

# LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

*Guide de  
conception générale*



Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes



# LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

## Guide de conception générale



*Décembre 1998*

Document réalisé et diffusé par le



---

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES  
Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art - Cellule Équipement des ponts  
46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex - FRANCE  
Tél. : 01 46 11 31 31 - Télécopieur : 01 46 11 31 69 - Télex : 260763 F

---

La rédaction de ce document a été assurée par :

<b>E. DELAHAYE</b>	S.E.T.R.A. - Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art
<b>G. HAIUN</b>	S.E.T.R.A. - Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art
<b>A.L. MILLAN</b>	S.E.T.R.A. - Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

ont collaboré à son élaboration :

<b>E. CHAPUIS</b>	D.D.E. 24 - Service Infrastructures et Routes
<b>P. TROUILLET</b>	Contrôle des Sociétés d'Autoroutes R/CA

# SOMMAIRE GÉNÉRAL

●	<b>AVANT-PROPOS</b>	<b>5</b>
●	<b><i>Première partie : CONSTITUTION ET DOMAINE D'EMPLOI DES PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT</i></b>	<b>7</b>
	1.1. - GÉNÉRALITÉS	9
	1.2. - LES MURS POIDS - LES MURS PRÉFABRIQUÉS	11
	1.3. - LES MURS EN BÉTON ARMÉ OU MURS CANTILEVER	17
	1.4. - LES RIDEAUX DE PALPLANCHES MÉTALLIQUES	21
	1.5. - LES PAROIS MOULÉES DANS LE SOL - LES PAROIS PRÉFABRIQUÉES	25
	1.6. - LES PAROIS DE PIEUX - LES PAROIS COMPOSITES	31
	1.7. - LES VOILES ET POUTRES ANCRÉS	33
	1.8. - LES MASSIFS EN SOL CLOUÉ (OUVRAGES EN SOL EN PLACE RENFORCÉ)	37
	1.9. - LES OUVRAGES EN REMBLAI ARMÉ (OU RENFORCÉ)	39
●	<b><i>Deuxième partie : CONCEPTION GÉNÉRALE DES OUVRAGES</i></b>	<b>45</b>
	2.1. - CHOIX D'UNE SOLUTION	47
	2.2. - RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE	48
	<b><i>A - DISPOSITIONS GÉNÉRALES DE CONCEPTION</i></b>	
	2.3. - IMPLANTATION ET EMPRISE	51
	2.4. - CONSTITUTION ET GÉOMÉTRIE DE L'OUVRAGE	53
	2.5. - DRAINAGE - ÉTANCHÉITÉ	61
	2.6. - ESTHÉTIQUE DES OUVRAGES	63
	<b><i>B - DISPOSITIONS PARTICULIÈRES</i></b>	
	2.7. - PROTECTION CONTRE LES CHOCS - DISPOSITIFS DE RETENUE	67
	2.8. - OUVRAGES EN ZONE SISMIQUE	71
	2.9. - OUVRAGES SUR VERSANTS	73
	2.10. - OUVRAGES EN REMBLAIS TRAITÉS	75
	2.11. - SURVEILLANCE DES OUVRAGES	76

●	<b>Troisième partie : CALCUL DES OUVRAGES</b>	<b>83</b>
	<b>A - RÈGLES GÉNÉRALES DE CALCUL</b>	
3.1.-	GÉNÉRALITÉS - SITUATION ACTUELLE	85
3.2.-	DISPOSITIONS COMMUNES	87
3.3.-	LES MURS POIDS ET LES MURS EN BÉTON ARMÉ	91
3.4.-	LES RIDEAUX ET PAROIS	103
3.5.-	LES OUVRAGES EN SOL RENFORCÉ	113
	<b>B - DISPOSITIONS PARTICULIÈRES</b>	
3.6.-	JUSTIFICATION DES OUVRAGES AUX CHOCS DE VÉHICULES	120
3.7.-	JUSTIFICATION DES OUVRAGES EN ZONE SISMIQUE	125
3.8.-	JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ GÉNÉRALE DES OUVRAGES SUR VERSANT	133
●	<b>Quatrième partie : CLASSIFICATION DES OUVRAGES ET DES TECHNIQUES - CHOIX D'UNE SOLUTION</b>	<b>137</b>
4.1.-	GÉNÉRALITÉS	139
4.2.-	CLASSIFICATION DES OUVRAGES	141
4.3.-	CLASSIFICATION DES TECHNIQUES	147
4.4.-	CHOIX D'UNE SOLUTION	149
●	<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	<b>153</b>

# AVANT-PROPOS

Le développement de certaines techniques de soutènement, notamment dans le domaine des sols renforcés, qui a permis l'éclosion de nombreux procédés nouveaux, et l'évolution qu'ont connue les techniques existantes, font qu'il existe aujourd'hui en France de très nombreux types d'ouvrages de soutènement, dont certains sont probablement encore assez peu connus.

Or il existe très peu de documents techniques les concernant (cf. bibliographie sommaire à la fin du document). Lorsque cela est le cas, ces documents sont souvent assez anciens et, en règle générale, ils ne concernent qu'un type d'ouvrage bien particulier (si ce n'est même qu'un aspect de celui-ci ou d'un procédé). En tout état de cause aucun de ces documents ne traite de la conception et du choix d'un type d'ouvrage dans une situation donnée.

Le présent document, qui n'a pas pour objet de se substituer aux documents existants, est donc d'abord un guide pour le choix et la conception générale d'un ouvrage de soutènement. Il apporte par ailleurs quelques compléments pratiques sur certains aspects particuliers de la conception et du calcul. Il s'adresse essentiellement aux maîtres d'œuvre, aux concepteurs et aux projeteurs qui ont à choisir, à concevoir et à calculer de tels types d'ouvrages dans le cadre d'un projet routier ou autoroutier.

