

MINISTÈRE DE L'INDUSTRIE, DU COMMERCE ET DE L'ARTISANAT

BUREAU DE RECHERCHES GÉOLOGIQUES ET MINIÈRES

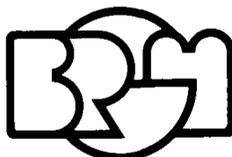
SERVICE GÉOLOGIQUE NATIONAL

B.P. 6009 - 45018 Orléans Cédex - Tél.: (38) 63.80.01

CONFORTEMENT DE VERSANTS NATURELS : OBJET ET MOYENS

par

J.-P. ASTE - M. DESURMONT - J.-M. SIMON



Département géotechnique

B.P. 6009 - 45018 Orléans Cédex - Tél.: (38) 63.80.01

78 SGN 027 GTC

Janvier 1978

RESUME

L'étude de la stabilité d'un versant naturel débouche en général sur le dimensionnement des moyens de confortement qu'il faut mettre en oeuvre soit pour améliorer sa tenue s'il est naturellement instable, soit pour y permettre la réalisation d'équipements liés à l'activité humaine.

Dans une première partie, le problème du confortement est situé dans l'ensemble de la démarche d'étude d'un versant. On y dresse une liste complète des actions possibles pour améliorer la stabilité d'un versant.

On s'attache ensuite à préciser plus en détail les différents dispositifs de drainage, les possibilités offertes par la terre armée, et les techniques utilisant les tirants d'ancrage et les boulons, qui constituent respectivement les deuxième, troisième et quatrième parties de ce texte.

AVANT PROPOS

Dans le cadre de ses interventions pour tiers, le département Géotechnique du B.R.G.M. est très souvent amené à étudier la stabilité de versants naturels et à proposer des dispositifs de confortement permettant soit d'améliorer la tenue d'un versant naturellement instable, soit d'empêcher que les aménagements prévus ne perturbent l'équilibre initial du versant.

Lors de l'étude du plan d'urbanisme de la ville de La Paz (Bolivie), où de très nombreux problèmes de ce type se sont posés, il a été conduit à dresser un inventaire des moyens techniques disponibles pour conforter des versants naturels.

Compte tenu de la généralité du sujet, il a été décidé de publier ce rapport sous forme de rapport méthodologique du département Géotechnique après quelques adaptations réalisées sur fonds propres (crédits du Ministère de l'Industrie, du Commerce, et de l'Artisanat).

Il convient enfin de mentionner les sociétés SOLETANCHE et TERRE ARMEE qui nous ont aimablement communiqué les caractéristiques de leurs réalisations récentes.

S O M M A I R E

AVANT-PROPOS

RESUME

INTRODUCTION	1
<i>1ère PARTIE : Remarques préliminaires sur le confortement des versants naturels</i>	<i>3</i>
1 - ANALYSE DE LA STABILITE DES VERSANTS NATURELS	5
1.1 - Analyse de la stabilité	5
1.2 - Caractéristiques spécifiques aux versants naturels	6
2 - CONFORTEMENT DES VERSANTS NATURELS	6
2.1 - But du confortement	6
2.2 - Panoplie des moyens de confortement	7
2.2.1 - Nouveau dessin de la géométrie	7
2.2.2 - Eléments de "soutènement"	7
2.2.3 - Drainage	9
2.2.4 - Autres moyens	9
2.2.5 - Choix des moyens de confortement	10
3 - AUSCULTATION	10
<i>2ème PARTIE : Drainage des versants instables</i>	<i>13</i>
1 - PRINCIPE DE BASE	15
2 - RECONNAISSANCE DES CARACTERISTIQUES DE DRAINAGE DU TERRAIN ..	17
3 - TECHNIQUES DE DRAINAGE	17
3.1 - Drainage de surface	17
3.1.1 - La collecte des eaux de surface	17
3.1.2 - La protection de la surface	18
3.1.3 - Tranchées drainantes	18
3.2 - Drainage par forages	21
3.2.1 - Généralités	21
3.2.2 - Forages horizontaux	21
3.2.3 - Forages verticaux	23
3.3 - Galeries	25

<u>3ème PARTIE</u> : <i>Confortement de versants naturels à l'aide d'ouvrages en terre armée</i>	33
--	----

INTRODUCTION

1 - PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT	35
2 - TECHNOLOGIE ET MISE EN OEUVRE	37
2.1 - La terre et les armatures	37
2.2 - Les peaux	37
2.3 - Mise en oeuvre	38
3 - DIMENSIONNEMENT	38
3.1 - Les massifs de terre armée	38
3.2 - Stabilité externe	41
3.3 - Stabilité interne	41
4 - APPLICATIONS	42
4.1 - Stabilisation des glissements de terrain	42
4.1.1 - Talus de faible hauteur (20 à 40 mètres)	42
4.1.2 - Talus de grande hauteur	43
4.2 - Construction sur des versants	44

<u>4ème PARTIE</u> : <i>Confortement de versants naturels par tirants et boulons</i>	51
--	----

1 - BOULONS D'ANCRAGE PASSIF	54
1.1 - Définition	54
1.2 - Dimensionnement	56
1.3 - Techniques associées	58
1.3.1 - Béton projeté	58
1.3.2 - Ouvrage en béton armé	59
1.4 - Applications	59
1.4.1 - Soutènement d'une excavation	60
1.4.2 - Soutènement d'un talus instable	62
2 - TIRANTS PRECONTRAINTS	63
2.1 - Définition	63
2.2 - Dimensionnement	64
2.2.1 - Effort unitaire admissible	64
2.2.2 - Longueur totale	65
2.2.3 - Orientation	66
2.2.4 - Maillage	69

2.3 - Techniques de mise en oeuvre	69
2.3.1 - Le forage	69
2.3.2 - Le scellement	69
2.3.3 - La tête d'ancrage	70
2.3.4 - Protection contre la corrosion	70
2.3.5 - Essais et contrôle	71
2.4 - Applications	72
2.4.1 - Soutènement d'une excavation	72
2.4.2 - Soutènement d'un glissement	74

BIBLIOGRAPHIE

INTRODUCTION

L'instabilité d'un versant, qu'elle soit naturelle ou qu'elle soit associée à divers travaux ou aménagements, pose un des problèmes géotechniques les plus difficiles.

Après avoir déterminé les paramètres intervenant dans l'expression de l'équilibre du versant, il convient alors, si cet équilibre est compromis ou jugé trop incertain de dimensionner, un système de confortement permettant de réduire les risques de rupture.

De très nombreux moyens existent pour réduire ces risques et chaque situation est un cas d'espèce, avec ses caractéristiques propres, de toute nature : géologiques, morphologiques, mécaniques, climatiques, économiques.

Aussi, sans prétendre donner ici un guide général, on s'est contenté, dans un premier temps, de situer le problème du confortement dans l'ensemble de la démarche d'étude d'un versant. Cela nous a paru nécessaire pour bien souligner l'articulation entre l'étude de stabilité proprement dite, le choix du système de confortement, et la réalisation des travaux.

Ensuite, nous avons développé plus particulièrement les possibilités offertes par le drainage, la terre armée, les tirants d'ancrage et les boulons.

Pour chacun de ces moyens, objets des seconde, troisième et quatrième parties de ce rapport, nous nous sommes attachés à bien en dégager les possibilités - et donc les limites. Bien évidemment, le lecteur est renvoyé aux ouvrages classiques ou aux travaux cités en référence s'il souhaite disposer des méthodes de dimensionnement des soutènements ou de calcul en hydraulique. Tel n'était pas en effet l'objet de ce travail, dont on s'est simplement efforcé de faire un guide pratique d'orientation au milieu de la panoplie abondante des moyens disponibles. Pour cette raison, certains aspects complémentaires, comme par exemple le rôle de la végétation dans la tenue des versants et des talus, n'ont pas été abordés.

1ère PARTIE

***Remarques préliminaires sur le confortement
des versants naturels***

1 - ANALYSE DE LA STABILITE DES VERSANTS NATURELS

1.1 - Analyse de la stabilité

Plusieurs méthodes de complexité différente sont à la disposition de l'ingénieur pour analyser la stabilité d'une pente. Le choix de la méthode est, entre autres, fonction de deux aspects du problème étudié :

- la nature du terrain concerné, selon qu'il a un comportement de masse plutôt homogène (sol), dans laquelle une rupture éventuelle peut affecter la matrice elle-même, ou de massif fracturé (roche), dans lequel la rupture est essentiellement guidée par les discontinuités de la matrice ;
- le degré de précision souhaité, qui varie très fortement selon qu'il s'agit d'une première approche lors d'une étude sommaire d'avant-projet, ou d'une étude approfondie pour le dimensionnement d'un ouvrage ou pour la stabilisation d'un versant naturel.

Les ouvrages de E. HOEK [1] et de P. RAULIN et al. [2] introduisent très clairement les différentes méthodes d'analyse de la stabilité.

Comme il n'est pas dans le propos de ce texte de décrire ces méthodes, on se contentera de rappeler que, pour chacune, il est nécessaire de réunir les données du problème et qui concernent :

- la morphologie, la géologie, la structure et l'hydrogéologie du site ;
- les caractéristiques physiques, mécaniques et hydrogéotechniques des terrains concernés ;
- les caractéristiques météoriques (température, pluviométrie...) et sismique du site ;
- les sollicitations et contraintes liées à l'activité humaine.

En simplifiant à l'extrême, on peut distinguer deux grandes catégories de méthodes :

- les calculs en déformations, qui prennent en compte les lois de comportement des matériaux et qui utilisent par exemple les calculs par éléments finis ;
- les calculs à la rupture.

Les méthodes de la seconde catégorie sont, dans l'état actuel des connaissances et des techniques, les plus commodes d'emploi et donc les plus répandues.

Schématiquement résumé, leur principe revient à prendre en compte toutes les données définies précédemment et à les regrouper dans un coefficient de sécurité F , calculé pour différentes surfaces de rupture potentielles, mécaniquement et cinématiquement admissibles.

Ce coefficient de sécurité F peut être défini de différentes manières, mais toujours de sorte que, pour une méthode donnée, $F = 1$ corresponde à un équilibre limite.

La "marge de sécurité" qui caractérisera la stabilité du talus est laissée à l'appréciation de l'ingénieur en fonction de l'incertitude et de la dispersion des données, de la qualité et de la vraisemblance de la méthode de calcul, mais aussi du niveau de risque acceptable, compte tenu des impératifs humains.

1.2 - Caractéristiques spécifiques aux versants naturels

L'étude de la stabilité d'un versant naturel doit être conduite sans ignorer les points suivants :

- a) l'extension d'un glissement peut être très importante et concerner plusieurs hectares, sur une épaisseur de plusieurs dizaines de mètres ;
- b) un versant instable l'est souvent par emboîtement de mouvements plus petits, dont l'enveloppe inférieure peut généralement être relativement plane ;
- c) les surfaces de rupture sont très fortement déterminées par les discontinuités géologiques et structurales ;
- d) les matériaux concernés peuvent être très hétérogènes et le choix des caractéristiques, notamment mécaniques, des terrains et des discontinuités concernées par le glissement, est très délicat ;
- e) l'analyse d'un glissement passé ou d'une zone instable bien définie doit, dans toute la mesure du possible, être utilisée pour caler le modèle qui servira à tester différentes hypothèses de surface de rupture et d'interventions sur le versant ;
- f) une instabilité localisée, qui entraîne une rupture partielle, peut se propager très fortement et entraîner une chute des caractéristiques mécaniques par rupture progressive.

2 - CONFORTEMENT DES VERSANTS NATURELS

2.1 - But du confortement

L'analyse de la stabilité détermine une marge de sécurité qui peut être jugée inacceptable. Il convient alors soit de renoncer à l'occupation du versant et de son voisinage exposé, soit d'intervenir pour accroître la marge de sécurité. Pour cela, il est possible d'agir sur les différents paramètres qui interviennent dans l'expression de la stabilité du versant et donc dans le niveau de sécurité atteint.

Certains de ces paramètres sont des données exogènes, sur lesquelles il n'est bien évidemment pas possible d'agir : la pesanteur, les conditions climatiques, les sollicitations sismiques, le cadre géologique et structural. Certaines de leurs conséquences néfastes peuvent cependant être atténuées et leurs effets favorables peuvent être utilisés. D'autres paramètres peuvent être modifiés.

C'est le but du confortement et de la panoplie des moyens qui ont été développés à l'occasion des travaux de génie tant civil que minier.

2.2 - Panoplie des moyens de confortement

Il n'est pas possible d'envisager ici une description exhaustive des moyens de confortement disponibles. Les classifications en sont relativement nombreuses dans la littérature. A titre d'exemple, nous présentons à la page suivante celle retenue dans "Soil mechanics, fondations and earth structures" [3], complétée par les remarques suivantes.

2.2.1 - Nouveau dessin de la géométrie

Dans toute la mesure du possible, il est souhaitable d'éviter les formes critiques, d'adoucir les pentes et de réduire les hauteurs. Ceci n'est cependant pas réalisable si le site concerné est trop vaste, ce qui conduit à des déplacements considérables de matériaux, ou si l'espace est très restreint, dans le cas par exemple de fortes densités d'occupation du sol.

Un dessin plus favorable intervient sur la répartition des masses et donc très directement sur l'état de contrainte au sein du massif.

2.2.2 - Eléments de "soutènement"

Cette catégorie de moyens consiste à soutenir (ou à retenir) la masse en mouvement ou susceptible de se déplacer, en introduisant dans le système considéré des forces de réaction nouvelles, apportées par des éléments résistants, soit totalement passifs (murs de soutènement), soit mobilisant partiellement l'aide du terrain (boulonnage, terre armée). Ces forces nouvelles améliorent l'équilibre.

Parmi les très nombreux moyens, on peut citer :

a) Les murs de soutènement

Ils peuvent être des murs poids ou des murs en béton armé et dont le dimensionnement, maintenant très classique, repose sur la détermination d'un coin de glissement et le calcul d'une poussée [4].

Il convient toutefois d'accorder une très grande attention au mécanisme de rupture qui peut affecter le terrain soutenu par le mur. L'article "Comportement des murs de soutènement en zone instable", de BLONDEAU et VIROLLET [5] illustre schématiquement cet aspect.

b) Les massifs de terre armée

Technique mise au point par VIDAL en 1965 qui associe intimement des terres et des armatures. Ce matériau est relativement souple d'emploi et de mise en oeuvre simple. Les armatures mobilisent le frottement du sol et apportent, entre autre, leur résistance à la traction. L'un des avantages de ces murs, outre leur poids important et leur déformabilité, est d'être autodrainant.

c) Les parois minces, éventuellement ancrées

Rideaux de palplanches, parois moulées, berlinoises, dont une méthode de dimensionnement est présentée dans l'ouvrage de COSTET et SANGLERAT [4].

Remodelage de la pente

Allègement en tête. Efficace dans le cas de matériaux cohérents à rupture circulaire probable. Moins efficace pour des mouvements de reptation ou vis-à-vis de ruptures peu profondes.

Adoucissement général de la pente. Applicable dans le cas de matériaux cohérents sur une grande épaisseur, à rupture circulaire probable ; et pour des talus affectés de glissements relativement restreints, en raison d'un raidissement de la pente au pied du talus.

Réalisation de gradins. Applicable aux pentes raides dont l'adoucissement général est difficile et conduirait à une surface boueuse. Permet le contrôle de l'érosion et l'évacuation des matériaux des petits glissements. Les gradins doivent être conçus pour rester accessibles.

Curage complet des masses en mouvements. Envisageable pour des quantités relativement restreintes ou pour des mouvements de reptation affectant une épaisseur limitée.

Recharge en terre au pied de la pente. Placée comme contrepoids ou comme butée là où les mouvements de soulèvement associés au glissement sont prévisibles. Doit être étudiée très attentivement car l'effet de la recharge peut être complètement négatif.

Recharge en enrochement ou en graviers au pied de la pente. Placée comme contrepoids, peut assurer le drainage du pied de la pente et limiter l'érosion régressive.

Drainage de la surface

Fossé ouvert autour de la zone instable. Utilisable dans de nombreux cas. Les fossés installés sur la zone instable elle-même doivent être utilisés avec prudence. Les eaux recueillies doivent être évacuées en dehors de la zone instable.

Traitement de la surface par masque végétal, pavage ou masque drainant. Utilisable dans des cas critiques pour contrôler l'érosion et collecter, contrôler ou éliminer les eaux de ruissellement afin d'éviter qu'elles ne s'infiltrent dans les masses instables.

Egalisation de la surface. Utile dans le cas où les irrégularités de la pente (creux, cuvettes) retiennent les eaux de ruissellement. Généralement associée à des tranchées ou des fossés drainants.

Remplissage des fractures et des fissures de tension. Convient aux matériaux raides et cassants qui permettent le développement de grandes fissures de tension ou de réseaux de fracturation qui peuvent être remplis depuis la surface de mastic, d'argile ou de coulis de ciment.

Drainage en profondeur

Drains horizontaux forés. En général, méthode de drainage la plus économique. Applicable à de grands glissements affectant une grande épaisseur de terrain, et particulièrement efficace si les drains peuvent agir dans les terrains perméables au-delà de la surface de glissement. Une étude très approfondie des conditions hydrauliques est un préalable indispensable.

Tranchées drainantes profondes. Utilisables dans le cas de nappes peu épaisses ou perchées influençant directement la stabilité ou alimentant abondamment la masse instable. En général, limitées aux cas où un rabattement de 3 à 5 m suffit.

Galeries drainantes. Utilisables pour le drainage de grands glissements et dans le cas où des installations en surface que l'on veut préserver sont menacées. Doivent en général être associées à des drains forés à partir des galeries.

Puits drainants verticaux. Associés à des drains horizontaux ou équipés de pompes, implantés jusque dans des niveaux ou des lentilles perméables. Utilisés dans certains cas pour déverser une nappe perchée dans un niveau perméable profond. Accélèrent la consolidation et améliorent les caractéristiques mécaniques des niveaux consolidés.

Soutènement

Cabions en enrochement et butées de pied en terre. Pour être efficace, le volume de la butée doit représenter entre 1/4 et 1/2 du total de la masse en mouvement et se prolonger de 2 à 3 m sous la surface de rupture potentielle pour opposer une résistance suffisante au cisaillement.

Murs de soutènement. Utilisables pour s'opposer aux glissements de pied dans le cas de petits glissements, mais non pour des grandes masses instables.

Murs constitués de pieux ou de caissons. Accroissent la résistance le long de la surface de rupture, doivent être prolongés très franchement au-delà de la surface de rupture. Utilisables seulement pour des glissements d'extension limitée et en général inopportun pour de grands glissements. Une étude préalable approfondie doit être effectuée dans le cas de murs-pieux.

Rideaux de pied ancrés à des niveaux stables. Utilisables dans le cas de glissements de surface ou de petits glissements. Nécessitent une étude préalable approfondie dans le cas de masses instables importantes.

Amélioration de la résistance au cisaillement

Injections. Conviennent aux sols de perméabilité moyenne. Des silicates, des coulis de ciment ou des émulsions d'asphaltes peuvent être utilisés.

Congélation. Moyen de stabilisation temporaire pendant la construction. Procédé lent et coûteux.

Electro-osmose. Applicable à des matériaux argileux. Procédé coûteux.

Compactage. Procédé classique pour la construction de remblais. Peut également être envisagé pour remblaiement après curage.

Procédés divers

Boulonnage. Convient aux pentes raides en roches altérées, roches dures fracturées ou sols raides où les ruptures sont commandées par le réseau de fracturation.

Protection par enrochement. Protection contre l'érosion et le sous cavage des talus baignés par de l'eau (rivière, lac...).

Fracturation du pied de la pente à l'explosif. Expédient temporaire qui rompt la pente et facilite le drainage du pied.

d) Les recharges

Elles consistent à charger le pied d'une masse en mouvement avec des matériaux denses, autant que possible à angle de frottement interne élevé. Le poids de ces matériaux augmente les contraintes normales le long d'une surface de glissement éventuel et leur permet de mieux résister aux contraintes de cisaillement.

e) Les tirants et les boulons

Dans le cas de massifs rocheux, les boulons jouent le même rôle qu'en souterrain, en mobilisant notamment le frottement le long des discontinuités et en empêchant la dilatance. Les tirants d'ancrages précontraints apportent des forces nouvelles qui interviennent dans l'expression de l'équilibre total.

Le confortement d'un talus rocheux par boulonnage peut être complété par la pose d'un grillage ou même par la projection d'un voile de béton.

2.2.3 - Drainage

L'un des éléments essentiels dans l'expression de l'équilibre d'une pente est l'eau, par les pressions interstitielles et les forces d'écoulement qu'elle développe. Très nombreux sont les glissements naturels qui, hors eau, sont stables, et dont l'évolution catastrophique est déclenchée par l'eau. Aussi, le confortement d'un versant exige-t-il très souvent la réduction des effets de l'eau. Pour cela deux approches complémentaires doivent être envisagées :

a) Limitation des infiltrations à partir de la surface : par collecte des eaux de surface au moyen de tranchées drainantes superficielles et éventuellement traitement de la surface, on réduit les inconvénients liés au développement de pressions interstitielles dans les fissures de tension et à la recharge de la nappe.

b) Drainage des nappes du versant : par collecte des eaux au moyen de drains, de puits drainants, de galeries drainantes avec drains radiaux, on réduit les pressions interstitielles et on peut orienter le réseau d'écoulement plus favorablement, si possible de manière à ce que les forces d'écoulement contribuent positivement à l'équilibre.

2.2.4 - Autres moyens

D'autres moyens existent, moins conventionnels, pour conforter un versant. On pense notamment :

- aux traitements chimiques de la surface du versant, pour limiter les infiltrations ;
- aux injections, pour améliorer les caractéristiques mécaniques des terrains ;
- à l'électro-osmose pour faciliter le drainage de terrains peu perméables ;
- à la congélation, pour améliorer les caractéristiques des terrains pendant la durée de travaux délicats.

2.2.5 - Choix des moyens de confortement

Le choix judicieux du dispositif de confortement d'un versant instable est un problème à la fois technique et économique et il convient d'associer en permanence ces deux aspects.

L'aspect technique consiste à déterminer les paramètres sur lesquels il est possible d'intervenir et dont les variations ont une incidence importante sur l'expression de l'équilibre. A partir de là, différents moyens de confortement sont testés, seuls ou en combinaison, et leur dimensionnement est effectué en cherchant à maximiser leur effet. Pour un drain par exemple, on étudiera la variation de F en fonction de sa longueur et de son orientation.

L'aspect économique : les solutions retenues doivent également être évaluées en terme de coûts de réalisation et de maintenance. Indépendamment des particularités climatiques ou géologiques de chaque site, les coûts des facteurs - personnel, matériel - et les moyens techniques disponibles peuvent très fortement orienter le choix du dispositif de confortement.

La synthèse de ces deux aspects débouche sur la définition d'un dispositif de confortement, plus ou moins complexe, dont il est attendu qu'il assure au versant une sécurité acceptable compte tenu d'une part des incertitudes sur les données et sur le mécanisme réel, et d'autre part du type d'occupation prévue.

On notera enfin qu'un projet de confortement doit également prévoir le mode de réalisation en assurant notamment la sécurité maximale à chaque stade des travaux. A cet effet, et compte tenu de l'instabilité de certains versants et du risque d'extension progressive d'une rupture à partir d'une perturbation localisée, il peut être nécessaire de réaliser les travaux très prudemment, par phases successives dont chacune a le moins d'incidence possible sur l'ensemble.

3 - AUSCULTATION

L'auscultation d'un versant avant, pendant et après la réalisation des travaux de confortement est un élément essentiel, indispensable à la bonne marche et au succès des travaux.

Cette auscultation soignée doit répondre à deux préoccupations essentielles.

La première consiste à suivre le comportement du site pendant les travaux. En ce sens, l'auscultation permet de vérifier la validité des hypothèses et des calculs qui ont permis de dimensionner le confortement, et, si nécessaire, le confortement peut être adapté à la réponse du site.

La seconde préoccupation de l'auscultation est de détecter aussi rapidement que possible tout phénomène accidentel ou évolutif dont la connaissance permet de juger de la santé des ouvrages et du site et éventuellement d'en adapter la gestion. Au pire, l'auscultation doit servir d'alarme.

Les moyens d'auscultation classiquement envisageables concernent les mesures de déplacements et les mesures piézométriques.

Pour les déplacements, il peut être fait appel aux différents procédés suivants :

a) Méthodes topographiques

- nivellement,
- triangulation au théodolite classique ou à l'aide d'instruments électro-optiques.

b) Méthodes mécaniques utilisant des appareils posés dans le massif

- extensomètres de convergence,
- extensomètres par fils ou tiges en sondage,
- pendule en sondage,
- clinomètre.

Quelle que soit la méthode utilisée, il convient d'accorder la plus grande attention à la signification de la grandeur mesurée et notamment à son caractère absolu ou relatif. Une méthode par nivellement ou triangulation prétend apprécier un déplacement absolu, mais cela suppose un point de référence dont la fixité est vérifiée. D'une manière générale, les points de référence doivent être d'autant plus éloignés des points de mesures que les forces en jeu sont plus grandes. Par contre, les mesures d'extensométrie et de déviation sont par nature des mesures relatives car les variations de distance ou d'angle mesurées concernent des points implantés au sein du massif en déformation. Toutefois, on s'efforce d'implanter l'un des points de référence dans une zone dont le déplacement absolu est supposé le plus faible possible. Les mesures de convergence sont toujours de déplacement relatif.

Pour les mesures de charges hydrauliques, il peut être utilisé de simples piézomètres. Toutefois, s'il est souhaitable de bien individualiser chaque niveau, il est nécessaire d'utiliser des cellules piézométriques ponctuelles, placées à différents points d'un sondage et isolées les unes des autres pour que le sondage ne perturbe pas le champ hydraulique du massif.

Pour être efficace et constituer ainsi un véritable outil pour le géotechnicien ou le responsable du chantier, le dispositif d'auscultation adopté doit satisfaire aux conditions suivantes :

- l'appareillage doit être simple et robuste ;
- l'auscultation doit permettre un "contrôle intégral" dans l'espace et dans le temps des massifs et ouvrages soumis à des perturbations ;
- la présence des dispositifs de mesure et les mesures elles-mêmes doivent perturber au minimum le rythme de travail sur les chantiers tout en étant permanentes ;
- les mesures doivent enfin être rapides et à interprétation immédiate.

Ainsi, il est impératif d'insister sur le but essentiel des mesures et de préciser les décisions à prendre en cas de résultats favorables ou défavorables. A cet effet, des critères sur les amplitudes, les évolutions dans le temps, les gradients des paramètres mesurés sont à définir en relation avec les conditions géologiques, la nature et la situation de l'ouvrage.

2ème PARTIE
Drainage des versants instables

DRAINAGE DES VERSANTS INSTABLES

1 - PRINCIPE DE BASE

Le drainage d'une pente en vue de sa stabilisation obéit aux trois principes suivants :

- 1) limiter les infiltrations des eaux de surface dans les crevasses et fissures de traction du glissement ;
- 2) réduire les pressions interstitielles pour rendre minimum la résultante des forces dues à l'eau dans la zone critique du glissement ;
- 3) empêcher la montée incontrôlée de la nappe lors des précipitations.

