

Renforcement des sols par inclusions

par **François SCHLOSSER**

*Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées
Président-Directeur Général de Terrasol*

et **Philippe UNTERREINER**

*Ingénieur des Ponts et Chaussées
Maître de conférences à l'École Nationale des Ponts et Chaussées
Chercheur au CERMES (ENPC/LCPC)*

1. Renforcement des sols : concepts et types	C 245 - 2
1.1 Concept de sol renforcé	— 2
1.2 Types de renforcement	— 3
2. Interaction sol-inclusion	— 3
2.1 Efforts dans les inclusions et principales techniques	— 3
2.2 Inclusions linéaires	— 3
2.3 Inclusions bidimensionnelles	— 5
2.4 Renforcements tridimensionnels	— 6
3. Description des techniques et comportement des ouvrages	— 7
3.1 Répartition des efforts dans les renforcements	— 7
3.2 Mobilisation du cisaillement et de la flexion. Principe du multicritère...	— 8
3.3 Influence de l'extensibilité des renforcements	— 8
4. Principes généraux de dimensionnement	— 9
4.1 Notions d'états limites de service (ELS) et ultimes (ELU)	— 9
4.2 Notions sur les coefficients partiels de sécurité	— 9
4.3 Durabilité et comportement à long terme	— 11
4.4 Méthodes aux états limites de service (ELS)	— 11
4.5 Méthode aux états limites ultimes : calculs à la rupture	— 12
4.6 Chargements particuliers	— 13
5. Techniques de soutènement en remblai renforcé	— 13
5.1 Murs quasi inextensibles en sol de remblai renforcé	— 13
5.2 Murs extensibles en sol de remblai renforcé	— 14
5.3 Renforcements tridimensionnels	— 14
6. Renforcement des sols en place par clouage	— 15
6.1 Stabilisation des pentes instables	— 15
6.2 Clouage en soutènement	— 16
7. Fondations en sol renforcé	— 18
7.1 Radiers avec éléments de renforcement horizontaux	— 18
7.2 Remblais renforcés sur sols mous	— 18
7.3 Fondations en sol renforcé par groupes ou réseaux de micropieux	— 18
8. Conclusions	— 19
Pour en savoir plus	Doc. C 245

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

Après une présentation des différents types de renforcements et des techniques correspondantes, on étudie le comportement élémentaire entre le sol et un élément de renforcement, comportement qui est commun à toutes les techniques de sol renforcé.

Un certain nombre de principes généraux de dimensionnement concernant les calculs aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS), les coefficients partiels de sécurité et la durabilité sont ensuite exposés avant d'aborder plus en détail chacune des techniques.

1. Renforcement des sols : concepts et types

Dans les ouvrages de soutènement de type traditionnel : murs poids, parois moulées, rideaux de palplanches, le sol retenu ne participe pas à la stabilité de l'ouvrage (cf. article *Murs de soutènement* [C 244]). Au contraire, dans les ouvrages de type plus récent : murs cellulaires ou à caisson, murs à ancrages multiples et ouvrages en sol renforcé, une partie du sol à retenir participe à la stabilité d'ensemble de l'ouvrage, en étant associée à des éléments structuraux (figure 1). Le développement récent de ces techniques est lié aux économies qui peuvent être réalisées, d'autant plus que ce type d'ouvrage, relativement flexible, peut s'adapter à tout type de sol de fondation. Ainsi, la préfabrication des éléments structuraux comme la rapidité de construction permettent d'économiser aussi bien sur les matériaux que sur la main-d'œuvre.

La différence essentielle entre les trois catégories d'ouvrages (mur cellulaire ou à caisson, mur à ancrages multiples et mur en sol renforcé) est le mode d'interaction entre le sol et les éléments structuraux. Dans le cas d'un mur cellulaire ou à caisson, les éléments structuraux sont assemblés de manière à former des cellules, par la suite remplies de sol. L'ensemble se comporte comme un mur poids relativement déformable [5]. Dans un mur à ancrages multiples, le volume de sol à retenir est contenu par un parement fixé à des ancrages à l'aide de tirants suffisamment longs qui n'interagissent pas avec le sol. Par opposition, dans les ouvrages en sol renforcé, l'interaction entre le sol et les inclusions s'exerce sur toute leur longueur ou leur surface. À l'échelle de l'ouvrage, le massif en sol renforcé peut être alors considéré comme un matériau composite, généralement anisotrope. Les inclusions utilisées, encore appelées éléments de renforcement, sont des éléments continus, généralement préfabriqués et mécaniquement résistants en traction mais possédant aussi, suivant les cas, une certaine résistance à la flexion. La distinction entre ces trois catégories de murs de soutènement n'est pas toujours facile à faire, d'autant que l'évolution actuelle de ces techniques est très rapide et qu'elles sont parfois combinées [45].

1.1 Concept de sol renforcé

Dans un sol renforcé, les propriétés mécaniques du sol initial, qui le plus souvent ne possède pas de résistance en traction, se trouvent améliorées par la mise en place d'inclusions résistant à la traction. C'est ainsi qu'un sable, purement frottant, renforcé par des armatures métalliques possède une cohésion « apparente » qui peut être mesurée à l'essai triaxial [34] (figure 2). Le calcul précis de la cohésion « apparente » d'un sol renforcé, matériau composite anisotrope, est relativement complexe [10] et peu utilisé en pratique pour le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé par des éléments linéaires ou bidimensionnels. Pour de tels ouvrages de dimensionnement est fait par une approche « discrète », c'est-à-dire où les éléments sont modélisés séparément du sol. L'approche « composite » au moyen de la cohésion « apparente » est notamment utilisée dans le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé de façon tridimensionnelle, du type Textsol®.

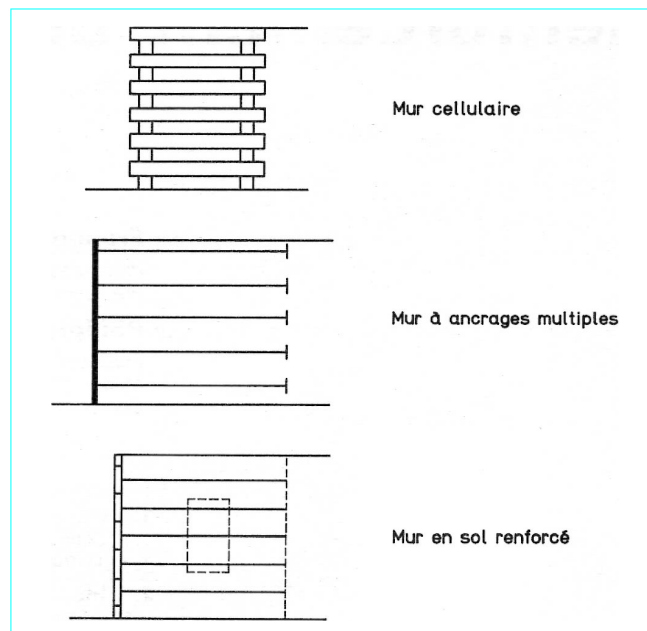


Figure 1 – Principaux types de murs de soutènement associant le sol et des éléments structuraux

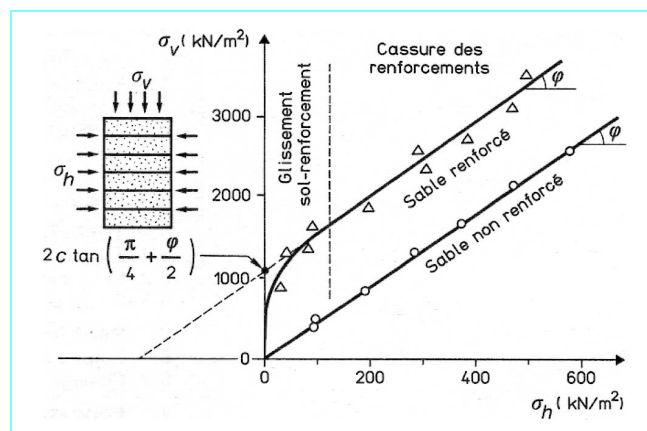


Figure 2 – Critère de rupture d'un sable sans et avec renforcement [34]

Pour que, dans un ouvrage, le sol et les renforcements se comportent comme un matériau composite, il est important que les éléments de renforcement soient suffisamment nombreux par rapport aux dimensions de l'ouvrage. De plus, pour contenir le sol entre les éléments, il est le plus souvent nécessaire d'installer un parement, dont la rigidité doit être compatible avec l'extensibilité des renforcements.

1.2 Types de renforcement

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique ; unidimensionnelle (linéaire), bidimensionnelle ou tridimensionnelle [40] [42]. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs sont possibles : acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques), etc. Il est à noter que les renforcements bidimensionnels et tridimensionnels, du fait de leur géométrie, ne peuvent être utilisés qu'avec des sols rapportés. Le tableau 1 donne une classification des principales techniques de sol renforcé en fonction de la géométrie des renforcements et du type de sol (sol rapporté ou en place).

2. Interaction sol-inclusion

2.1 Efforts dans les inclusions et principales techniques

Dans le renforcement des sols, les inclusions sont qualifiées de passives car elles ne sont pas mises en tension lors de leur installation, contrairement aux tirants précontraints (cf. *article Parois moulées. Ancrages* [C 252] dans cette rubrique). C'est sous l'effet des déformations du sol, durant ou après la construction, et par l'intermédiaire de l'interaction entre le sol et le renforcement, qu'elles se mettent à travailler.

Suivant leur rigidité relative par rapport au sol, elles peuvent travailler simplement en traction ou en compression comme une barre ou une membrane, ou de manière plus complexe en traction ou compression, cisaillement et flexion comme une poutre. La mobilisation de ces efforts dépend de nombreux facteurs dont les plus importants sont : la rigidité relative des inclusions par rapport au sol, leur géométrie, extensibilité, orientation et densité, ainsi que le procédé de construction (tableau 2).

Suivant le type d'application, l'un ou l'autre des efforts sera privilégié. En soutènement, les éléments de renforcement horizontaux travaillent essentiellement en traction tandis que ceux placés

verticalement sont soumis à un chargement combiné en compression, cisaillement et flexion. En stabilisation des pentes (renforcements verticaux), les efforts de cisaillement et de flexion sont les plus importants. En fondation, les renforcements verticaux travaillent le plus souvent en compression, tandis que ceux placés horizontalement travaillent le plus souvent en traction, et en flexion-cisaillement s'ils sont assez rigides.

2.2 Inclusions linéaires

Les éléments de renforcement linéaires et souples travaillent essentiellement en traction ou en compression. Ceux qui sont plus rigides en flexion peuvent en outre travailler également en cisaillement et en flexion suivant leur orientation dans l'ouvrage. Dans le premier cas, le mécanisme mis en jeu dans le transfert d'efforts entre le sol et l'inclusion est le frottement latéral. Dans le deuxième cas, c'est la pression latérale, développée au contact entre le sol et l'inclusion qui est le phénomène important.

2.2.1 Frottement latéral

L'équilibre d'un petit élément de renforcement montre que la variation de l'effort normal T (positif si c'est un effort de traction, négatif si c'est un effort de compression) le long d'une armature ou d'une nappe est proportionnelle à la contrainte de cisaillement à l'interface du sol avec l'inclusion, notée τ (figure 3) :

— pour les **armatures** :

$$\tau = \frac{1}{2b} \frac{dT}{dx}$$

avec T effort normal dans l'armature,

b largeur de l'armature,

x abscisse le long de l'armature ;

— pour les **nappes** :

$$\tau = \frac{dT}{dx}$$

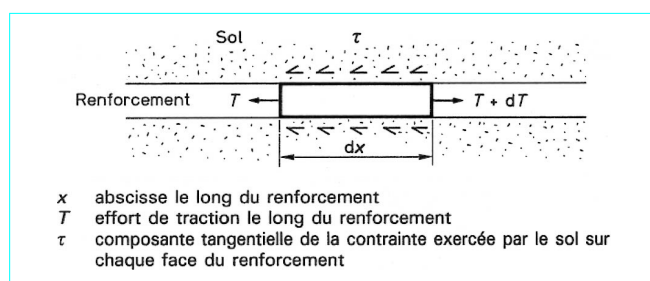
avec T effort normal par unité de largeur de la nappe.

Tableau 1 – Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisés

Type de sols	Techniques de renforcement des sols		
	Renforcements unidimensionnels (linéaires)	Renforcements bidimensionnels	Renforcements tridimensionnels
Sols rapportés	Terre Armée (armatures métalliques)	treillis métalliques horizontaux	microrenforcements (disquettes, plaquettes)
	procédé Freyssisol (armatures en matière synthétique : Paraweb)	mur Tervoile (treillis verticaux)	fibres (métalliques, géosynthétiques)
	mur VSL (bandes de treillis métalliques)	nappes en géosynthétiques (géotextiles, géogrilles, géocomposites)	Texsol (fil continu)
		procédés utilisant des pneus (Pneusol, Arma-Pneusol, Pneu-Tex)	
Sols en place	micropieux (groupes ou réseaux)		
	clouage en soutènement et en pente		

Tableau 2 – Efforts majeurs dans les inclusions pour différentes techniques de renforcement des sols [39]

Techniques de renforcement	Traction	Compression	Cisaillement	Flexion
Armatures ou bandes en remblai (Terre Armée, mur Freyssisol, mur VSL, etc.)	***			
Nappes en remblai (géotextiles, géogrilles, géocomposites) Treillis horizontaux ou verticaux (Tervoile) Procédés utilisant des pneus en remblai (Pneusol, Arma-Pneusol, Pneu-Tex)	***			
Clouage en soutènement (sol en place)	**		*	*
Clouage de pente instable (sol en place)		*	***	***
Micropieux en groupes ou réseaux (sol en place)	**	**	*	*
Renforcements tridimensionnels en remblai (microrenforcements, fibres, fils)	***			
* faible ** important *** prépondérant				


Figure 3 – Équilibre d'une longueur élémentaire de renforcement

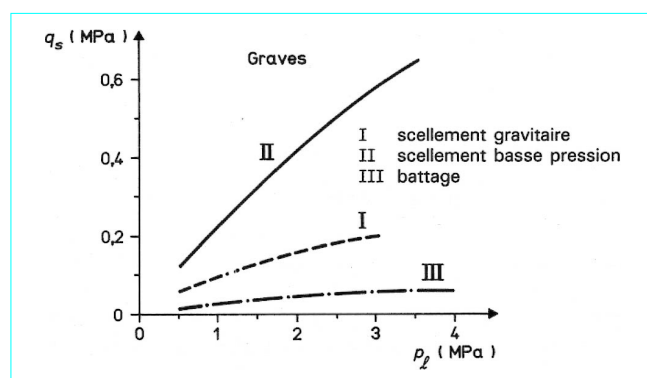
La mobilisation progressive, le long d'une inclusion, de la valeur maximale de cette contrainte, appelée **frottement latéral unitaire limite**, noté q_s , est fonction du déplacement relatif sol-inclusion, noté y , et est décrite par une loi de comportement généralement complexe [4] :

$$\tau = \tau(y)$$

À la rupture, qui se produit pour un déplacement relatif sol-inclusion de l'ordre du millimètre, le cisaillement τ est égal au frottement latéral unitaire limite q_s .