La première partie du document présente les principaux types d'ouvrages de soutènement et leurs conditions générales d'emploi. Celles-ci, mises en regard des données et contraintes du projet, peuvent aider à sélectionner dès les premiers stades d'étude certaines solutions (ou familles de solutions) a priori bien adaptées techniquement.

La seconde partie du document rappelle les dispositions générales de conception des ouvrages, ainsi que certaines dispositions particulières communes à la plupart des ouvrages de soutènement, et qui ont une incidence directe sur la bonne conception de ces derniers.

La troisième partie traite des dispositions de calcul qui ne sont pas développées dans les documents existants, ou qui le sont de manière insuffisante ou obsolète. Elle rappelle les principes généraux de calcul des principaux types d'ouvrages, en tenant compte notamment de l'évolution de la pratique et en se référant dans la mesure du possible aux textes réglementaires les plus récents. Elle traite également de certains aspects particuliers du calcul, comme la prise en compte des chocs de véhicules sur les dispositifs de retenue ou encore la prise en compte de l'action sismique sur les ouvrages.

La quatrième partie du document a pour objet d'aider au choix définitif d'une solution dans la situation rencontrée, y compris pour ce qui concerne les variantes, en proposant une méthode basée sur la confrontation de l'importance de l'ouvrage à construire avec la connaissance que l'on peut avoir de la technique ou du procédé dont l'emploi est envisagé. Cette troisième partie reprend l'essentiel de la note d'information Ouvrages d'Art n°20 du SETRA (éléments pour le choix d'un ouvrage de soutènement dans le domaine des ouvrages routiers), de Décembre 1995.

**Page laissée blanche intentionnellement**

# **CONSTITUTION ET DOMAINE D'EMPLOI DES PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT**

## ***Table des matières***

<b>1.1. - GÉNÉRALITÉS</b>	<b>9</b>
<b>1.2. - LES MURS POIDS - LES MURS PRÉFABRIQUÉS</b>	<b>11</b>
1.2.1. - Description - Constitution	11
1.2.2. - Dimensionnement courant des ouvrages	13
1.2.3. - Domaine d'emploi	13
<b>1.3. - LES MURS EN BÉTON ARMÉ OU MURS CANTILEVER</b>	<b>17</b>
1.3.1. - Description - Constitution	17
1.3.2. - Dimensionnement courant des ouvrages	17
1.3.3. - Domaine d'emploi	17
<b>1.4. - LES RIDEAUX DE PALPLANCHES MÉTALLIQUES</b>	<b>21</b>
1.4.1. - Description - Constitution	21
1.4.2. - Dimensionnement courant des ouvrages	23
1.4.3. - Domaine d'emploi	24
<b>1.5. - LES PAROIS MOULÉES DANS LE SOL - LES PAROIS PRÉFABRIQUÉES</b>	<b>25</b>
1.5.1. - Description - Constitution	25
1.5.2. - Dimensionnement courant des ouvrages	25
1.5.3. - Domaine d'emploi	29
<b>1.6. - LES PAROIS DE PIEUX - LES PAROIS COMPOSITES</b>	<b>31</b>
1.6.1. - Description - Constitution	31
1.6.2. - Dimensionnement courant des ouvrages	31
1.6.3. - Domaine d'emploi	32
<b>1.7. - LES VOILES ET POUTRES ANCRÉS</b>	<b>33</b>
1.7.1. - Description - Constitution	33
1.7.2. - Dimensionnement courant des ouvrages	35
1.7.3. - Domaine d'emploi	35
<b>1.8. - LES MASSIFS EN SOL CLOUÉ (OUVRAGES EN SOL EN PLACE RENFORCÉ)</b>	<b>37</b>
1.8.1. - Description - Constitution	37
1.8.2. - Dimensionnement courant des ouvrages	37
1.8.3. - Domaine d'emploi	37
<b>1.9. - LES OUVRAGES EN REMBLAI ARMÉ (OU RENFORCÉ)</b>	<b>39</b>
1.9.1. - Description - Constitution	39
1.9.2. - Dimensionnement courant des ouvrages	41
1.9.3. - Domaine d'emploi	41

**Page laissée blanche intentionnellement**

## 1.1. - GÉNÉRALITÉS

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivellée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivellée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation).

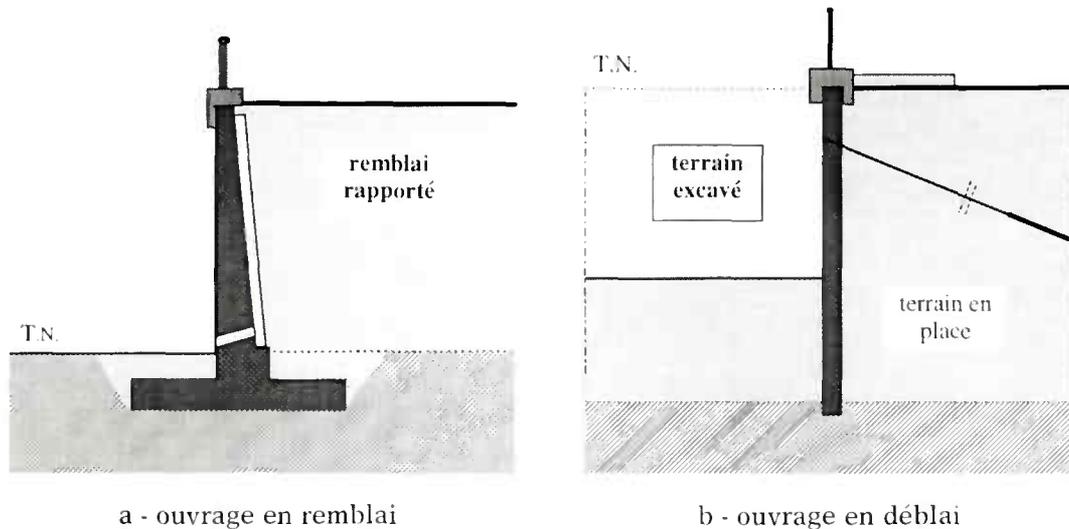


Figure 1.1 : Définitions

En pratique toutefois, il est assez fréquent que l'on ait à procéder à la fois à un apport de remblai derrière l'ouvrage et à une extraction de terre devant celui-ci.