Un système complet de drainage devra donc tenir compte de ces impératifs. La figure 2.1 résume de façon schématique l'ensemble des moyens à la disposition des ingénieurs et qui sont l'objet des paragraphes suivants.

Ce chapitre consacré au drainage a pour but de recenser les moyens techniques communément utilisés pour réduire les effets de l'eau souterraine, défavorables à la stabilité.

Il convient de bien noter que le dimensionnement correct d'un réseau de drainage efficace repose sur une étude approfondie des conditions de l'écoulement de l'eau au sein du massif. Cet écoulement est essentiellement gouverné par les caractéristiques hydrauliques du massif et il sera fait appel soit aux théories des écoulements en milieu poreux qui ont fait l'objet de longs développements maintenant très classiques [6], [7], soit aux théories des écoulements en milieu fissuré [8], [9]. Mais ces théories idéalisent nécessairement la réalité et il faut accorder la plus grande attention à la possibilité de cheminements préférentiels de l'eau le long de canaux privilégiés, résultant de l'action physico-chimique de l'eau et de la structure du massif. De tels écoulements, mal quantifiables, peuvent être le siège de pressions interstitielles et de forces d'écoulement préjudiciables à l'équilibre du massif ou en gouverner les caractéristiques hydrauliques.

D'autre part, à la différence de l'hydrogéologue, le géotechnicien "sera davantage préoccupé par l'eau invisible ou imperceptible, mais sous pression, dans un niveau argileux imperméable, plutôt que par des venues d'eau importantes, traduisant un bon drainage du massif" [9].

La difficulté de définir le régime d'écoulement dans un versant, et donc de dimensionner au mieux un réseau de drainage, impose de mettre en place le plus tôt possible un dispositif complet d'auscultation hydraulique qui permet d'apprécier les conséquences du drainage sur l'état initial et d'adapter le schéma retenu en fonction des résultats obtenus.

Dans tous les cas, l'effet d'un système de drainage ne peut pas être négatif et on se rappellera qu'il vaut mieux un peu de drainage, même mal dimensionné, que pas de drainage du tout. Il suffit souvent de peu d'efforts et d'investissement, comme par exemple des précautions aussi simples que le détournement des eaux de ruissellement, pour commencer à en sentir les effets bénéfiques sur un versant instable. Mais il est certain que seules les techniques très élaborées, malheureusement coûteuses, amélioreront sensiblement la stabilité à long terme.

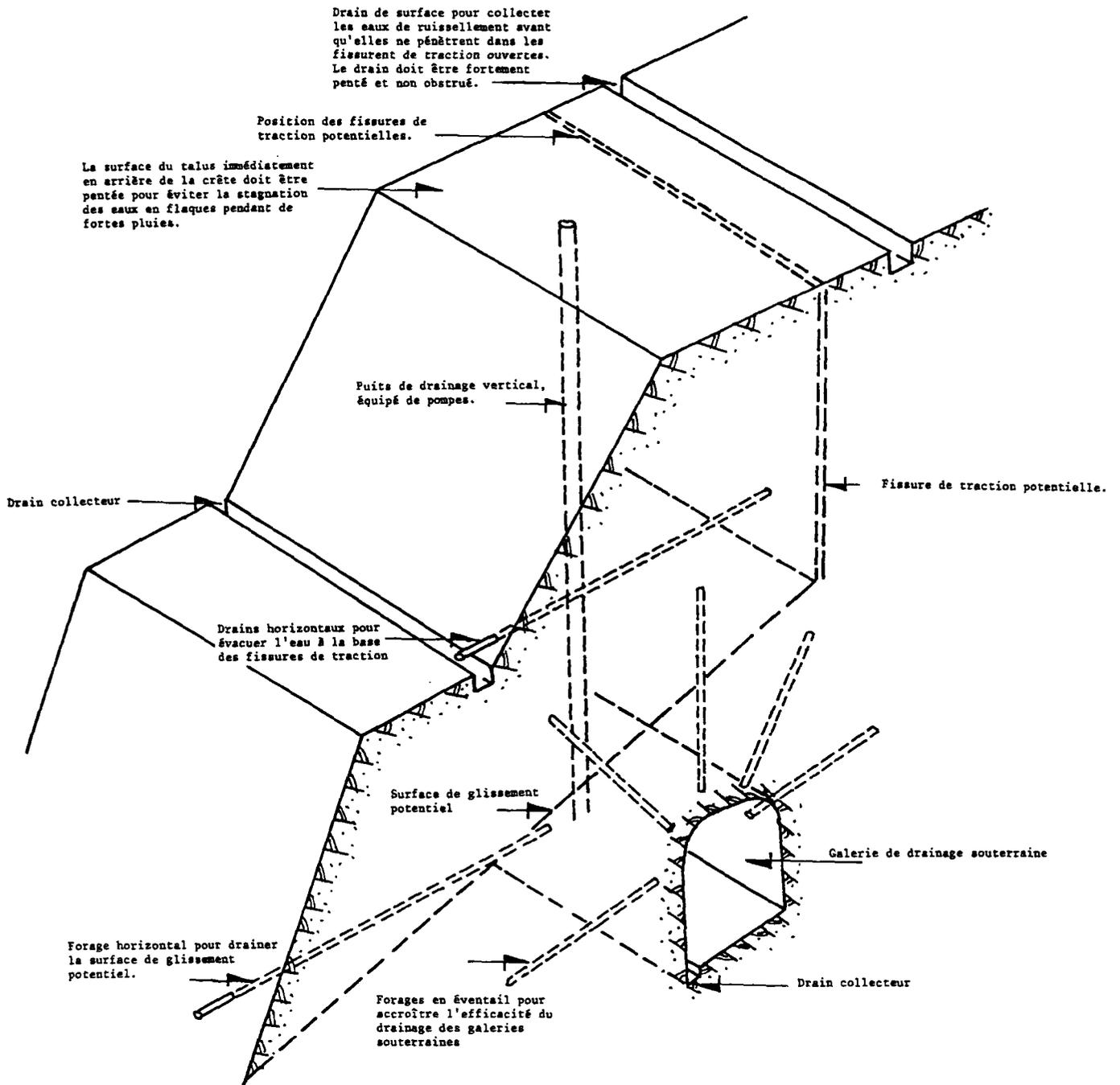


Fig. 2.1 - Méthodes de drainage des talus (d'après HOEK et BRAY [1])

2 - RECONNAISSANCE DES CARACTERISTIQUES DE DRAINAGE DU TERRAIN

Avant de choisir un système de drainage, il est important de connaître les caractéristiques de drainabilité du terrain.

Dans le cadre général des études de stabilisation du versant, on suppose que sont connues les caractéristiques géologiques et géotechniques du massif. En ce qui concerne l'aspect drainage, les investigations complémentaires suivantes sont nécessaires :

- essais de pompage, à une échelle aussi grande que possible pour prendre en compte une perméabilité d'ensemble du massif, hétérogénéité des sols comprise. On se gardera cependant de généraliser des caractéristiques obtenues localement à l'ensemble du talus. On se reportera aux techniques spécifiques à chaque type de terrain :
 - . sols : essais Lefranc ou similaire,
 - . roches fissurées : essais à la sonde triple, à défaut essai Lugeon.
- piézomètres : tous les sondages de reconnaissance seront équipés de piézomètres, avec éventuellement des dispositifs sélectifs ne prenant en compte qu'un niveau de nappe donné à une profondeur déterminée ;
- traceurs (fluorescéine, isotope...), micromoulinet en forage... et toutes méthodes modernes d'étude des circulations d'eau souterraines, détection des sources et des cavités karstiques ;
- essai de rabattement à l'aide d'une galerie de reconnaissance.

Cet essai coûteux, mais qui s'intégrera dans le projet futur, satisfait à plusieurs impératifs : reconnaissance géologique, étude de l'efficacité du rabattement et mesure des débits drainés. Il devra toujours être accompagné de mesures piézométriques à proximité de la zone d'influence de la galerie, réalisées avant et après le passage du front d'excavation de la galerie.

3 - TECHNIQUES DE DRAINAGE

3.1 - Drainage de surface

Parmi les dispositifs de surface, les uns concernent l'évacuation des eaux de ruissellement, les autres l'imperméabilisation de la surface.

3.1.1 - La collecte des eaux de surface doit être en premier lieu réalisée en arrière des fissures du glissement, afin que les eaux contournent la zone active où les fissures ont le plus de chance de s'ouvrir. Il s'agit simplement de tranchées auxquelles il faut donner une pente importante pour que l'eau s'écoule rapidement avec le minimum d'infiltration. En effet, il est difficile d'équiper ces tranchées d'un revêtement étanche qui risquerait d'être endommagé par les mouvements permanents de glissement.

Les tranchées sont réalisées avec un petit bull à lame étroite, qui a l'avantage de pouvoir revenir à intervalles réguliers pour le curage des profils.

3.1.2 - La protection de la surface est très importante en arrière de la crête du talus pour compléter le dispositif de collecte des eaux de ruissellement.

On s'inspirera du même principe que pour les tranchées, c'est-à-dire d'avoir des pentes importantes sur lesquelles l'eau s'écoule rapidement, sans s'infiltrer.

Lorsque cela n'est pas possible, on imperméabilise la surface dans les zones les plus critiques pour le talus, sommet du talus essentiellement, par des méthodes de stabilisation à la chaux ou éventuellement aux résines synthétiques. Ceci n'est nécessaire que dans le cas où le sol se ravine sous l'effet du ruissellement.

Traitement particulier des fissures

Les fissures ouvertes de traction, signe d'un mouvement permanent de glissement, sont dangereuses dans les régions de fortes précipitations et c'est pourquoi il est impératif de les neutraliser.

Il ne faut pas les injecter ou les remplir de béton car on empêche ainsi la circulation naturelle de l'eau à l'intérieur du massif et on favorise la création de pressions interstitielles sur l'écran ainsi réalisé.

Par contre, il faut réduire la pénétration de l'eau superficielle (fig. 2.2). La méthode préconisée est de remplir le fond des fissures, quand celles-ci sont suffisamment larges, d'un blocage constitué de sable et graviers et de fermer la partie supérieure par de l'argile plastique qui s'accommode des déplacements relatifs.

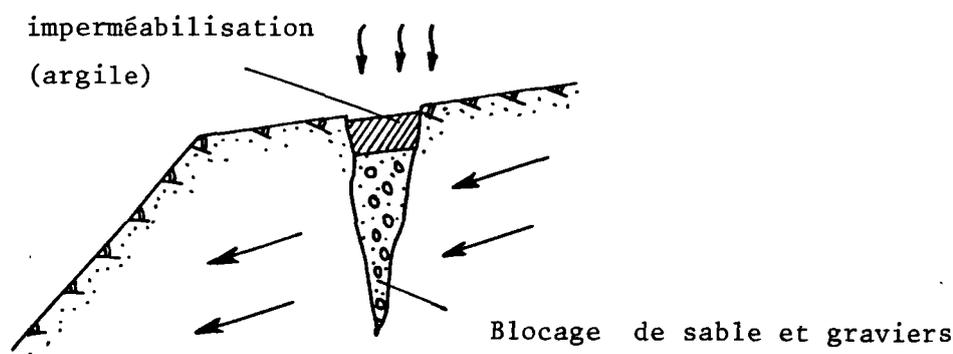


Fig. 2.2 - Protection des fissures de traction

3.1.3 - Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes que l'on peut classer ici avec les méthodes de surface, sont le système le plus employé parce qu'il ne nécessite pas un gros investissement. Néanmoins, la profondeur maximum de drainage est limitée à 4 mètres de hauteur, profondeur atteinte par une pelle spécialement équipée.

Selon les directions données aux tranchées, on distingue :

- les tranchées drainantes proprement dites, à la base ou à différents niveaux du talus, de direction parallèle au talu (fig. 2.3) ;

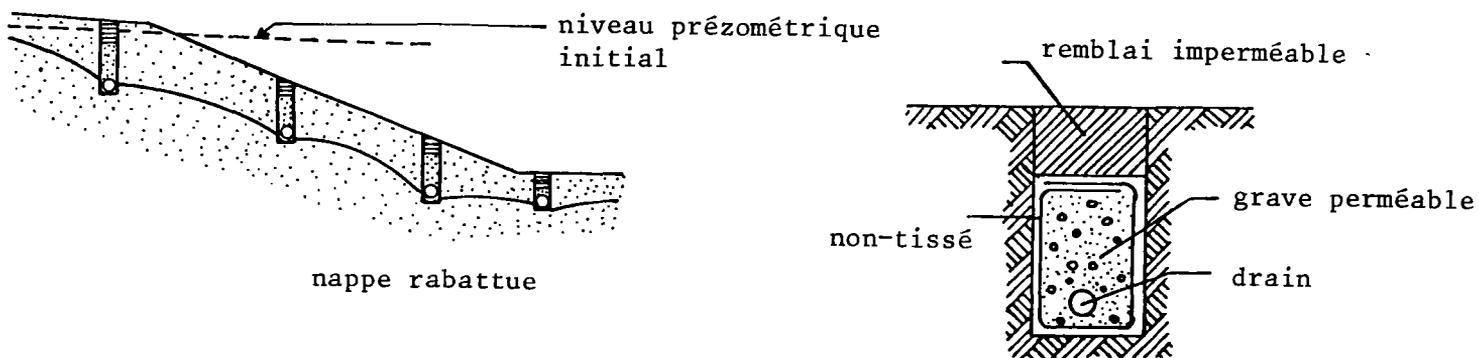


Fig. 2.3 - Tranchée drainante

- les éperons drainants, suivant la direction de plus grande pente du talus (fig. 2.4).

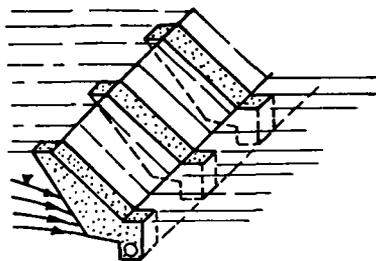


Fig. 2.4 - Eperons drainants

Pour l'exécution des tranchées, il est nécessaire dans certains cas de prévoir un soutènement provisoire. Ce soutènement peut se réaliser à l'aide d'un coffrage blindé latéralement, à l'intérieur duquel on procède au réglage du fond de la tranchée et à la pose du drain.

L'efficacité dans le temps d'une tranchée dépend beaucoup de la nature du matériau de remplissage.

Sans entrer dans le détail, on peut rappeler que :

- le matériau doit respecter la règle de filtre vis-à-vis du terrain et vis-à-vis du drain, constitué en général de tubes fendus. L'utilisation de non-tissé permet de s'affranchir en partie de cette sujétion ;
- la pente longitudinale des tranchées drainantes doit être relativement élevée (5 %) et les exutoires nombreux ;
- pour des talus de grande hauteur, on réalise plusieurs niveaux de tranchées. Il faut remarquer que le rabattement obtenu est très superficiel ;
- l'espacement des éperons drainants doit être calculé en fonction de leur profondeur, de la position de la nappe et de la hauteur du talus. On retiendra, d'une manière générale que l'espacement des éperons doit être au plus égal au double de leur profondeur.

Tranchée et éperon drainant sont limités à des talus de faible hauteur et à un drainage superficiel. On peut imaginer toute combinaison de l'un et l'autre pour stabiliser la surface d'un glissement.

Par extension, on appelle masque drainant (fig.2.5) une couche de matériaux drainants qui recouvre l'ensemble du talus et qui participe à l'amélioration de la stabilité par recharge. Il assure en outre une protection superficielle du terrain en évitant notamment la formation de fissures de retrait.

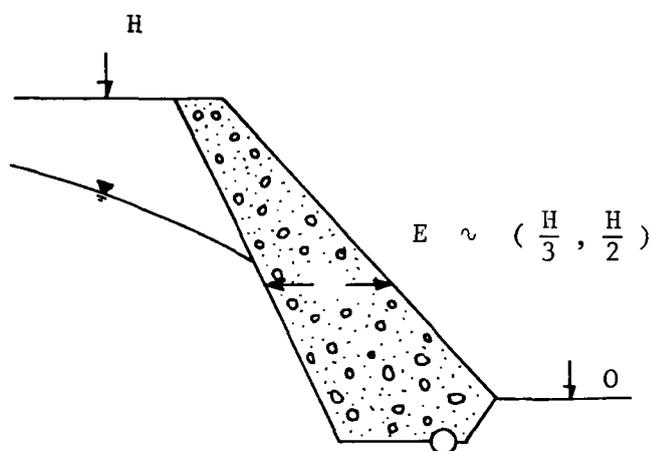


Fig. 2.5 - Masque drainant

Le dimensionnement d'un masque est effectué à l'aide de calculs de stabilité, tant par son effet stabilisateur sur les forces mécaniques que par son effet de drainage. L'épaisseur horizontale doit être comprise entre H/3 et H/2 et ne peut être inférieure à 3 mètres pour permettre une mise en place par couches horizontales successives. Le masque drainant n'est donc applicable qu'aux talus de faible hauteur.

3.2 - Drainage par forages

Le forage est le moyen le plus efficace et le plus rapide de mise en oeuvre pour drainer les circulations d'eau d'un massif. On distingue trois types de forages, dont deux réalisés à partir de la surface :

- les forages horizontaux exécutés à partir de la base du talus ;
- les forages verticaux équipés de pompes ou reliés à un système horizontal ;
- les forages réalisés à partir des galeries (cf. paragraphe 3).

3.2.1 - Généralités

L'emplacement et l'espacement des forages dépendent de nombreux facteurs liés à la nature des terrains, à leur conductivité hydraulique, à l'anisotropie des perméabilités et à la géométrie du talus.

Le plus important, avant toute autre considération, est de s'assurer que les forages recouperont bien des zones de circulation d'eau, ce qui suppose une bonne connaissance du réseau d'écoulement. On se reportera au paragraphe 4 qui traite des méthodes d'investigation.

3.2.2 - Forages horizontaux

Les drains forés horizontalement jusqu'à des profondeurs pouvant atteindre une centaine de mètres, sont destinés à réduire les pressions interstitielles au voisinage de la surface de glissement. Ils sont disposés en général au pied des talus à drainer, selon un maillage parallèle ou en éventail de façon à couvrir le plus grand volume possible à l'intérieur de la zone de glissement.

Leur efficacité peut être appréciée de différentes manières. Un critère est par exemple proposé par C. LOUIS [10] qui définit un coefficient de drainage $f = \frac{|\vec{F}|}{\gamma_w A}$ où \vec{F} est la résultante des forces dues à l'eau sur un prisme de section trapézoïdale avec pour grande base H, pour petite base H/2 et la pente du talus comme côté (cf. fig. 2.6). A est la section de ce prisme. Le critère consiste alors à minimiser $f(\theta, L)$ où θ est l'inclinaison des drains et L leur longueur, c'est-à-dire à minimiser $|\vec{F}|$.

Les méthodes de calcul utilisent soit des modèles analogiques électriques, soit des méthodes numériques sur ordinateur (différences finies, éléments finis).

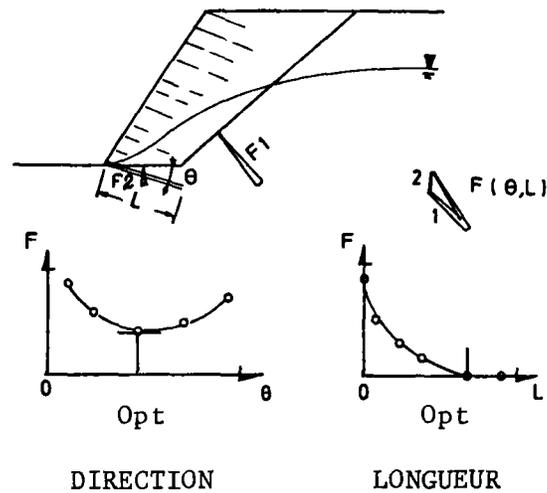


Fig. 2.6 - Efficacité théorique de drainage

Dans la plupart des cas pratiques, les réseaux de drainage sont réalisés par des sondages parallèles de diamètre compris entre 50 et 100 mm. La distance entre forages est de l'ordre de 2 à 10 mètres selon les cas. Leur longueur est supérieure à la longueur théorique suffisante pour rabattre l'écoulement dans le plan du drain, puisque le phénomène est à trois dimensions (fig. 2.7). Dans la pratique on pourra prendre 1,5 fois cette valeur théorique.

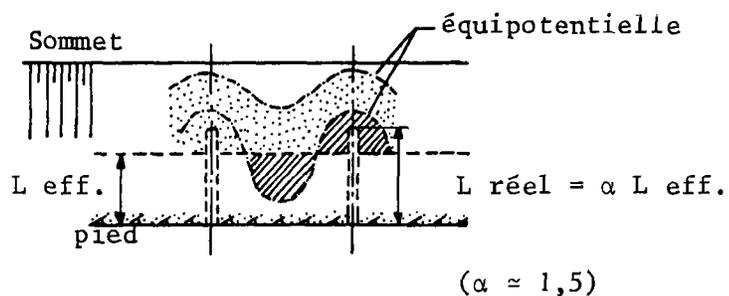


Fig. 2.7 - Longueur efficace d'un réseau de drains parallèles (vue en plan)

Le domaine d'application des drains horizontaux est limité aux talus de faible hauteur (une dizaine de mètres), lorsque le pied du talus est dégagé. Il est en effet nécessaire que l'emplacement du drain soit accessible à une sondeuse travaillant en position horizontale. De plus il faudra prévoir l'évacuation de l'eau des drains qui sera collectée par une tranchée et dérivée en dehors de l'emprise du talus.

Mise en oeuvre. L'exécution des forages subhorizontaux ne pose aucun problème particulier quand le terrain ne contient pas de blocs.

Suivant les cas la perforation se fait à sec à la tarière ou avec un fish-tail ou une couronne (fig.2.8). Lorsque le terrain n'est pas assez cohérent pour que le trou reste ouvert, on l'équipe d'un tube en acier ou en matière plastique, crépiné sur la moitié supérieure du périmètre, la partie inférieure jouant le rôle de rigole. Les drains doivent être nettoyés fréquemment pour éviter que des bouchons de terre n'obstruent le libre écoulement de l'eau.

3.2.3 - Forages verticaux

Le drainage par forages verticaux n'est utilisé que lorsque un drainage naturel par gravité n'est pas possible, c'est-à-dire lorsque le pied du talus est à une cote inférieure à celle du terrain naturel. Les techniques employées s'apparentent étroitement à celles intervenant dans les rabattements de nappe.

Les forages peuvent être de deux types :

- soit ils rencontrent à leur base une galerie, dans ce cas ils complètent un système de drainage d'un type différent ;
- soit ils nécessitent des pompages et dans ce cas le système est très onéreux et d'entretien relativement délicat.

Néanmoins un réseau de forages verticaux placé en amont d'une zone instable, dans la mesure où l'espacement est suffisamment faible, constitue une véritable barrière à l'écoulement de l'eau, à la manière d'une cage métallique de Faraday pour les ondes électrostatiques.

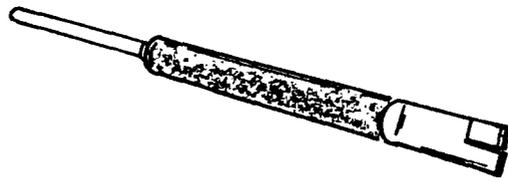
Trois caractéristiques doivent être étudiées :

- l'espacement des forages,
- le diamètre des forages,
- l'anisotropie des perméabilités du terrain.

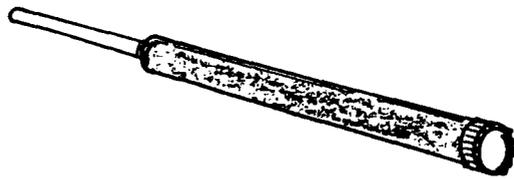
Espacement des forages : c'est le paramètre qui a le plus d'influence sur l'efficacité du drainage. Lorsque les forages sont trop éloignés les uns des autres, une quantité importante d'eau passe entre les trous, étant donné leur rayon d'influence limité.

On pourra retenir comme ordre de grandeur qu'un réseau de drains ayant :

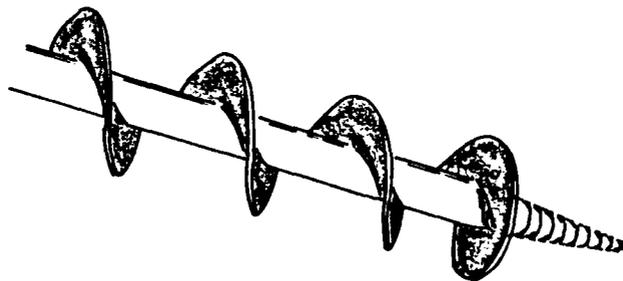
- 3 mètres d'espacement, coupe l'écoulement à 100 %,
- 10 mètres d'espacement, coupe l'écoulement à 75 %,
- 30 mètres d'espacement, coupe l'écoulement à 50 %.



Fish-tail



Couroannes à prismes



Tarières

Fig. 2.8 - Outils de foration des drains horizontaux

Diamètre des forages : l'augmentation du diamètre des forages n'a qu'un effet réduit sur le rabattement d'un écoulement, pour un espacement donné. Le diamètre sera donc choisi en fonction de critères économiques, de dimensions des pompes, etc.. Il ne faut pas oublier que le diamètre doit être suffisant pour permettre l'inspection et l'entretien des forages pendant toute la période de leur utilisation. Il doit être également dimensionné pour accepter le débit rabattu.

Terrain ayant une forte anisotropie de perméabilité :

Lorsque les terrains ont une forte perméabilité horizontale (couches stratifiées, lentilles sableuses), l'effet des forages verticaux est réduit parce que l'écoulement passe horizontalement entre les drains. Dans ce cas l'espacement doit être réduit par rapport aux valeurs données plus haut lorsque la perméabilité verticale est plus faible que la perméabilité horizontale.

Mise en oeuvre :

Selon la profondeur d'action des forages, on distingue deux types de matériel de pompage :

- les pointes filtrantes (fig. 2.9) avec pompage par aspiration depuis la surface, jusqu'à une profondeur de 5 à 6 mètres au maximum, plus réduite encore en altitude où la pression atmosphérique qui permet le refoulement est plus faible. On ne les cite donc que pour mémoire, car ce procédé est surtout utilisé pour le rabattement des eaux en fond de fouille ;
- les puits filtrants équipés de pompes en fond de trou (fig. 2.10).

Le forage est réalisé avec une tarière dans les terrains meubles, choisie de façon à ce que le terrain soit le moins possible remanié. Pour les équipements courants, le forage est équipé en \emptyset 400 ou 560 mm.

Le forage est équipé d'un tubage, crépiné à la base, entouré d'un filtre de sable. Les pompes couramment utilisées ont des puissances variant de 1 CV (débit $5 \text{ m}^3/\text{h}$) à 60 CV (débit $400 \text{ m}^3/\text{h}$).