Le paramètre q_s , qui est déterminant dans le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé, est fonction des caractéristiques de l'inclusion (forme géométrique, état de surface, mode de mise en place) et de celles du sol (type de sol, caractéristiques mécaniques, degré de saturation). Parmi les paramètres, les deux plus importants sont le type de sol et le mode de mise en place, qui sont utilisés dans les abaques corrélant q_s avec les résultats de l'essai pressiométrique. La figure 4 présente les abaques développés dans le cadre du projet national Clouterre à partir d'une base de données de plus de 450 essais, pour les clous installés dans des graves suivant trois techniques différentes : le scellement gravitaire, le scellement basse pression et le battage. On peut noter l'influence importante du mode de mise en place pour ce type de sol. Dans le cas de sables et d'argiles, cette influence est plus réduite et les valeurs de q_s varient entre 0,05 et 0,15 MPa, quand la pression limite pressiométrique p_ℓ varie entre 0,5 et 3 MPa.

Lors d'un essai d'extraction d'une inclusion linéaire enterrée, le sol au voisinage immédiat de l'inclusion est cisailé. Dans le cas d'un sol frottant et compact, le volume de sol cisailé autour de l'inclusion tend à se dilater, mais cette augmentation de volume est partiellement empêchée par le sol environnant. Il en résulte une augmentation $\Delta\sigma_v$ de la contrainte verticale normale dont la valeur peut être très importante par rapport à la contrainte verticale initiale σ_{v0} et diminue avec la distance à l'inclusion (figures 5 et 6). Ce


Figure 4 – Frottement latéral unitaire q_s en fonction de la pression limite pressiométrique p_ℓ dans les graves [30]

phénomène dit de **dilatance empêchée** [35] est caractérisé par un **coefficient de frottement apparent**, noté μ^* , défini par :

$$\mu^* = \frac{\tau}{\sigma_{v0}}$$

et dont la valeur est en général supérieure à 1 dans les sols granulaires et peut atteindre 10 pour des sols très dilatants. Ce coefficient μ^* est supérieur au **coefficient de frottement réel** :

$$\mu = \frac{\tau}{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v}$$

dont les valeurs sont inférieures à 1 [36]. Les phénomènes physiques à l'origine de la dilatance locale dans un sol granulaire, à l'interface avec une inclusion, mettent en jeu la microstructure granulaire du sol et ne sont pas encore, à l'heure actuelle, tous identifiés [51].

À l'heure actuelle, le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé se fait aux états limites ultimes (ELU), c'est-à-dire par un calcul à la rupture. La connaissance complète de la loi de mobilisation du frottement latéral $\tau(y)$ n'est pas nécessaire et seul le frottement latéral unitaire limite q_s est à déterminer. Sa méthode de détermination dépend de la technique de renforcement.

Pour les ouvrages en sol de remblai renforcé par armatures, le frottement limite q_s est obtenu en multipliant le coefficient de frottement apparent μ^* par la contrainte verticale σ_v due au poids des terres :

$$q_s = \mu^* \sigma_v(z)$$

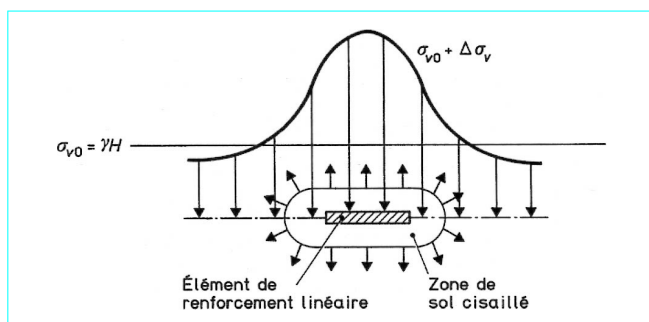


Figure 5 – Phénomène de dilatance empêchée dans un matériau granulaire dilatant [36]

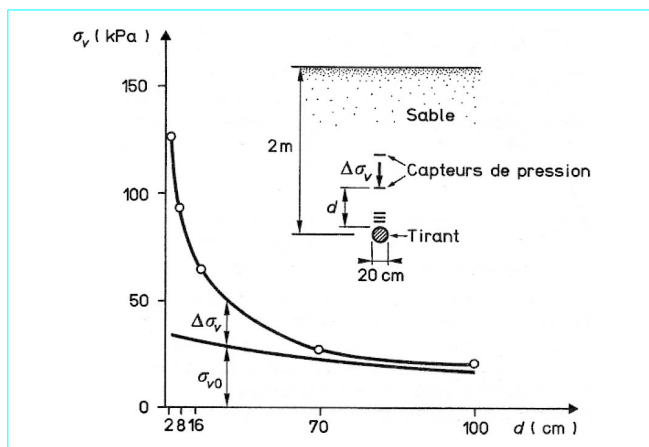


Figure 6 – Augmentation de contrainte normale due à la dilatance empêchée autour d'une inclusion en traction dans un remblai [28]

La variation de μ^* en fonction de la profondeur z est, pour chaque technique, connue à partir d'études et d'essais antérieurs.

Pour les ouvrages en sol de déblai renforcé par des clous (technique du clouage des sols), la détermination du frottement latéral unitaire q_s se fait à l'aide d'essais d'arrachement de clous dans le sol considéré et pour la technique de mise en place utilisée. Dans le cadre du projet national Clouterre, des abaques corrélant le frottement latéral unitaire q_s avec la pression limite pressiométrique p_ℓ ont été développés pour chaque grand type de sol et de clou (figure 4). Mais ces valeurs doivent être impérativement confirmées par des essais d'arrachement de clous en place.

Il a été observé et montré qu'aux incertitudes près des mesures, et en dépit de la grande variabilité des résultats, le frottement latéral unitaire q_s peut être considéré comme quasiment indépendant de la profondeur pour le clouage des sols. En effet, la diminution du coefficient de frottement apparent avec la profondeur, résultat de la diminution de la dilatance, est compensée par l'augmentation de la contrainte normale [38].

Deux types d'essai d'arrachement sont couramment pratiqués : l'essai à vitesse d'arrachement constante (déplacement imposé) et l'essai par paliers de fluage (force de traction imposée) ([30] et normes NF P 94-242. 1 et 2). Ils donnent, dans le cas d'un sol qui ne flue pas, la même valeur de traction limite T_ℓ et donc de frottement latéral limite q_s :

$$q_s = \frac{T_\ell}{p L_s}$$

avec p périmètre du clou,

L_s longueur du clou en contact avec le sol.

2.2.2 Pression latérale

Quand un élément de renforcement possède une certaine rigidité à la flexion, il peut travailler dans le sol renforcé en flexion-cisaillement en plus de la traction ou de la compression. Généralement, les renforcements bidimensionnels ne possèdent qu'une rigidité très faible à la flexion. Par contre, les renforcements linéaires, suivant le type de technique, peuvent être soit souples, comme la majorité des renforcements de sol de remblai, soit rigides comme dans le cas du clouage des pentes instables. Le clouage des sols utilisés en soutènement est, de ce point de vue là, une technique intermédiaire (§ 6).

Dans le cas d'une inclusion rigide sollicitée en flexion-cisaillement, l'interaction avec le sol met en jeu le phénomène de butée latérale. La pression p , au contact de l'inclusion et du sol, peut être calculée par la méthode du module de réaction comme pour les pieux soumis à des efforts horizontaux (cf. chapitre *Fondations profondes* dans cette rubrique). En général, la phase initiale élastique linéaire est caractérisée par une loi du type :

$$p = k_s \gamma$$

avec k_s module de réaction du sol,

γ déplacement relatif de l'inclusion par rapport au sol suivant la normale à l'inclusion.

Cette phase de comportement élastique est complétée par un palier plastique à la pression ultime p_u , prise égale à la pression de fluage p_f de l'essai pressiométrique.

Le calcul des efforts de traction ou de compression, de cisaillement et de flexion conduit à la résolution de l'équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 \gamma}{dx^4} + k_s D \gamma = 0$$

avec E module d'Young de l'inclusion,

I moment d'inertie,

D diamètre de l'inclusion.

La solution de cette équation introduit la notion de longueur de transfert ℓ_0 , donnée par la formule ;

$$\ell_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_s D}}$$

Pour les types de clous utilisés dans les ouvrages de soutènement en sol renforcé, cette longueur de transfert est de l'ordre de la dizaine de centimètres. Dans le clouage des sols, quelle qu'en soit l'utilisation (soutènement ou stabilisation de pentes instables), la modélisation de la mobilisation de la flexion et du cisaillement dans les clous se fait en considérant une ou plusieurs surfaces de glissement potentiel délimitant deux zones de sol pouvant glisser l'une sur l'autre.

Trois points du clou sont intéressants à considérer dans la phase initiale de comportement élastique : le point situé à l'intersection avec la surface de glissement potentiel où l'effort tranchant est maximal et le moment nul, et les deux points situés de part et d'autre de cette surface de glissement, à une distance ℓ_0 de celle-ci, où l'effort tranchant est nul et le moment maximal (figure 7).

Après plastification du sol et/ou du clou, l'analyse doit être faite en plasticité afin de déterminer les efforts à la rupture dans l'inclusion. C'est l'objet de la méthode du multicritère, développée dans le paragraphe 3.2.

2.3 Inclusions bidimensionnelles

Les inclusions bidimensionnelles (nappes de géotextiles, grilles, etc.) ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. En outre, elles travaillent le plus souvent en traction. Dans le cas des nappes continues en géotextile, le frottement latéral est l'interaction principale entre le renforcement et le sol. Dans le cas des géogrilles, qui sont classées comme produits apparentés aux géotextiles, ou des

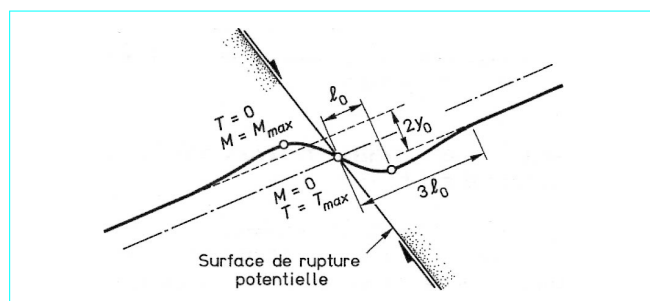


Figure 7 – Analyse élastoplastique d'un élément de renforcement rigide cisailé par une surface de rupture [30]

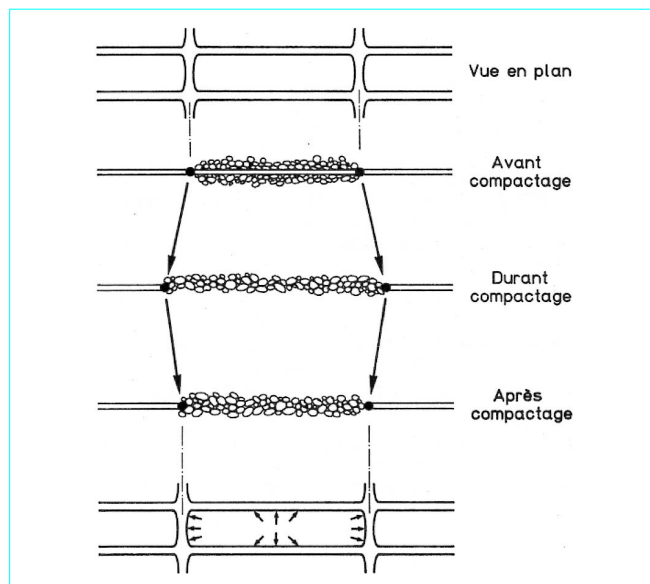


Figure 8 – Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage

treillis, qui sont le plus souvent métalliques, l'interaction entre le sol et le renforcement est de deux types : frottement latéral le long des éléments longitudinaux, c'est-à-dire des éléments orientés dans le sens de la traction, et résistance en butée le long des éléments transversaux. Il est à noter que, pour ce dernier type de renforcement, la mise en place dans un remblai s'accompagne d'une mise en traction partielle sous l'effet du compactage, dont il faut tenir compte dans le dimensionnement (figure 8).