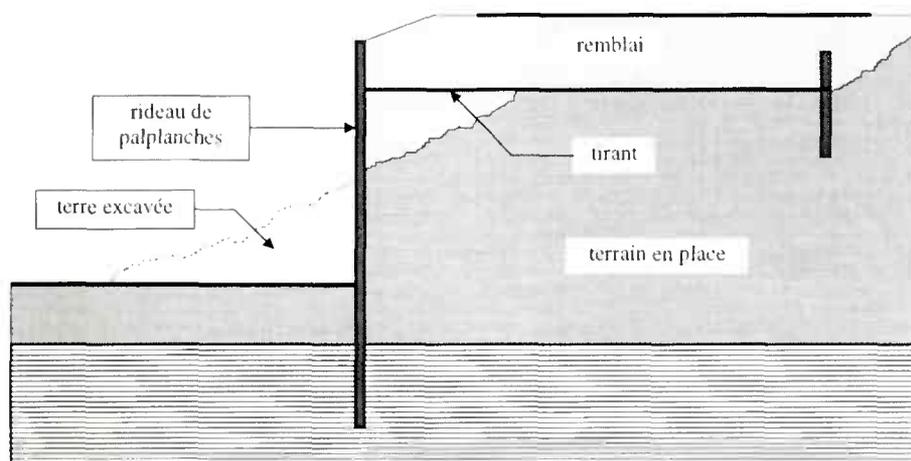


Figure 1.2 : Ouvrage mixte remblai-déblai (exemple)

Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses, et qui peuvent être classés dans cinq ou six familles (cf. figure 1.3).

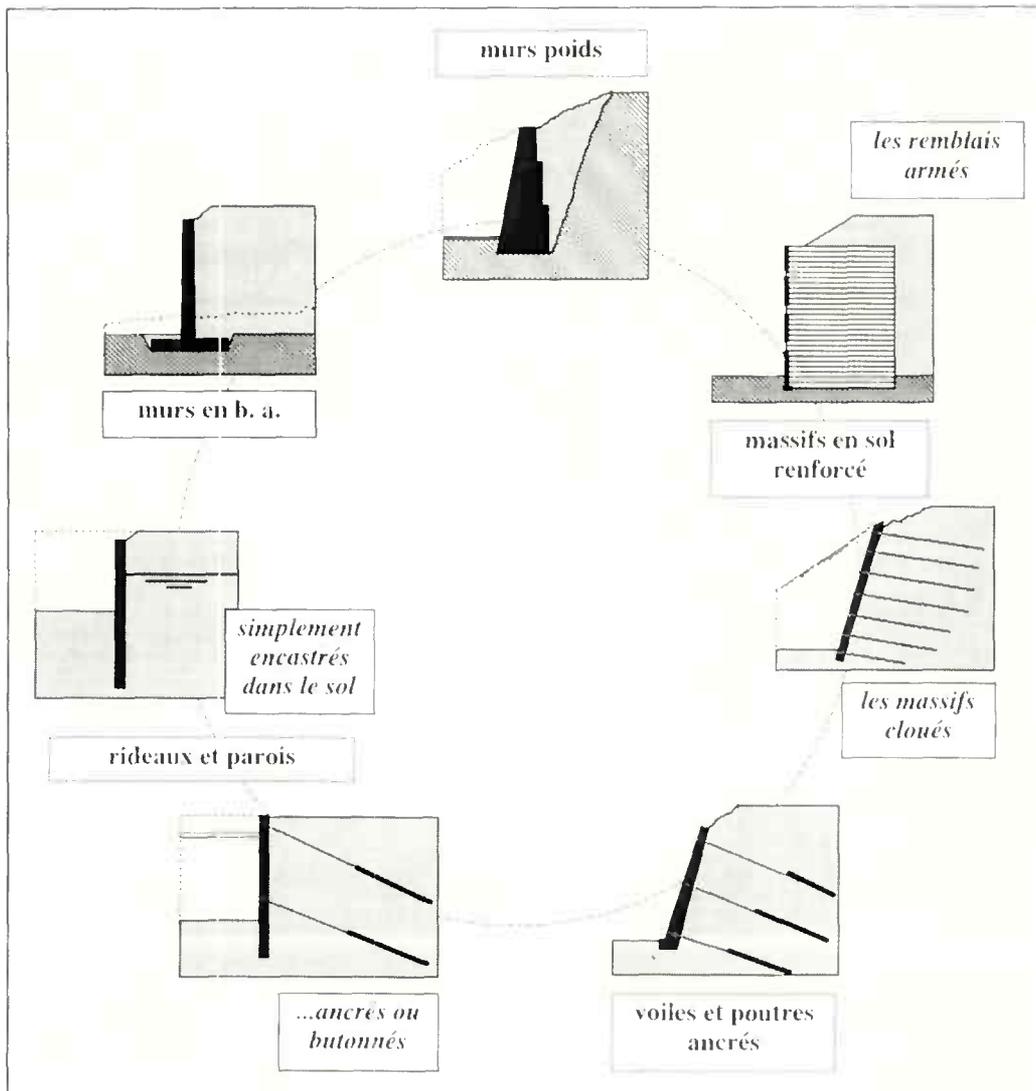


Figure 1.3 : Les principales familles d'ouvrages de soutènement

Ces ouvrages se différencient les uns des autres essentiellement par :

- leur morphologie (ouvrages massifs, ouvrages en béton armé, rideaux et parois ancrés ou non, ...)
- leur mode de fonctionnement et les méthodes de dimensionnement dont ils relèvent ;
- les matériaux qui les constituent (maçonnerie, béton armé ou non, aciers ordinaires ou aciers pour précontrainte, géosynthétiques, sols rapportés traités ou non, ...)
- leur mode d'exécution, qui peut être très différent suivant le type d'ouvrage concerné ;
- leur domaine d'emploi privilégié, qui dépend naturellement de nombreux facteurs (ouvrage en remblai ou en déblai, conditions particulières de site : terrestre, urbain, aquatique, montagneux, instable, ..., conditions particulières de sol, d'environnement, ...).