3.3 - Galeries

Les galeries parallèles au versant présentent le plus d'avantages pour un drainage efficace à long terme, mis à part leur coût élevé de construction. On peut en effet résumer ainsi leurs propriétés importantes :

- grand potentiel de drainage grâce à leur grande section vis-à-vis de celle des forages ;
- pérennité plus grande parce qu'elles drainent naturellement le terrain sans artifice de pompage ni risque d'obstruction, inspection et entretien faciles ;
- possibilité de reconnaître facilement la géologie à l'intérieur du massif.

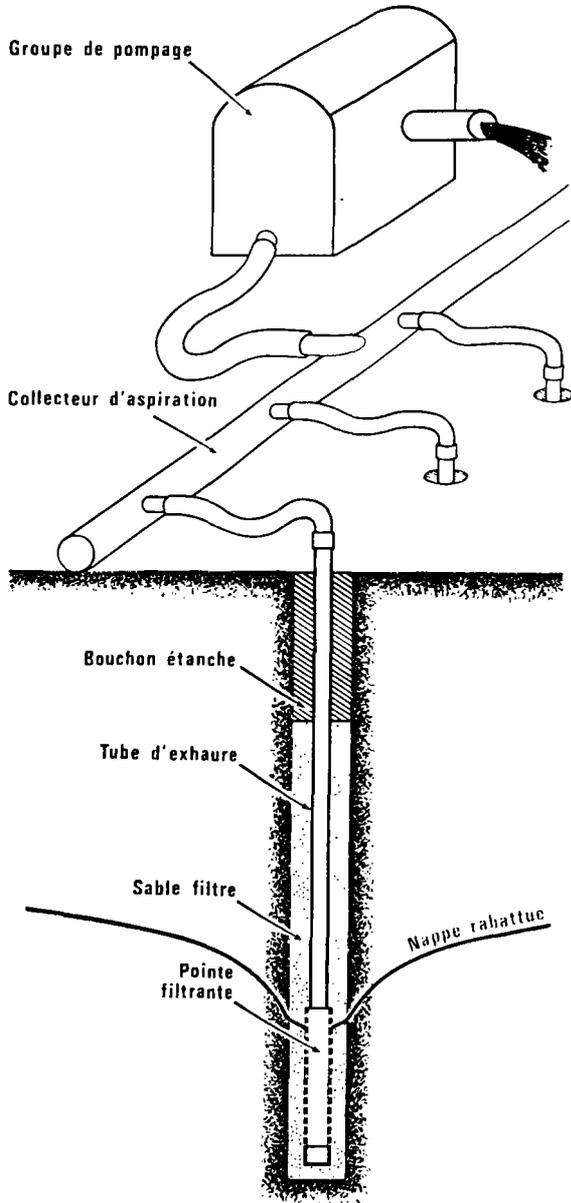


Fig. 2.9 - Pointe filtrante

◀ RABATTEMENT DE NAPPE PAR POINTES FILTRANTES
SCHEMA D'INSTALLATION.

COUPE SCHEMATIQUE D'UN PUIT FILTRANT EXPLOITE
PAR GROUPE ELECTROPOMPE IMMERGE.

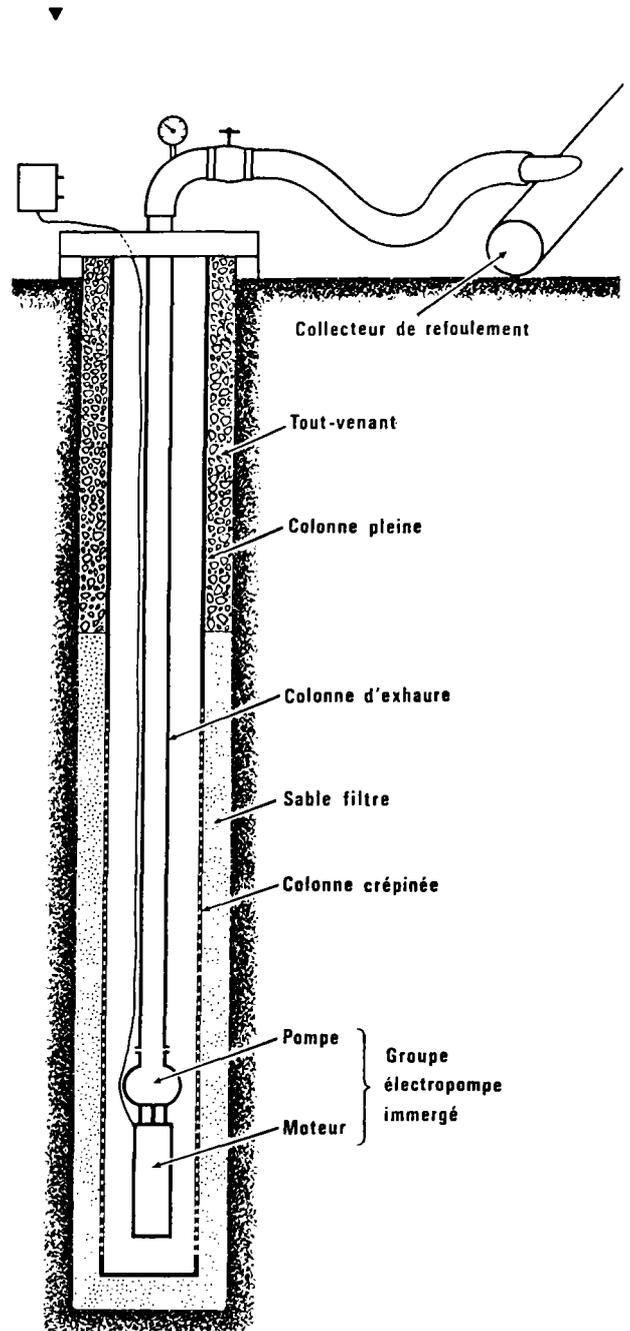


Fig. 2.10 - Puits filtrants

Le point important à étudier attentivement est leur emplacement vis-à-vis du glissement. Cela exige une bonne connaissance du réseau d'écoulement et des caractéristiques du terrain, en particulier son anisotropie, comme par exemple la stratification lorsqu'alternent des couches perméables et imperméables, et son hétérogénéité.

On retiendra qu'une galerie draine environ 50 mètres de terrain au-dessus d'elle.

On étudie ci-après dans le détail l'emplacement optimum d'une galerie vis-à-vis de la zone du glissement.

Emplacement des galeries

Les principes généraux qui guident le choix d'un tracé de galerie de drainage sont les suivants :

- drainer la zone de glissement,
- ne pas trop s'éloigner de la surface pour éviter des longueurs importantes et des difficultés d'exécution,
- situer l'exutoire de la galerie à peu près au niveau du pied du talus.

En première approximation, on placera la galerie parallèlement au versant selon la disposition de la figure 2.11, c'est-à-dire à proximité de la surface de glissement potentiel et à la hauteur du pied du talus.

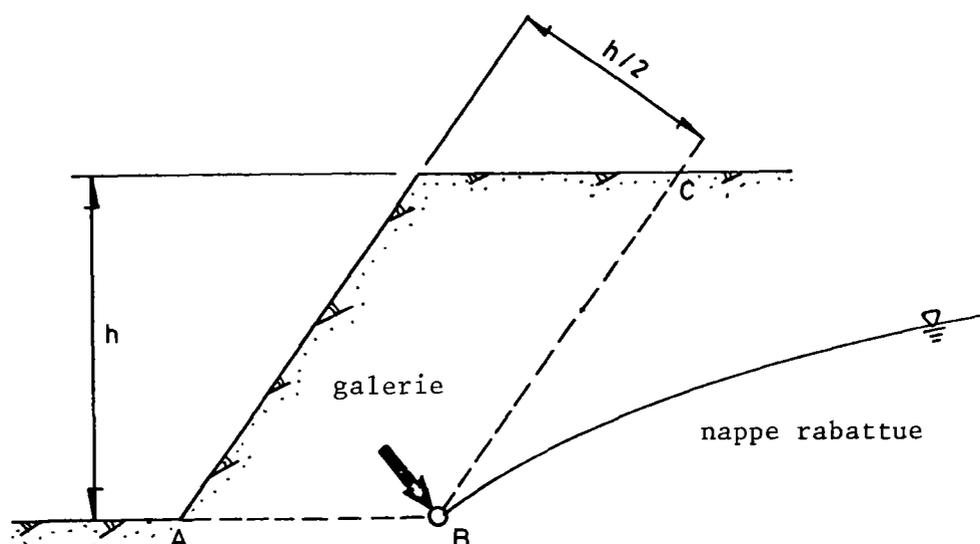


Fig. 2.11 - Position de la galerie

En milieu anisotrope on doit appliquer les corrections suivantes :

Avec une perméabilité horizontale élevée, il faut éloigner la galerie du pied du talus. A l'inverse, lorsque c'est la perméabilité verticale qui est la plus grande, la galerie peut être située plus près de la surface.

Mais si le contraste de perméabilité est trop fort, cas où la perméabilité horizontale dans un terrain stratifié est plus de 5 fois supérieure à la perméabilité verticale, l'écoulement n'est plus rabattu par la galerie. Il faut y adjoindre alors des drains forés depuis l'intérieur de la galerie, perpendiculairement à la direction de la plus grande perméabilité, c'est-à-dire des forages verticaux dans le cas précité. La longueur de ces forages doit être suffisante pour avoir un effet sensible (fig. 2.12).

Rayon efficace de la galerie : le rayon efficace de drainage est celui de la section circulaire perméable formée par la galerie, la zone décomprimée et les forages radiaux éventuellement forés depuis l'intérieur de la galerie.

La règle simple est que le rabattement est efficace à partir d'un rayon au moins égal à 5 % de la hauteur du talus (fig. 2.13) ce qui conduit à des galeries :

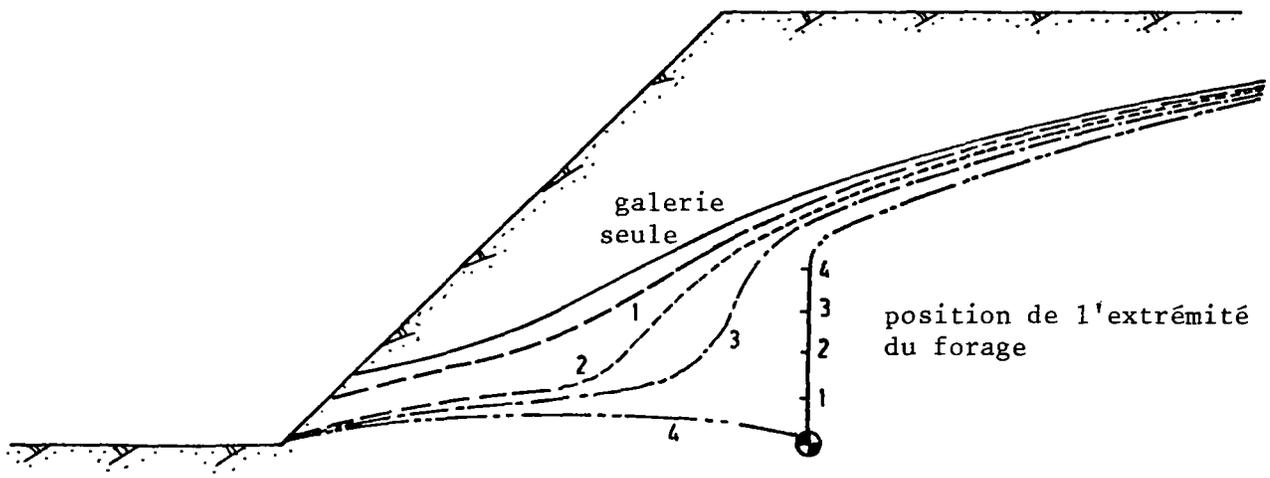
- de 2 m de diamètre pour des talus de 20 m,
- de 5 m " " 50 m.

Au-delà de cette hauteur il y a deux possibilités (fig. 2.14) :

- 1) réaliser deux ou plusieurs niveaux de galeries,
- 2) augmenter le rayon de drainage des galeries par des forages drainants radiaux.

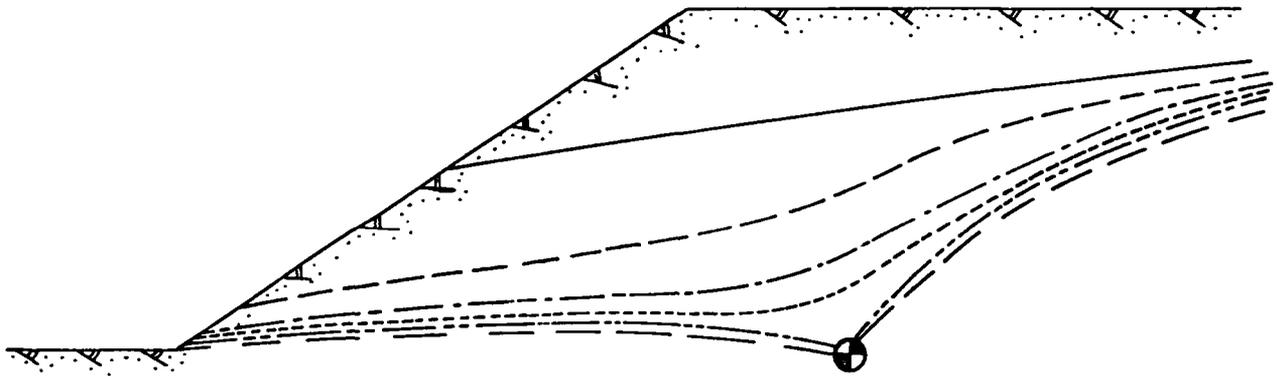
On retiendra, pour cette dernière solution, que les forages doivent recouper des circulations d'eau. Ils sont nécessaires quand la stratification de couches imperméables ou bien la maille de fissuration est d'épaisseur supérieure à la dimension de la galerie, afin de mettre en communication les horizons perméables ou les réseaux de fissures.

En conclusion le choix des caractéristiques d'une galerie sera dicté par des considérations économiques prenant en compte les équipements et les méthodes disponibles, et appuyé par une bonne connaissance des caractéristiques de perméabilité du terrain.



$$k_h/k_v = 10.0$$

Fig. 2.12 - Effet de forages supplémentaires de drainage exécutés depuis la galerie



r = rayon de drainage de la galerie

Conditions d'écoulement

—	sans galerie
- - -	$r = 0.003 \times h$
- · - · -	$r = 0.012 \times h$
- - - - -	$r = 0.025 \times h$
- · - · - · -	$r = 0.037 \times h$
- - - - -	$r = 0.050 \times h$

Fig. 2.13 - Modifications de l'écoulement en fonction du rayon de drainage de la galerie.

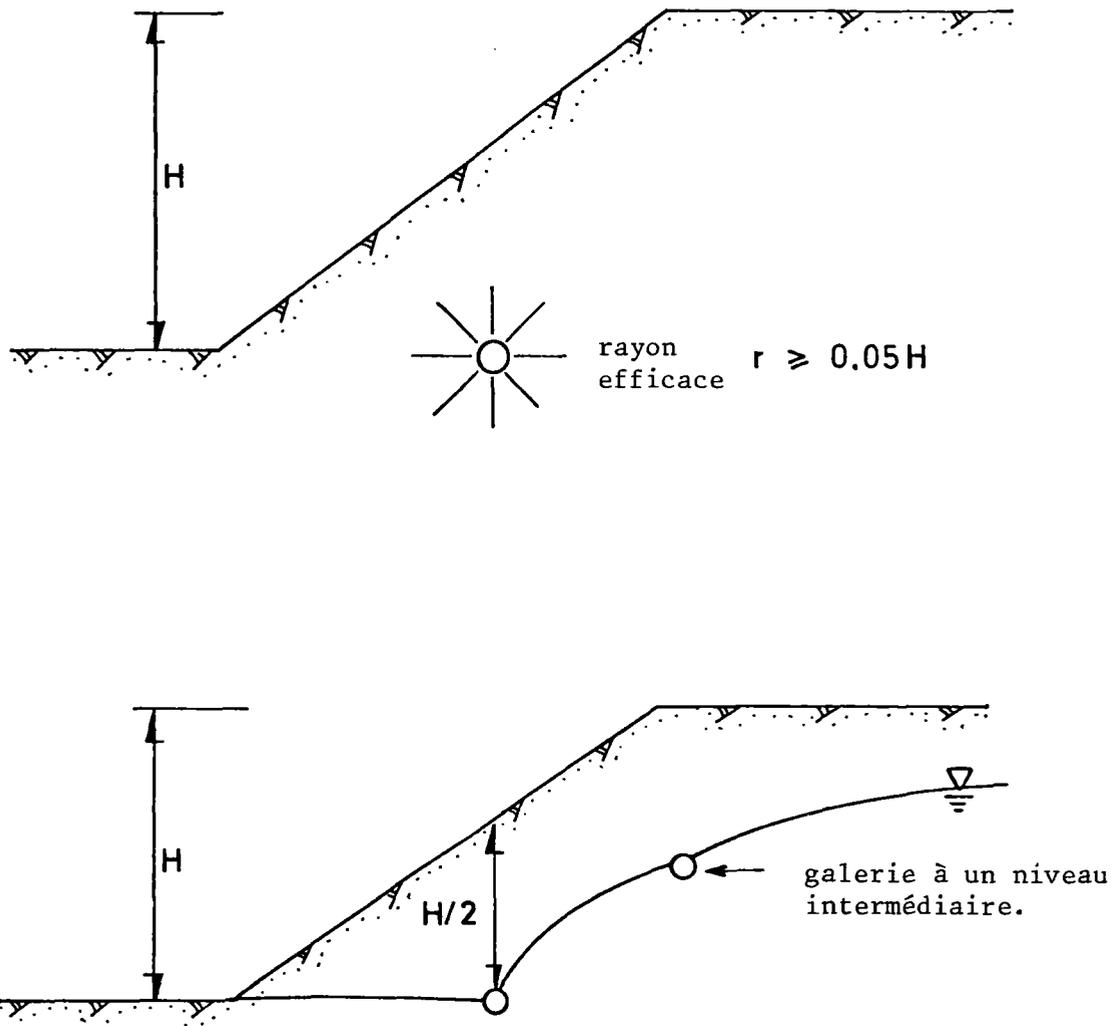


Fig. 2.14 - Rayon d'efficacité des galeries

3ème PARTIE

***Confortement de versants naturels
à l'aide d'ouvrages en terre armée***

CONFORTEMENT DE VERSANTS NATURELS A L'AIDE D'OUVRAGES EN TERRE ARMEE

INTRODUCTION

Le matériau Terre armée, inventé par Henri VIDAL en 1966, a connu depuis un large développement dans le domaine du Génie Civil [11].

Le procédé est couvert par des brevets en France et à l'étranger.

C'est dans le domaine des ouvrages de soutènement que la Terre armée a trouvé son plus grand développement. Les massifs en terre armée fonctionnant comme des ouvrages lourds et souples peuvent remplacer des ouvrages classiques tels que murs de soutènement, murs de quai, culées de pont, etc.. Il peut dans certains cas en résulter une économie très importante. Parfois même la technique de la terre armée est, compte tenu de sa souplesse, la seule technique véritablement utilisable.

1 - PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

La terre armée est un matériau composite obtenu par l'association de terre et d'armatures (fig. 3.1), ces dernières étant constituées en général par des bandes métalliques placées horizontalement, susceptible de supporter des tractions importantes, et suffisamment larges pour mobiliser des efforts de frottement notables au contact terre-armatures.

C'est en effet le frottement entre la terre et les armatures qui intervient en temps que phénomène essentiel dans la terre armée. La terre transmet aux armatures par frottement les efforts qui se développent dans la masse. Les armatures se mettent alors en traction et tout se passe comme si la terre possédait, dans les directions où sont placées les armatures, une cohésion dont la valeur est directement proportionnelle à la résistance à la traction des armatures. Le principe de la terre armée nécessite donc que le matériau de remblai utilisé ait un bon frottement interne, ce qui écarte *a priori* l'utilisation de sols comme les argiles.

Dans un ouvrage en terre armée, sur la face externe, il est nécessaire de prévoir une "peau" pour empêcher la terre de s'écouler entre les armatures et pour donner au parement la forme voulue. Cette peau est conçue de façon à rester très souple afin de suivre toutes les déformations des massifs sans introduire d'effort parasite.

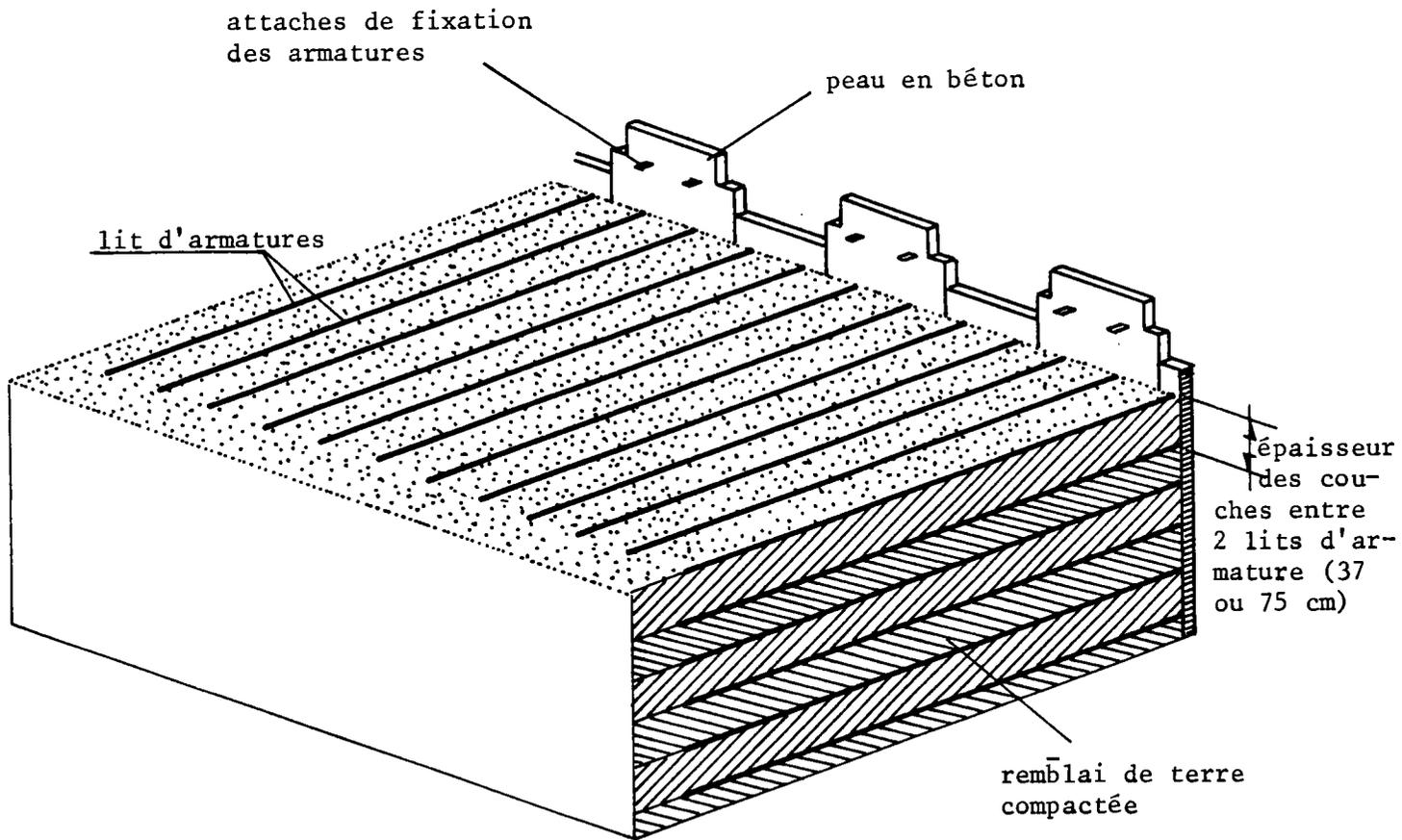


Fig. 3.1 - Schéma d'un mur en terre armée en cours de construction.

2 - TECHNOLOGIE ET MISE EN OEUVRE

2.1 - La terre et les armatures

La terre et les armatures sont les éléments essentiels du matériau terre armée. La résistance à la traction et la flexibilité des armatures procurent au matériau, par le biais du frottement avec la terre, cohésion et souplesse.

a) La terre

Le matériau de remblai utilisé doit satisfaire à certains critères de granulométrie afin que le frottement terre-armatures soit assuré, qu'il ne puisse pas se développer des pressions interstitielles dans le massif armé et pour que la mise en place et le compactage par couches soit aisé, à savoir :

- pas d'éléments supérieurs à 350 mm,
- moins de 25 % d'éléments supérieurs à 150 mm,
- moins de 15 % d'éléments inférieurs à 15 microns,
- angle de frottement interne du sol saturé, mesuré en cisaillement rapide à la boîte, supérieur ou égal à 25° ($\phi \geq 25^\circ$).

Le remblai doit être d'autre part un matériau minéral naturel ne comportant pas d'éléments organiques. Les matériaux d'origine marine ou comportant un pourcentage notable de chlorures ne peuvent être utilisés que dans le cadre d'une étude spécifique.

b) Les armatures

Le choix de la répartition et des longueurs des armatures résulte du calcul de la stabilité interne du massif. Les armatures sont constituées généralement par des plats. Elles sont le plus souvent en acier galvanisé, et crantées (armatures à haute adhérence). Les armatures sont percées à leurs extrémités pour permettre un boulonnage sur la peau.

2.2 - Les peaux

La peau a pour but de retenir la terre entre 2 lits d'armatures au voisinage immédiat des parements des ouvrages. Bien qu'elle ne soit pas importante pour la stabilité de l'ouvrage, la peau doit cependant pouvoir s'adapter sans désordre et sans introduire d'effort parasite, aux déformations du massif de terre armée. Les peaux sont constituées d'éléments préfabriqués, soit métalliques, soit en béton, facilement maniables et permettant un assemblage rapide.

a) Parement métallique (fig. 3.2)

Il est réalisé en acier galvanisé (ou ordinaire) de mêmes caractéristiques que les armatures, et constitué d'éléments profilés semi-elliptiques de 33 cm de hauteur. Ce type de parement doit à sa forme en profil ouvert et à sa faible épaisseur, une flexibilité qui lui permet de s'adapter aux déformations éventuelles.

b) Parement écailles de béton (fig. 3.3)

Ce sont des plaques de béton cruciformes, d'un poids moyen d'une tonne, séparées par des joints épais. Elles sont imbriquées les unes dans les autres par un système de goujons verticaux destiné à faciliter le montage, et à assurer la continuité de la peau, même dans le cas de tassements différentiels importants. Le parement obtenu est une mosaïque dont le module est de 1,5 x 1,5 mètre. Bien que chaque élément soit rigide, l'ensemble donne au parement une flexibilité verticale du même ordre que celle des éléments métalliques.

Les possibilités de rotation autour des goujons permettent de réaliser des murs courbes avec des écailles standard, jusqu'à 20 m de rayon. Des effets architecturaux peuvent être envisagés en modifiant l'aspect et la forme de la surface extérieure des écailles standard.