2.3.1 Nappes continues : frottement latéral

Pour les ouvrages en sol de remblai renforcé par nappes continues, les phénomènes de dilatance empêchée, observés sur les armatures linéaires, n'existent pas du fait de la géométrie plane des renforcements. Le frottement latéral unitaire q_s peut alors être calculé directement à partir du coefficient de frottement réel μ en le multipliant par la contrainte verticale σ_v due au poids des terres :

$$q_s = \mu \sigma_v(z)$$

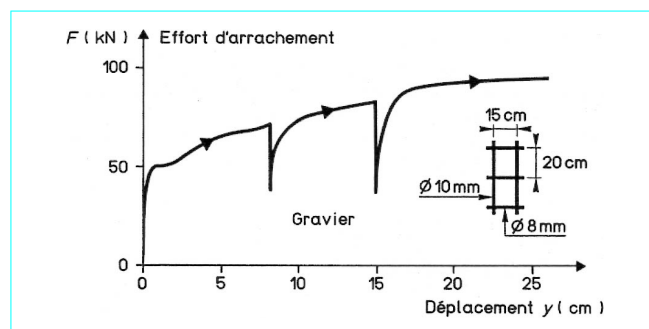


Figure 9 – Mobilisation du frottement latéral et de la résistance en butée dans un essai d'arrachement d'un treillis [1]

2.3.2 Géogrilles et treillis : frottement latéral et résistance en butée

Pour les géogrilles et les treillis, les mécanismes de frottement latéral et de résistance en butée sont intimement mêlés.

Pour le dimensionnement aux états limites ultimes, ils sont le plus souvent regroupés dans le terme de frottement latéral unitaire q_s . La valeur de la résistance en butée dépend de nombreux facteurs, notamment géométriques, avec une influence importante de la dimension de la maille et de l'épaisseur des éléments transversaux par rapport à la taille des grains du sol.

Par contre, aux états de service, le déplacement relatif du sol avec l'inclusion, nécessaire pour mobiliser le frottement latéral maximal le long des éléments longitudinaux, est de l'ordre de quelques millimètres. Il est très inférieur à celui nécessaire pour mobiliser la résistance en butée le long des éléments transversaux, qui peut être de plusieurs centimètres [1] (figure 9).

Pour le dimensionnement, le calcul du terme q_s se fait de façon similaire à celui d'une nappe continue, en utilisant un angle de frottement qui incorpore en fait les deux mécanismes d'interaction.

Dans le cas des nappes en géotextile et produits apparentés (géogrilles), qui sont relativement extensibles, l'angle de frottement est le plus souvent déterminé en laboratoire dans un essai à la boîte de cisaillement, car les essais d'arrachement en place sont difficiles à réaliser et à interpréter pour de tels matériaux. Pour les treillis métalliques, par contre, on réalise de préférence des essais d'arrachement en place.

2.4 Renforcements tridimensionnels

On classe, dans la catégorie des renforcements tridimensionnels, les techniques qui associent au sol des éléments de renforcement de très petites taille par rapport à l'ouvrage. Ceux-ci sont disposés dans le volume de sol de la façon la plus aléatoire possible et interagissent avec le sol à l'échelle des grains de manière assez complexe, d'où leur appellation de **microrenforcements**. Outre le frottement latéral développé le long d'un microrenforcement, il convient de considérer, dans le cas du renforcement par fil continu (Texsol®), les effets de courbure et d'enchevêtrement.

Dans le cas de plaquettes, microgrilles ou fibres courtes, la cohésion du matériau sol renforcé est de l'ordre de quelques dizaines de kilopascals. Quand la longueur des fibres augmente, la cohésion devient plus notable du fait, notamment, du mécanisme d'enchevêtrement qui devient prépondérant. Elle peut atteindre ainsi plusieurs centaines de kilopascals pour le Texsol [19].

3. Description des techniques et comportement des ouvrages

3.1 Répartition des efforts dans les renforcements

Pour toutes les techniques de soutènement en sol renforcé, que les inclusions soient linéaires ou bidimensionnelles, et quel que soit le mode de construction, en remblai ou en déblai, on observe des similitudes importantes et intéressantes (cf. article *Murs de soutènement* [C 244] dans cette rubrique et [30]). Les efforts de traction dans les renforcements ne sont pas maximaux au parement mais à l'intérieur du massif de sol renforcé. Le lieu géométrique des points de traction maximale T_M sépare le massif en deux zones (figure 10) : un **zone active** située derrière le parement où les contraintes de cisaillement à l'interface du sol avec l'inclusion sont dirigées vers l'extérieur, une **zone résistante** où les contraintes de cisaillement sont dirigées vers l'intérieur et s'opposent au déplacement latéral de la zone active.

Il est intéressant de noter que, dans le cas des renforcements quasi inextensibles, cette surface des tractions maximales est très différente du plan de rupture de Coulomb, incliné à $\pi/4 + \varphi/2$, où φ est l'angle de frottement interne du sol (cf. article *Ouvrages de soutènement. Poussée et butée* [C 242] dans cette rubrique). Au fur et à mesure que l'extensibilité augmente, cette surface se rapproche du plan de Coulomb ; cette évolution a été prise en compte dans les recommandations américaines sur les techniques de renforcement [8] (figure 11).

Pour des ouvrages en sol renforcé autres que les soutènements simples : culée de pont, remblai renforcé et radier de fondation, le lieu des tractions maximales est composé de plusieurs surfaces dont la forme varie d'un type d'ouvrage à l'autre, mais il est encore possible de définir des zones actives et des zones résistantes.

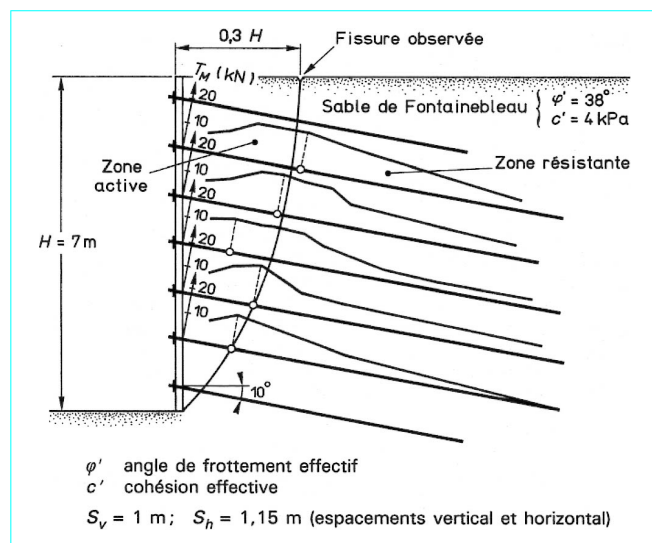


Figure 10 – Zones active et résistante dans un mur en sol cloué (Expérimentation au CEBTP. Projet National Clouterre [30])

Suivant leur orientation par rapport à la surface de glissement potentiel, les inclusions peuvent être sollicitées en traction ou en compression [18] (figure 12). En compression, des inclusions souples, c'est-à-dire non résistantes à la flexion, n'ont pas d'effet de renforcement sur le sol ; il importe donc dans un ouvrage en sol renforcé de bien orienter les inclusions, surtout si ces dernières sont souples.

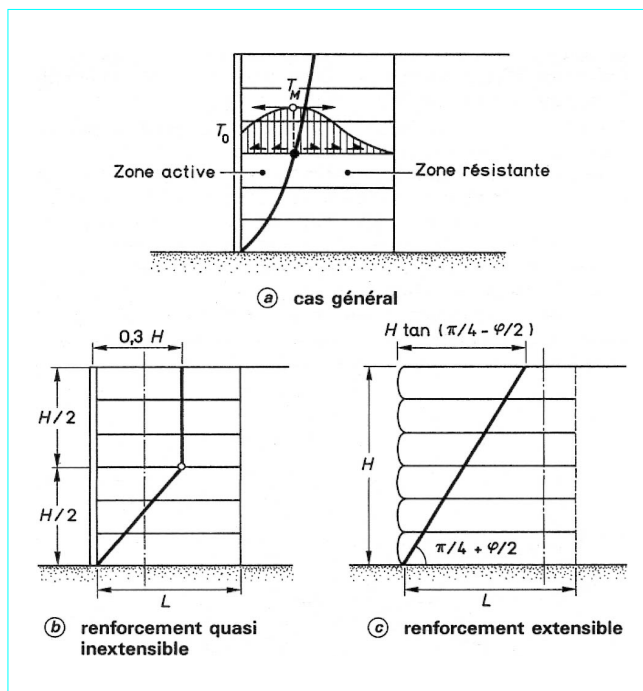


Figure 11 – Ligne des tractions maximales dans un mur en sol renforcé [8]

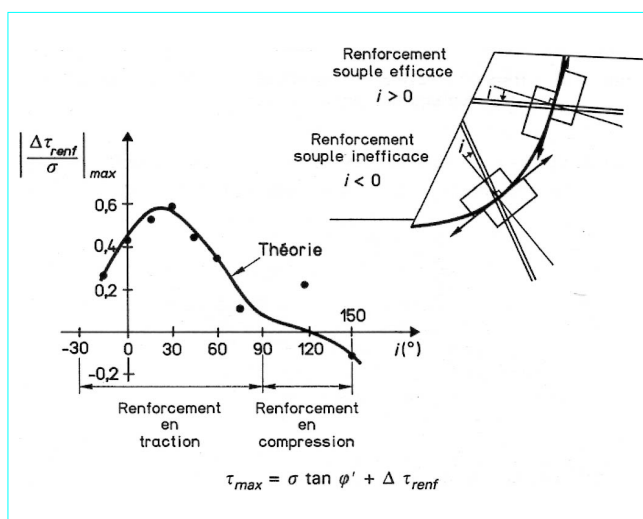


Figure 12 – Influence de l'orientation de renforcements flexibles sur la mobilisation des tractions et l'augmentation de l'effort de cisaillement à la rupture [18]

Si, dans les techniques de renforcement de sol de remblai en soutènement, les inclusions sont placées le plus souvent horizontalement pour faciliter leur mise en œuvre, par contre, en soutènement de déblai, les clous sont le plus souvent inclinés de 10 à 20° vers le bas pour pouvoir être scellés dans le terrain plus facilement. Parfois même, suivant le terrain et les obstacles rencontrés, ils peuvent être nettement plus inclinés.

De la même façon, l'orientation d'inclusions rigides par rapport à la surface de rupture est déterminante sur la mobilisation de leur résistance à la flexion [25].

3.2 Mobilisation du cisaillement et de la flexion.

Principe du multicritère

En poursuivant l'analyse élastoplastique d'un renforcement placé au sein d'un sol et cisaillé par un plan de glissement (cf. § 2.2.2), il est possible de développer la méthode du multicritère, qui permet de calculer les efforts de traction et de cisaillement mobilisés dans les renforcements à leur intersection avec une surface de rupture potentielle quelconque [37] [38].

Dans l'analyse des surfaces de rupture potentielle d'un ouvrage en sol renforcé, les équations d'équilibre du volume de sol dont on étudie l'équilibre limite font intervenir les efforts normaux T_n et les efforts de cisaillement T_c dans les renforcements à leur intersection avec la surface de rupture. En ces points, le moment de flexion M dans les renforcements est nul. Il est donc possible dans le plan (T_n , T_c) de représenter les quatre critères suivants qui sont à considérer dans la rupture du système sol-renforcement (figure 13). Pour des renforcements constitués d'une barre métalliques dans un coulis de scellement, on ne prendra généralement pas en compte la rigidité et la résistance du coulis dans les calculs.

■ Critère de résistance propre du renforcement

Le critère de rupture d'une barre métallique résistante à la flexion s'écrit :

$$\left| \frac{M}{R_M} \right| + \left(\frac{T_n}{R_n} \right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c} \right)^2 \leq 1$$

avec M moment de flexion,

R_M résistance à la flexion,

T_n effort normal,

T_c effort tranchant,

R_n résistance en traction simple,

R_c résistance à l'effort tranchant.

Ce critère est représenté dans le plan (T_n , T_c) et au point de moment nul par une ellipse.

■ Critère de frottement latéral sol-renforcement

La rupture du système par arrachement du renforcement se traduit par le critère suivant, dont la représentation est une droite :

$$T_n = q_s \pi D L_s$$

avec D diamètre de l'inclusion,

L_s longueur en contact avec le sol de part et d'autre de la surface de rupture potentielle.

■ Critère de plastification préalable du renforcement

Au point où T_c est nul et M maximum, la barre peut se rompre par formation d'une rotule plastique. Ce critère se représente par une parabole à axe vertical dans le plan (T_n , T_c).

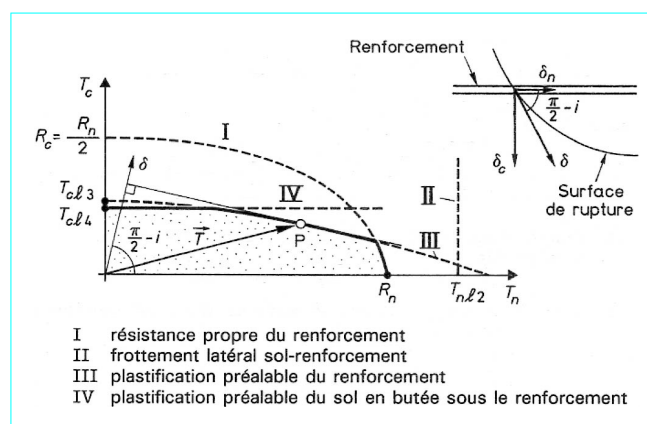


Figure 13 – Représentation du multicritère et détermination des efforts dans les renforcements [37]

■ Critère de plastification préalable du sol sous le renforcement

Le sol peut se rompre sous le renforcement, comme le beurre sous l'effet du fil à couper, quand la pression atteinte est la pression ultime p_u . Ce critère a une forme différente suivant que l'on autorise la plastification du sol en deux points seulement ou sur toute une longueur du renforcement.

Avant la rupture, le point représentatif des efforts (T_n , T_c) dans un renforcement se situe dans le domaine défini par l'intersection des quatre critères. À la rupture, il est situé sur la frontière et sa position exacte est déterminée de façon à maximiser le travail du renforcement dans le mécanisme de rupture considéré (règle du travail maximal).