La suite de cette première partie est consacrée à la présentation des principaux types d'ouvrages de soutènement, et plus précisément à leur constitution, dimensionnement courant et domaine d'emploi. Son contenu est essentiellement descriptif, et ne préjuge en aucune façon de la valeur technique des différents ouvrages.

## 1.2. - LES MURS POIDS - LES MURS PRÉFABRIQUÉS

### 1.2.1. - Description - Constitution

Les murs de soutènement de type « poids » sont pratiquement les plus anciens types de murs de soutènement. Ils peuvent être réalisés en place, auquel cas ils sont généralement rigides et constitués de maçonnerie de pierres jointoyées ou de béton non armé, voire éventuellement de béton cyclopéen (blocs de pierre ou moellons noyés dans du béton). Ces types de murs, relativement étanches, sont en principe pourvus d'un dispositif de drainage lorsqu'ils ne sont pas destinés à maintenir le niveau d'eau dans les terres soutenues (cas quasi général).

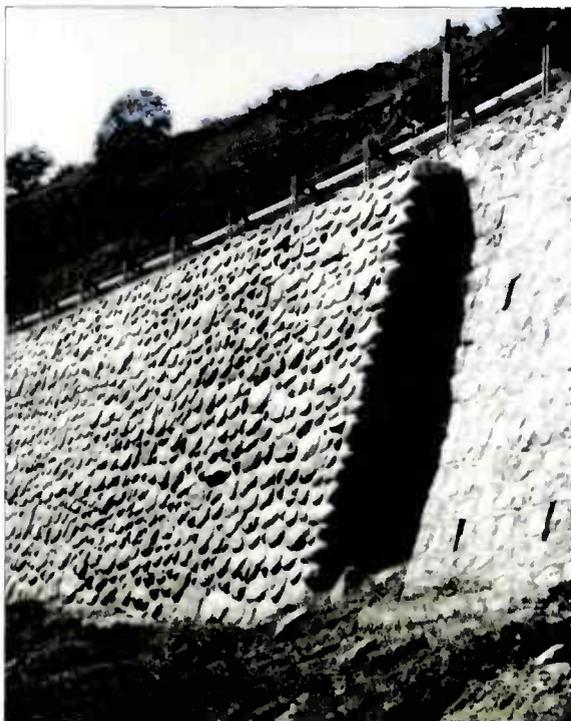


Figure 1.4 : Mur poids en pierres maçonnées



Figure 1.5 : Mur poids en béton

Ils peuvent être aussi constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions (gabions de treillage métallique ou même synthétique) ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou «boîtes» remplis de terre, poutres, ...), auquel cas ils sont souvent moins rigides, voire relativement souples pour certains d'entre eux..

Ces derniers types de murs constitués d'éléments préfabriqués sont pratiquement, avec les murs en gabions de treillage métallique, les murs poids les plus utilisés aujourd'hui. Il en existe une très grande variété. Certains sont aussi appelés murs caissons lorsqu'ils sont effectivement constitués de caissons (avec ou sans fond) ou même de poutres entrecroisées. Dans ce cas, ils sont en principe remplis de terre pour leur donner le poids nécessaire à leur stabilité. Ces murs sont généralement posés soit sur une semelle soit sur des plots isolés en béton armé. Ils peuvent être pourvus d'un dispositif de drainage, mais bien souvent l'emploi de matériaux de remplissage (et de remblai) drainants permet de s'en dispenser.



Figure 1.6 : Mur poids  
constitué de gabions

Figure 1.7 :  
Réalisation d'un mur  
poids constitué de  
poutres en béton  
armé préfabriquées



Figure 1.8 : Mur poids constitué de poutres préfabriquées

### 1.2.2. - Dimensionnement courant des ouvrages

Les murs poids sont généralement réalisés avec un fruit plus ou moins important, qui peut relever d'un choix mais qui peut être aussi imposé par construction pour certains d'entre eux. Ils ont le plus souvent une forme trapézoïdale, avec une largeur à la base couramment égale à un peu plus du tiers de leur hauteur (figure 1.9). En fait, celle-ci dépend largement de la qualité des terrains de fondation, de la pente de terres soutenues et du fruit du mur. La semelle de fondation peut être légèrement inclinée sur l'horizontale, pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement.