2.3 - Mise en oeuvre

La construction d'un massif en terre armée s'effectue par étapes successives comprenant chacune le montage d'un niveau d'éléments de peaux, le remblaiement correspondant (couche de 35 cm d'épaisseur) et la pose d'un lit d'armatures. Pratiquement la construction des ouvrages s'effectue de l'intérieur, côté remblai, et de ce fait ne nécessite pas d'échafaudage. En outre le matériel est celui nécessaire à l'exécution d'un remblai traditionnel, à l'exception d'un engin de levage léger pour le transport et la mise en place des écailles.

Le compactage n'est pas un élément fondamental dans la réalisation d'un massif de terre armée. Néanmoins, dans le domaine routier, le matériau de remblai utilisé doit être compacté dans des conditions analogues à celles d'un remblai normal. Le compactage s'effectuant par couches peu épaisses ne nécessite pas d'engins ayant une action importante en profondeur.

3 - DIMENSIONNEMENT

3.1 - Les massifs de terre armée sont couramment de section rectangulaire. Dans le cas usuel où le massif de terre armée soutient une plate-forme horizontale, la longueur des armatures est voisine de 70 à 80 % de la hauteur totale de l'ouvrage. Sur un terrain de fondation "moyen", à peu près horizontal, le massif est encastré dans le sol sur 1/10 de sa hauteur (fig. 3.4). Fondé sur un talus (par exemple sur un remblai) de pente 3 pour 2, l'encastrement atteint 1/5 de la hauteur.

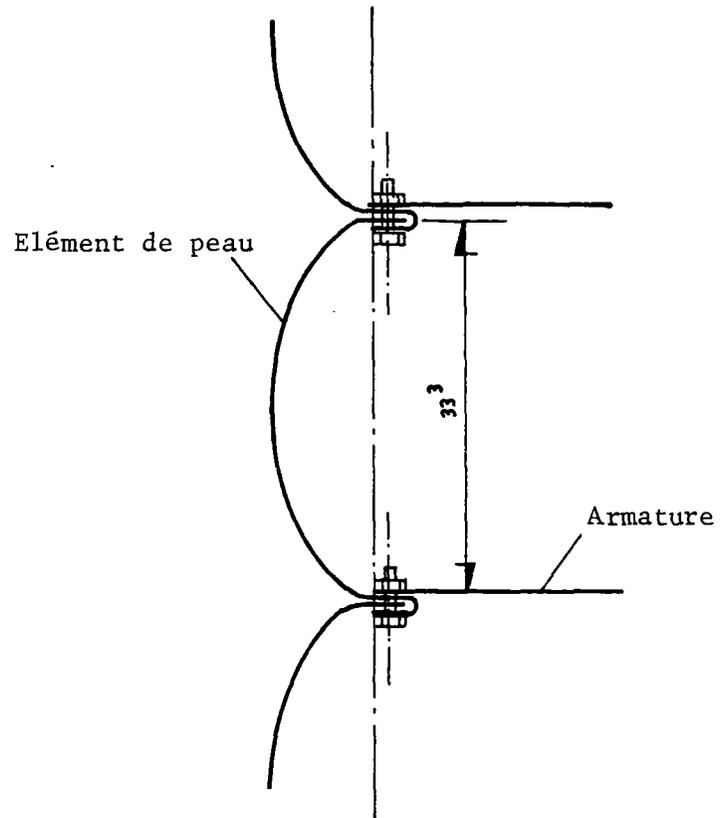


Fig. 3.2- Parement métallique

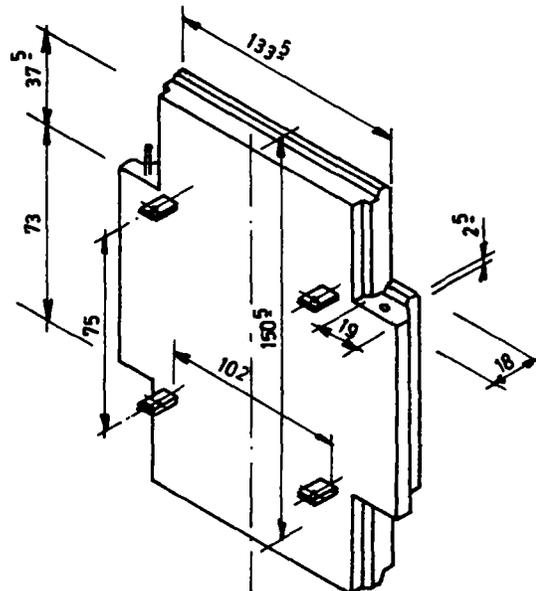


Fig. 3.3- Parement écailles de béton

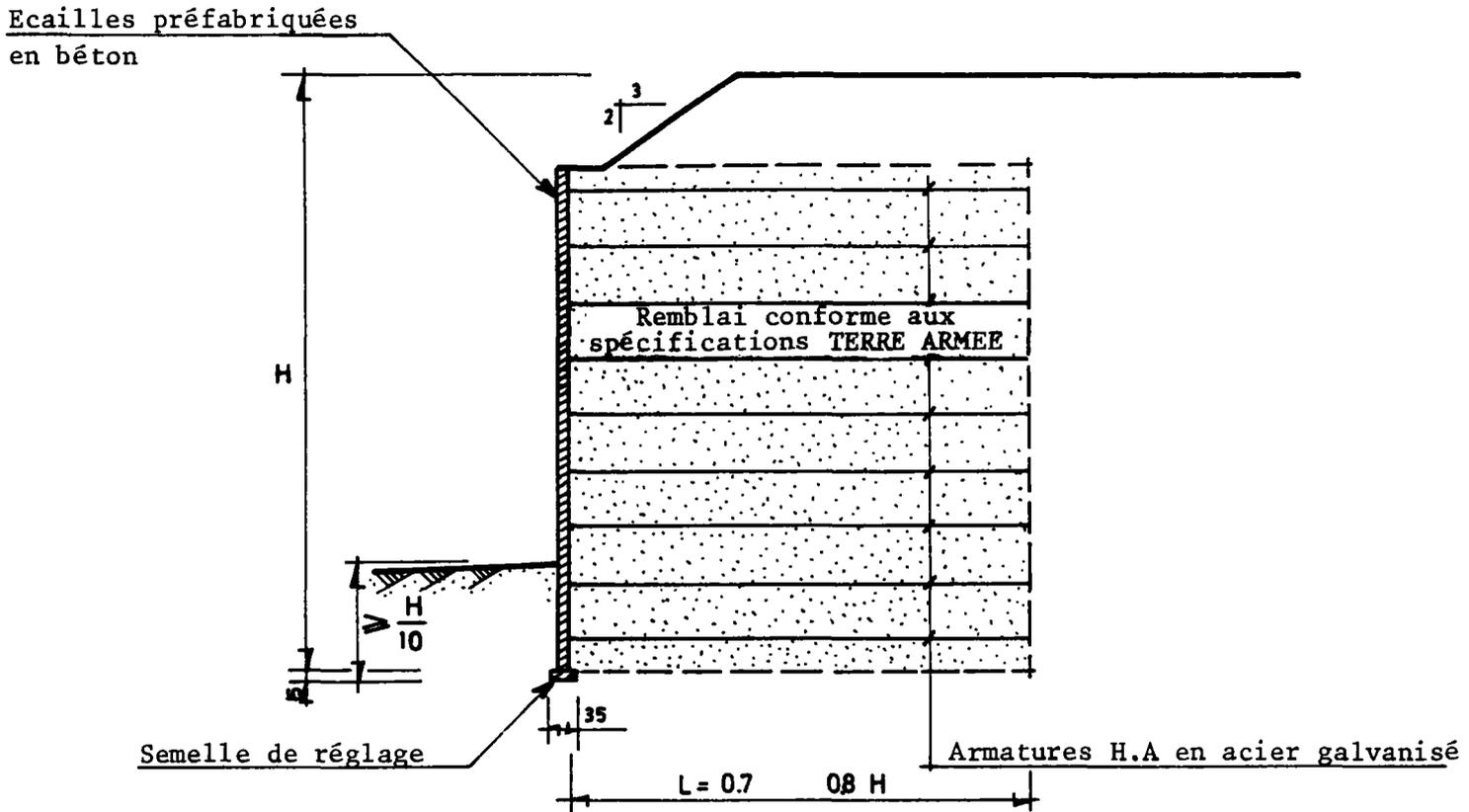


Fig. 3.4 - Dimensionnement d'un mur en terre armée

3.2 - Stabilité externe

Les murs en terre armée sont des ouvrages souples travaillant comme des ouvrages poids. Leur dimensionnement externe doit donc comporter en particulier la vérification de la stabilité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation, de la stabilité vis-à-vis d'un glissement sur la base et de la stabilité vis-à-vis d'un grand glissement englobant le mur (fig. 3.5).

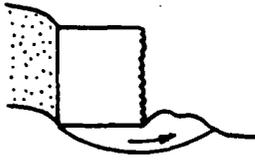
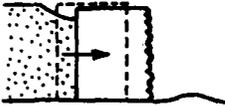
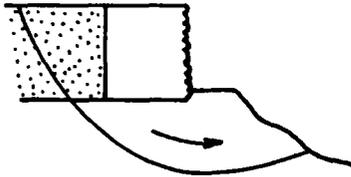
DIMENSIONNEMENT EXTERNE D'UN MUR		
Stabilité externe	Coefficients de sécurité	Modes de rupture
Poinçonnement	$F \geq 2$	
Glissement sur la base	$F \geq 1,5$	
Glissement général	$F \geq 1,5$	

Fig. 3.5

La souplesse et le caractère massif d'un mur en terre armée conduisent à modifier les critères utilisés dans le dimensionnement des murs poids classiques. En particulier on prendra un coefficient de sécurité de 2 vis-à-vis de la force portante limite du sol de fondation, et non de 3 comme il est d'usage pour des fondations des ouvrages rigides.

Du fait de leur souplesse les ouvrages en terre armée sont très peu sensibles aux tassements différentiels. Ces derniers ne peuvent entraîner de dommages que sur la peau. L'expérience montre que les valeurs des tassements différentiels admissibles sont de l'ordre de 1 à 2 %.

3.3 - Stabilité interne

Le dimensionnement des armatures et de la peau est effectué par la Société Terre Armée qui s'en réserve l'exclusivité.

4 - APPLICATIONS

Les applications de la terre armée pour la stabilisation des versants naturels utilisent les propriétés avantageuses de ce matériau :

- souple pour s'adapter aux mouvements de terrain ;
- dimensions réduites, ce qui permet de gagner de la place par rapport à une solution classique par remblai.

On distinguera deux types d'utilisation de la terre armée, soit en élément stabilisateur d'un glissement de terrain, soit en élément de construction sur un versant montagneux qui n'a pas encore glissé.

4.1 - Stabilisation des glissements de terrain

Quand il s'agit de stabiliser un glissement de terrain, l'ouvrage confortatif doit être à l'échelle du glissement. Pour envisager l'utilisation de la terre armée, dont la hauteur pratique ne dépasse pas 20 mètres (quelques cas exceptionnels à 25 mètres), il y a donc deux cas de figure :

- 1) Talus de faible hauteur : le mur en terre armée peut être utilisé seul.
- 2) Talus de grande hauteur : la terre armée sert de soutien d'un remblai de stabilisation.

4.1.1 - Talus de faible hauteur (20 à 40 mètres)

La solution d'un soutènement en terre armée a de nombreux avantages par rapport à un soutènement classique par remblai ou mur de soutènement en béton (fig. 3.6) :

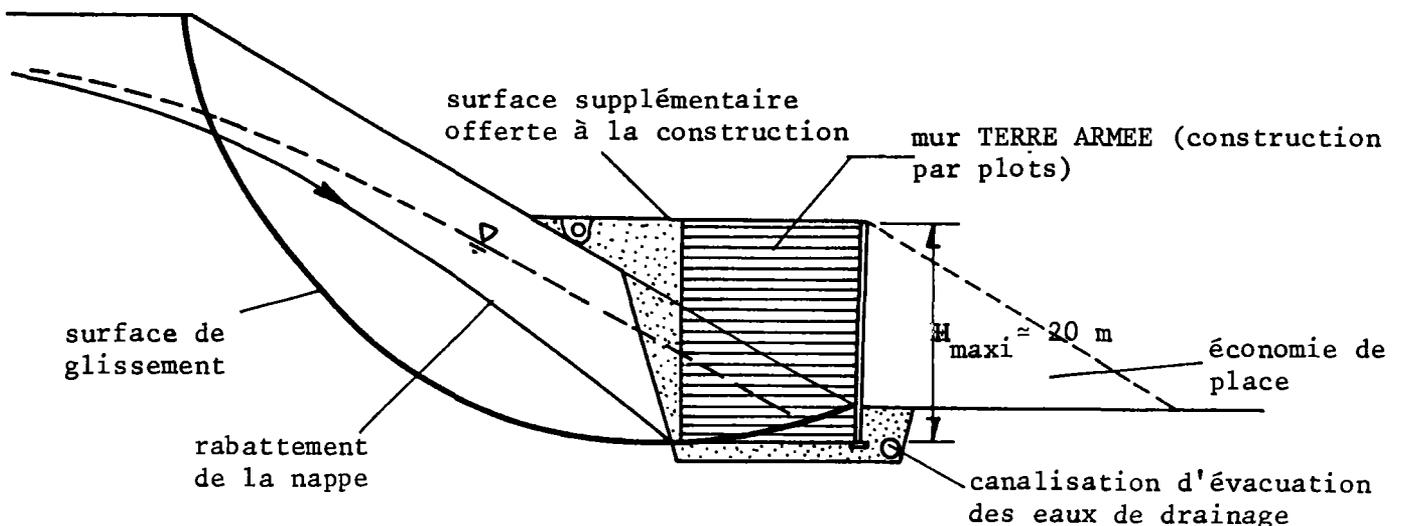


Fig. 3.6 - Talus de faible hauteur.
Soutènement d'un talus instable
avec la TERRE ARMÉE seule

- le massif en terre armée joue le rôle de masque drainant (voir 2ème partie). En effet il est lui-même constitué de matériaux drainants. Des précautions importantes sont prises en arrière du mur pour drainer et évacuer les eaux de circulation ;
- le massif en terre armée libère une surface supplémentaire à son pied par rapport au remblai. De même le sommet du mur peut être aménagé pour la construction ;
- le massif en terre armée s'accommode, par sa souplesse, des mouvements du terrain et des tassements de la fondation, au contraire de la solution rigide du mur de soutènement.

A titre d'exemple, on peut citer des ouvrages réalisés dans le Rif au Maroc qui ont servi à la fois de butée de pied et de masque drainant pour stabiliser d'importants glissements.

En zone urbaine le gain de place obtenu sur une pente est très appréciable. Dans la région parisienne, une pente instable a été remodelée avec des murs en terre armée dans le double but d'assurer la stabilité et une meilleure implantation des maisons individuelles qu'il était prévu d'y construire.

A l'effet mécanique stabilisateur il faut ajouter l'effet architectural des écaillés de béton pour le parement des ouvrages en terre armée.

Les écaillés de béton permettent de donner au parement des courbes en plan pouvant descendre jusqu'à des rayons de 20 mètres. L'association de courbes et de contre-courbes donne aux murs ainsi réalisés un aspect varié permettant une meilleure intégration dans le site.

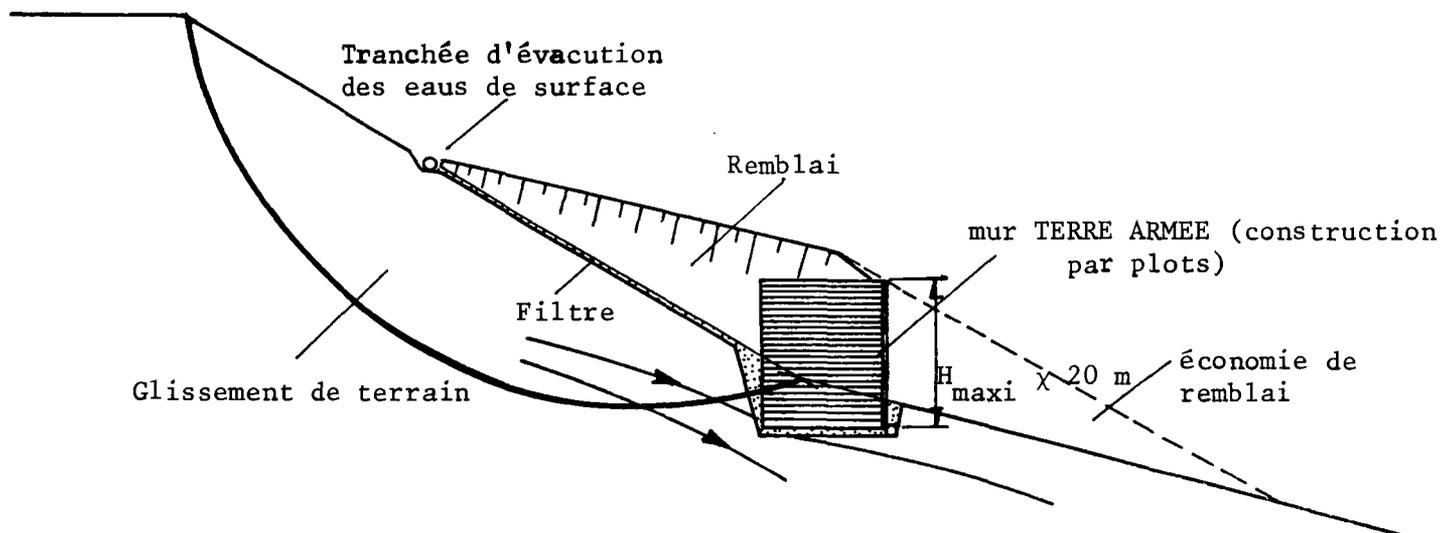
La mise en oeuvre d'un soutènement par mur en terre armée doit être réalisée avec un phasage des travaux approprié qui permette de ne jamais mettre le talus en péril :

- La fouille nécessaire à la fondation du mur ne doit pas être ouverte en grand. Au contraire le mur sera construit par plots de faible longueur afin de ne pas couper le pied de talus et entraîner le glissement.
- Les eaux de surface à l'amont du mur doivent être déviées par une tranchée (voir 2ème partie).
- Les travaux seront menés rapidement pour ne pas compromettre la stabilité à long terme. En ce sens la terre armée permet une construction très rapide du soutènement grâce à la préfabrication des éléments (peaux et armatures) et à la mécanisation du remblayage.

4.1.2 - Talus de grande hauteur

Pour des versants de grande hauteur et de grandes dimensions dans lesquels l'instabilité atteint des proportions sans aucune mesure avec la taille d'un mur de soutènement, en béton armé, ou en terre armée, la stabilisation ne peut être obtenue que par un remblai important (associé évidemment à un drainage en profondeur - cf. 2ème partie).

Dans ce cas, la terre armée est un complément au remblai méritant d'être retenu pour diverses raisons (fig.



- Talus de grande hauteur.
Soutènement d'un glissement de terrain
remblai et mur en terre armée.

- la terre armée, par son parement vertical, limite l'emprise du remblai dont la pente naturelle (30 à 40°) entraînerait une extension très à l'aval du glissement ;
- la terre armée constituée de matériaux drainants assure la continuité du remblai ;
- la terre armée ne nécessite pas de fondations profondes grâce à son faible taux de travail au sol.

Par sa souplesse elle autorise les déformations consécutives à la mise en place du remblai.

Des précautions importantes sont à prendre vis-à-vis du drainage de la pente sous le remblai et à l'amont du mur en terre armée.

4.2 - Construction sur des versants

En zone montagneuse, les problèmes de remblais et déblais nécessaires à la construction de routes ou bâtiments sont prépondérants sur l'ensemble du projet.

En effet dès que l'on modifie la pente naturelle d'un versant par excavation ou remblayage on détruit l'équilibre naturel des forces en présence, mécaniques et hydrodynamiques (pied de talus excavés, remblais, écoulement des nappes ...). Un tracé de route, par exemple, qui se développe à flanc de montagne en suivant les courbes de niveau est en général en profil mixte. D'un

côté on a le problème d'instabilité des talus de déblais et, de l'autre, la limitation des talus de remblais sur une pente souvent elle-même à la limite de la stabilité.

Le premier avantage d'une solution en terre armée est de ne pas modifier la stabilité du versant : en effet le déséquilibre apporté par le poids moteur de la partie du mur en saillie sur la pente est heureusement compensé par deux actions stabilisatrices, la drainage des matériaux du mur qui rabattent la nappe et la cohésion des armatures qui oblige les cercles de glissement à contourner le mur et donc à avoir un coefficient de sécurité moins défavorable (fig. 3.8).

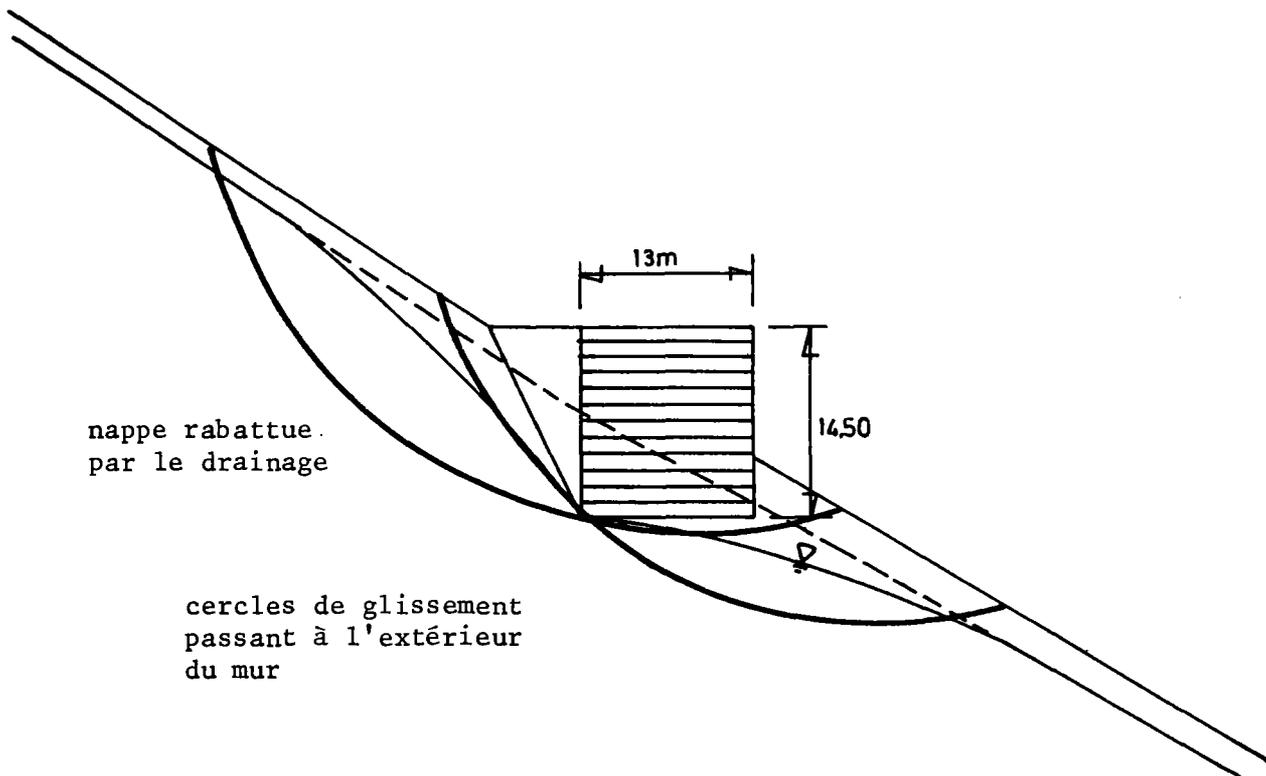
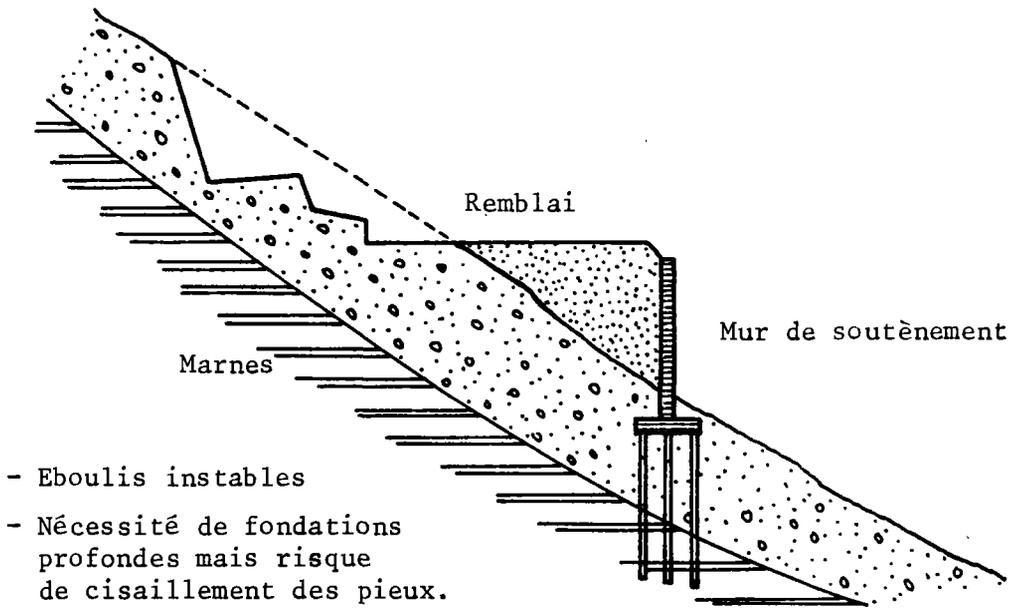


Fig. 3.8 - Stabilité d'un mur en terre armée sur une pente

Un ouvrage en terre armée s'adapte aux déformations d'une pente dont l'instabilité est à une grande échelle (phénomènes de solifluxion, fluage lent sur des couches plastiques, érosion superficielle d'éboulis de pente...). Le mur en terre armée a l'avantage de reposer sur des fondations superficielles dans des terrains où le coût de construction de fondations profondes (pieux) serait prohibitif (fig. 3.9).

a) Solution classique



Autoroute A8 (Roquebrune-Menton)
Vigna II - 1968

b) Solution Terre Armée

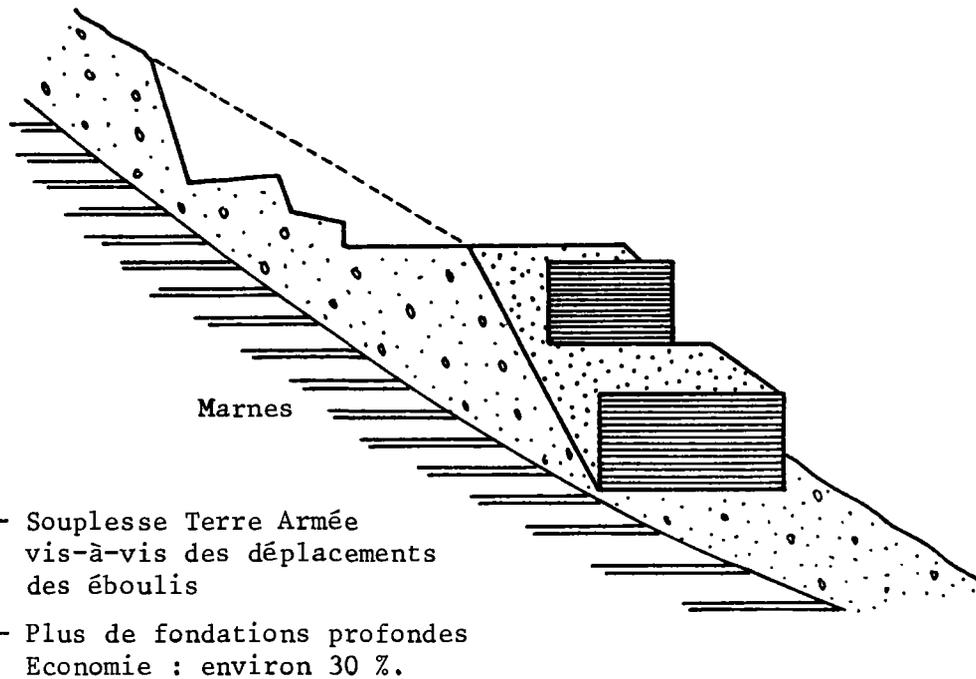


Fig. 3.9 - Comparaison de soutènements sur éboulis de pente : mur de soutènement sur pieux et mur en terre armée.