3.3 Influence de l'extensibilité des renforcements

La notion d'extensibilité ou d'inextensibilité d'un renforcement a été introduite en mécanique des sols pour la première fois par McGown *et al.* [26]. Sont appelés **renforcements quasi inextensibles** les éléments dont la déformation en traction à la rupture est très faible par rapport à celle nécessaire au sol pour atteindre un état de plastification en poussée. Sont appelés **renforcements extensibles** ceux dont la déformation à la rupture est du même ordre de grandeur ou plus grande que celle du sol pour atteindre un état de plastification. Historiquement, les armatures de Terre Armée sont le premier type de renforcement quasi inextensible à avoir été utilisé. Sous charges de service, la déformation des renforcements en acier est de l'ordre de 0,1 %. Se classent dans la catégorie des renforcements extensibles, les nappes de géotextiles ou géogrilles. En moyenne, les géotextiles et géogrilles se déforment de 3 à 7 % sous charges de service, suivant le type de polymère [11].

Il est à noter que cette définition de l'extensibilité repose uniquement sur les propriétés du matériau constitutif du renforcement, indépendamment de l'ouvrage en sol renforcé, et plus particulièrement de sa densité de renforcement. Une autre définition, qui tient compte de la densité de renforcement, est utilisée actuellement en France pour classer les techniques de renforcement (norme française NF P 94-210). Cette définition repose sur la notion de module équivalent E_{eq} de l'ouvrage, défini de la façon suivante :

— pour les **nappes** :

$$E_{eq} = J/S_v$$

- pour les armatures constituées de **bandes ou inclusions linéaires** :

$$E_{eq} = J b / (S_v S_h)$$

avec J raideur du renforcement dans son état non altéré,

b largeur de l'armature,

S_v et S_h espacements vertical et horizontal.

La limite entre les ouvrages renforcés de types extensibles et inextensibles est prise à 20 MPa (norme NF P 94-210).

Quelle que soit la définition adoptée pour l'extensibilité, les deux techniques les plus anciennes que sont la Terre Armée et le renforcement par géotextiles se situent aux deux extrémités des échelles mesurant l'extensibilité. Par contre, depuis 20 ans, de nombreuses autres techniques intermédiaires sont apparues parmi lesquelles celles utilisant des armatures linéaires en géosynthétique comme par exemple le procédé Freyssisol[®] [45] (figure 14).

On constate, aussi bien pendant la construction que sous charges de service, une continuité du comportement depuis les ouvrages en Terre Armée jusqu'aux ouvrages renforcés par les géotextiles les plus extensibles. Cette continuité se caractérise par une augmentation progressive des déplacements du parement en fonction de l'extensibilité des renforcements [48]. À la rupture, par contre, le volume de sol renforcé par des armatures quasi inextensibles se comporte comme un bloc monolithique alors que celui renforcé par des éléments extensibles présente des déformations plastiques de cisaillement importantes, qui ont tendance à se développer pour conduire progressivement à l'apparition d'une surface de rupture interne.

Si, à la rupture, les ouvrages renforcés quasi inextensibles et extensibles ont des comportements différents, nécessitant des méthodes de dimensionnement à la rupture différentes, par contre, aux états de service, leurs comportements sont similaires.

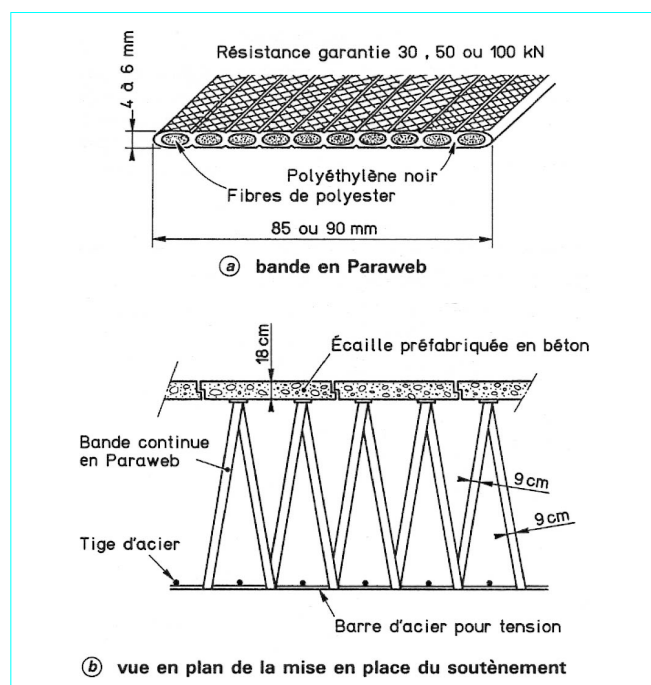


Figure 14 – Procédé Freyssisol de renforcement des sols par bandes en Paraweb

4. Principes généraux de dimensionnement

Parmi toutes les techniques de renforcement des sols, seuls la Terre Armée, les géotextiles, dans le renforcement des sols rapportés, et le clouage des sols dans le renforcement des sols en place, ont fait l'objet de grands programmes de recherche qui ont abouti à des recommandations (Recommandations et règles de l'art pour les ouvrages en Terre Armée [21] ; Recommandations du CFGG [31] ; Recommandations Clouterre 1991 [30]).

À l'heure actuelle, l'ensemble des techniques de renforcement des sols fait l'objet d'un travail de normalisation par type d'ouvrages, aussi bien au niveau français (cf. normes françaises en référence) qu'au niveau européen avec l'Eurocode 7.

4.1 Notions d'états limites de service (ELS) et ultimes (ELU)

De façon générale, les ouvrages en sol renforcé devraient être étudiés aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU) (Eurocode 1). Comme pour beaucoup d'ouvrages, les états limites de service sont définis par rapport à des critères de déplacement et de durabilité, tandis que les états limites ultimes correspondent à la perte de l'équilibre statique, c'est-à-dire à la rupture. Si, en l'état actuel des connaissances, un calcul aux ELU est possible pour la plupart des ouvrages en sol renforcé, en revanche, aux ELS, seuls quelques types d'ouvrages peuvent être justifiés.

4.2 Notions sur les coefficients partiels de sécurité

Dans l'approche traditionnelle du dimensionnement d'un ouvrage, le coefficient global de sécurité F_s tient compte des incertitudes sur les actions et les résistances ainsi que des imprécisions inhérentes à la méthode de calcul. De plus, dans le cas particulier des ouvrages en sol renforcé, un coefficient F_R est appliqué sur les efforts maximaux mobilisables dans les renforcements. Dans l'étude à l'équilibre limite d'un ouvrage se rompant le long d'une surface de rupture, l'ouvrage est considéré comme étant sûr si l'inégalité suivante est respectée :

$$\frac{\tau_{max}(\text{sol renforcé})}{\tau_{ext}(\text{actions})} = F_s \geq F_{s0}$$

avec F_s coefficient de sécurité globale,

F_{s0} valeur minimale admissible pour F_s , généralement prise égale à 1,5,

τ_{max} (sol renforcé) efforts résistants mobilisables le long de la surface de rupture dans le sol renforcé,

τ_{ext} (actions) résultante des actions extérieures sur cette même surface de rupture.

Dans l'approche aux coefficients de sécurité partiels, trois types de coefficients sont introduits :

- des coefficients de sécurité partiels, notés Γ_m , sont appliqués sur les résistances des matériaux : sol, renforcements, frottement latéral unitaire sol-renforcement ;

- des coefficients pondérateurs, noté Γ_Q , sont appliqués sur les actions ;

- un coefficient de méthode, noté Γ_{s3} , est également introduit pour tenir compte des imprécisions dues à la méthode de calcul et notamment de la simplification du comportement réel.

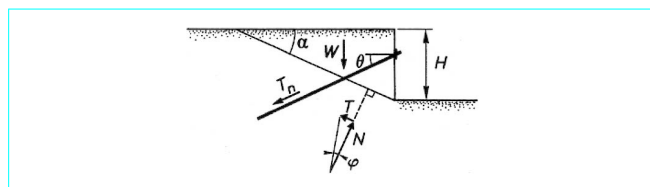


Figure 15 – Équilibre limite d'un coin de sol renforcé

Un ouvrage est alors considéré comme sûr si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\Gamma_{s3} \tau_{ext} \text{ (actions pondérées par } \Gamma_Q) \leq \tau_{max} \text{ (résistances réduites par } \Gamma_m)$$

Les coefficients Γ_m varient d'un paramètre à l'autre car ceux-ci ne sont pas connus avec la même certitude. De plus, les coefficients Γ_m et Γ_Q sont choisis en fonction du type de combinaison considérée (fondamentale ou accidentelle), et de la classification géotechnique de l'ouvrage étudié (ouvrage simple, courant ou sensible) [52].

Il est intéressant, d'un point de vue didactique, de développer les deux approches dans le cas de l'équilibre limite d'un coin de Coulomb pour un sol renforcé par une inclusion (figure 15), même si ce mécanisme de rupture n'est pas le plus critique pour de nombreux ouvrages. Les équations seront écrites ici en termes de forces projetées sur le plan de rupture. Dans d'autres mécanismes de rupture, comme par exemple une rupture circulaire, elles peuvent être écrites en termes de contraintes ou encore en termes de moments des forces autour du centre de rotation.

■ Dans l'approche traditionnelle, la composante maximale mobilisable de la traction T_n dans le renforcement est donnée par (cf. § 3.2) :

$$T_n \text{ (renforcement)} = \min (R_n, \pi D L_s q_s)$$

La composante, le long du plan de rupture potentielle, de la résultante des efforts extérieurs, dans lesquels sont inclus les efforts des renforcements, s'écrit :

$$T_{ext} \text{ (actions)} = W \sin \alpha - \frac{T_n}{F_R} \cos (\alpha + \theta)$$

avec W poids du volume de sol en équilibre limite,

F_R facteur de sécurité sur le renforcement pris égal à 1,5,

θ angle d'inclinaison des renforcements par rapport à l'horizontale,

α angle d'inclinaison sur l'horizontale du plan de rupture potentielle considérée.

Dans l'étude de la stabilité, l'angle α est à optimiser pour trouver le plan de rupture le plus critique vis-à-vis de la stabilité.

L'effort résistant maximal mobilisable dans le sol renforcé le long du plan de rupture est donné par :

$$T_{max} \text{ (sol renforcé)} = \left\{ W \cos \alpha + \frac{T_n}{F_R} \sin (\alpha + \theta) \right\} \tan \varphi + \frac{H}{\sin \alpha} c$$

avec H hauteur du soutènement,

φ angle de frottement,

c cohésion du sol.

Le coin de sol est considéré comme stable si on a l'inégalité suivante :

$$T_{max} \text{ (sol renforcé)} / T_{ext} \text{ (actions)} = F_S \geq 1,5$$

■ Dans l'approche aux coefficients partiels de sécurité, la composante maximale de la traction T_n dans le renforcement est donnée par :

$$T_n \text{ (renforcement)} = \min \left[\frac{R_n}{\Gamma_{m, R_n}}, \frac{\pi D L_s q_s}{\Gamma_{m, q_s}} \right]$$

où Γ_{m, R_n} et Γ_{m, q_s} sont les coefficients de sécurité partiels, respectivement sur la résistance en traction R_n du renforcement et sur le frottement latéral unitaire limite q_s .

Dans le cas d'un mur en sol cloué, classé comme un ouvrage sensible, et pour une combinaison fondamentale des actions, ces coefficients ont les valeurs suivantes : le coefficient Γ_{m, R_n} vaut 1,15 tandis que le coefficient Γ_{m, q_s} vaut 1,5, si le frottement latéral unitaire a été mesuré sur le terrain par des essais d'arrachement en place, et 1,9, s'il a été estimé à partir d'abaques. Ces valeurs différentes montrent comment l'approche aux coefficients de sécurité partiels tient compte du niveau d'incertitude de chaque paramètre en liaison avec la méthode de détermination de la valeur de ce paramètre.

La composante, sur le plan de rupture, de la résultante des efforts extérieurs s'écrit :

$$T_{ext} \text{ (actions)} = W \Gamma_G \sin \alpha - T_n \cos (\alpha + \theta)$$

avec Γ_G coefficient de pondération sur le poids volumique γ du sol, pris égal à 1,1 pour une combinaison fondamentale des actions.

L'effort résistant maximal mobilisable dans le sol renforcé, le long du plan de rupture, est donné par :

$$T_{max} \text{ (sol renforcé)} = \left\{ W \Gamma_G \cos \alpha + T_n \sin (\alpha + \theta) \right\} \frac{\tan \varphi}{\Gamma_{m, \varphi}} + \left\{ \frac{H}{\sin \alpha} \right\} \frac{c}{\Gamma_{m, c}}$$

Le coin de sol renforcé est alors considéré comme stable si l'on a l'inégalité suivante :

$$\Gamma_{s3} T_{ext} \leq T_{max}$$

L'étude de la stabilité du coin de sol renforcé dans les deux approches permet d'obtenir des correspondances entre les coefficients de sécurité traditionnels et les nouveaux coefficients de sécurité partiels (tableau 3). Ces correspondances ne sont pas des équivalences puisqu'elles dépendent du type de mécanisme de rupture considéré.

Tableau 3 – Correspondance entre les coefficients de sécurité de l'approche traditionnelle et les coefficients de sécurité partiels de l'approche aux états limites

Paramètres	Coefficients de sécurité	
	Approche traditionnelle	Approche avec coefficients partiel de sécurité
Efforts normal dans le renforcement T_n	F_R	$\Gamma_G \Gamma_{m, R_n}$ (rupture de l'inclusion) $\Gamma_G \Gamma_{m, q_s}$ (rupture par arrachement de l'inclusion)
Angle de frottement interne du sol φ	F_S	$\Gamma_{s3} \Gamma_{m, \varphi}$
Cohésion du sol c	F_S	$\Gamma_{s3} \Gamma_{m, c} \Gamma_G$

4.3 Durabilité et comportement à long terme

Les ouvrages en sol renforcé sont classés en trois catégories : ouvrages provisoires, temporaires et permanents, suivant leur durée de service. Les limites entre ces catégories varient suivant le règlement et le type de renforcement. À titre d'exemple, pour le clouage des sols, la durée de service d'un ouvrage provisoire est inférieure à 18 mois, celle d'un ouvrage temporaire est inférieure à 30 ans, tandis que les ouvrages permanents sont calculés pour 100 ans.