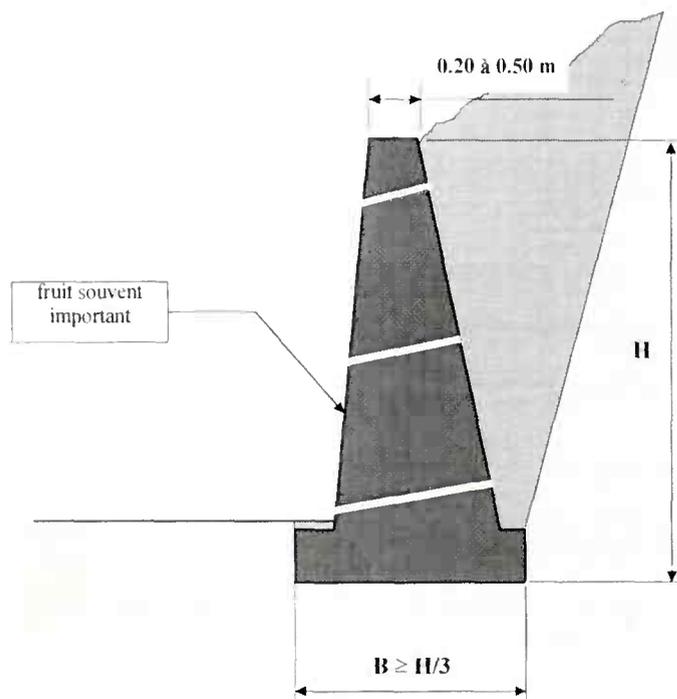


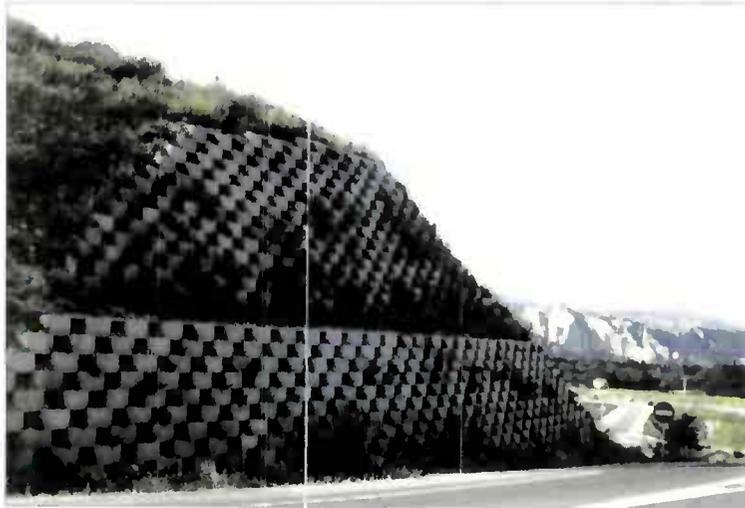
Figure 1.9 : Dimensionnement courant d'un mur poids

Les éléments constitutifs des murs préfabriqués sont conçus et appareillés pour conférer à la structure une bonne liaison interne et une résistance suffisante dans toutes les directions. Leur nature, leur forme et leurs dimensions dépendent naturellement du procédé concerné.

### 1.2.3. - Domaine d'emploi

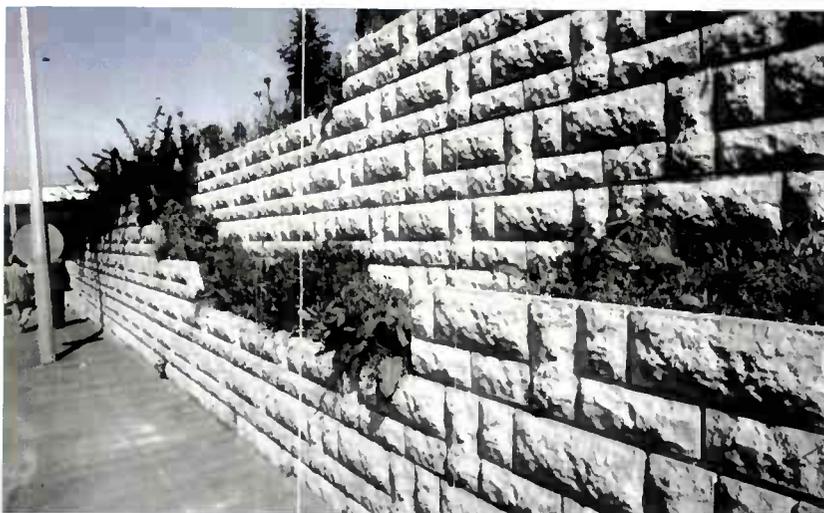
D'une manière assez générale, les murs poids sont surtout utilisés pour la réalisation d'ouvrages en déblai (après terrassement) en site terrestre, hors nappe.

Pour des raisons économiques essentiellement, les murs rigides maçonnés ou en béton ne sont presque plus utilisés aujourd'hui. Les dernières réalisations ne concernent pratiquement que des ouvrages en béton (non armé ou cyclopéen), réalisés en déblai, sur des terrains assez résistants ou même rocheux (site montagneux notamment).



*Figure 1.10 : Mur poids constitué  
d'éléments préfabriqués  
(caissons)*

*Figure 1.11 : Mur poids constitué  
d'éléments préfabriqués  
(cellules ouvertes végétalisables)*



*Figure 1.12 : Mur poids  
constitué d'éléments  
préfabriqués  
(terrasses végétalisées)*

Toutefois, les murs en maçonnerie de pierres sèches ou jointoyées, de par leur ancienneté et leur bonne intégration dans les sites montagneux, contribuent fortement à l'identité de ces paysages. Ils constituent de ce fait un élément important de notre patrimoine, et font même parfois partie de parcs nationaux. C'est pour cette raison que l'on continue à construire de nos jours ce type d'ouvrage, qu'il s'agisse d'ouvrages neufs pour lesquels on recherche une bonne intégration dans le site, ou de la reconstruction d'ouvrages de même nature qui se sont effondrés.

Les murs constitués d'éléments préfabriqués sont bien adaptés lorsqu'il est demandé que l'ouvrage soit «végétalisable», comme cela est souvent possible pour certains murs constitués d'éléments préfabriqués en béton, et/ou lorsque la préfabrication permet de répondre efficacement à certaines exigences de délai ou de site (site montagneux par exemple).

Ces derniers types de murs nécessitent presque tous, à des degrés divers, un terrain de fondation de qualités moyennes à bonnes. Leur capacité à accepter des tassements (différentiels essentiellement) dépend beaucoup du type de mur concerné, et notamment de sa technologie ; à cet égard, les murs en gabions de treillage sont en principe assez bien adaptés.