La figure 3.10 présente un schéma type de mur de soutènement sur une pente :

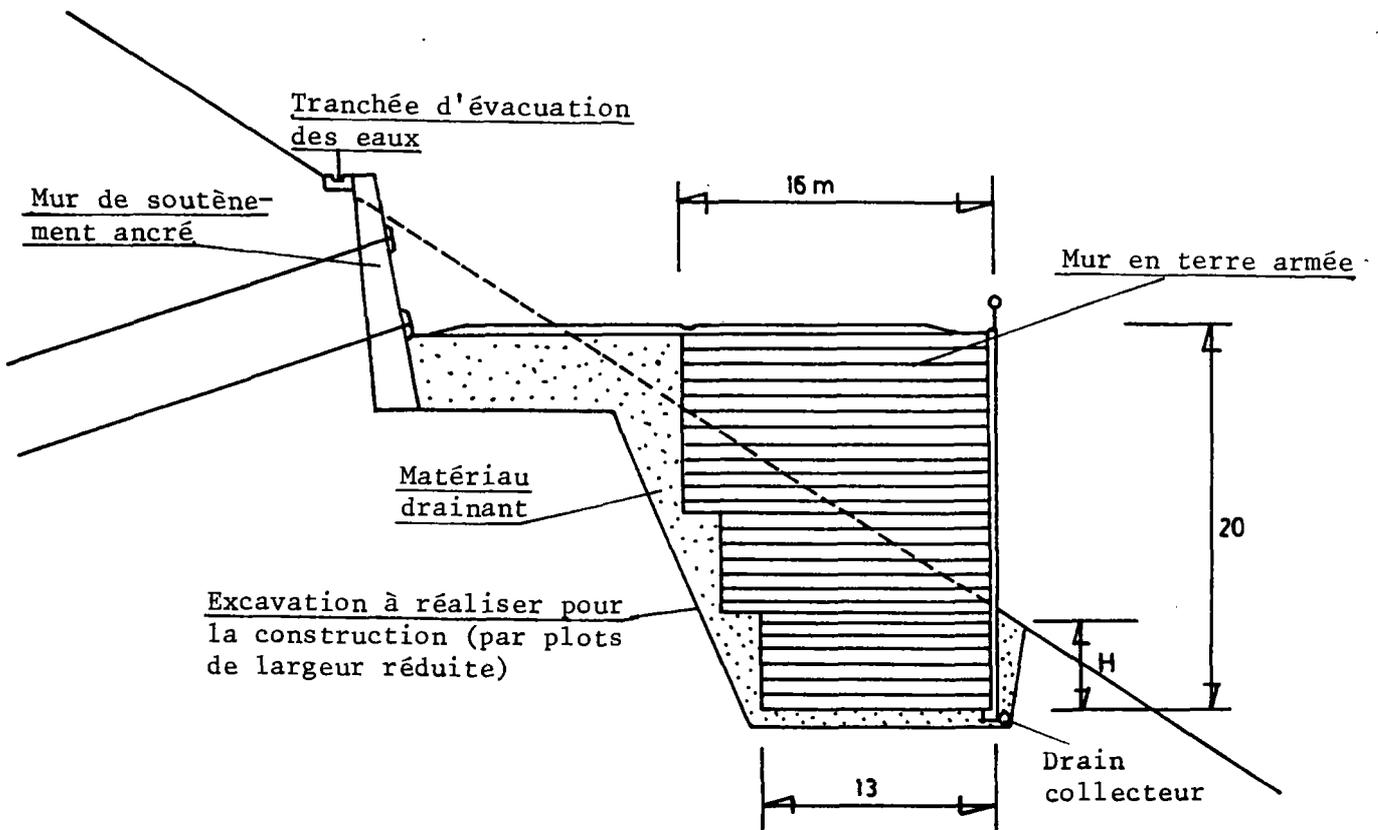
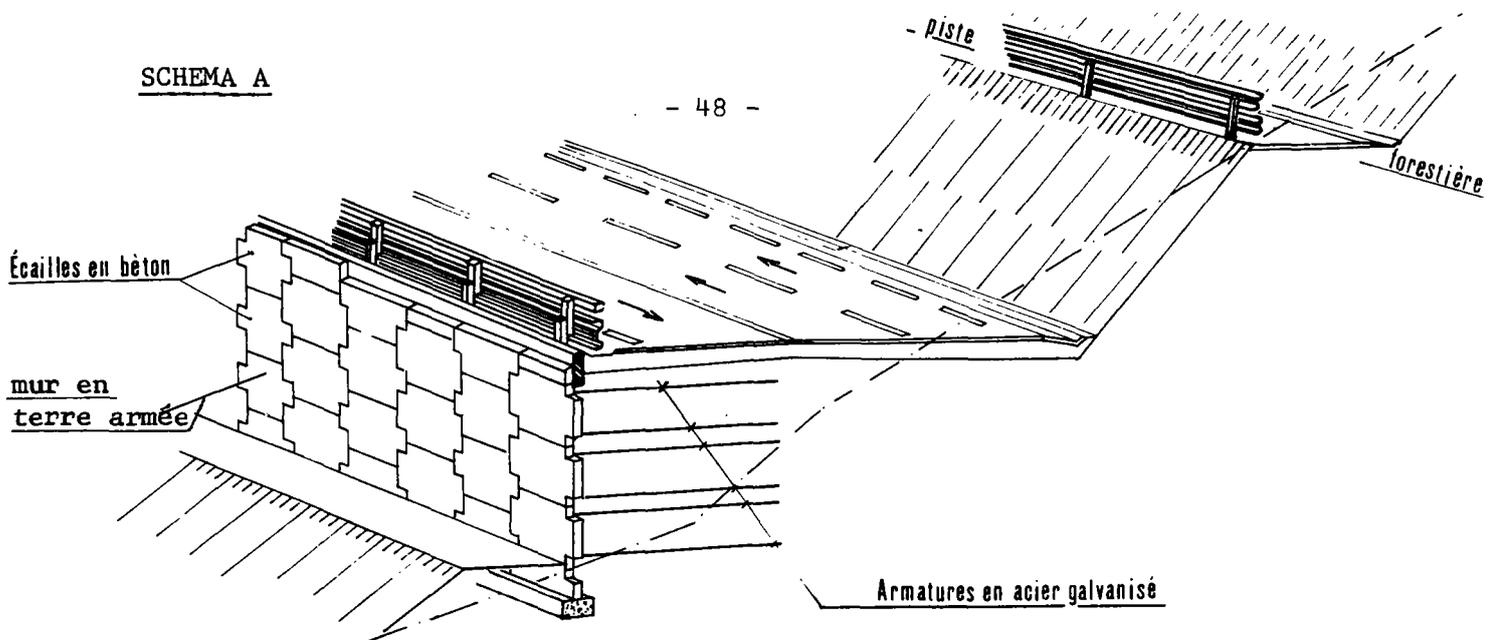


Fig. 3.10 - Mur en terre armée sur une pente.
Schéma de principe du soutènement.

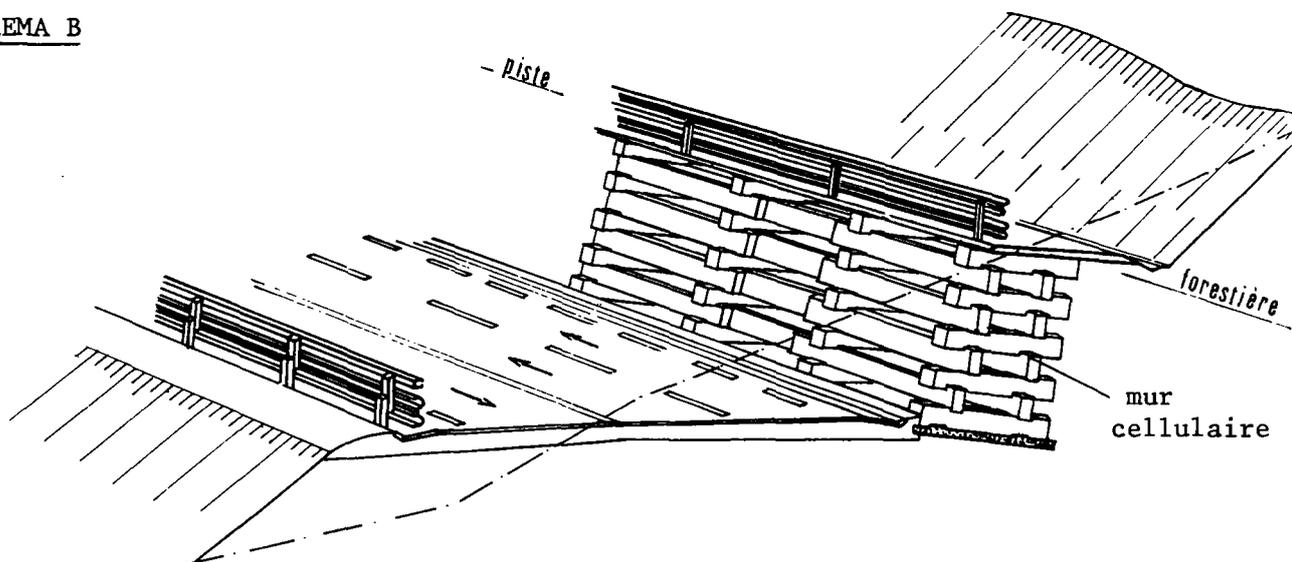
- le mur doit être encastré de manière à mobiliser une butée à son pied ;
- la liaison du mur avec le terrain naturel doit être réalisée avec soin, car il y a en effet une brusque discontinuité entre le remblai armé et le matériau de remplissage, des fissures de traction pouvant s'y développer par suite de mouvements du terrain de fondation du mur ;
- le talus en déblai au-dessus du mur doit être soutenu par d'autres méthodes de soutènement (voir chapitre ancrages). La figure 11 présente trois méthodes utilisées pour la route d'accès au tunnel du Fréjus dans les Alpes françaises :
 - 1) Pour une pente douce (schéma A), il n'y a pas de soutènement du talus. La piste forestière qui passe au-dessus de la route ne comporte aucun ouvrage de soutènement.
 - 2) Pour une pente plus raide que la précédente (schéma B) on a placé des éléments emboîtables (type crib-wall) qui stabilisent le talus de la piste forestière.
 - 3) Pour une pente très raide (schéma C), seul un soutènement par murs ancrés est envisageable. Les murs sont constitués de profilés métalliques et de panneaux préfabriqués en béton.

SCHEMA A

- 48 -



SCHEMA B



SCHEMA C

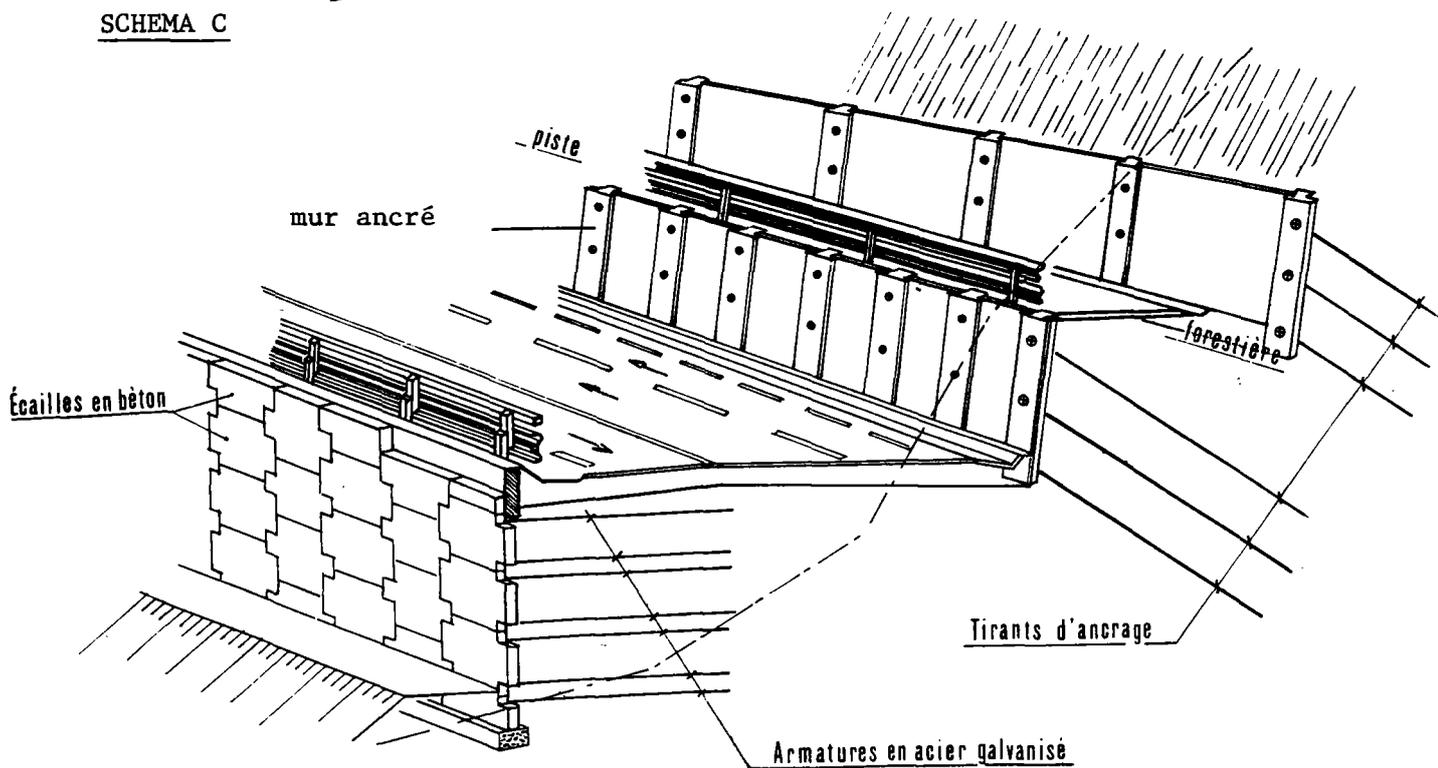


Fig. 3.11 - Trois dispositifs de soutènement en versant montagneux (route d'accès du tunnel du Fréjus).

Les travaux d'excavations dans la pente présentent de grosses difficultés pour ce type de soutènement

Mais on peut présenter deux arguments en faveur de la terre armée :

- L'instabilité de la pente est à long terme. L'ouvrage en terre armée se construit rapidement et il existe des méthodes de stabilisation provisoires (béton projeté, ancrages...). Il est également possible de choisir l'époque de l'année à laquelle se construira l'ouvrage. A titre indicatif, le mur en terre armée de Ricard sur l'autoroute Nice-Menton a été monté pendant l'été en un délai de deux semaines pour une longueur de 70 mètres et une hauteur de 8 mètres.
- L'exécution est réalisée par sections de faible longueur suivies sans délai de la montée d'un plot de massif armé. Dans les terrains graveleux (éboulis de pente) la stabilité d'une excavation de petite dimension est favorisée par un effet de voûte sur les côtés non excavés. On réduit également le volume à excaver en concevant des murs Terre Armée "en escalier", c'est-à-dire avec des armatures plus courtes à la base (cf. fig. 3.10). Cette disposition doit cependant être confirmée par la Société Terre Armée.

A titre d'exemple d'ouvrages en Terre armée sur versant montagneux, on peut présenter une réalisation récente dans les Vosges (fig. 3.12) avec stabilisateur de la pente par trois étages de massifs en terre armée, la pente moyenne du terrain étant de 3 pour 2. Sur ce site l'intégration des murs a été particulièrement soignée, du fait de la présence d'une forêt classée, par des motifs architecturaux sur les écailles de béton (fig. 3.13 d'après photographie).

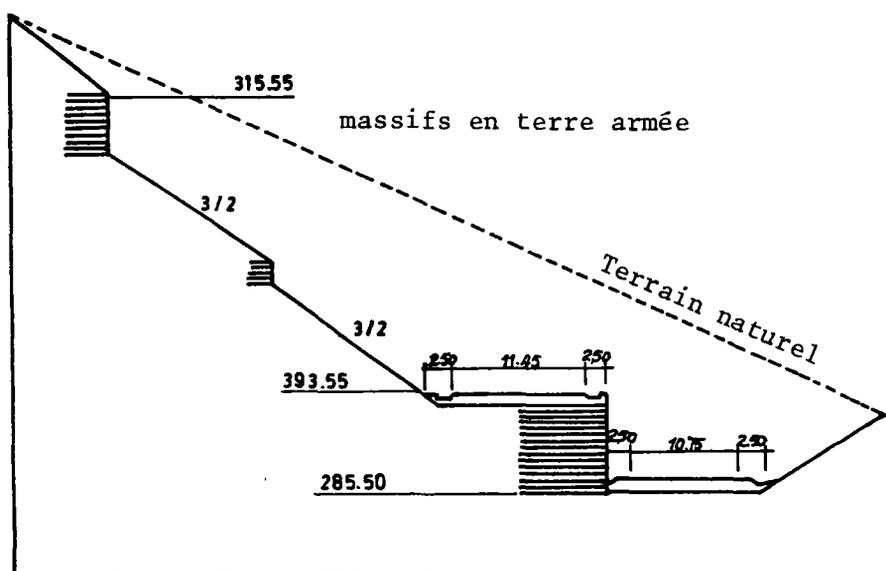


Fig. 3.12

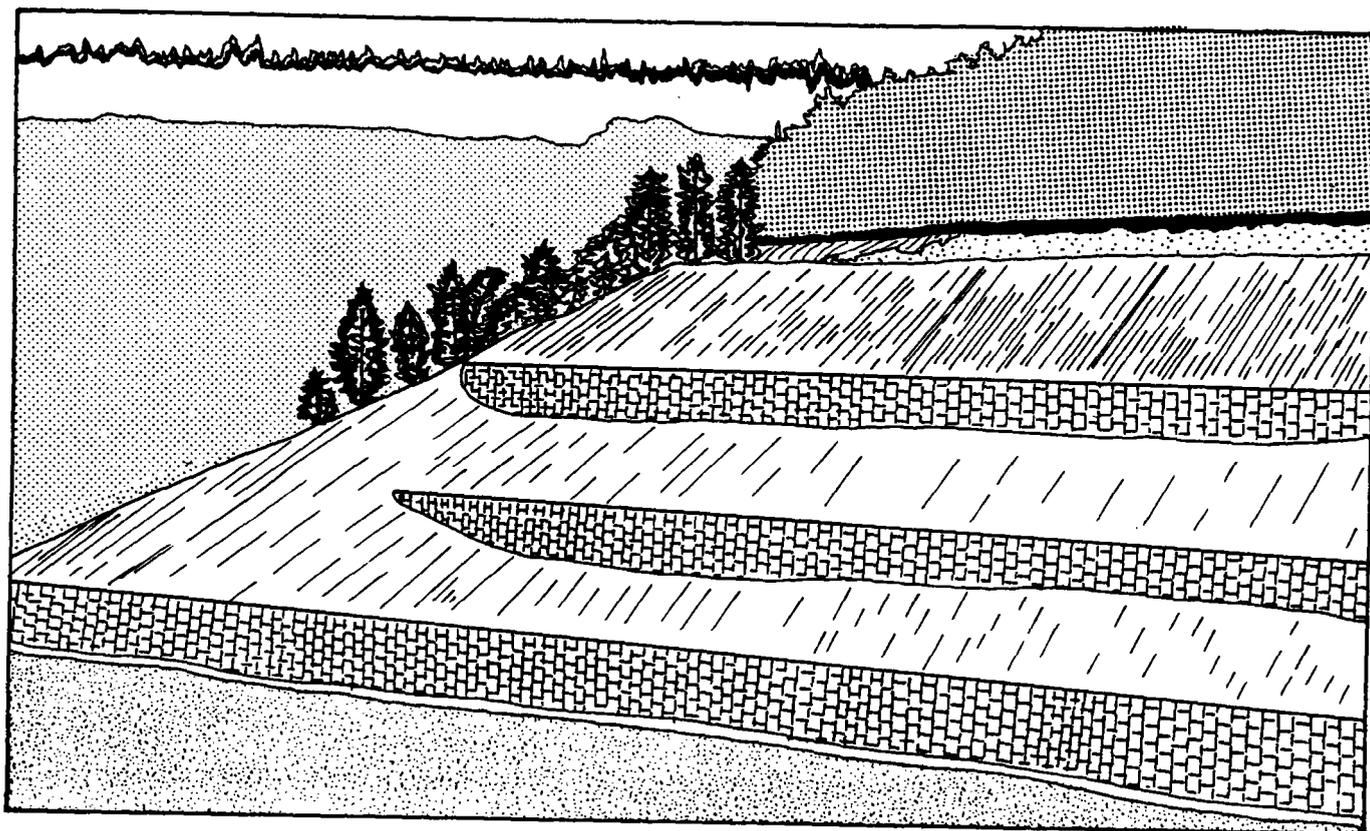


Fig. 3.13- Stabilisation d'un talus par trois niveaux de massifs en terre armée pour le passage d'une autoroute dans la forêt de SAVERNE (Vosges).

4ème PARTIE

Confortement de versants naturels par tirants et boulons

CONFORTEMENT DE VERSANTS NATURELS PAR TIRANTS ET BOULONS

L'objet du confortement de versants instables par ancrages est d'apporter des forces supplémentaires qui s'opposent aux forces motrices de glissement.

Selon le principe de l'ancrage, agissant activement ou passivement, on distingue deux grandes familles de confortement :

- les boulons d'ancrage, simples barres métalliques scellées dans un forage, dont la longueur est limitée en pratique à une quinzaine de mètres ;
- les tirants précontraints, formés de câbles d'acier scellés à leur extrémité et tendus, qui peuvent apporter des efforts considérables, mais exigent des techniques plus élaborées.

Ces deux types de soutènement sont en général complétés par d'autres techniques, béton projeté, paroi moulée, mur de soutènement.

On examinera séparément ces deux types de confortement, bien que souvent les méthodes de calcul et de dimensionnement aient des points communs.

On donnera quelques exemples d'applications mettant en oeuvre ces techniques dans des stabilisations de pentes naturelles et de talus excavés, dans des sols et des roches afin de couvrir un éventail de configurations aussi large que possible.

1 - BOULONS D'ANCRAGE PASSIF

1.1 - Définition

Le boulon d'ancrage passif, utilisé pour stabiliser les talus instables, est une barre métallique, genre fer à béton (fig. 4.1), scellée sur toute sa longueur dans un forage.

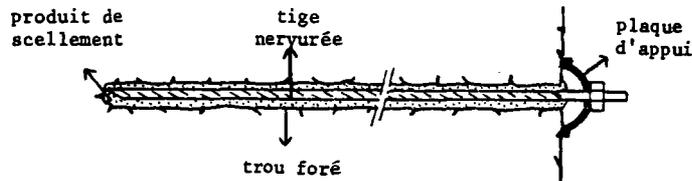


Fig. 4.1 - Boulon d'ancrage scellé sur toute sa longueur

Il existe également des boulons à ancrage ponctuel qui ne sont guère employés en stabilisation de massifs car ils présentent plusieurs limitations : longueur réduite, nécessité d'un forage très régulier pour l'ancrage qui s'obtient par le blocage de deux demi-coquilles à expansion et enfin, pérennité non assurée car l'absence d'enrobage par du mortier ne protège pas la barre contre la corrosion.

On ne prendra donc ici en considération que la technique du boulon scellé sur toute sa longueur [12].

La tête de la barre est équipée d'une plaque d'appui, boulonnée sur l'extrémité filetée de la barre, mais dont le rôle est secondaire en terrain rocheux pour les boulons de grande longueur puisque l'effort est réparti sur toute sa longueur scellée.

La longueur d'un boulon est en pratique celle des barres courantes disponibles, de quelques mètres à 15 mètres au maximum. Il est évidemment possible d'augmenter cette longueur par des manchons de raccordement, mais cela n'est en général pas employé, car au-delà d'une dizaine de mètres, les efforts déployés par le terrain dépassent les capacités usuelles de résistance à la traction des barres et l'on préfère utiliser des tirants précontraints avec câbles d'acier.

Le diamètre des barres est couramment de 25 à 40 mm. Pour augmenter l'adhérence du scellement, on utilise les mêmes techniques qu'en béton armé, barres dont les profils sont torsadés ou crénelés, TOR, DIWIDAG ou similaire à haute adhérence.

Le forage doit avoir un diamètre supérieur à celui de la barre de façon à pouvoir réaliser un bon scellement, en général de 10 à 15 mm supérieur au diamètre de la barre pour un scellement au mortier.

On doit veiller à la bonne exécution du forage, car les défauts de rectitude ou les débris rocheux non évacués nuisent à la bonne introduction de la barre.

Le scellement est réalisé de façon la plus courante avec un mortier de ciment à haute adhérence et à prise rapide.

On évoque plus loin la technique de la résine (1.3.1).

Le dosage du mortier adopté pour de tels scellements est, de façon indicative, le suivant (dosage en poids) :

- ciment 1
- sable fin 1
- eau 0,30 à 0,35

Le mortier peut être mis en place selon plusieurs techniques :

- remplissage préalable de mortier, à l'aide d'un tube d'injection introduit en fond de trou (fig.4.2). Un dispositif d'étanchéité par anneau de caoutchouc assure un remplissage complet des vides. Le boulon est ensuite enfoncé dans le trou rempli de mortier, à la main ou éventuellement, à l'aide d'un marteau vibreur. Cette technique a l'avantage d'accroître le remplissage des vides puisque le boulon refoule un volume égal de mortier dans le terrain.