Des problèmes de durabilité et de comportement à long terme se posent pour les ouvrages temporaires et permanents. La résistance d'un renforcement, mesurée à court terme avant la mise en place, peut évoluer au cours du temps sous les effets suivants :

- (1) agressions mécaniques pendant la mise en place sous l'effet du compactage ;
- (2) diminution de la section, le plus souvent non uniformément, sous l'effet de la corrosion pour les armatures métalliques ;
- (3) diminution de la résistance mécanique, indépendamment de la variation de section, sous l'effet de l'hydrolyse pour les renforcements en polyester et sous l'effet de l'oxydation pour les renforcements en polyéthylène ;
- (4) diminution de la résistance sous l'effet du fluage du matériau constitutif du renforcement.

Dans le cas des renforcements métalliques, le phénomène (2) est prépondérant et le dimensionnement en tient compte par un coefficient réducteur sur la section (principe des surépaisseurs sacrifiées utilisé pour les renforcements métalliques en remblai et en déblai). Dans le cas des renforcements géosynthétiques, les phénomènes (1), (3) et (4) sont prépondérants et l'on applique un ensemble de coefficients réducteurs sur la résistance à court terme. Ces coefficients de réduction sont à distinguer des coefficients de sécurité partiels, qui sont appliqués sur les valeurs caractéristiques des résistances pour tenir compte de la variabilité des renforcements à la « production ».

4.4 Méthodes aux états limites de service (ELS)

Le dimensionnement aux états limites de service d'un ouvrage en sol renforcé se fait à l'aide d'un **calcul en déformation**, par opposition au dimensionnement aux états limites ultimes qui se fait à l'aide d'un calcul à la rupture. La prévision des déformations est importante notamment pour les soutènements en site urbain, où les bâtiments existants ne peuvent pas tolérer des déplacements trop importants. Il convient de distinguer trois types de méthodes de calcul aux états limites de service.

4.4.1 Méthodes des éléments finis et des différences finies

On peut distinguer un premier groupe de méthodes qui consistent à résoudre numériquement les équations d'équilibre et de comportement pour l'ensemble de l'ouvrage en sol renforcé, en utilisant des lois de comportement plus ou moins complexes pour chacun des matériaux : sol, renforcement et interface sol-renforcement. L'intérêt de ces méthodes, comme par exemple la méthode des éléments finis ou celle des différences finies, est en fait limité par la connaissance relativement réduite de la loi de comportement réelle du sol et de l'état initial des contraintes dans le sol. Même si ces méthodes sont très utiles pour comprendre le comportement des ouvrages, elles ne sont que rarement utilisées en pratique pour dimensionner les ouvrages.

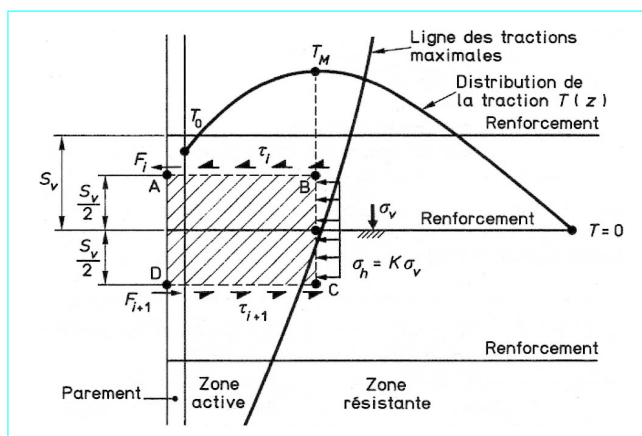


Figure 16 – Principe de la méthode de l'équilibre local

4.4.2 Méthode de l'équilibre local

La méthode de l'équilibre local, qui fut développée pour la première fois pour la Terre Armée, consiste à étudier l'équilibre d'une tranche de sol et de parement autour d'un élément de renforcement horizontal (figure 16). Comme l'état des contraintes et des déformations dans ce volume réduit de sol dépend du comportement d'ensemble de l'ouvrage, il faut faire appel à un certain nombre d'hypothèses ainsi qu'à des résultats de mesures sur des ouvrages réels similaires pour pouvoir résoudre le problème.

Il est classiquement supposé que les contraintes tangentielles $\tau_i(x)$ et $\tau_{i+1}(x)$ sur les faces supérieure et inférieure s'équilibrent ainsi que les efforts tranchants horizontaux dans le parement. Par ailleurs, le cisaillement τ est nul au point de traction maximale T_M (T est maximale et sa dérivée, proportionnelle à τ , est nulle) et les directions horizontale et verticale sont directions principales pour les contraintes. La face arrière de la tranche est alors prise verticale au point de traction maximale T_M , ce qui permet d'écrire simplement l'équilibre horizontal de la tranche sous la forme suivante :

$$T_M = S_v S_h K \sigma_v(z)$$

avec S_v et S_h espacements vertical et horizontal,

$\sigma_v(z)$ contrainte verticale à la profondeur z et au point de traction maximale,

K coefficient reliant la contrainte horizontale à la contrainte verticale (figure 17).

Les hypothèses précédentes sont à compléter à la fois par la connaissance du coefficient K , lequel peut être interprété comme un coefficient moyen de poussée des terres le long de la ligne des T_M , et par la distribution de la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ en fonction de la profondeur. La figure 17 présente les courbes expérimentales $K(z)$ prises en compte dans les recommandations américaines pour différents types de renforcements en fonction de leur extensibilité [8]. La distribution de la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ le long d'un renforcement horizontal est supposée non uniforme et de type Meyerhof pour les remblais renforcés quasi inextensibles (norme NF P 94-220). Connaissant la distribution des efforts dans chaque renforcement aux états de service et sa loi de comportement, il est alors même possible d'évaluer une partie des déformations de l'ouvrage en service.

Cette méthode s'avère bien adaptée pour le dimensionnement aux états limites de service des techniques de renforcement de remblai qui sont relativement bien standardisées. En effet, le coefficient $K(z)$ et la distribution de contraintes $\sigma_v(z)$ doivent être connus à partir de mesures réalisées sur des ouvrages en service. Cependant, pour les autres techniques et notamment pour les ouvrages en sol cloué, qui sont utilisés dans tous les types de sol et avec des géométries très variables, une telle méthode ne peut pas être développée.

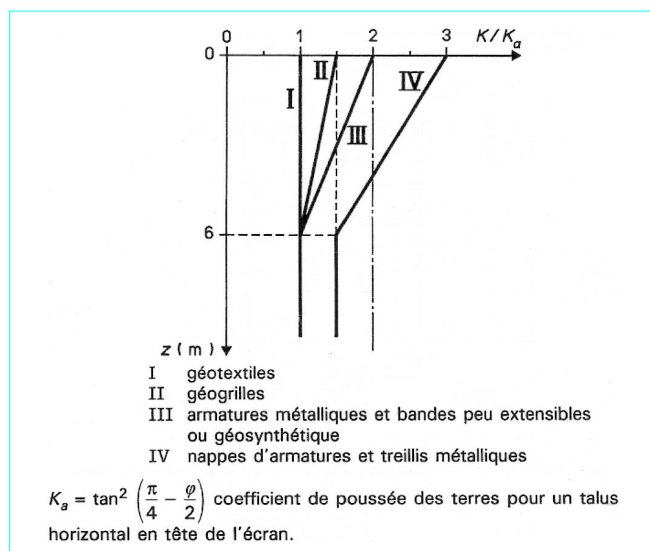


Figure 17 – Variation du coefficient K suivant l'extensibilité du renforcement [8]

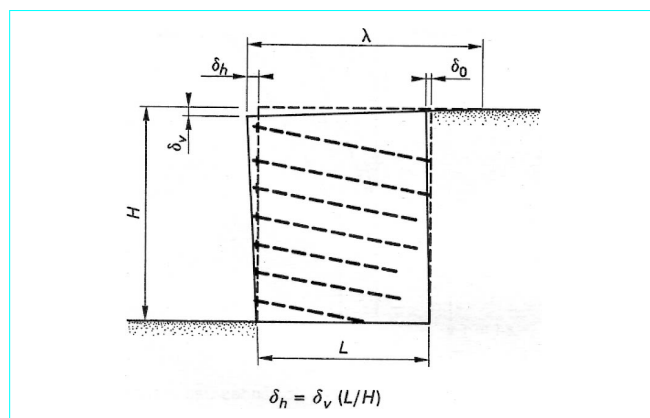


Figure 18 – Déformations schématisques d'un mur en sol cloué [30]

Tableau 4 – Règles semi-empiriques d'estimation des déplacements [30]

	Sols semi-rocheux	Sables	Argiles
$\delta_v = \delta_h$	$H/1\ 000$	$2\ H/1\ 000$	$4\ H/1\ 000$
κ	0,8	1,25	1,5

4.4.3 Méthodes semi-empiriques

Dans la technique du clouage des sols, la méthode actuellement recommandée pour évaluer les déformations des ouvrages en service est de type semi-empirique, en l'absence d'autres méthodes éprouvées (Recommandations Clouterre 1991 [30]). Les déplacements horizontal δ_h et vertical δ_v , qui sont maximaux en tête du mur en sol cloué, sont estimés à partir de la formule :

$$\lambda = H (1 - \tan \eta) \kappa$$

avec H hauteur du mur,

η fruit du parement,

κ coefficient d'amortissement,

λ distance sur laquelle les déplacements δ_h et δ_v s'amortissent (tableau 4 et figure 18).

Cette formule a été développée à partir de mesures réalisées sur des ouvrages en service, notamment dans le cadre du Projet National Clouterre (Recommandations Clouterre 1991 [30]).

4.5 Méthode aux états limites ultimes : calculs à la rupture

Les méthodes de dimensionnement à la rupture des ouvrages en sol renforcé ont été développées à partir des observations réalisées sur les mécanismes de rupture réelle. Dans le cas des remblais renforcés quasi inextensibles, le massif de sol renforcé se comporte le plus souvent comme un bloc rigide, pourvu que le dimensionnement interne ait été bien fait. Par contre, dans le cas des remblais renforcés extensibles ainsi que dans les ouvrages en sol cloué, on observe souvent des déformations au sein du massif renforcé qui peuvent évoluer vers le développement d'une surface de rupture interne. Ces constatations sont cependant à moduler suivant le dimensionnement fait pour chaque technique. En règle générale, on distingue les modes de rupture externe, dans lesquels le massif de sol renforcé se comporte comme un bloc rigide, et les modes de rupture internes au massif de sol renforcé, dans lesquels apparaissent généralement des surfaces de rupture qui coupent le massif de sol renforcé.

4.5.1 Stabilité externe du massif de sol renforcé

La stabilité externe d'un massif de sol renforcé, considéré comme un bloc rigide, s'étudie en analysant les trois modes de rupture suivants :

- (1) renversement ;
- (2) glissement du massif sur la base ;
- (3) poinçonnement du sol de fondation, de manière similaire à ce qui est fait pour un mur poids en béton ou en maçonnerie (cf. article *Murs de soutènement* [C 244] dans cette rubrique).

4.5.2 Analyse des surfaces de rupture potentielle

En dehors des trois modes de rupture mentionnés ci-avant, il convient d'étudier aussi un mécanisme de rupture beaucoup plus fréquent et général qui consiste en la formation d'une surface de glissement. Le volume de sol renforcé ou non, délimité par cette surface, se comporte pendant la rupture comme un bloc rigide. Trois types de surfaces de rupture potentielle sont à considérer (figure 19) : les surfaces internes qui coupent tous les renforcements, les surfaces mixtes qui n'en coupent qu'une partie et les surfaces externes qui n'en coupent aucun, relevant ainsi de l'instabilité externe.

Le dimensionnement à la rupture d'un ouvrage en sol renforcé consiste à étudier notamment l'ensemble des surfaces de rupture potentielle afin d'en déterminer la plus critique. La forme de ces surfaces peut être des plus simples, c'est-à-dire plane. Cependant, ce type de mécanisme est trop simplifié et peut conduire à un dimensionnement incorrect. Il convient d'étudier au moins des surfaces de rupture circulaires. Dans le cadre de l'analyse limite et du calcul à la rupture, les surfaces étudiées sont des spirales logarithmiques. Cependant, il s'est avéré que, pour les ouvrages de soutènement, les mécanismes à plusieurs blocs sont parfois les plus critiques et devraient aussi être étudiés [14]. Dans la pratique, ce sont les surfaces de rupture circulaires qui sont étudiées systématiquement à l'aide de la méthode des tranches ou de la méthode des perturbations. Ces méthodes ont été étendues aux ouvrages en sol renforcé et validées sur de nombreux cas de rupture réelle [47].