La hauteur maximale que permettent d'atteindre les murs poids préfabriqués dépend de leur technologie, et plus particulièrement de la nature, de la forme et de la résistance des éléments constitutifs. D'une manière générale, beaucoup de ces types de murs ne peuvent convenir que pour des hauteurs d'ouvrages faibles à moyennes, qui n'excèdent pas 5 ou 6 mètres environ. Toutefois, certains d'entre eux, comme les gabions de treillage métallique ou certains procédés constitués d'un entrecroisement de poutres en béton armé ont permis d'atteindre des hauteurs bien plus importantes.

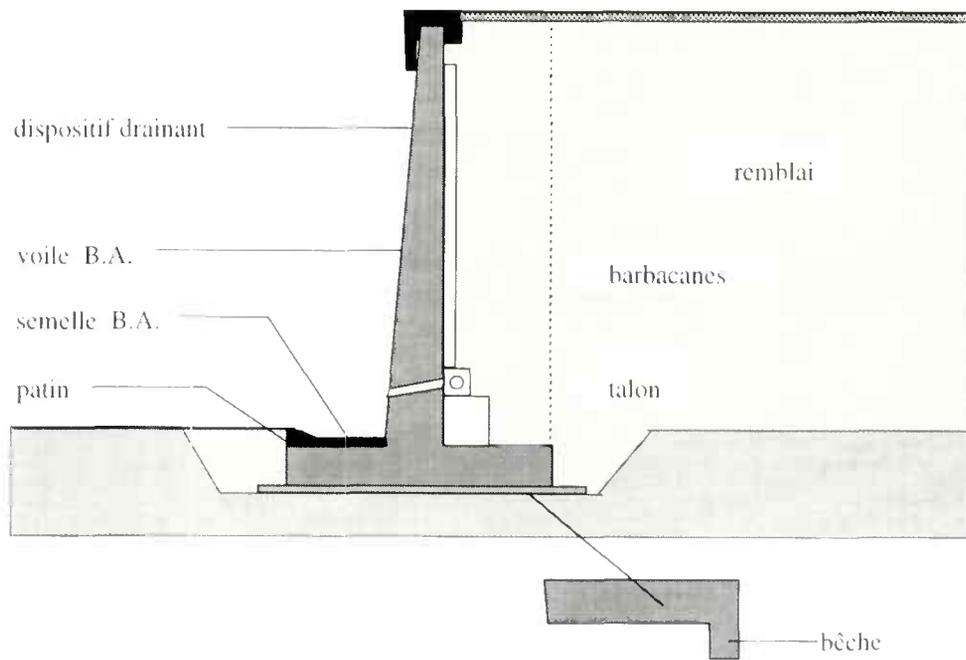


Figure 1.13 : Mur en béton armé (ou mur cantilever)

