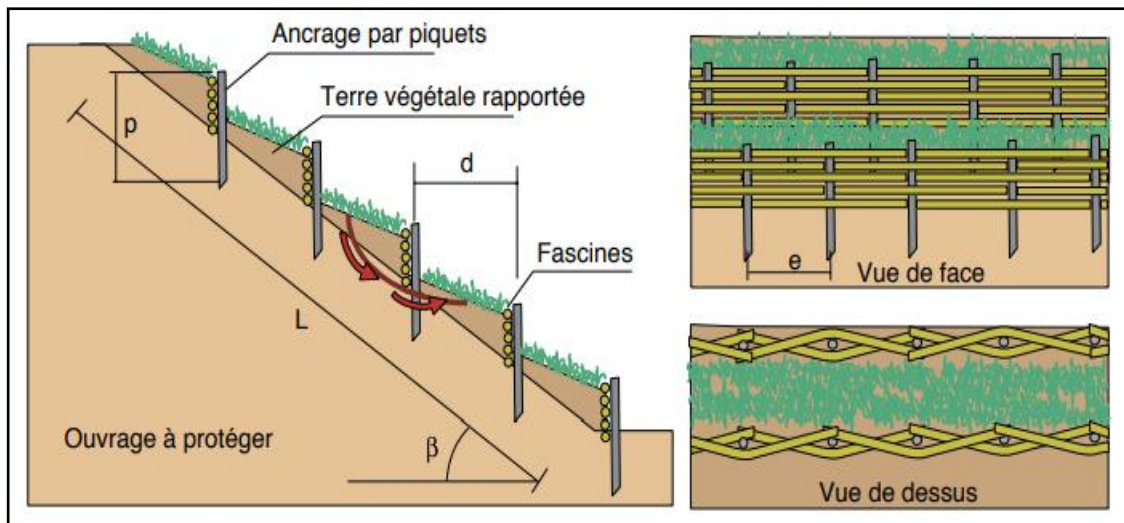


Figure 6.17. Fascinage - les fascines sont parfois remplacées par des banquettes grillagées (dénivelée entre banquettes : 2,5 à 3 m)

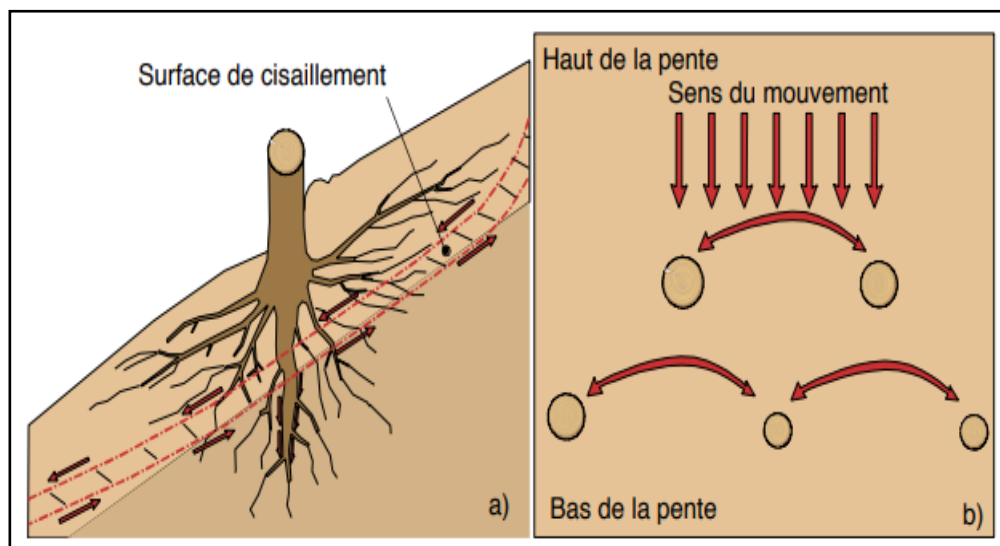


Figure 6.18. Stabilisation de pente par le système racinaire de végétaux ligneux

La végétalisation herbacée peut juguler les processus d'érosion jusqu'aux pentes fortes à condition que la texture (granularité), la structure, la perméabilité et la compacité soient compatibles avec un bon ancrage des racines. Une longueur de pente dépassant 10 à 15 m rend la végétalisation herbacée difficile ; il faut mettre en place des systèmes pour briser la vitesse des eaux de ruissellement. L'apport de résistance par la végétation ligneuse se fait de deux manières (Figure 23.a et b) : l'augmentation de la résistance au cisaillement du sol dans la zone cisailée, l'ancrage de la couche en mouvement par les racines.

6.5.2 Mise en place d'un géosynthétique

L'utilisation des géosynthétiques est très répandue sur les berges et sur les talus fragilisés, à des fins de prévention ou de réparation des glissements de surface limitée. La gamme de géosynthétiques disponibles est vaste.

Pour les techniques géosynthétiques, la vérification de la stabilité (en glissement plan) est complétée par celle des liaisons internes et inter-panneaux. Généralement, un ancrage en tête reprend tout ou partie de l'effort de glissement et un épinglage espacé le long de la pente répartit la reprise de l'effort tangentiel, si nécessaire (Figures 6.19 et 6.20).