Dans la stabilisation des pentes instables par clouage (cf. § 6.1), notamment lorsqu'il a été mis en évidence une surface de rupture existante, à l'aide de mesures inclinométriques, il est nécessaire

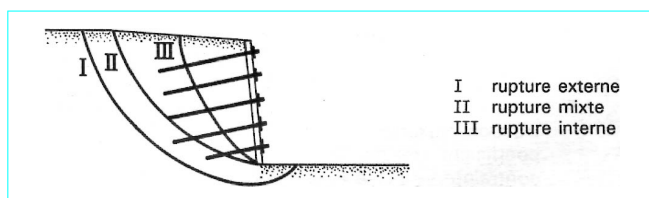


Figure 19 – Types de surfaces de rupture potentielle à analyser

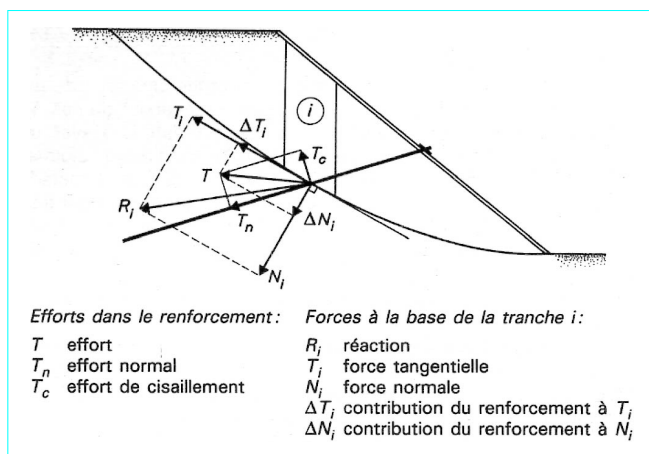


Figure 20 – Calcul de la stabilité d'un massif de sol renforcé par la méthode des tranches

d'étudier, toujours par les mêmes méthodes, la surface de rupture réelle qui est de forme quelconque. Pour écrire l'équilibre limite du volume de sol délimité par la surface de rupture, les renforcements sont pris en compte en incluant, dans toutes les équations, les efforts dans les renforcements à leur intersection avec la surface de rupture potentielle considérée (figure 20). La contribution de ces efforts est double : ils diminuent la résultante des efforts extérieurs τ_{ext} par leur composante tangentielle et augmentent la résistance au cisaillement du sol τ_{max} par leur composante normale à la surface de rupture, à condition que les inclusions travaillent en traction et non pas en compression.

4.6 Chargements particuliers

4.6.1 Séismes

Dans les ouvrages en sol renforcé, les surcharges dynamiques sont prises en compte de la même manière que dans les ouvrages de soutènement non renforcés, en introduisant des forces pseudostatiques selon la méthode dite de Mononobe-Okabe (cf. article *Ouvrages de soutènement. Poussée et butée* [C 242] dans cette rubrique et Recommandations AFPS 1990 [32]. Il convient par ailleurs de prendre en compte la réduction du frottement latéral limite due à la diminution de la contrainte verticale σ_v sous l'effet de la composante verticale de l'accélération. Enfin, l'inertie du parement, le plus souvent en béton, peut avoir une influence non négligeable sur les déplacements [33].

4.6.2 Influence du gel

L'influence du gel sur les ouvrages en sol renforcé peut être néfaste si le sol renforcé est gélif [16]. Le gonflement du sol gélif au voisinage du parement peut engendrer des augmentations de traction dans les renforcements de l'ordre de 10 à 100 % et provoquer un poinçonnement du parement par les têtes des renforcements [50]. La solution la plus couramment utilisée consiste à isoler le sol gélif derrière le parement, pour empêcher le gel de l'atteindre.

5. Techniques de soutènement en remblai renforcé

En France, les ouvrages de remblai en sol renforcé sont classés en ouvrages quasi inextensibles si leur module équivalent E_{eq} est supérieur à 20 MPa et en ouvrages extensibles si E_{eq} est inférieur à 20 MPa (cf. § 3.3), mais cette limite serait à revoir.

5.1 Murs quasi inextensibles en sol de remblai renforcé

5.1.1 Murs renforcés par armatures, bandes ou treillis métalliques

Les murs en sol de remblai renforcé quasi inextensibles et souples regroupent les techniques suivantes : murs et culées en Terre Armée, murs VSL (bandes de treillis métalliques), murs en sol renforcé par treillis métalliques horizontaux. Dans ces techniques, les armatures ne présentent la plupart du temps qu'une rigidité en flexion très faible. La méthode de dimensionnement initialement développée pour la Terre Armée [21] a été étendue en 1992 à l'ensemble des ouvrages en remblai renforcé quasi inextensibles et souples (norme NF P 94-220). Ces ouvrages sont justifiés aux états limites ultimes avec coefficients partiels de sécurité vis-à-vis de la stabilité externe (poinçonnement de la fondation, glissement de la base) et d'une rupture circulaire coupant ou non le massif de sol renforcé. La justification aux états limites de services se fait par la méthodes de l'équilibre local, qui permet de connaître les tractions en service dans chaque lit ou nappe de renforcement.

5.1.2 Murs Tervoile®

En plus du renforcement de remblai par bandes et treillis métalliques horizontaux, il existe une technique de renforcement par voiles ou treillis métalliques verticaux (procédé Tervoile®, figure 21). Du fait de l'interaction continue entre les éléments de renforcement et le sol, il y a un effet de renforcement du sol, mais à cause de la géométrie, le mur s'apparente aussi à un mur cellulaire. Le comportement est donc complexe et il convient de justifier ce type d'ouvrage comme un remblai renforcé quasi inextensible, mais aussi comme un mur de type cellulaire.

5.1.3 Murs en sol de remblai renforcé par bandes de géosynthétiques

Les ouvrages en sol renforcé par armatures en géosynthétique, comme par exemple des bandes de Paraweb (murs Freyssisol), se comportent en service de manière similaire aux remblais renforcés

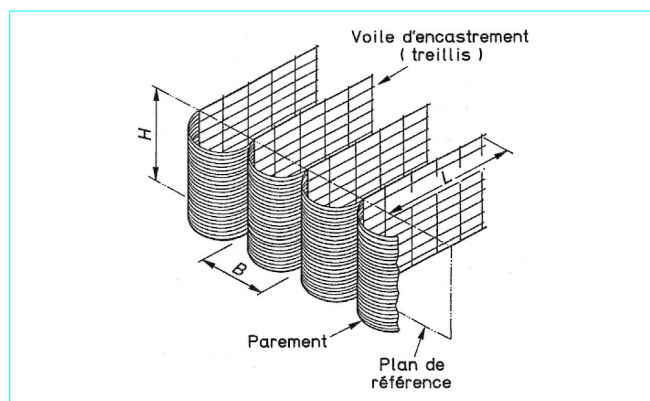


Figure 21 – Procédé Tervoile de renforcement par voiles verticaux

quasi inextensibles même si, formellement, ils sont classés dans les ouvrages extensibles (figure 14). Ils sont dimensionnés de façon similaire en prenant, dans la méthode de l'équilibre local, des valeurs de $K(z)$ conformes aux mesures effectuées sur les ouvrages en service et en tenant compte, pour les ouvrages temporaires et permanents, de la nature géosynthétique des éléments de renforcement (cf. § 4.3 et norme PrG 38-062).

5.2 Murs extensibles en sol de remblai renforcé

5.2.1 Murs renforcés par nappes de géotextiles

Les remblais renforcés par des nappes en géotextile ou produits apparentés (géogrille) se classent pour la plupart dans les ouvrages extensibles. Ils sont justifiés aux états limites ultimes avec coefficients de sécurité partiels, vis-à-vis de la stabilité externe (poinçonnement de la fondation, glissement sur la base) et d'une rupture circulaire coupant ou non le massif de sol renforcé (norme Pr G 38-062). Il n'existe pas actuellement de méthode simple, de type équilibre local, permettant de faire un calcul aux états limites de service. Pourtant, dans ce type d'ouvrage, la prise en compte des déformations serait tout à fait souhaitable car les charges limites prédites à l'aide du calcul à la rupture, qui se fait sans tenir compte des déformations, sont souvent sous-estimées.

De plus, le parement, qui peut être constitué par les nappes repliées sur elles-mêmes (figure 22) ou par des éléments de type cellulaire (bacs en béton, sacs de sable, pneus, etc.) participe à la stabilité d'ensemble, ce qui n'est pas souvent pris en compte.

Les géosynthétiques sont utilisés en soutènement avec tout type de sol, frottant aussi bien que cohérent, alors que les murs en sol de remblai renforcé et quasi inextensibles sont plutôt construits avec des sols frottants. Récemment sont apparus des géotextiles multifonctions, appelés géocomposites, qui jouent à la fois un rôle de renforcement et de drainage [48]. Avec ces géocomposites, il est possible d'utiliser comme matériau de remblai des sols cohérents à très forte teneur en eau, de l'ordre de 100 %, et à des degrés de saturation importants, très au-dessus de l'optimum Proctor. Au niveau des renforcements, des suctions se développent dès la construction tandis que la consolidation du sol de remblai augmente sa résistance mécanique à long terme. Ces deux phénomènes ont pour effet d'augmenter la stabilité de l'ouvrage.

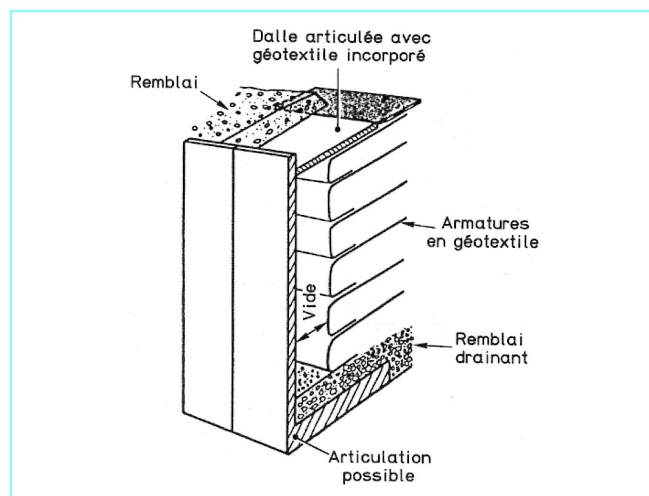


Figure 22 – Procédé EBAL-LCPC de renforcement de remblai par géotextiles

5.2.2 Le Pneusol

Parmi les ouvrages en sol de remblai renforcé et extensibles, il convient de mentionner, en outre, la technique du Pneusol qui consiste à assembler en plan des pneus, entiers ou découpés, pour former des nappes de renforcements extensibles [23]. Les premiers ouvrages utilisant cette technique avaient été construits avec un parement trop rigide par rapport à l'extensibilité des renforcements. La tendance actuelle de parement, remplis de terre végétalisée. Ils peuvent être ainsi associés avec des nappes de treillis métalliques (procédé Armapneusol®) ou avec des nappes géotextiles (procédé Pneutex®).

5.3 Renforcements tridimensionnels

La complexité de l'interaction entre le sol et les éléments de renforcement tridimensionnels ainsi que la grande diversité de ces éléments ne permettent pas d'analyser ce type de matériaux avec une approche discrète similaire aux renforcements linéaires et bidimensionnels. Par exemple, dans le cas du Tensol®, qui est le matériau renforcé tridimensionnel le plus couramment utilisé et qui sera traité ici, la longueur de fil par mètre cube de sol renforcé varie entre 100 et 200 km pour une teneur pondérale en fil de l'ordre de 0,1 à 0,2 % [20].

Même si, dans de telles techniques, on cherche à mélanger le sol avec le renforcement de la manière la plus aléatoire possible, la procédure de mise en place provoque toujours une certaine anisotropie du matériau et de sa résistance mécanique. On définit alors habituellement, pour le matériau composite obtenu, une cohésion et un angle de frottement interne, fonctions de l'angle d'inclinaison entre le plan de cisaillement étudié et le plan de dépôt (figure 23) [19].

Les applications du Tensol en soutènement sont de deux types. Il peut être utilisé pour former un mur poids, encastré dans le sol de fondation par une bêche, pour retenir un sol de remblai. Le deuxième type d'application concerne la stabilisation de talus raidis. Un massif de Tensol a la propriété remarquable, par rapport à un mur poids classique en béton, d'être aussi déformable que le sol de déblai ou remblai et il présente l'avantage de pouvoir être construit rapidement sans coffrage (figure 24).

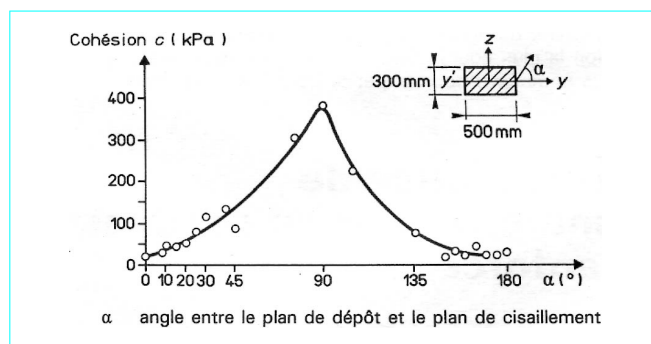


Figure 23 – Anisotropie du Teksol mesurée à la boîte de cisaillement direct [19]

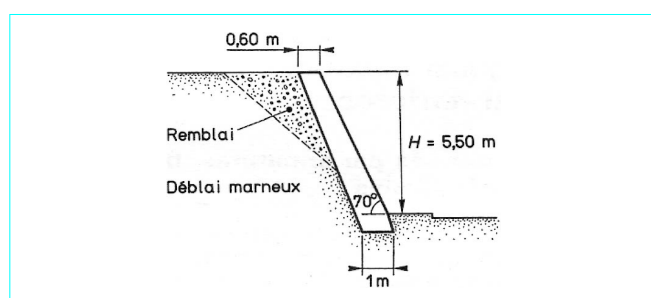


Figure 24 – Exemple de mur en Teksol à Argenteuil [19]

Les ouvrages en Teksol doivent être justifiés en étudiant :

(1) la stabilité externe du massif de sol renforcé de la même manière qu'un mur de soutènement classique (poinçonnement du sol de fondation, glissement sur la base et renversement sous l'effet de la poussée) ;

(2) la rupture par surface circulaire en prenant en compte, dans le calcul, la résistance du Teksol coupé par la surface de rupture potentielle en fonction de l'anisotropie des caractéristiques mécaniques. Ces dernières sont déterminées en laboratoire à partir d'essais à la boîte de cisaillement. Dans le cas des ouvrages inclinés de moins de 65°, il a été vérifié que la stabilité externe du massif en Teksol est automatiquement assurée et donc n'est pas à vérifier.

Il existe un dernier mode de rupture spécifique à ces ouvrages et qui consiste en un basculement vers l'avant du massif avec écrasement du Teksol en pied du mur. L'analyse de ce mode de rupture se fait en vérifiant que la contrainte en pied ne dépasse pas la résistance en compression simple.