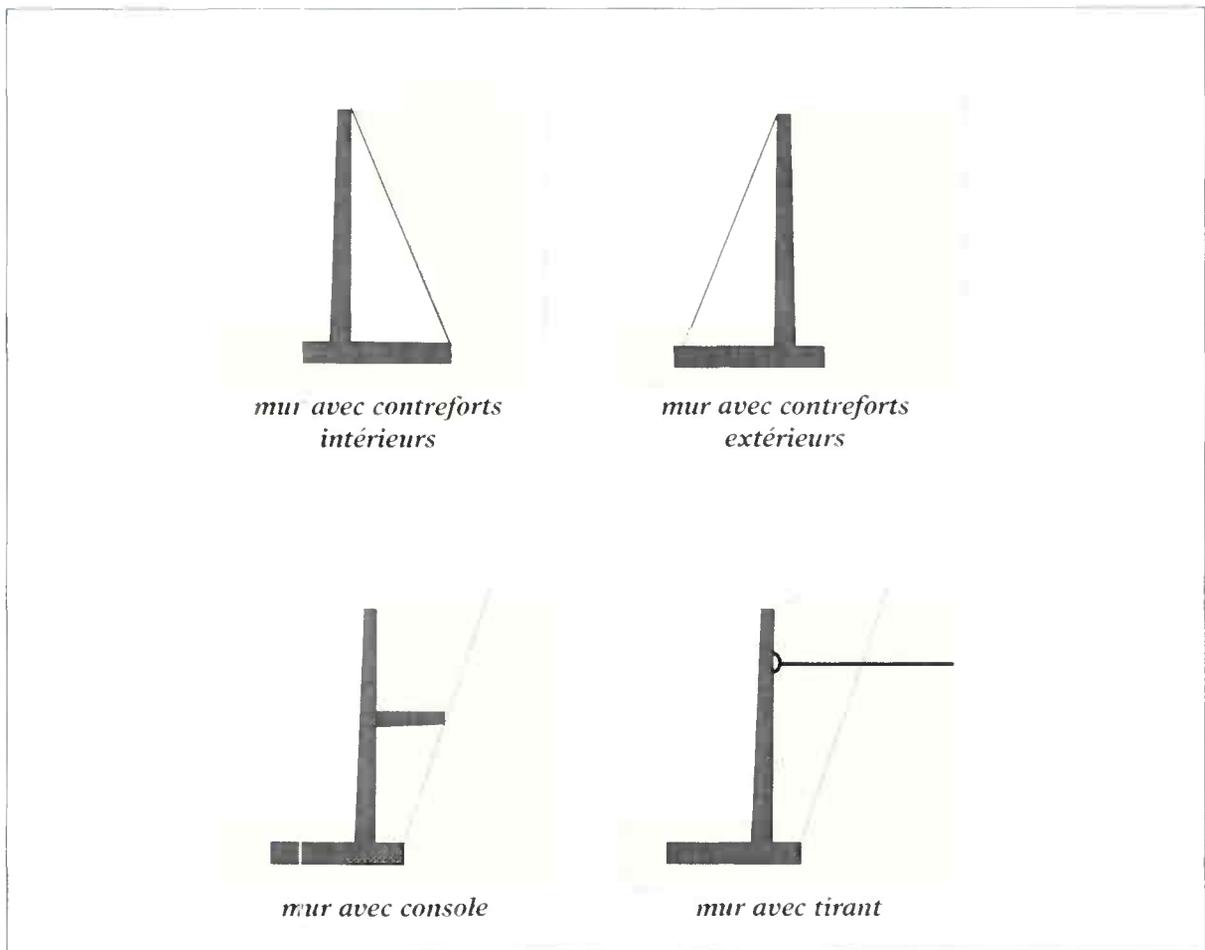


Figure 1.14 : Variantes de conception

## **1.3. - LES MURS EN BÉTON ARMÉ OU MURS CANTILEVER**

### **1.3.1. - Description - Constitution**

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encasté sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontale. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. La semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Cela peut être le cas notamment lorsque la bonne résistance du sol de fondation et/ou des problèmes d'emprise permettent ou imposent une semelle peu large.

Lorsque le niveau de fondation est assez profond, ou que des conditions d'exécution le justifient (site aquatique par exemple), il est possible de concevoir la réalisation préalable d'un massif de gros béton ou de béton immergé (réalisé par exemple à l'intérieur d'un batardeau).

Il est également possible de concevoir un mur sur pieux (ou sur barrettes), si les conditions de sol le justifient, mais une telle disposition reste aujourd'hui assez exceptionnelle dans la mesure où il existe des techniques qui permettent de réaliser, dans des conditions économiques généralement bien plus avantageuses, des ouvrages plus souples susceptibles de s'accommoder plus aisément de tassements généraux ou différentiels.

Les murs de soutènement en béton armé sont normalement pourvus d'un dispositif de drainage disposé à l'arrière du voile auquel est associé un dispositif d'évacuation des eaux (barbacanes généralement), lorsqu'ils ne sont pas prévus pour maintenir un niveau d'eau à l'amont. Ils sont constitués de plots de 15 à 30 m de longueur (murs coulés en place).

Les variantes de conception (figure 1.14) sont surtout conçues pour répondre à des situations particulières, généralement liées à des problèmes d'emprise, à l'amont ou à l'aval. Pour des raisons économiques, elles ne sont pratiquement plus employées aujourd'hui.

Les variantes d'exécution, plus couramment employées lorsque la hauteur de l'ouvrage n'est pas trop importante, portent essentiellement sur le recours à la préfabrication. Cette préfabrication peut concerner le parement du voile (coffrage intégré à l'ouvrage définitif), le voile lui-même ou encore l'ensemble du mur, semelle comprise (pour des hauteurs qui n'excèdent pas 6 mètres environ).

### **1.3.2. - Dimensionnement courant des ouvrages**

Le dimensionnement géométrique courant d'un mur de soutènement en béton armé est présenté figure 1.18. Dans certains cas, les limitations d'emprise, généralement imposées par la présence de constructions ou de voies de circulation, peuvent conditionner la répartition entre patin et talon, et même parfois amener à supprimer l'une ou l'autre de ces parties de la semelle.

### **1.3.3. - Domaine d'emploi**

Les murs en béton armé sont très probablement les types d'ouvrages de soutènement les plus couramment employés. Ils constituent également la structure type pour les culées d'ouvrages à mur de front.