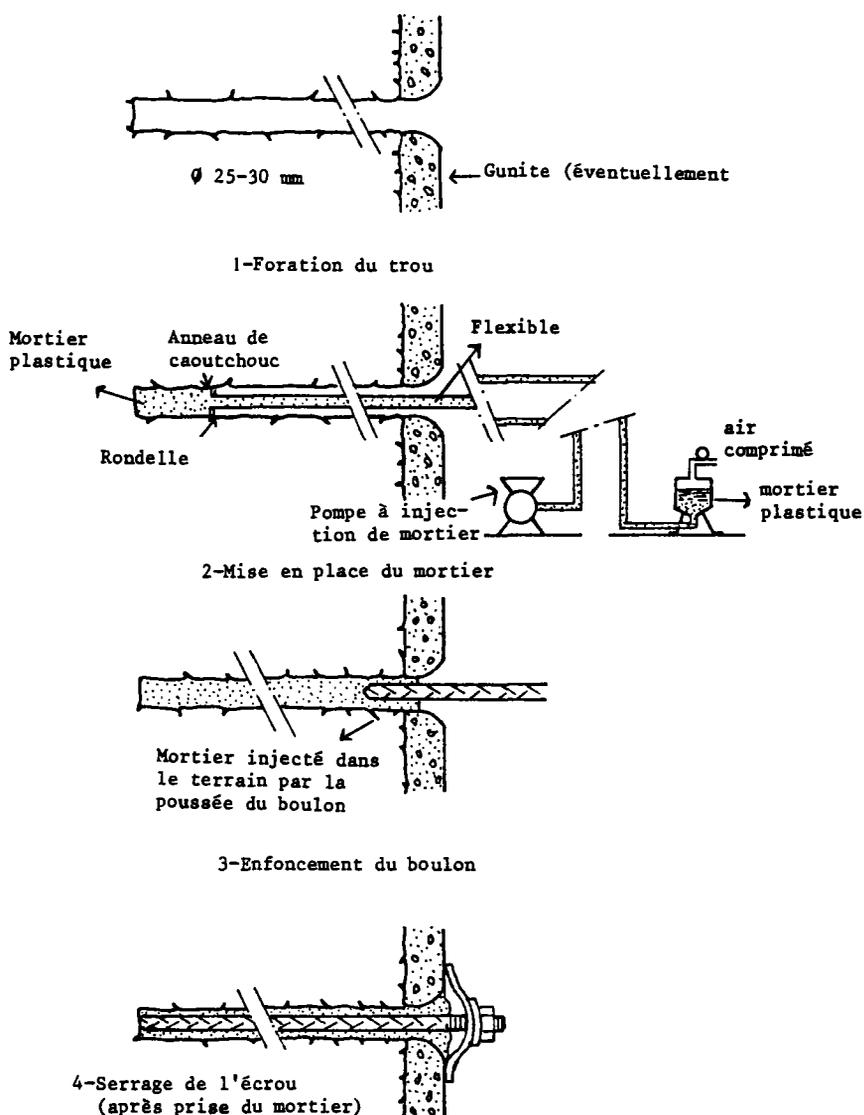
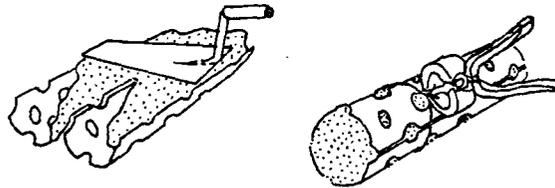
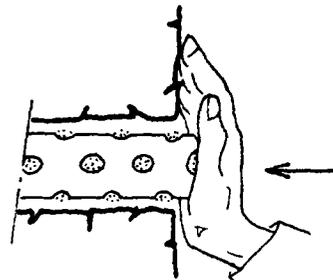


Fig. 4.2 - Schéma de mise en oeuvre d'un boulon scellé au mortier injecté.

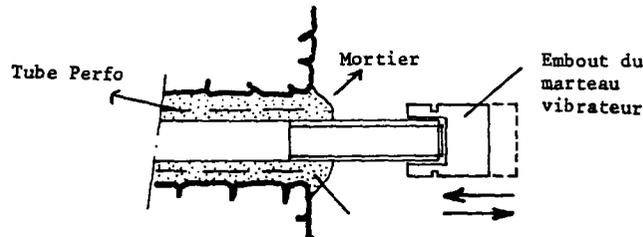
- procédé PERFO (fig. 4.3) qui consiste à introduire dans le forage un tube cylindrique pourvu de perforations latérales, rempli de mortier. Ce procédé assure un bon remplissage du trou car le boulon chasse le mortier à travers les perforations. Il permet aussi un bon centrage de la barre et ainsi, un scellement durable.



- 1 - Replir de mortier les demi coquilles
- 2 - Placer les coquilles l'une sur l'autre et les ligaturer



- 3 - Placer le tube perforé plein de mortier dans le trou de perforation



- 4 - Enfoncer le boulon à travers le mortier à l'aide d'un marteau vibreur

Fig. 4.3 - Schéma de mise en oeuvre d'un boulon scellé au mortier par la technique PERFO

1.2 - Dimensionnement

Il n'est pas dans l'esprit de cette note de détailler les calculs de dimensionnement d'un dispositif d'ancrage, mais seulement de donner des principes de calculs qui s'intégreront dans une étude de stabilité par cercles de glissement au coin rocheux.

L'ancrage passif n'est mis en tension qu'après un mouvement relatif du terrain et de la barre. Etant donné le module élevé de la barre vis-à-vis de celui d'un massif rocheux fracturé ou d'un sol, l'effort maximum peut rapidement être atteint localement, lors de l'ouverture d'une discontinuité par exemple.

Les paramètres de l'ancrage sont les suivants :

- force disponible par barre ;
- maillage ;
- longueur ;
- orientation.

Dans le cas d'une analyse par cercle de glissement (fig.4.4) versants en terrains meubles, sols et roches décomposés, le bilan des forces en présence est fait sur la surface de glissement, en isolant une section de largeur unitaire et en décomposant le volume ainsi délimité en tranches verticales. La force supplémentaire apportée par le boulon s'ajoute au système par ses composantes normales et tangentielles sur la surface de glissement.

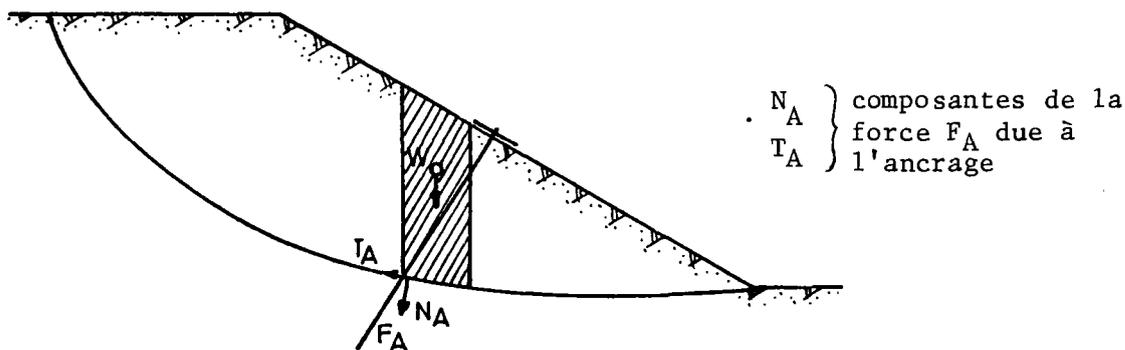


Fig. 4.4 - Analyse de stabilité par méthode des tranches

Il est alors possible de jouer sur les paramètres de l'ancrage pour accroître la stabilité du glissement.

Dans le cas d'une analyse de stabilité par coin rocheux (fig.4.5), la résultante des forces motrices du volume rocheux limité par les plans de discontinuité doit être ramenée à l'intérieur du cône de frottement à l'aide des forces supplémentaires apportées par les barres.

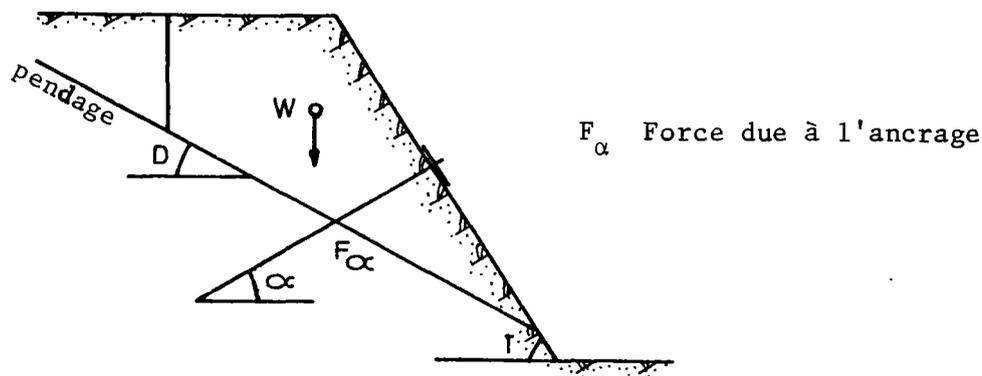


Fig. 4.5 - Analyse de la stabilité d'un talus rocheux

On peut également considérer la résistance au cisaillement des barres au droit des joints rocheux et les forces de traction développées par la dilatance de ces mêmes joints, mais ces méthodes sont encore du domaine de la recherche et nécessitent des moyens d'investigations (essais de cisaillement) et d'études (éléments finis) qui dépassent le cadre d'une stabilisation courante. Il est en effet fréquent, pour des stabilisations locales de blocs rocheux instables, que le dimensionnement de l'ancrage soit basé sur l'expérience et que les boulons soient posés à la demande, pendant le déroulement de travaux d'excavation par exemple.

En règle simple, on fixe certains paramètres selon les pratiques suivantes :

- l'effort maximum est donné par la résistance des barres les plus importantes, en se limitant à \varnothing 40 mm pour des raisons pratiques de mise en oeuvre. On considère en général pour le projet une fraction de la limite élastique de l'acier (les 2/3 en principe) ;
- le maillage est le paramètre le plus flexible qui permettra de dimensionner le système d'ancrage. On adoptera généralement un maillage carré, à lignes horizontales ou verticales, avec un entr'axe de l'ordre de 1 à 5 mètres ;
- la longueur des barres devra être calculée pour recouper la surface de glissement dans le cas d'un terrain meuble ou un nombre suffisant de discontinuités dans le cas d'un coin rocheux, afin d'atteindre le rocher sain.

Il est souhaitable que les longueurs des barres ne soient pas toutes identiques, en respectant par exemple une alternance entre forages voisins, afin qu'il ne se crée pas, à l'extrémité des ancrages, une nouvelle surface privilégiée qui pourrait devenir une surface de glissement.

- l'orientation des boulons est déterminée par des considérations pratiques plus que par un calcul théorique. En effet, il faut tenir compte des possibilités des machines et des aires de travail accessibles.

D'un point de vue théorique, il faut que les ancrages soient proches de la perpendiculaire au massif afin d'intéresser le volume le plus important. Dans un talus rocheux où les boulons recoupent des familles de fractures, les méthodes de calcul permettent de minimiser les forces à fournir par les boulons par un calcul de dérivée, en prenant l'angle d'orientation comme variable (cf. réf. 7).

1.3 - Techniques associées

1.3.1 - Béton projeté

De façon courante, on associe au boulonnage par ancrages passifs des techniques de protection de la surface du terrain, essentiellement le béton projeté.

Les avantages du béton projeté associé au boulonnage sont les suivants :

- il complète la protection de la surface, en évitant le délitage superficiel des roches altérées ou la décompression des sols meubles. Il renforce donc le système d'ancrage dont l'action est elle-même préventive ;

- il assure la répartition des efforts en tête de boulon sur la surface du terrain. En effet, le boulon est rendu solidaire de la peau de béton projeté par une plaque d'appui reposant sur le treillis ;
- il facilite l'exécution des forages en offrant une surface unie et nette (cas où les forages sont exécutés après une première couche de béton projeté).

On se contentera de rappeler quelques recommandations principales pour la mise en oeuvre du béton projeté :

- le béton projeté doit être mis en place très rapidement après l'ouverture d'une excavation afin de profiter au maximum de son action préventive contre l'altération et le desserrage superficiel. Il est mis en place sur un treillis métallique fixé au terrain par un épingle court, de quelques dizaines de centimètres dans les meilleurs terrains à 1 mètre dans les terrains les plus altérés..

Les épingles peuvent être elles-mêmes constituées de barres d'ancrage. Une technique moderne très utilisée est le boulon en fibre de verre, scellé à la résine. Il nécessite un outillage léger (perforatrice à main, longueur du forage : 1 m) et il est très efficace dans la stabilisation de la couche superficielle de terrain.

- le béton projeté est toujours complété par un réseau de drainage afin d'éviter que l'eau ne soit emprisonnée derrière la peau qui recouvre le terrain et ne risque de se mettre en charge.

1.3.2 - Ouvrage en béton armé

Le soutènement d'un talus par des ancrages passifs est souvent complété par un mur de soutènement ou des longrines de béton armé lorsque les efforts de poussée développés sont importants sur le parement.

On trouvera dans l'exemple du confortement de l'autoroute B 7 (Butte Ste Colombe) réalisé par SOLETANCHE, une illustration de l'association ancrage passif et mur en béton armé (fig. 4.16).

1.4 - Applications

Par leur longueur et leur résistance limitée, les boulons d'ancrage ont un rôle superficiel :

- dans un terrain en place, dans lequel on réalise une excavation, ils évitent le desserrage superficiel, ce qui permet au massif de conserver ses caractéristiques de résistance d'origine ;
- dans un glissement de terrain de faible ampleur, leur longueur peut être suffisante pour recouper la ligne de glissement et contribuer à la stabilisation des mouvements par apport d'une cohésion supplémentaire.

Les applications seront donc divisées en deux groupes selon qu'il s'agit de travaux d'excavation mettant un talus en instabilité provisoire ou du confortement d'un terrain ayant déjà glissé par instabilité naturelle.

1.4.1 - Soutènement d'une excavation

La première application est la plus intéressante, car elle met en valeur les propriétés résistantes du terrain à l'aide de faibles efforts dans les barres d'ancrage dont le seul rôle est d'éviter l'amorce d'un processus de décohesion par ouverture de fissures, décompression des couches superficielles et rupture progressive qui finirait par ne mobiliser que la résistance "résiduelle" du massif, très inférieure à la résistance "de pic" que celui-ci avait initialement.

Quelques applications, dans des terrains meubles ou des roches, peuvent être les suivantes :

1.4.1.1 - Talus rocheux

L'ouverture d'une fouille dans des roches fracturées, à l'occasion des travaux de barrages, routes, ... favorise des glissements selon des pentes inclinés vers le bas de la fouille. Il est d'usage de procéder à un cloutage des blocs, présentant des risques de déséquilibre, par des ancrages passifs. Leur emploi est très répandu et le plus fréquemment ils sont placés par les mineurs sur le chantier jugeant eux-mêmes, d'après leur expérience, de leur opportunité.

Il y a des applications plus systématiques où le maillage des boulons est prédimensionné d'avance :

- fouille avec un talus rocheux raide de grande hauteur (10 mètres à titre indicatif), où l'on connaît d'avance par une étude structurale les familles de joints les plus défavorables ;
- pente rocheuse servant d'appui à la culée d'un pont dont le poids provoque un déséquilibre des forces en présence (résistance de la roche). Dans ce cas, le boulonnage rétablit la stabilité par des forces normales supplémentaires sur les joints rocheux (fig. 4.6).

Dans toutes ces applications, la longueur maximale des boulons est de 15 mètres.

Les boulons, scellés sur toute leur longueur au mortier, sont en outre rendus solidaires de la surface du rocher par des plaques métalliques perforées reliant plusieurs têtes de boulons. On adjoint fréquemment à l'ensemble, des grillages de protection contre la chute des petits blocs.

1.4.1.2 - Talus en sols meubles

L'excavation d'un talus, pour le passage d'une route par exemple, crée une instabilité par rapport à la pente naturelle.

Les ancrages passifs sont utilisés dans ce cas pour former une épaisseur de terrain renforcé, à la manière d'un mur en terre armée. Malgré la longueur réduite des ancrages, de 4 à 6 mètres, la zone armée ainsi créée est suffisante pour s'opposer à la poussée des terrains situés en arrière (fig. 4.7). Un revêtement de la surface en béton projeté, armé d'un treillis soudé, est absolument nécessaire.

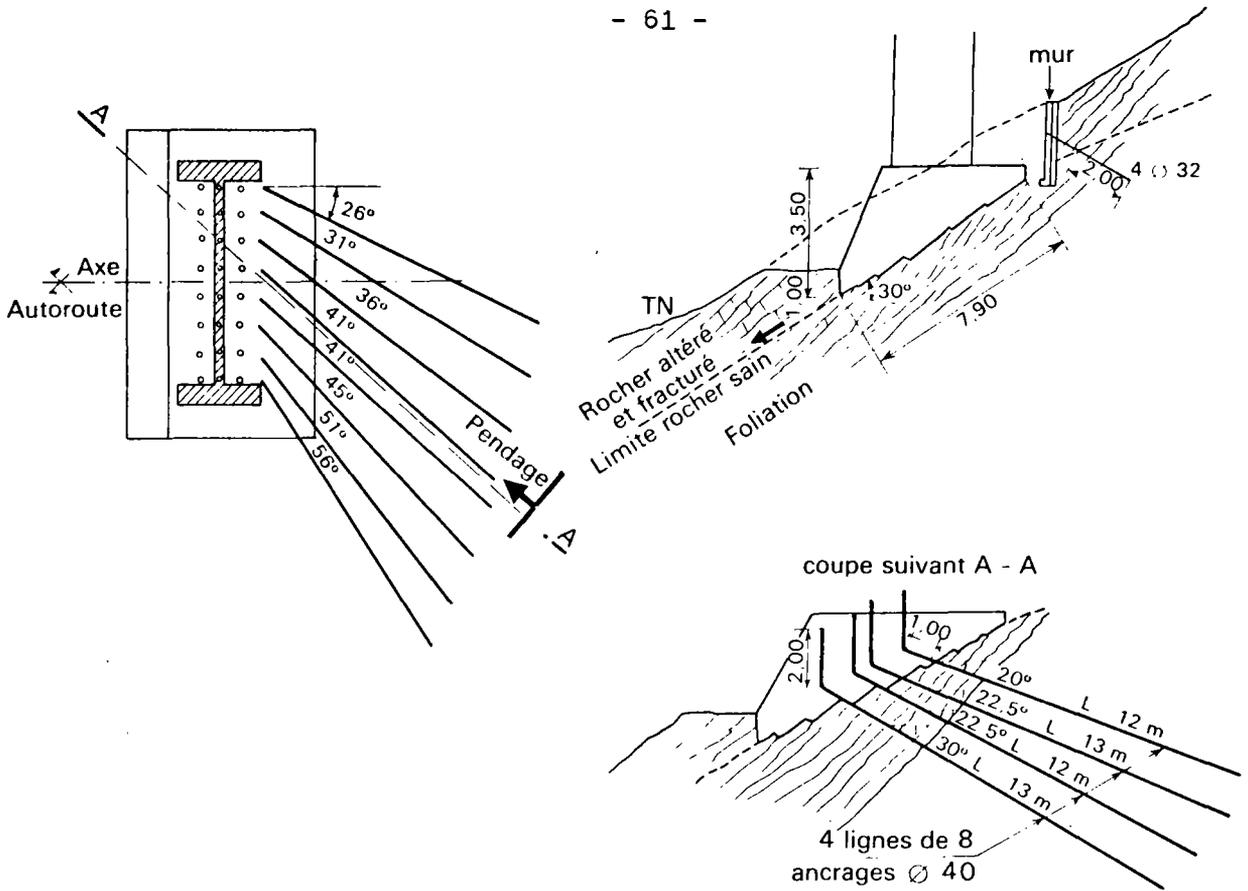


Fig. 4.6 - Viaducs des Pox et de Rome - Autoroute B9. Principe de fondation des piles 6 et 7 : fondations superficielles sur dalles de gneiss et couture du rocher sous la fondation par ancrages passifs.

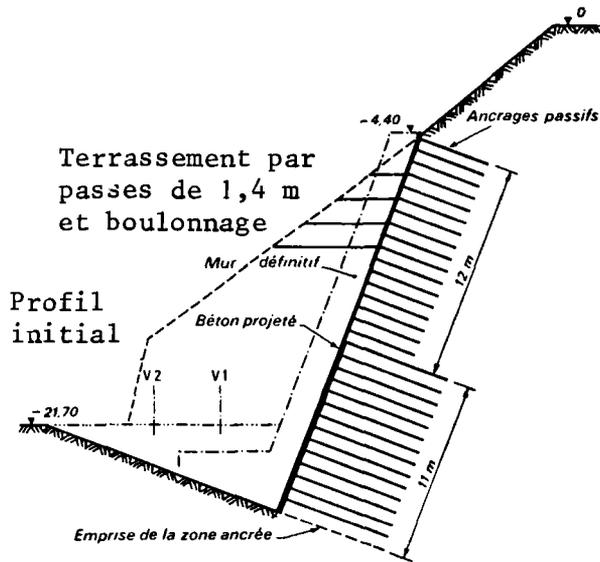


Fig. 4.7 - Stabilisation provisoire par massif ancré.

Ce type de soutènement reste néanmoins provisoire, car, à long terme, une action de l'eau pénétrant à l'amont du talus provoquerait l'amorce d'un glissement profond. En phase définitive, il faut donc équiper le talus d'un mur en béton armé.

L'exemple le plus intéressant de ce genre de soutènement provisoire est celui du talus de Versailles (travaux SOLETANCHE) donné en annexe. On notera le maillage serré des ancrages (2 épingles par m²). Les travaux sont menés par terrassements successifs à partir du haut avec pose des ancrages au fur et à mesure du dégagement d'un nouveau front de talus (fig. 4.7).

1.4.2 - Soutènement d'un talus instable

Le soutènement par ancrages passifs est une solution peu onéreuse pour les talus instables de faible hauteur.

La condition principale à respecter est de faire recouper la surface présumée du glissement par les boulons et de donner au-delà une longueur de scellement suffisante pour mobiliser le frottement maximum. Cette longueur dépend des caractéristiques des terrains rencontrés par l'ancrage. En général, il faut compter obtenir le scellement avec quelques mètres dans les terrains meubles.

La pose des boulons est effectuée après une projection de béton destinée à assurer une surface d'appui correcte. Le revêtement en béton projeté est prolongé dans la partie supérieure du talus par une risberme qui le protège des risques de dégradation consécutifs aux agents atmosphériques (voir également au chapitre drainage les mesures à prendre concernant les infiltrations et le drainage).

Des plots préfabriqués en béton sont généralement disposés sur la tête des boulons pour reprendre les efforts de traction qui résultent des déformations du terrain (fig. 4.8). Pour une meilleure répartition des efforts, les plots peuvent être réunis en longrine de béton armé. Mais il s'agit là d'une solution lourde qui fait perdre le bénéfice de la souplesse d'emploi des ancrages passifs, disposés à la demande, grâce à un matériel réduit.

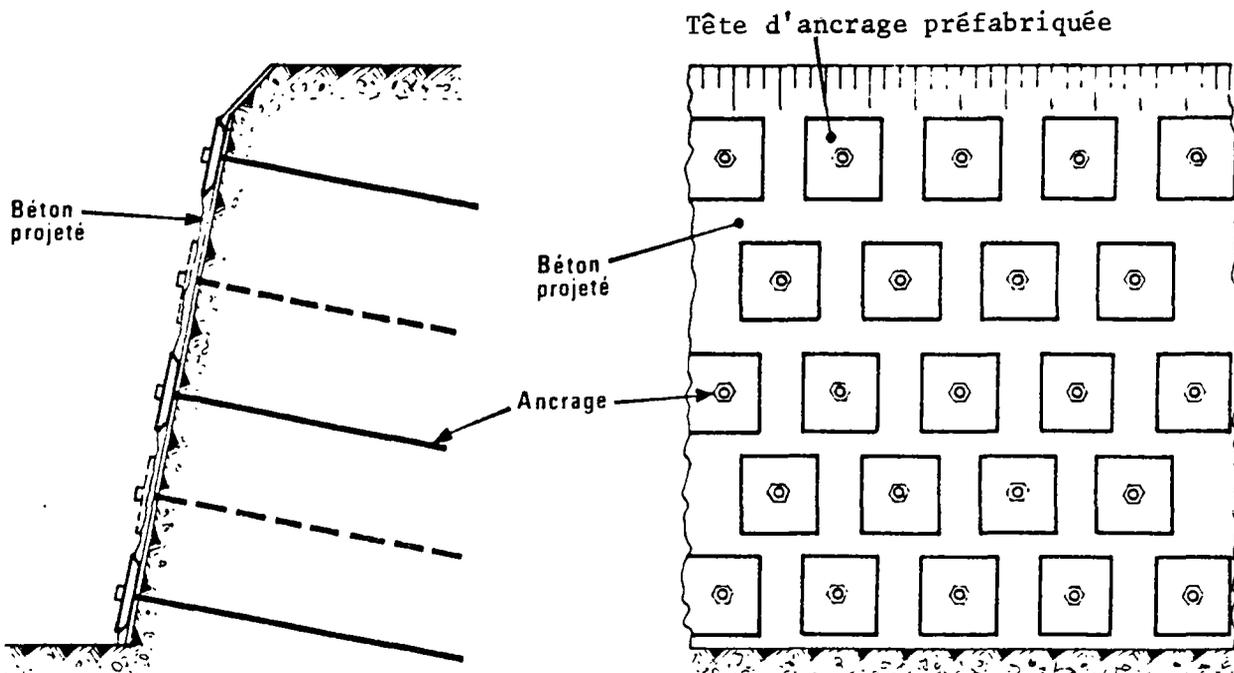


Fig. 4.8 - Soutènement d'un talus instable par ancrages passifs.

Cette solution s'apparenterait plutôt à un soutènement par tirants actifs qui font l'objet du chapitre suivant.

2 - TIRANTS PRECONTRAINTS

2.1 - Définition

Les tirants précontraints sont des armatures placées dans un forage, scellées à leur extrémité la plus profonde et mises en tension à l'autre extrémité par l'intermédiaire d'une surface d'appui (fig. 4.9).