6. Renforcement des sols en place par clouage

De manière similaire aux techniques de renforcement des sols de remblai, plusieurs techniques de renforcement des sols en place ont été développées. Le terme clouage est utilisé comme terme générique pour désigner à la fois les techniques de renforcement en soutènement par lits subhorizontaux d'inclusions et celles en stabilisation des pentes par rangées verticales d'inclusions. En fondations, où l'on utilise le plus souvent des micropieux comme inclusions, on parle plus de renforcement par groupes ou réseaux de micropieux. Le succès du clouage, grâce notamment au Projet

National Clouterre, est tel qu'il a été récemment étendu à la stabilisation du front de taille des tunnels [24].

6.1 Stabilisation des pentes instables

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, résistant principalement à la traction, elles sont placées subhorizontalement. Quand elles sont résistantes à la flexion, elles sont généralement disposées verticalement ou perpendiculairement à la surface de glissement. Le déplacement du sol instable se traduit par une pression appliquée sur l'inclusion au contact sol-inclusion (cf. § 2.2.2) qui mobilise préférentiellement les efforts de cisaillement et de flexion dans les renforcements de grande inertie.

Les renforcements les plus couramment utilisés sont de trois types :

- des **micropieux** dont l'élément de renforcement est constitué par une barre ou un tube d'acier de petit diamètre (20 à 40 mm) et qui, par suite de leur faible inertie, sont mis en place avec une forte densité d'environ un clou pour 4 m² ;

- des **palplanches ou profilés métalliques** (pieux H, pieux I, etc.) de dimension maximale en section allant de 0,10 à 0,30 m, et qui sont généralement placés verticalement sur une ou plusieurs files en quinconce ;

- des **pieux de gros diamètre** ou des **barrettes de paroi moulée**, de dimension maximale en section allant de 0,5 à 3,0 m, qui sont placés verticalement sur une file, voire sur deux, et qui peuvent être retenus en tête dans certains cas par une poutre de liaison et des tirants. Ils ne constituent pas à proprement parler un clouage de la pente compte tenu de leur caractère ponctuel, mais ils sont inclus ici car leurs méthodes de calcul sont similaires à celles de clouage.

Les premiers dimensionnements de clouage des pentes furent réalisés en considérant un état d'équilibre limite du sol autour du clou (répartition de pression de Brinch Hansen). Cette approche s'est révélée inappropriée à la modélisation de l'interaction sol-clou [6].

L'analyse de la stabilité des pentes instables se fait à l'aide d'un calcul à la rupture dans lequel sont pris en compte les efforts dans les renforcements à leur intersection avec la surface de rupture.

Dans l'analyse de la stabilité, il convient d'estimer les déplacements relatifs des clous et du sol environnant afin d'évaluer les efforts mobilisés dans les clous et par suite les forces stabilisatrices correspondantes à prendre à compte sur la surface de glissement. Ce calcul peut être fait en considérant ou non la mobilisation des efforts avant que les critères de rupture ne soient atteints. Le calcul avec prise en compte de la mobilisation des efforts dans les inclusions nécessite la connaissance des lois d'interaction sol-inclusion ainsi que du champ des déplacements du sol qui est soit mesuré sur le terrain, soit construit à partir d'hypothèses simples. Cette approche a été développée dans le logiciel Prosper [12]. Cependant, le calcul des efforts dans les clous à la rupture peut être effectué, sans avoir besoin de faire de mesures ou d'hypothèse sur le champ des déplacements, en utilisant l'ensemble des critères de rupture des interactions sol-inclusion. C'est le principe du multicritère (cf. § 3.2) qui est tout à fait adapté à une telle approche [37] [17] et est notamment utilisé dans le logiciel Talren pour dimensionner les confortations par clouage de pentes et talus instables.

La figure 25b montre un exemple de dimensionnement de la confortation par **inclusions** d'un remblai SNCF ancien instable, reposant lui-même sur un versant instable, calculé en utilisant la méthode du multicritère (logiciel Talren). Des mesures inclinométriques ont montré l'existence de deux surfaces de rupture (figure 25a). Trois rangées de pieux métalliques foncés de 0,8 m de diamètre ont été utilisées avec un espacement de 2,5 m. Ces pieux de forte inertie ont eu pour effet de ralentir très rapidement les mouvements.

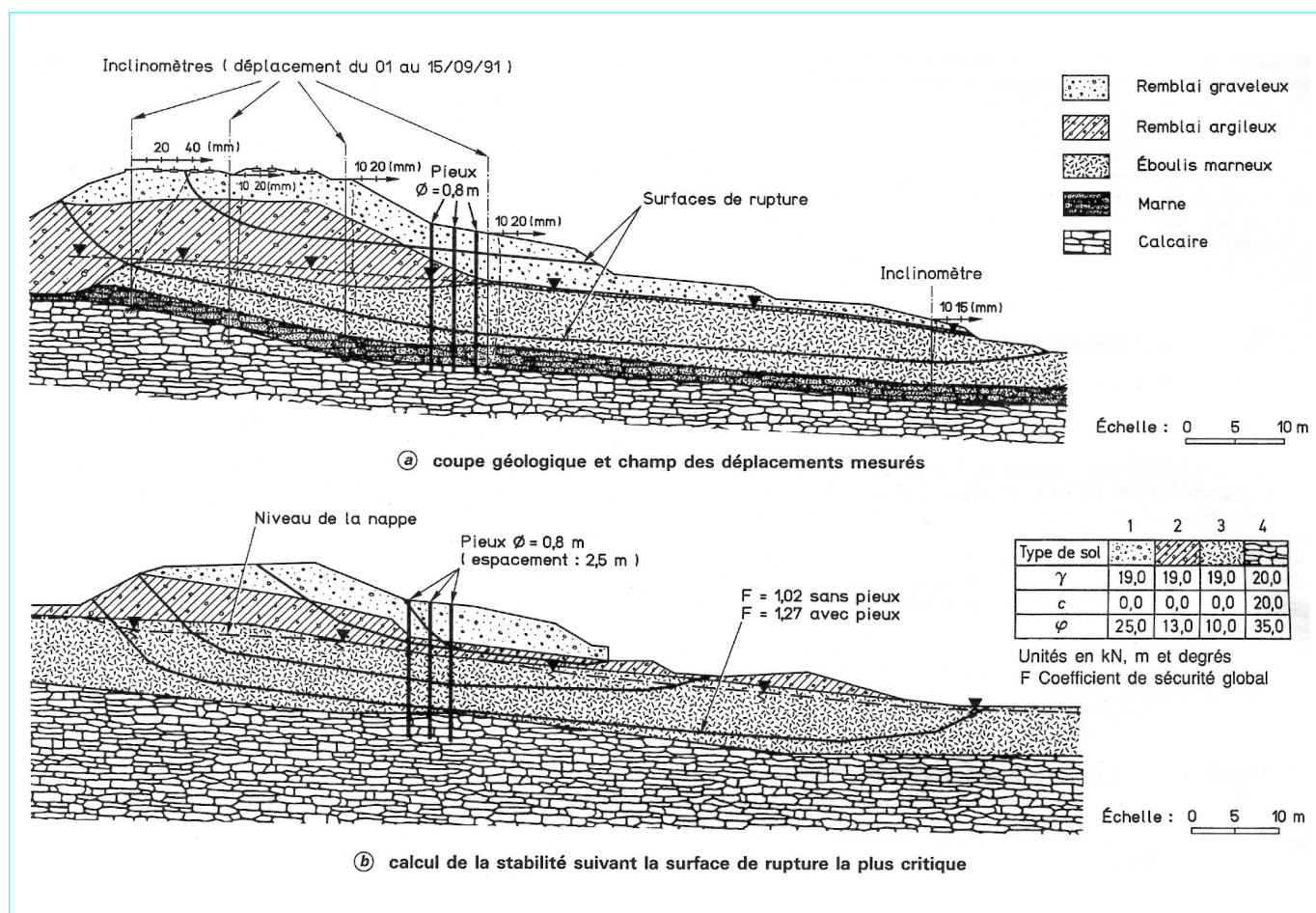


Figure 25 – Confortation d'un remblai SNCF par clouage de la pente et du talus (ligne Paris-Lyon, km 23)

Tableau 5 – Ordre de grandeur des caractéristiques dimensionnelles des murs en sol cloué [30]

Caractéristiques	Ouvrage à maillage serré (1)	Ouvrage à maillage large (2)
Longueur des clous	0,5 à 0,7 H	0,8 à 1,2 H
Nombre de clous par m ² de parement	1 à 2	0,15 à 0,4
Périmètre des clous	150 à 200 mm	200 à 600 mm
Résistance en traction de l'armature	120 à 200 kN	100 à 600 kN
Densité de clouage	0,4 à 1,5	0,13 à 0,6

(1) Armatures battues ou vibro-foncées, armatures scellées de petit diamètre.

(2) Armatures de gros diamètre scellées dans le terrain.
H hauteur du mur

Il est à noter que toutes ces méthodes sont développées dans l'hypothèse de déformations planes et ne permettent pas de prendre en compte les aspects tridimensionnels et notamment les effets de voûte ou d'ombre entre les clous [7].

6.2 Clouage en soutènement

Le premier mur en sol cloué a été réalisé en France en 1972 (mur à Versailles). La technique consiste à renforcer un sol en place, au fur et à mesure de son excavation (cf. chapitre *Murs de soutènement*), en plaçant des inclusions subhorizontales dans le sol et en réalisant un parement le plus souvent en béton projeté, renforcé par une ou deux nappes de treillis. Plusieurs types d'inclusions sont utilisés, qui correspondent en quelque sorte à des techniques différentes, désignées toutes sous le terme générique de clouage (tableau 5). La première technique, la plus ancienne, et désignée sous le terme de Hurpinoise, du nom de son inventeur M. Hurpin, consiste à battre dans le sol des cornières métalliques de longueur assez courte, selon un maillage serré. La deuxième technique utilise des barres métalliques plus longues, scellées dans un forage et disposées selon un maillage plus large. Pour qu'un tel ouvrage se comporte comme un sol renforcé, il est indispensable de ne pas trop espacer les clous. La limite supérieure préconisée dans les Recommandations Clouterre 1991 se situe autour d'un clou pour 6 m² de parement.

La **densité de clouage**, qui est un paramètre sans dimension permettant de caractériser le clouage, dans le cas de géométries simples, est définie par :

$$d = \frac{T_L}{\gamma S_v S_h L}$$

avec T_L traction maximale mobilisable en tête des clous résultant du frottement latéral unitaire,
 γ poids volumique du sol,
 S_v espacement vertical,
 S_h espacement horizontal,
 L longueur des clous.

Ce paramètre fait abstraction de la résistance en traction simple des clous et représente l'effort maximal mobilisable par frottement latéral dans un clou, ramené au poids du sol correspondant à la maille de sol cloué.

Le développement rapide du clouage en France a été dû à deux facteurs principaux. D'une part, des raisons économiques : la technique est très rapide de mise en œuvre et ne nécessite qu'un équipement réduit, tout en pouvant s'adapter à tout type de sol et de géométrie. D'autre part, un important effort de recherche sur la technique, grâce au projet national Clouterre, a été réalisé en France de 1986 à 1991 [41] [46]. Le but de ce projet, orienté sur les ouvrages de soutènement, était de mieux connaître le comportement des murs en sol cloué, aussi bien en service qu'à la rupture, de donner les limites d'utilisation de la technique et de définir des règles de dimensionnement pour les ouvrages provisoires, temporaires et permanents (Recommandations Clouterre 1991 [30]). Le clouage des sols en soutènement présente deux limitations dans ses applications : il ne peut être utilisé que pour des sols hors nappe ou à l'abri d'un rabattement de nappe ; par ailleurs, les conditions de sol doivent permettre d'assurer à court terme la stabilité locale du sol pendant les phases intermédiaires d'excavation.

6.2.1 Comportement des murs en sol cloué

Le comportement des ouvrages en sol cloué durant leur construction et à la rupture a pu être étudié sur trois ouvrages expérimentaux en vraie grandeur construits dans le cadre du Projet National Clouterre, instrumentés et poussés jusqu'à la rupture [28].

Au cours des excavations successives, le sol qui va constituer le mur en sol cloué se décomprime latéralement en même temps qu'il se tasse. Il en résulte en fin de construction un léger déversement du parement où les déplacements horizontaux et verticaux sont maximaux en tête et du même ordre de grandeur (figure 26). Ces déplacements peuvent être estimés à partir de règles semi-empiriques (cf. § 4.4.3).

La répartition des efforts de traction dans les clous, en fin de construction, présente une grande similitude avec la répartition observée dans toutes les autres techniques de renforcement de remblai par armatures ou nappes, à savoir que la ligne des tractions maximales est située à quelque distance du parement (cf. § 3.1, figure 10). Il faut cependant noter que par rapport aux ouvrages en sol de remblai renforcé, qui sont construits du bas vers le haut et dans lesquels les lits de renforcements inférieurs sont les plus tendus, les murs en sol cloué sont construits en descendant et que les lits de renforcements inférieurs sont les moins chargés en fin de construction. Ils ne se mettent en tension que progressivement, après la construction, sous l'effet des charges de service et du fluage.

Parmi les modes de rupture d'un mur en sol cloué, il convient de distinguer la rupture interne et la rupture externe. Dans une rupture interne, le mur peut être détruit par cassure des clous ou par arrachement des clous hors du sol. Une rupture interne par cassure des clous a été provoquée dans le premier mur expérimental en vraie grandeur réalisé au CEBTP dans le cadre du Projet National Clouterre [27]. Une rupture interne par arrachement des clous s'est produite accidentellement sur le mur des Éparis, dans les Alpes, en 1981 [15]. Une rupture mixte, c'est-à-dire une rupture dans laquelle la surface de glissement passe à la fois dans et à l'extérieur du massif cloué, a été provoquée sur le troisième mur expérimental en vraie grandeur de Projet National Clouterre [44].