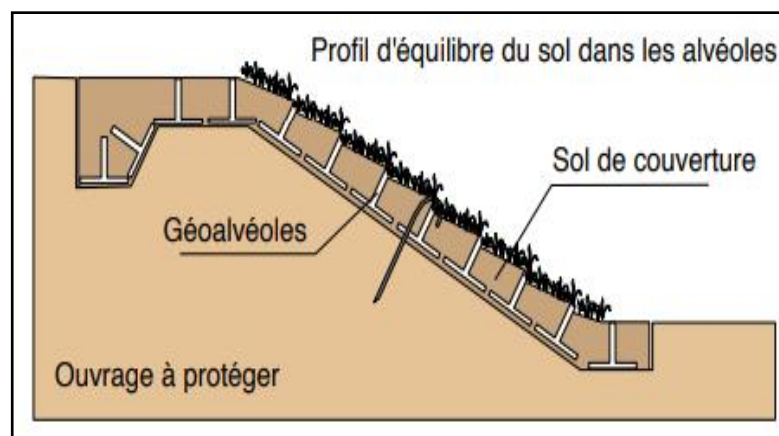


Figure 6.19. Géométrie d'une pente recouverte de géoalvéoles

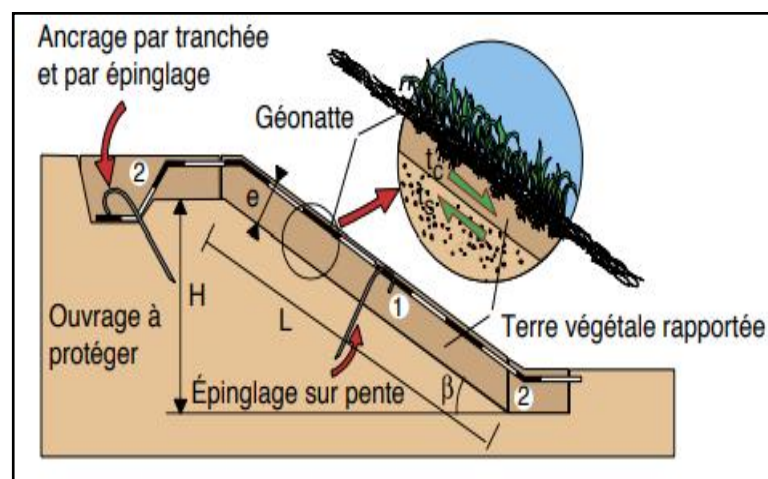


Figure 6.20. Stabilité d'une géonatte

6.6 CONCLUSION

La majorité des terrains est concernée par le risque de mouvement, avec des fréquences variables. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie. Ces glissements affectent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins (à forte densité de vides souterrains), ainsi que les sols argileux sensibles aux variations de la teneur en eau.

Le choix de la méthode de confortement dépend essentiellement de caractéristiques mécaniques, hydrologiques et morphologiques... des terrains instables. Les méthodes de confortement peuvent intervenir en modifiant la géométrie du site, réalisation des drains, ou par introduction des éléments rigides (soutènements...).

On fait appel à la stabilisation des talus par pieux lorsque le sol du talus n'a pas les caractéristiques suffisantes pour supporter son poids propre ou le poids d'une structure. Le rabattement de la nappe et le renforcement par pieux diminue le risque de glissement, la modification de la géométrie qui se fait sur terrain par terrassement (substitution totale ou partielle) s'avère aussi comme une bonne solution pour augmenter la stabilité du site.

Enfin, on peut dire que le mécanisme de glissement reste une opération complexe qui peut causer beaucoup de problème, mais une reconnaissance du site et une bonne analyse peut conduire à définir une solution de confortement plus au moins économique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2007)**. Load and resistance factor design, design Specifications, 4th Ed.
- Benouadah B., Souli A.M. (2020)**. Etude bibliographique sur la stabilité des pentes et leurs méthodes de renforcement. Mémoire de master, Université Ibn Khaldoun de Tiaret, Algérie 88 Pages.
- Berg R.R., Christopher B., Samtani N.C. (2009)**. Mechanically stabilized earth walls and reinforced Soil slopes design and construction guidelines V1.FHWA Publication no.FHWA-NHI-10-024, Federal Highway Administration.
- Bouassida M. (2011)**. Amélioration des sols en place « Introduction à la géotechnique), Chapitre 6, pp 139-163.
- BS8006 (British Standard Institution) (1995)**. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.
- Coulomb C.A. (1776)**. Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoires de l'Académie Royale des Sciences présentés par des savants, vol. 7, pp 343-382.
- Djabri M. (2017)**. Analyse numérique du comportement dynamique des remblais d'accès en sol renforcé. Thèse de doctorat, Université de Biskra, Algérie, 190 Pages.
- Elias V., Christopher B.R. (1997)**. Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines publication. FHWA-SA-96-071, 371 p.
- Elias V., Christopher B.R., Berg R.R. (2001)**. Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines publication. FHWA-NHI-00-043, p 394.
- Keller (2000)**. Les procédés de vibration profonde des sols. Brochure 10 -2 F; Germany.
- LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) (2003)**. Guide technique - Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques.
- NF P 94-270 (Norme française) (2009)**. Renforcement des sols. Ouvrages en sol rapporté renforcé par armatures ou nappes extensibles et souples. Dimensionnement, Ed. AFNOR.
- Rankine W. (1857)**. On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, vol. 147.
- Schlosser F. (1991)**. Murs de soutènement. Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C 244, Paris.A.
- STRRES (2022)**. Renforcement et réparation des fondations. Guide Syndicat National Des Entrepreneurs Spécialistes De Travaux De Réparation Et Renforcement De Structures. FAFO 1 - Version 2, 84 Pages.
- Vidal H. (1969)**. The Principle of Reinforced Earth, Highway Research Record 282, Highway Research Board, National Research Council. Washington, D.C., pp 1-24.

Sites WEB :

<https://www.keller-france.com>

<http://www.terre-armee.fr>