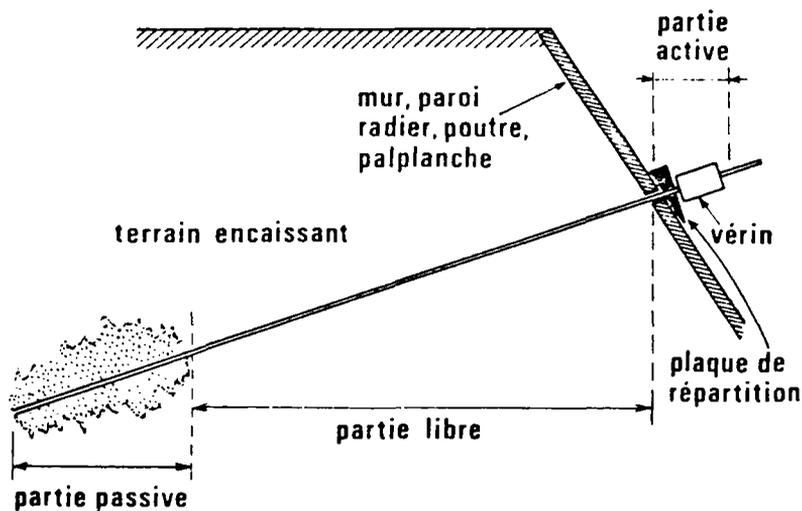


Fig. 4.9 - Constitution schématique d'un tirant

La précontrainte est obtenue par un déplacement relatif de la tête et du sol, soit naturellement par la décompression du terrain, soit le plus généralement par une extension de l'armature au moyen de vérins.

L'armature d'un tirant, généralement constituée de câbles d'acier à haute résistance, est donc composée de trois parties :

- le scellement ;
- la partie libre ;
- la tête d'ancrage.

Chacune de ces parties doit être dimensionnée en fonction de la qualité des terrains, de la longueur de terrain médiocre à traverser jusqu'au bon terrain et des efforts de poussée à reprendre. En ce qui concerne la tête du tirant, une surface d'appui est toujours nécessaire, bloc de béton ou paroi moulée, étant donné les efforts élevés exercés par ce type d'ancrage.

On examinera donc maintenant les principes de dimensionnement et les techniques de mise en oeuvre des tirants. On verra ensuite les applications.

2.2 - Dimensionnement

Tout comme les barres d'ancrages, les tirants précontraints se dimensionnent à partir des paramètres suivants :

- effort unitaire ;
- longueur totale (scellement + longueur libre) ;
- orientation ;
- maillage.

2.2.1 - Effort unitaire admissible

L'effort de traction disponible dans l'armature d'un tirant couvre une gamme de valeurs très étendues, depuis une dizaine de tonnes à plus de mille tonnes.

L'armature, en acier dur, peut revêtir les formes les plus variées : barres de béton armé à haute adhérence, fils de précontrainte de 5 à 10 mm de diamètre, câbles toronnés (de ponts suspendus par exemple), armatures tubulaires.

En multipliant le nombre de câbles à l'intérieur d'un même forage, on augmente la capacité de résistance d'un tirant.

Pour calculer la section d'acier nécessaire, on applique un coefficient de réduction sur le taux de travail correspondant à la limite élastique :

- 50 % à 60 % de la limite élastique s'il s'agit d'un tirant définitif ;
- 60 % à 75 % de la limite élastique s'il s'agit d'un tirant provisoire.

A titre indicatif, on peut donner quelques exemples de tirants couramment utilisés :

● résumé des caractéristiques des aciers

TYPE	Dywidag		à fils parallèles				à torons							
	DY 26	DY 32	6 ø 8	8 ø 8	10 ø 8	12 ø 8	6 T 13	8 T 13	10 T 13	12 T 13	6 T 15	8 T 15	10 T 15	12 T 15
Section acier mm ²	552	836	301	401	502	604	570	760	950	1140	840	1120	1400	1680
Allongement en % par t	0,87	0,60	0,165	0,124	0,099	0,0825	0,0867	0,0650	0,0520	0,0433	0,0600	0,0450	0,0360	0,0300
Type d'acier kg/mm ²	80/105		131/148				163/185				153/175			
PR t.	40	61	30	40	50	60	75	100	125	150	108	144	180	215
TMG t.	44	67	39,6	52,8	66	79,2	93	124	155	186	129	172	215	258
RMG t.	58	88	44,4	59,2	74	88,8	105	140	175	210	147	196	245	294

Les caractéristiques mécaniques des aciers précisées dans ce tableau correspondent aux livraisons provenant des tréfileries auprès desquelles nous nous approvisionnons usuellement.

2.2.2 - Longueur totale

La longueur d'un tirant est composée de la longueur du scellement et de la longueur libre.

a) Scellement

La longueur de la zone d'ancrage résulte plus de l'expérience que du calcul, encore que les méthodes de calcul de la mobilisation du frottement latéral valables pour les pieux puissent sans doute s'appliquer dans ce cas.

Il faut noter que la capacité unitaire d'un scellement est fonction du terrain et de la qualité de l'injection qui doit mobiliser le frottement latéral.

Dans un rocher, la longueur pratique d'une zone d'ancrage est généralement de l'ordre de 3 à 4 mètres, alors que dans un terrain argileux, elle est de 8 à 10 mètres pour des efforts modérés (30 tonnes). En fait, on rencontre toutes les configurations, selon le type de roche ou de sol et l'effort exercé.

b) Partie libre

La longueur est souvent imposée par la nature des couches de terrain médiocre au-delà desquelles le scellement doit être réalisé.

Cette longueur doit faire l'objet d'un calcul :

- Stabilité d'ensemble par méthode de cercles de glissement ou coins rocheux, lorsqu'il s'agit de la stabilisation d'un talus. On devra bien évidemment s'assurer que la longueur libre est dimensionnée largement pour reporter le scellement au-delà de la surface de glissement potentiel.
- Equilibre d'un massif soumis à la poussée sur un mur, dans le cas de la stabilisation d'une fouille avec écran vertical (paroi moulée, mur, palplanches). Lorsqu'il y a plusieurs niveaux de tirants, les longueurs varient en général du plus court vers le haut au plus long à la base du soutènement, mais cette règle n'est pas absolue, car d'autres facteurs entrent en ligne de compte (profil d'un terrain encaissant, forme de la surface de rupture).

Dans le choix de la longueur libre il faut prendre en compte un autre phénomène propre au tirant, c'est la perte de tension consécutive au blocage des appareils d'appui. Celle-ci est d'autant plus faible que la longueur libre est importante puisqu'un câble de grande longueur aura un allongement suffisant pour ne pas être affecté par un léger mouvement de retrait.

Le tableau ci-après donne les tensions résiduelles maximales en tonnes en fonction des longueurs libres pour les câbles les plus couramment utilisés.

● tensions résiduelles maximales en tonnes (TR max.)
en fonction des longueurs libres

TYPE DE TIRANT	DY 26	DY 32	6 ø 8	8 ø 8	10 ø 8	12 ø 8	6 T 13	8 T 13	10 T 13	12 T 13	6 T 15	8 T 15	10 T 15	12 T 15
TENSION MAXI D'ESSAI (t)	40	60	36	48	59	71	84	112	140	167	116	155	194	232
LONGUEURS LIBRES (m)	TIRANTS PROVISOIRES ▼ TR maximale en t													
3	28	38	22	29	36	43	34	45	56	67	66	88	110	132
4	31	44	25	34	42	50	46	62	77	92	79	105	131	157
5	33	47	27	36	45	54	54	72	90	107	86	115	144	172
6	-	49	29	38	48	57	59	78	98	117	91	121	152	182
7	-	50	30	40	49	59	62	83	104	125	95	126	158	189
8	-	-	-	-	-	-	65	87	108	130	97	129	161	194
9	-	-	-	-	-	-	67	89	112	134	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	69	92	115	137	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-	70	93	116	140	-	-	-	-
100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	TIRANTS DEFINITIFS ▼ TR maximale en t													
3	26	38	-	-	-	-	34	45	56	67	66	82	110	132
4	-	40	-	-	-	-	46	62	77	92	72	103	129	155
5	-	-	-	Non utilisé			54	72	90	107	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	56	74	93	112	-	-	-	-
100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

2.2.3 - Orientation

Bien que les tirants puissent être exécutés dans toutes les directions, il y a des règles d'usage à respecter :

- pour les soutènements de talus, ils seront le plus possible orientés normalement à la surface à stabiliser ;
- pour les parois moulées, murs de soutènement et toutes sortes d'écrans verticaux, ils seront généralement inclinés d'au moins 10° sur l'horizontal pour en faciliter l'exécution, ou fortement inclinés vers le bas pour accroître la stabilité, car cette inclinaison est souvent nécessaire pour aller chercher les couches de terrain les plus profondes qui offrent la meilleure tenue au scellement.

On verra sur les exemples choisis que l'inclinaison des tirants est comprise entre 30° et 45° par rapport à l'horizontale.

En projection sur un plan horizontal, il ne faut pas oublier non plus la possibilité de réaliser avec plusieurs tirants un léger éventail qui répartit les efforts du scellement à l'intérieur d'un plus grand volume (fig. 4.10).

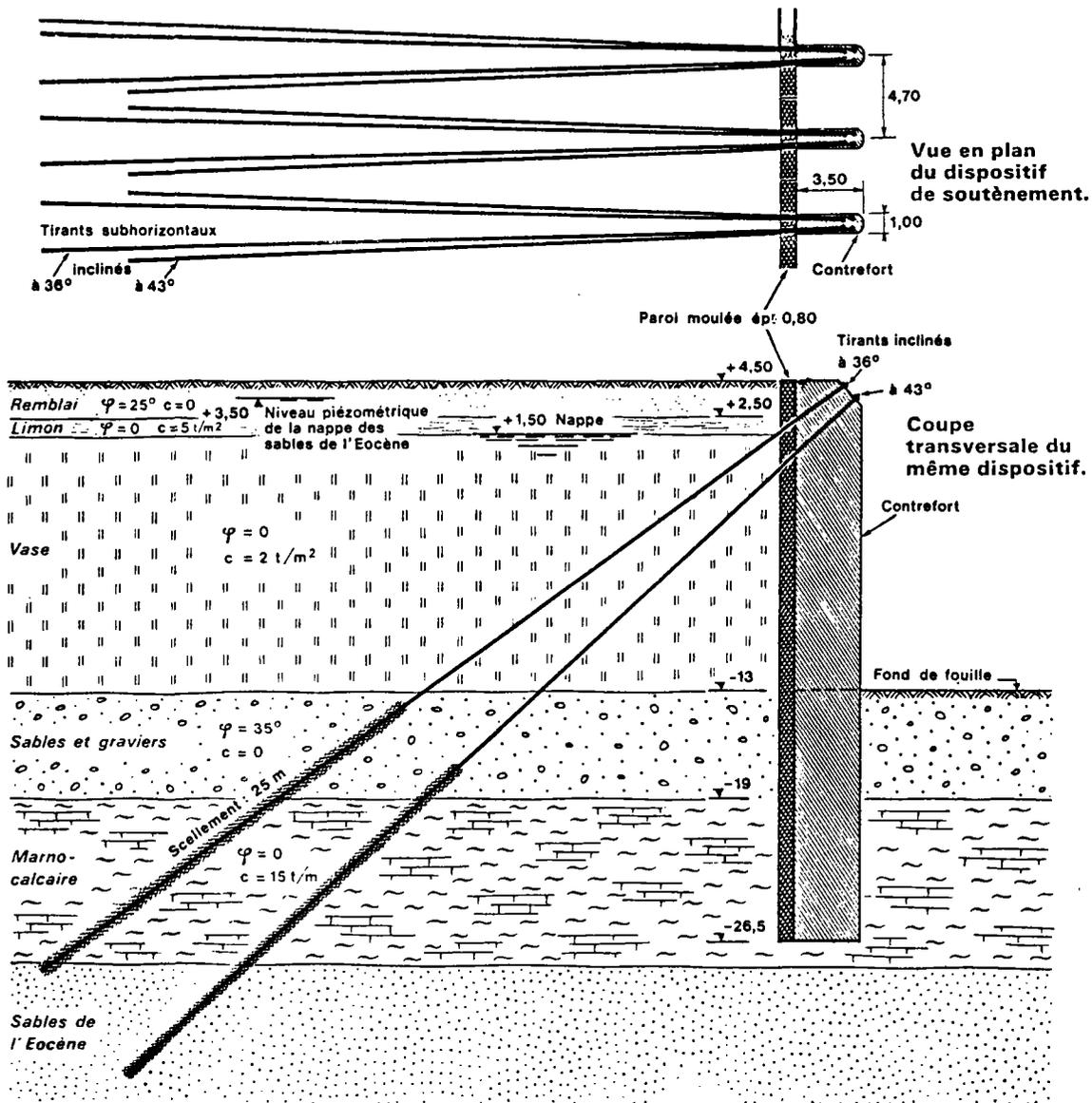


Fig. 4.10 - Orientation des tirants - Centrale nucléaire du Blayais

Parmi des techniques disponibles on présentera le brevet SOLETANCHE qui permet une injection sous pression du terrain, grâce à un obturateur gonflable. Le brevet I.R.P. comporte de nombreux dispositifs permettant (fig. 4.11) :

- de consolider préalablement les terrains d'ancrage au moyen d'injections localisées sur toute la hauteur de l'ancrage pouvant être répétées autant de fois qu'on le désire et même après mise en service définitive du tirant ;
- de procéder au scellement des armatures qui s'épanouissent dans le forage au moyen d'écarteurs ;
- d'assurer une protection contre la corrosion des aciers de la partie libre des tirants après sa mise en service définitive.

On consultera la documentation SOLETANCHE pour plus de précisions sur la mise en oeuvre des tirants I.R.P..

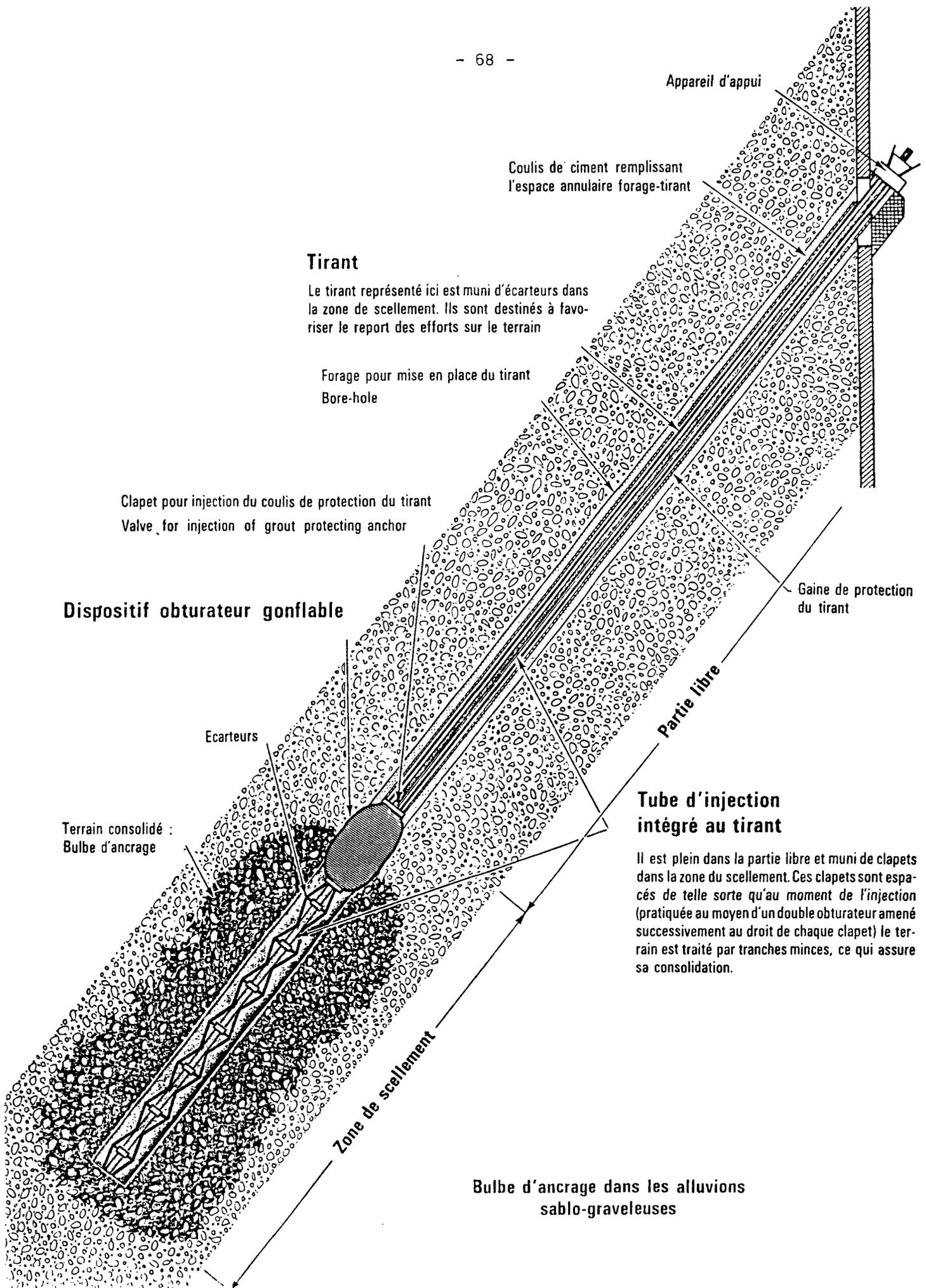


Fig. 4.11 - Le tirant I.R.P. de SOLETANCHE injectable.

2.2.4 - Maillage

Les tirants précontraints se disposent par lits horizontaux, généralement une ou deux nappes pour les parois moulées fichées à leur base, et sur plusieurs niveaux pour les murs de soutènement et les confortements de talus.

A titre indicatif on prévoit 1 nappe pour une hauteur inférieure à 6 m, 2 à 3 nappes pour une hauteur comprise entre 6 et 10 m. L'espacement des tirants n'est soumis à aucune règle restrictive. En effet, les tirants peuvent être très rapprochés si les efforts à mettre en jeu sont très importants. Dans ce cas il faut espacer les scellements par des orientations et des longueurs différentes.

En conclusion, pour dimensionner un soutènement par tirants précontraints, on devra toujours rechercher à ancrer le dispositif dans une couche de terrain résistant, roche ou sol consolidé, dans laquelle il est possible par une longueur de scellement appropriée de développer des efforts importants sans provoquer de rupture locale. Cette condition remplie, le soutènement n'est plus qu'une affaire de technologie, puisque les tirants les plus gros peuvent résister à des tractions de plusieurs centaines de tonnes suffisantes pour reprendre les poussées en tête d'une paroi moulée ou résister aux forces motrices d'un volume de terrain en glissement.

2.3 - Techniques de mise en oeuvre

2.3.1 - Le forage

La foration du trou du tirant est réalisée avec des foreuses courantes, permettant de travailler en position inclinée sur l'horizontale jusqu'à des profondeurs de l'ordre de 20 à 30 m, rarement supérieures à 50 mètres.

Le diamètre du forage dépend du nombre de câbles et de la technique d'injection utilisée, pour permettre le passage des gaines. Il est généralement de 100 à 150 mm pour des tirants de 200 tonnes.

Des techniques particulières permettent de travailler :

- sous le niveau de la nappe à l'abri d'une paroi moulée au moyen de systèmes d'étanchéité (presse-étoupe, clapet anti-retour...) ;
- dans des terrains perméables et bouillants, en réalisant une injection de gels de silicate créant un film de protection qui limite les venues d'eau pendant la foration.

2.3.2 - Le scellement

Le scellement est l'opération la plus importante de l'exécution d'un tirant, car c'est de sa bonne réalisation que dépend la mobilisation de l'effort de traction. Si dans les roches une injection de coulis permet de réaliser avec certitude une bonne adhérence, il n'en va pas de même dans les sols alluvionnaires sableux ou argileux où il faut consolider un volume important autour des câbles, par remplissage des vides du terrain.

Les pressions d'injection sont de l'ordre de 10 à 25 bars selon les terrains. Les pressions ne sont appliquées que progressivement par injections successives afin de ne pas "claquer" le terrain et disperser le coulis au large. On cherchera au contraire à réaliser un bulbe d'ancrage consolidé autour du forage.

La qualité première exigée des coulis de scellement est de présenter après durcissement une résistance élevée. Les coulis de ciment, éventuellement additionnés de sable répondent à cette nécessité, pourvu que le ciment soit bien choisi et que la composition du coulis soit étudiée au préalable, compte tenu des conditions du chantier.

2.3.3 - La tête d'ancrage

A l'extrémité libre du tirant se trouve la tête d'ancrage qui permet la mise en tension au moyen de vérins.

Elle est généralement en béton armé avec plaque d'appui métallique. Le système de coïncage des câbles, généralement conique, doit être étudié pour réduire au minimum les pertes d'allongement au moment du blocage. Enfin, un capuchon de protection évite la corrosion de l'extrémité des câbles.

La mise en tension est une opération délicate qui doit être contrôlée (cf. 2.3.5, essais et contrôle) afin de s'assurer de l'obtention de la tension de service sans dommage au dispositif. En général on éprouve le tirant à 1,5 fois la tension de service pour vérifier la qualité du scellement.

2.3.4 - Protection contre la corrosion

La corrosion des armatures est le point faible d'un tirant. Lorsqu'on utilise un soutènement par tirants en phase provisoire de travaux (avec paroi moulée pour l'exécution d'une fouille par exemple) avant la mise en place d'un ouvrage qui assurera la stabilité sans l'aide des tirants (bâtiment, mur...), on ne prend pas de protection particulière contre la corrosion et les aciers sont tendus à une charge proche de la limite élastique.

Par contre, pour un soutènement définitif, il est très important de ne pas négliger l'aspect de la pérennité de la précontrainte. En effet, lorsque le processus de corrosion commence, il est très difficile de le déceler, car la cassure d'un fil entraîne le report de tension sur les autres jusqu'à une rupture brutale. Les paramètres influant sur la corrosion sont nombreux :

- l'eau, généralement chargée d'agents corrosifs attaque les aciers lorsqu'il y a circulation ;
- l'humidité favorise l'oxydation en milieu non saturé ;
- les potentiels électro-chimiques agissent par ionisation en pH acide.

La protection contre la corrosion consiste donc à protéger les aciers :

- en limitant les circulations d'eau par injection de terrain ;
- en les revêtant dans leur partie libre, d'un tubage en plastique rempli d'un produit synthétique souple (brai-époxyde) permettant un déplacement lors de la mise en tension (fig. 4.12).

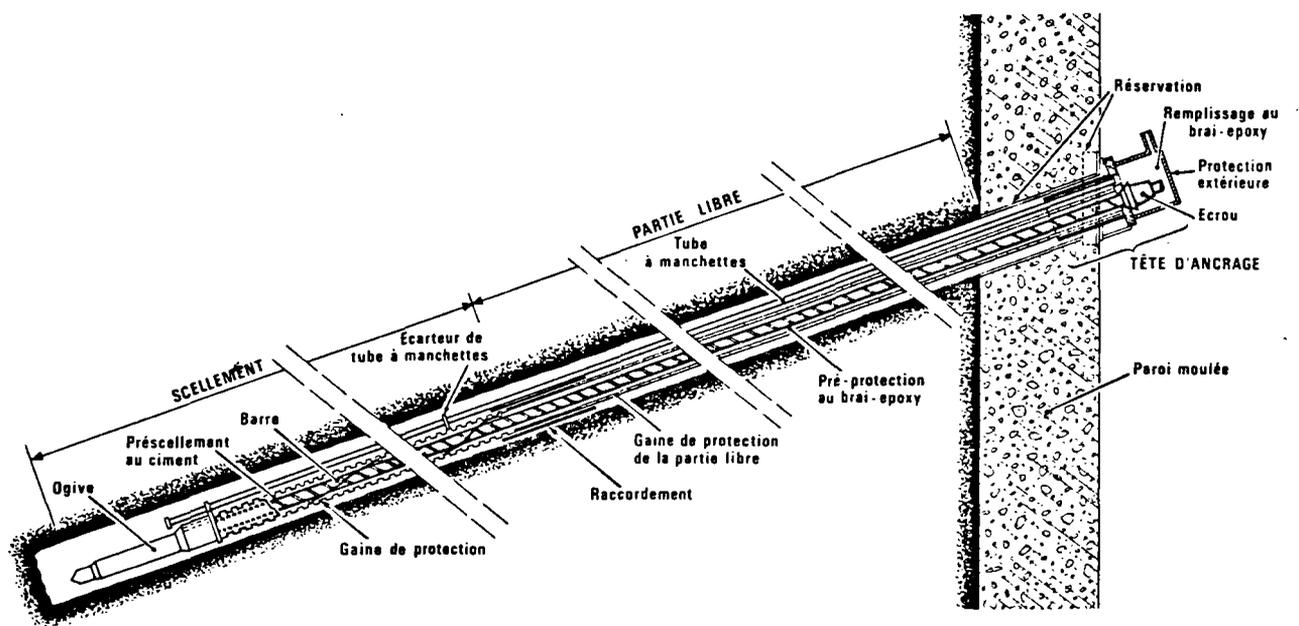


Fig. 4.12 - Protection des tirants définitifs contre la corrosion

2.3.5 - Essais et contrôle

La mise en tension d'un tirant nécessite un contrôle très strict des conditions de fonctionnement de chacune des parties du tirant, en particulier :

- la tenue du scellement ;
- l'élasticité des aciers ;
- la longueur libre ;
- les frottements ;
- le fluage.

La méthode de contrôle utilisée par SOLETANCHE est la "méthode du cycle" qui consiste à faire décrire à la pression du vérin de mise en précontrainte un cycle spécifique au cours duquel on note les déformations élastiques, les pertes de tension liées au blocage et la tension finale de service.

Pour des études particulièrement difficiles, comportant des tirants de capacité élevée dans des terrains où la valeur du scellement est mal connue, il est nécessaire de réaliser des tirants d'essais instrumentés (fig. 4.13) qui permettront de dimensionner au mieux le dispositif.

L'instrumentation des tirants consiste en des appareils de mesure des élongations de la tête, de déplacement de la surface d'appui et de l'effort de traction (cale dynamométrique).

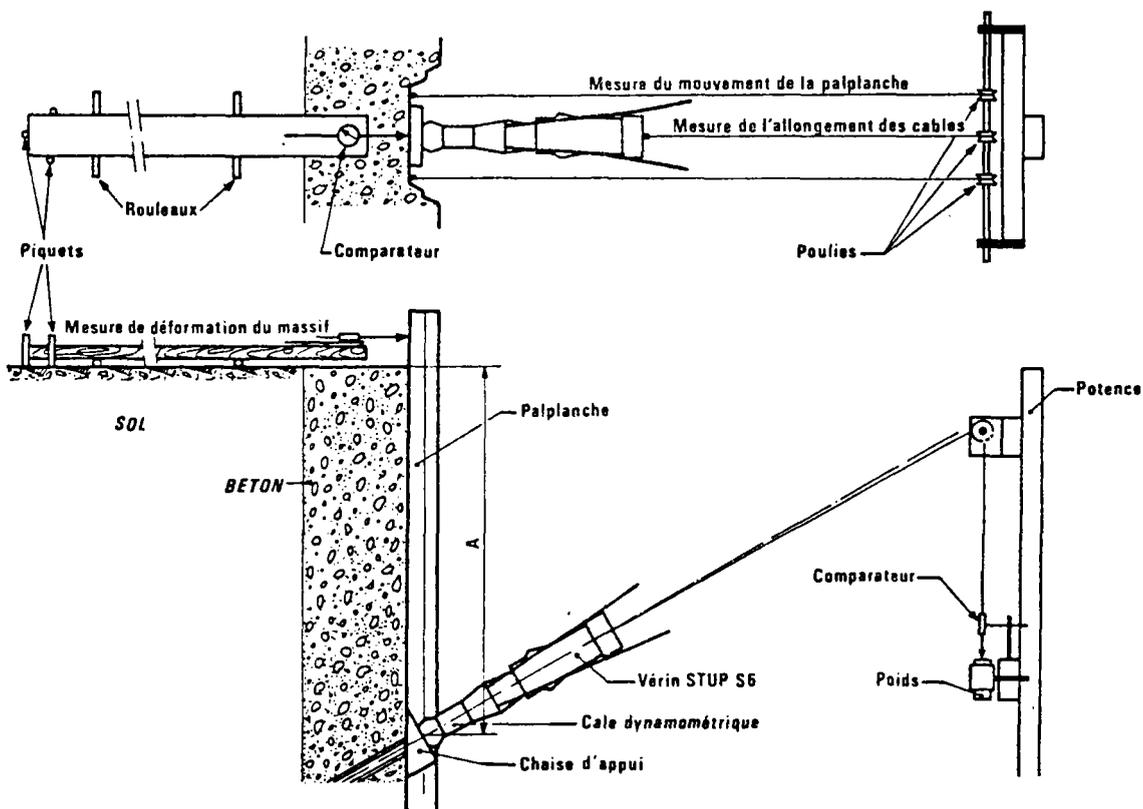


Fig. 4.13 - Dispositif d'auscultation d'un tirant.