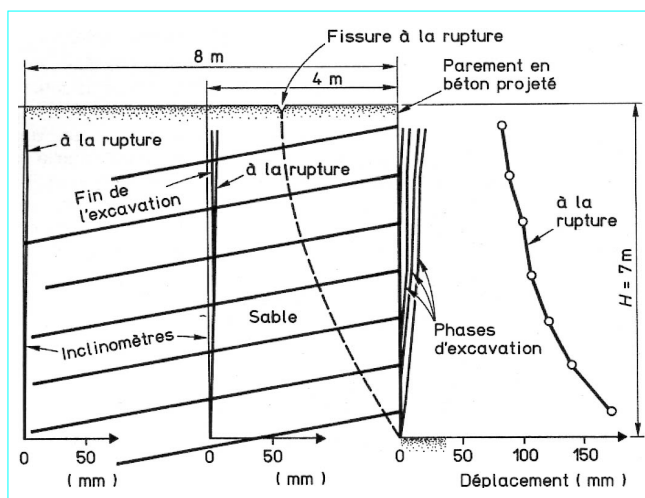


Figure 26 – Déformations du mur en sol cloué de l'expérimentation n° 1 au CEBTP (Projet National Clouterre)

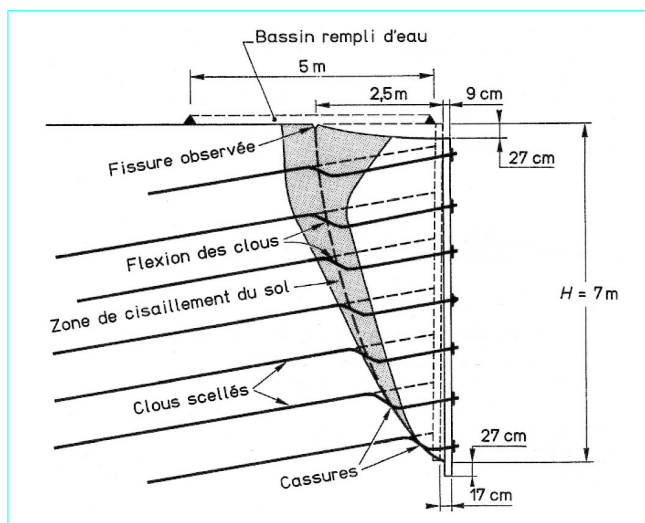


Figure 27 – Coupe à la rupture du mur en sol cloué de l'expérimentation n° 1 au CEBTP (Projet National Clouterre)

Il est à noter que, contrairement aux armatures ou nappes de remblais, les clous scellés sont en général rigides et peuvent résister à la flexion. Dans ce cas là, à la rupture, il ne se développe pas une surface de rupture franche autour de la ligne des tractions maximales mais une zone de sol cisailée dont l'épaisseur est fonction de la rigidité des renforcements (figure 27).

6.2.2 Dimensionnement

L'analyse actuelle des murs en sol cloué, aux états limites de service, repose uniquement sur une estimation des déplacements (cf. § 4.4.3).

L'analyse des murs en sol cloué aux états limites ultimes est le plus couramment faite en recherchant les surfaces de rupture potentielle circulaires les plus critiques (cf. § 3.1). Quand les clous possèdent

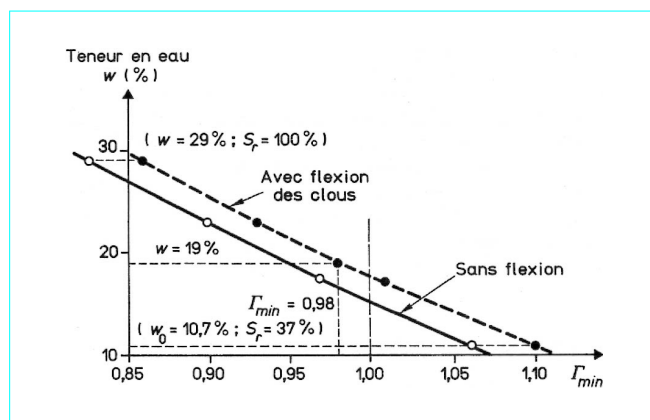


Figure 28 – Évolution du facteur de sécurité du mur en sol cloué de l'expérimentation n° 1 au CEBTP (Projet National Clouterre)

une certaine inertie, il convient de tenir compte de la rigidité en flexion en utilisant le principe du multicritère (cf. § 3.2). Cette méthode, développée notamment dans le logiciel Talren, a été validée sur tous les types de rupture observés et, notamment, sur le premier mur expérimental du projet Clouterre (figure 27) [47]. Ce mur en vraie grandeur fut poussé à la rupture en saturant progressivement le sol, ce qui eut pour effet d'augmenter le poids volumique, mais aussi de réduire la cohésion apparente initiale due à la non-saturation. À la rupture, la teneur en eau moyenne était de 19 %. Le coefficient Γ_{min} , qui mesure la différence entre le calcul et la réalité :

$$\Gamma_{min} \Gamma_{s3} \tau_{max} (\Gamma_Q) = \tau_{max} (\Gamma_m)$$

est égal à 0,98 (figure 28) en prenant en compte la flexion, et à 0,95 sans la prendre en compte, alors que si le calcul prédisait exactement la réalité, il conviendrait de trouver 1,0. Pour le type de clous scellés utilisés, on peut noter la faible influence, par ailleurs bénéfique, de la résistance à la flexion sur la stabilité.

6.2.3 Construction et contrôles

Contrairement à la plupart des techniques en sol de remblai renforcé où la stabilité est la plus critique en fin de construction, quand l'ouvrage est au plus haut, dans le cas des murs en sol cloué, ce sont les phases de construction qui sont les plus critiques. Il convient d'ailleurs d'étudier systématiquement la stabilité des phases d'excavation, dans lesquelles le pied de l'ouvrage, qui peut atteindre plusieurs mètres de haut, se retrouve excavé et non soutenu. Deux types d'instabilité doivent être étudiés ; une **instabilité locale** peut se manifester sous le parement par la rupture d'un petit volume de sol puis une **rupture généralisée** peut se développer si des mesures ne sont pas prises pour conforter cette instabilité locale. Un dernier type d'incident mérite attention, à savoir le **glissement du parement** dans les premières phases de construction, si ce parement n'est pas suffisamment « collé » au sol.

7. Fondations en sol renforcé

Le concept de renforcement des sols a été utilisé pour la première fois en soutènement en 1963 à Pragnères lors de l'invention de la Terre Armée. Très rapidement, ce concept a été étendu aux fondations superficielles, notamment aux radiers renforcés par armatures en acier et aux remblais renforcés par géotextiles, puis plus récemment aux fondations renforcées par des groupes ou des réseaux de micropieux.

7.1 Radiers avec éléments de renforcement horizontaux

Les radiers en sol renforcé par armatures métalliques du type Terre Armée n'ont pas eu le même succès que les ouvrages de soutènement. En effet, du fait de leur relative quasi-inextensibilité, ils ne peuvent pas être utilisés sur des sols de fondation médiocres, car ceux-ci se déforment beaucoup trop. L'utilisation de ces radiers reste limitée à la couverture de cavités ou de fontis.

Les méthodes de dimensionnement qui ont été développées consistent à calculer l'état des contraintes dans le sol pour en déduire les tractions dans les armatures. Cette étude peut être faite dans la phase élastique [34] ou plastique [2].

7.2 Remblais renforcés sur sols mous

Les remblais sur sols mous sont le plus souvent renforcés par une ou plusieurs nappes de géotextiles, de préférence à d'autres types de renforcement moins extensibles, du fait de la grande déformabilité requise par les tassements importants, de l'ordre du mètre ou plus, qui se produisent après chargement.

Dans le cas de sols très hétérogènes (sols karstiques avec fontis, sols mous renforcés par groupe de pieux), les renforcements fonctionnent comme séparateurs mais surtout comme membrane en reprenant une partie des efforts induits par les tassements différentiels de la fondation et l'on utilise préférentiellement des armatures ou des grillages métalliques quasi inextensibles. Ce type d'applications est à la limite du renforcement des sols et ne sera pas considéré ici.

Dans le domaine des remblais sur sol mou relativement homogène il convient de distinguer deux cas : les remblais de faible hauteur et ceux de grande hauteur. Pour les **remblais de faible hauteur**, les surcharges dynamiques peuvent être élevées, comparées au poids du remblai. Le géotextile, généralement placé à la base, assure alors plus une fonction de séparation entre le matériau de remblai et le sol de fondation qu'un rôle de renforcement en reprenant en traction une partie des efforts apportés par la surcharge. Dans les **remblais de grande hauteur**, les surcharges sont relativement petites par rapport au poids propre du remblai. Même si le géotextile a une fonction de séparation, son rôle est d'éviter une rupture localisée en renforçant le remblai. Seul ce dernier type de renforcement sera considéré ici.

Les méthodes de calcul en déformation (méthode des éléments finis) des remblais sur sol mou renforcés par géotextiles sont actuellement bien développées, mais restent encore du domaine de la recherche [51]. Le dimensionnement de tels ouvrages se fait aux états limite ultimes en étudiant les surfaces de rupture potentielle de forme circulaire les plus critiques. Dans ce type d'ouvrage qui subit aux états de service de grands tassements, la prise en compte des déformations des renforcements est importante. Des tentatives ont été faites dans cette direction en introduisant dans le calcul à la rupture le comportement en ancrage du géotextile et sa déformabilité [12]. Cependant le modèle est trop simple pour pouvoir rendre compte de manière satisfaisante du comportement réel.

7.3 Fondations en sol renforcé par groupes ou réseaux de micropieux

Un dernier type de renforcement des sols de fondation a été développé par Lizzi en utilisant des groupes ou réseaux de micropieux, de façon à enserrer un certain volume de sol entre un nombre suffisant de micropieux. Ce volume se comporte alors comme un sol renforcé et les micropieux, s'ils sont liaisonnés entre eux

constituent en outre un squelette structural au sein du sol, d'où le nom d'**effet de structure** (figure 29).

Le dimensionnement des réseaux de micropieux est encore relativement empirique. Généralement, la disposition géométrique et la densité de micropieux sont choisies empiriquement de façon à créer un volume de sol renforcé se comportant comme une structure. Celui-ci est ensuite étudié comme un mur poids, s'il est utilisé en soutènement, et comme une fondation massive, s'il est utilisé en fondation [22].

En ce qui concerne les groupes de micropieux utilisés en fondation, des méthodes de dimensionnement plus développées existent [9].

Dans l'un et l'autre cas, il est toujours possible d'effectuer un dimensionnement de la fondation en sol renforcé en considérant des surfaces de rupture potentielle et en effectuant une analyse à l'aide du multicritère. Il est important de savoir si ce type de rupture est représentatif de la réalité. La figure 30 montre le cas réel de la confortation par micropieux d'un remblai ferroviaire sur sol mou dont le dimensionnement a été effectué de cette manière. L'objectif du renforcement était d'arrêter des mouvements de fluage.

L'état des connaissances sur les groupes et réseaux de micropieux utilisés en fondation, en soutènement et en stabilisation des pentes, devrait évoluer au cours des prochaines années grâce au lancement en 1993 du Projet National Forever [43].

8. Conclusions

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

Historiquement, des méthodes de dimensionnement spécifiques ont été développées pour chaque technique. La tendance actuelle, avec le développement de normes, est d'harmoniser les méthodes de calcul entre les techniques similaires et d'utiliser des calculs aux états limites avec coefficients de sécurité partiels.

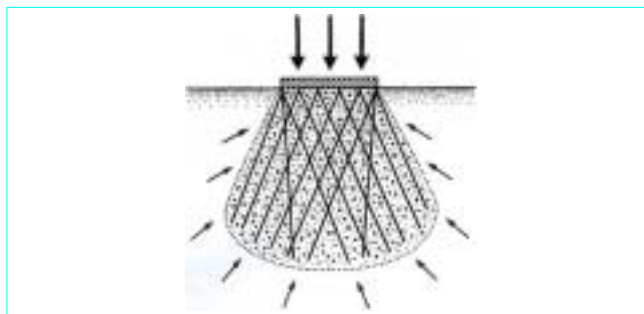


Figure 29 – Effet de structure dans un réseau de micropieux [22]

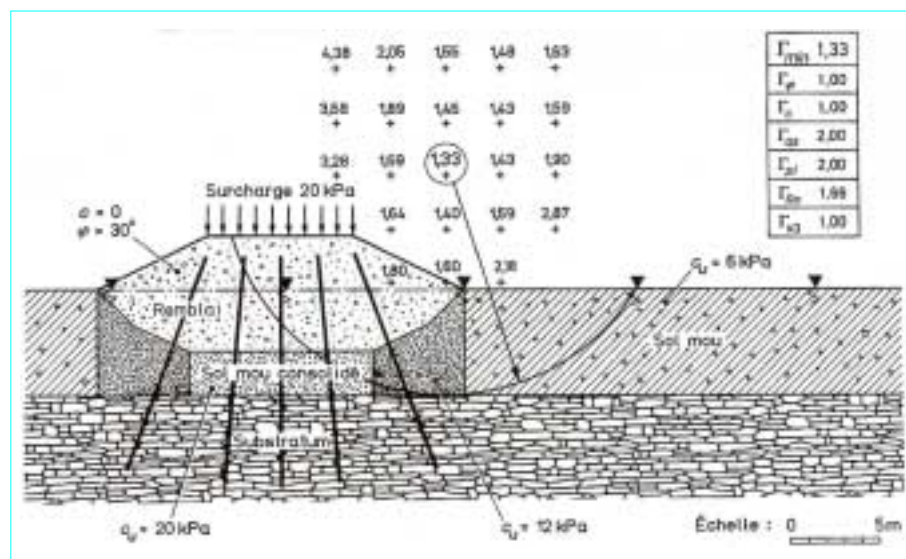


Figure 30 – Renforcement par micropieux de la fondation d'un remblai sur sol mou (doc. Terrasol)