La cale dynamométrique qui reste en permanence sur les tirants instrumentés permet de suivre au cours de la vie du tirant, l'évolution des efforts de précontrainte sous l'effet du fluage du terrain et de la relaxation des aciers.

2.4 - Applications

Les applications des tirants précontraints sont très nombreuses en génie civil, en particulier en milieu urbain où il est nécessaire de réduire l'encombrement de chantiers par des parois verticales. Cette application ne sera pas développée, on s'attachera seulement à sa transposition au soutènement des talus.

2.4.1 - Soutènement d'une excavation

On ne rappellera pas ici les techniques de paroi moulée, paroi berlinoise, rideau de palplanches, pieux jointifs, barrettes préfabriquées ou moulées... qui font partie de la panoplie des entreprises spécialisées (fig.4.14).

Le caractère commun de ces écrans est de permettre une exécution dans le terrain en place avant l'ouverture d'une fouille.

Les écrans verticaux sont fichés à leur base à un niveau inférieur au fond de fouille pour mobiliser la butée du terrain. Néanmoins, cette butée est insuffisante pour retenir la poussée des terres sur toute la hauteur de la fouille et c'est pourquoi on y adjoint des nappes de tirants.

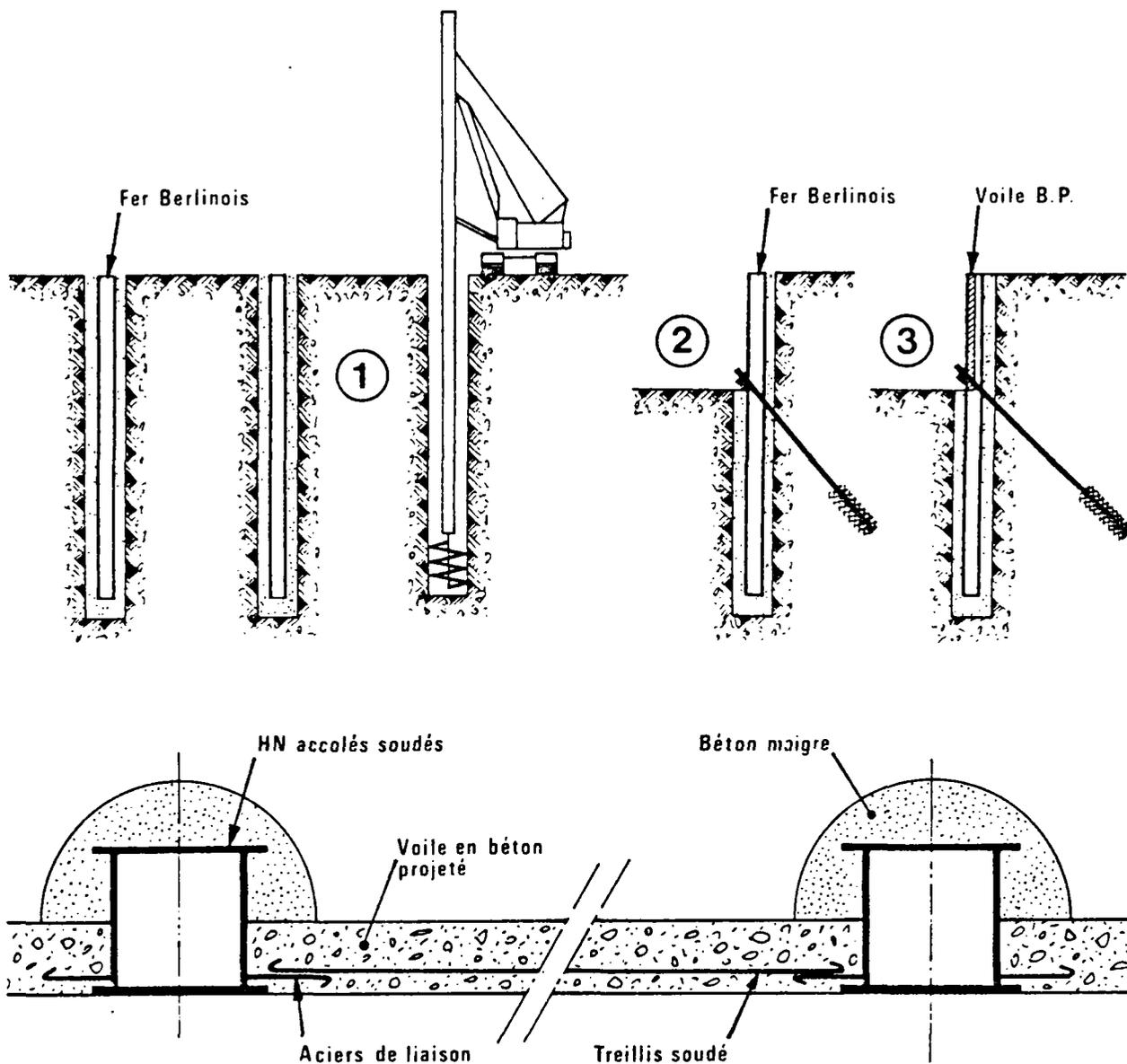


Fig. 4.14 - Exemple de soutènement par paroi berlinoise et béton projeté ancrée par une nappe de tirants précontraints.

Ces techniques s'appliquent très bien aux constructions en site montagneux où les excavations (routes, bâtiments) sont inévitables et s'accompagnent de problèmes de soutènements importants.

On peut citer à titre d'exemple le soutènement de la colline de Fourvière à Lyon au-dessus du bâtiment du Musée d'Archéologie, par paroi moulée et tirants définitifs (fig. 4.15).

Il s'agissait de réaliser en site urbain une excavation profonde à flanc de colline (fig. 4.15a) afin de construire un bâtiment.

Le soutènement a consisté à réaliser avant l'ouverture de la fouille une paroi moulée, ancrée ensuite au fur et à mesure des travaux par des nappes horizontales de tirants précontraints.

Dans cet exemple on notera également le dispositif de drainage très complet (fig. 4.15b) par puits filtrants verticaux dont l'exutoire est assuré par un forage horizontal disposé à leur base et par l'utilisation de panneaux de paroi moulée non jointifs dont le vide ménagé entre le terrain et un voile mince de béton armé est rempli de gravier filtre.

Le terrain d'ancrage des tirants est constitué de moraines glaciaires qui permettent un bon scellement (20 t/ml) moyennant une injection préalable (fig. 4.15c). Au total le soutènement a nécessité 117 tirants définitifs de 60 à 140 tonnes et de 15 à 18 mètres de longueur. La hauteur moyenne de l'excavation est de 20 mètres.

2.4.2 - Soutènement d'un glissement

Dans le soutènement d'une masse de terrain instable, les tirants précontraints offrent des forces de résistance très élevées, à l'échelle du phénomène.

On peut distinguer deux cas :

- premièrement, soutènement d'un talus n'ayant jamais glissé, mais mis en péril pour un raidissement de la pente à la suite de travaux ou par apport de poids supplémentaires (culées de pont, ouvrages divers) ;
- deuxièmement, soutènement d'un glissement de terrain pour arrêter le mouvement.

Le dimensionnement des tirants n'est pas le même dans les deux cas, le second étant bien évidemment plus défavorable puisqu'il faut prendre en compte la résistance résiduelle du terrain après rupture.

Pour illustrer le premier cas, on prendra l'exemple de la stabilisation de la butte de Ste Colombe à Vienne en bordure de l'autoroute Lyon-Marseille, réalisée par SOLETANCHE. La pente naturelle stable des terrains est de 1/1 et le passage de l'autoroute nécessitait de raidir le talus à 3/2.

Le dispositif comprend (fig. 4.16) : en tête de pente un mur de soutènement ancré par 3 lits de tirants précontraints de 155 tonnes et de 25 à 40 mètres de longueur. Le scellement est obtenu dans le bon rocher constitué de gneiss.

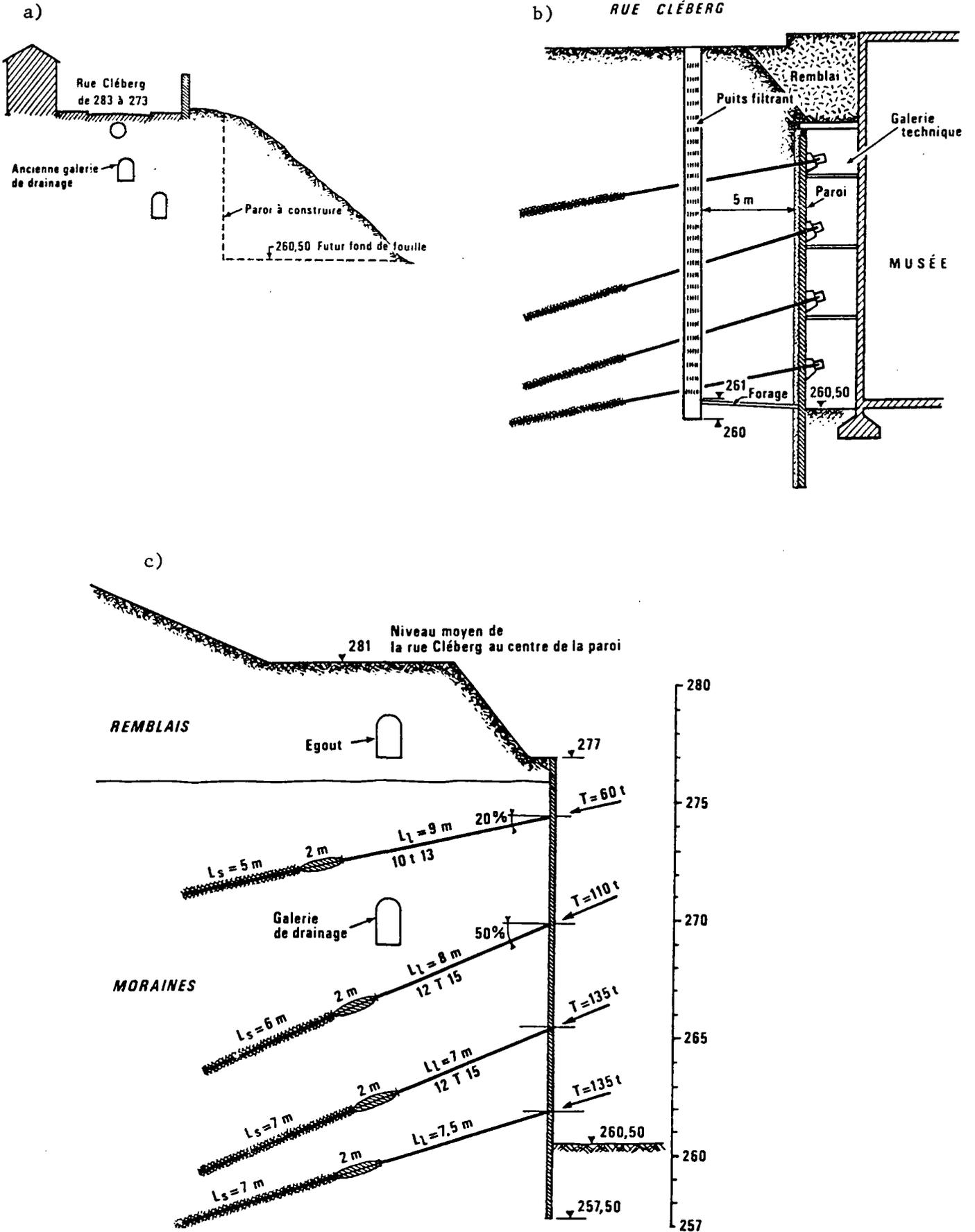


Fig. 4.15 - Soutènement de la colline de Fourvière (Musée Archéologique) à Lyon - Tirants définitifs et système de drainage.

Coupe transversale

Les tirants sont scellés sur une longueur de 10 m en arrière de la ligne de glissement présumée, en fait dans le terrain sain.

Ce sont des câbles constitués par 12 torons de diamètre 15,2 mm. D'une capacité de service de 155 t, ils ont été essayés lors de leur mise en tension à 1,5 fois cette charge, soit 232 t.

En tant que tirants permanents, ils ont été soigneusement protégés contre la corrosion. L'espace tirant-gaine correspondant à la partie libre a été rempli d'un coulis de ciment et la tête noyée dans du brai époxy.

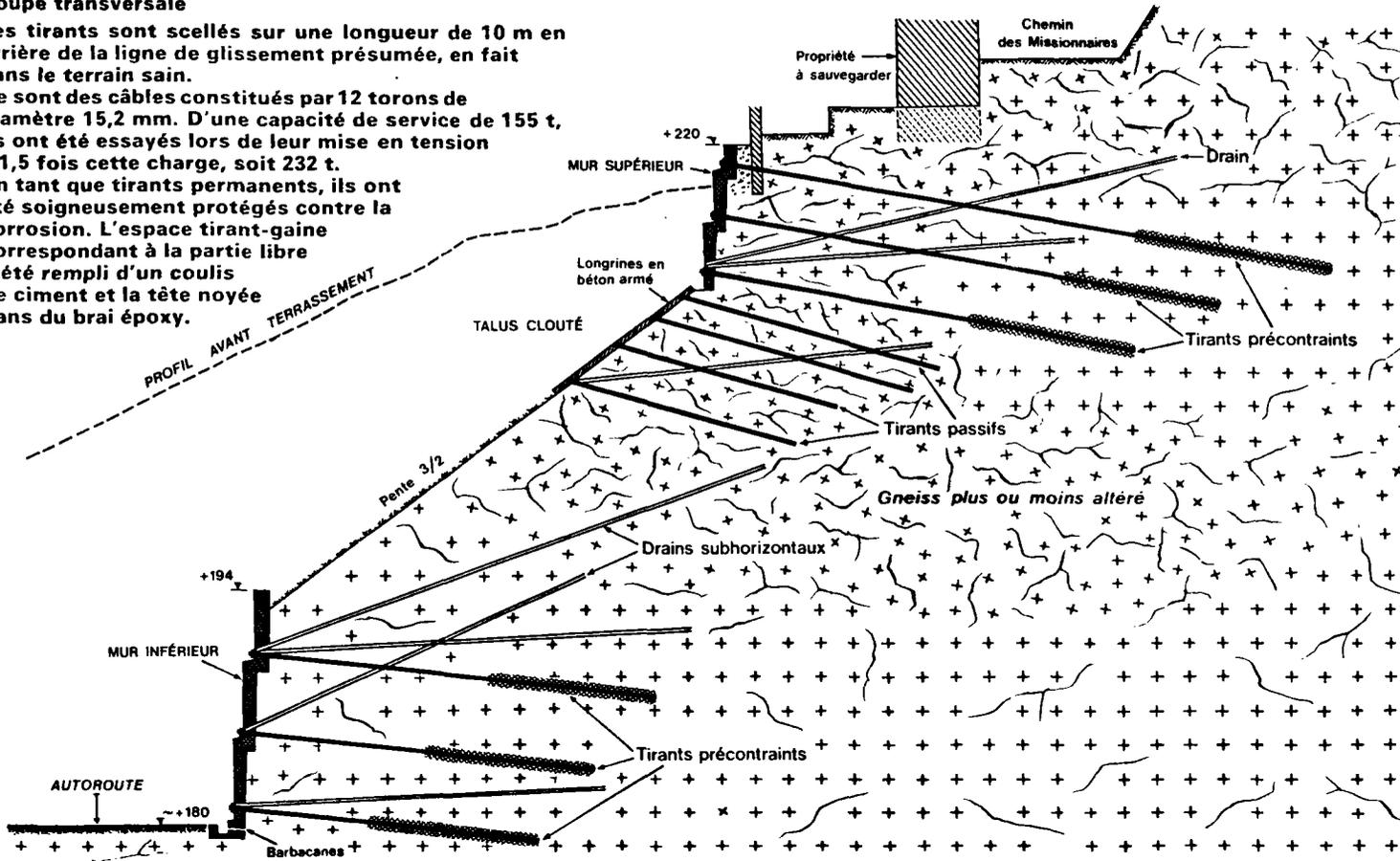


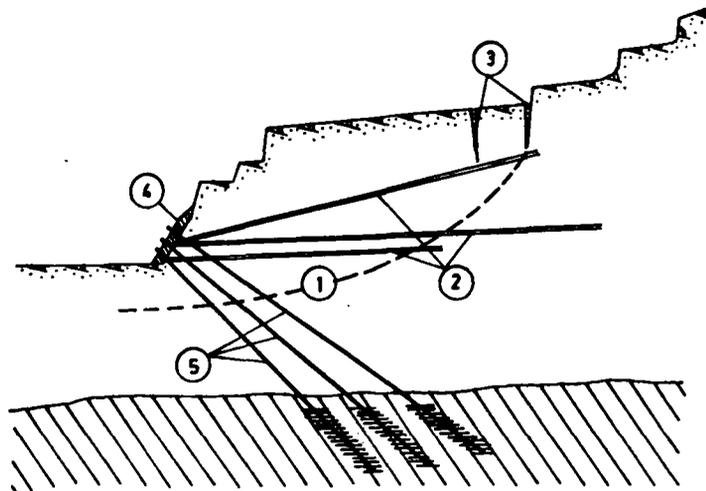
Fig. 4.16 - Stabilisation de la butte de Ste Colombe (Vienne) par tirants précontraints et ancrages passifs.

Le talus intermédiaire, penté à 3/2 est consolidé par un cloutage par ancrages passifs (voir § 1). La partie inférieure du talus est stabilisée par un mur de soutènement ancré par trois lits de tirants précontraints, de 20 mètres de longueur environ. L'ensemble est drainé (voir chapitre drainage) par des forages subhorizontaux.

Pour le second cas, on présente trois exemples :

- Le premier a trait à la stabilisation d'un glissement de terrain dans un sol argileux par des tirants précontraints de grande capacité, ancrés dans un niveau profond. La surface d'appui des tirants est constituée d'éléments de mur de soutènement.

On remarquera sur la figure 4.17 le traitement des fissures et les forages drainants subhorizontaux.



- ① Limite probable du glissement
- ② Forages drainants subhorizontaux
- ③ Fissures injectées
- ④ Mur de soutènement
- ⑤ Tirants précontraints

Fig. 4.17 - Dispositifs adoptés pour la stabilisation du glissement du cap d'Ail : drainage, injection et mur ancré.

Le deuxième exemple montre la construction d'un ouvrage fondé sur un versant instable et ancré dans le terrain stable par des câbles (fig. 4.18). L'ancrage n'est pas obtenu ici par une longueur de scellement dans le terrain mais par une fixation à des pieux.

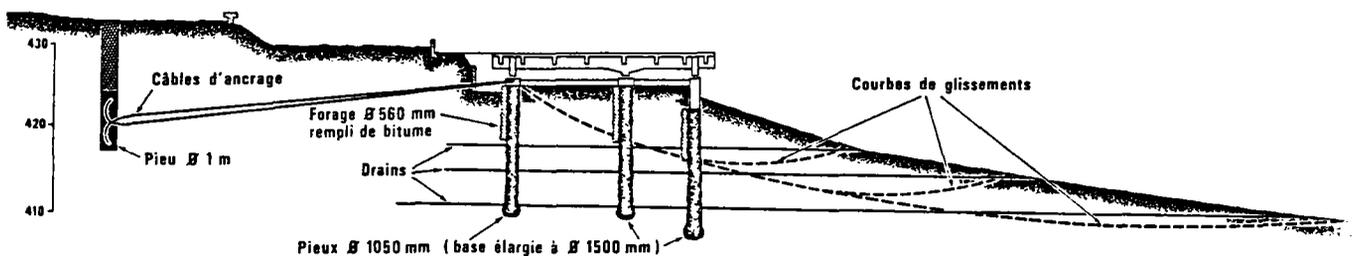


Fig. 4.18 - Ancrage par tirants précontraints d'une plate-forme fondée sur un glissement de terrain.

Si les ancrages sont convenablement dimensionnés pour résister aux efforts latéraux sur l'ouvrage en béton, la précontrainte s'établira d'elle-même à la valeur de service par déplacement du terrain. On notera que les déformations ultérieures du sol sont permises par un espace-tampon rempli de bitume en amont des fondations de l'ouvrage.

Le troisième exemple est en milieu rocheux. Il s'agit de la stabilisation de bancs rocheux à pendage défavorable (fig. 4.19). La longueur totale des tirants est de 17 m avec un scellement de 7 mètres dans la roche. En tête, la surface d'appui est constituée d'un massif de béton armé. Le soutènement protège la pile d'un pont, elle-même fondée sur pieux pour s'affranchir du mauvais rocher de surface.

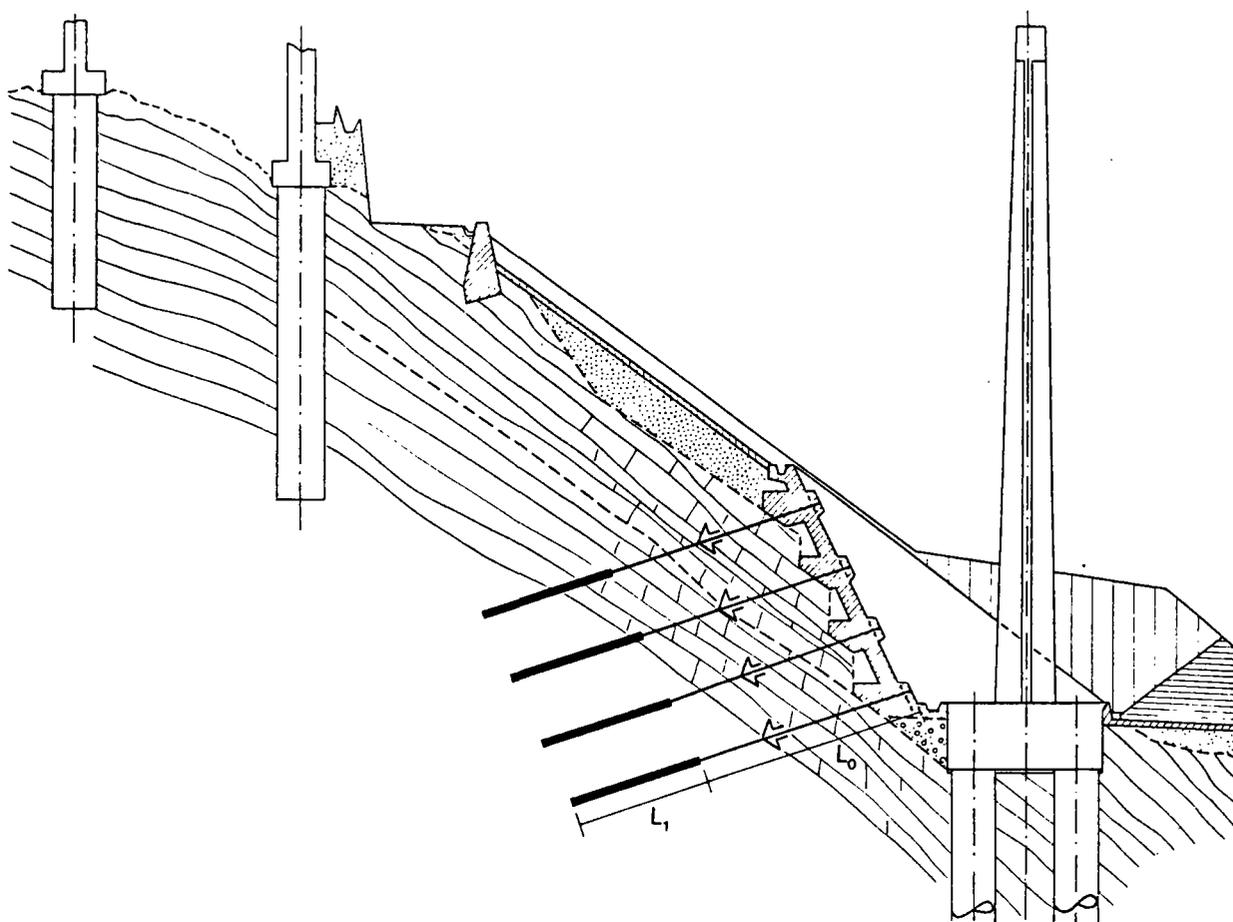


Fig. 4.19 - Viaduc du Gorbio (Autoroute A 08). Solution définitive : stabilisation des bancs par ancrages précontraints. Longueur libre : $L_0 = 10$ m - Ancrages $L_1 = 7$ m. [13]

BIBLIOGRAPHIE

- [1] HOEK E., BRAY J.W. (1974) - Rock slope engineering.
 - [2] RAULIN P., ROUQUES G., TOUBOL A. (1974) - Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire. Rapport de recherche n° 36 du LCPC.
 - [3] Design manual - Soil mechanics, foundations and earth structures. NAVDAC DM-7, March 71, Department of the navy, naval facilities engineering command.
 - [4] COSTET J., SANGLERAT G. (1975) - Cours pratique de mécanique des sols. 2ème édition, Dunod technique.
 - [5] BLONDEAU et VIROLLET - "Comportement des murs de soutènement en zone instable" dans numéros spéciaux de mars et décembre 1976 du bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées :
1 - Versants naturels
2- Déblais et remblais.
 - [6] SCHNEEBELI (1966) - Hydraulique souterraine.
 - [7] POLUBARINOVA-KOCHINA (1962) - Theory of groundwater movement.
 - [8] SHARP (1970) - Fluid flow through fissured media.
 - [9] LOUIS (1976) - Introduction à l'hydraulique des roches.
 - [10] LOUIS (1972) - Les drainages dans les roches fissurées.
 - [11] SCHLOSSER F. (1975) - Dimensionnement des ouvrages en terre armée, murs et culées de ponts.
 - [12] AFTES (1974) - Technologie du boulonnage.
 - [13] PANET (1976) - La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil.
-