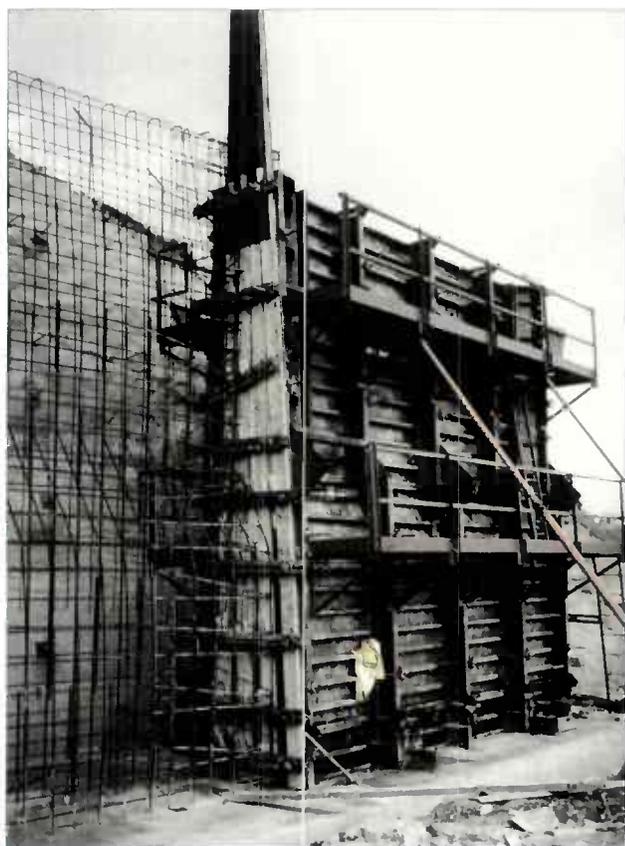


Figure 1.15 : Réalisation d'un mur en béton armé coulé en place

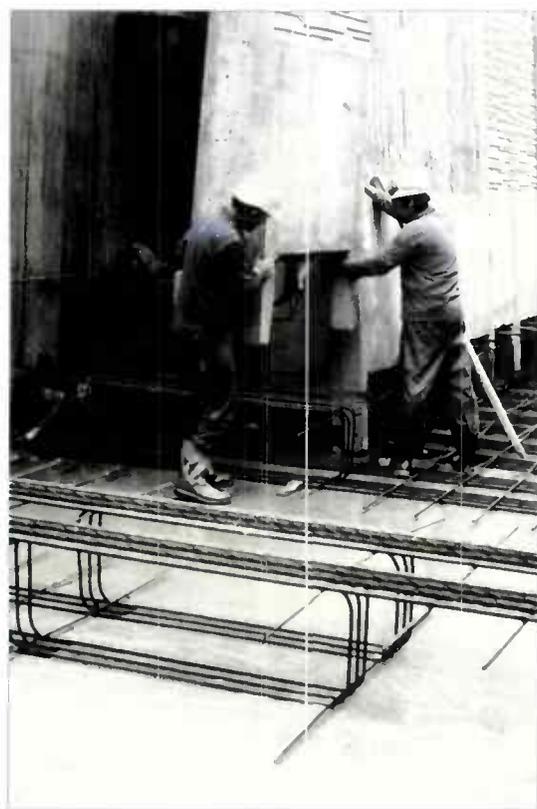
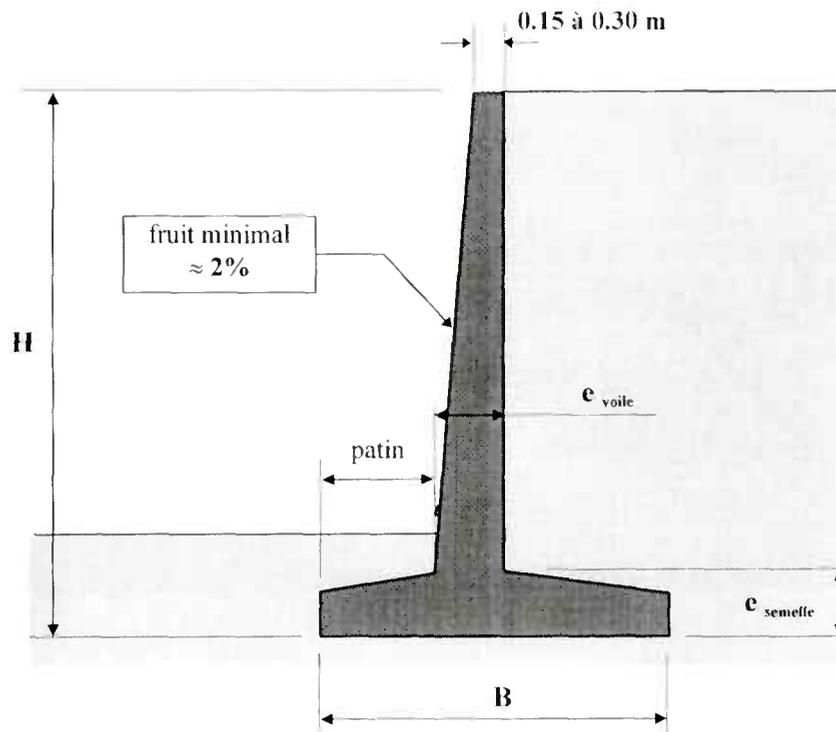


Figure 1.16 : Mur constitué d'éléments de voile préfabriqués encastrés dans une semelle coulée en place



Figure 1.17 : Mur constitué d'éléments préfabriqués



• semelle	$B \approx 0.35 \text{ à } 0.40 H$ (bon sol) $\approx 0.45 \text{ à } 0.60 H$ (sol de qualité moyenne)
• patin	$\approx B/2 \text{ à } B/5$
• $e_{\text{voile}}$	$\approx H/12$ pour $H$ de l'ordre de 7 à 9 m. $\approx H/18$ pour $H$ de l'ordre de 3 à 4 m.
• $e_{\text{semelle}}$	$\approx e_{\text{voile}}$

Figure 1.18 : Dimensionnement courant d'un mur en béton armé

Ils sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai, en site terrestre hors d'eau. L'exécution d'ouvrages en déblai peut nécessiter toutefois des emprises importantes ou la réalisation d'ouvrages de soutènement provisoires.

Ils s'avèrent souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6 à 8 mètres, voire une dizaine de mètres. Ils sont plus rarement employés pour de fortes hauteurs, pour des raisons économiques ou d'emprise, bien que leur réalisation soit, en principe, tout à fait possible si les conditions de fondation s'y prêtent.

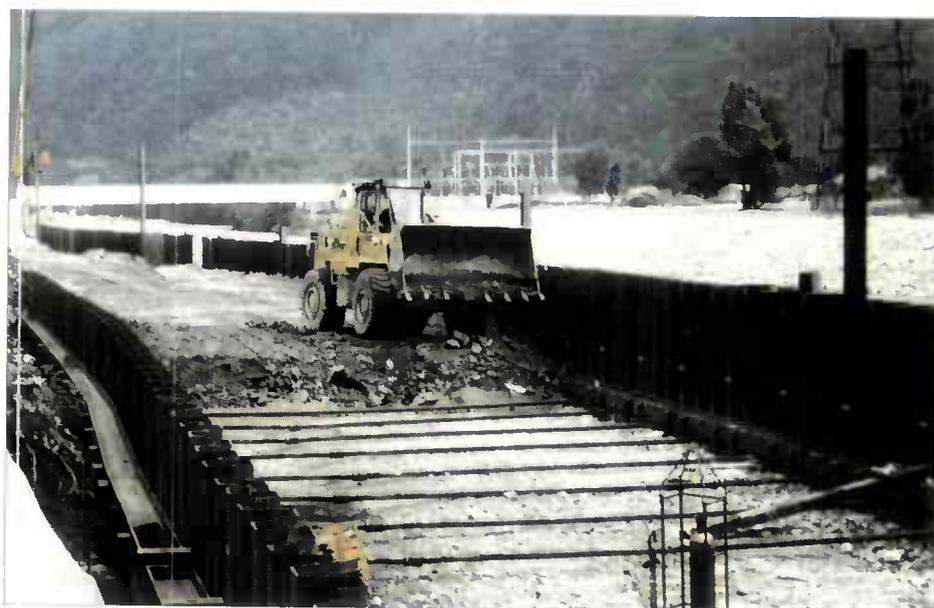
Ces murs nécessitent en principe un terrain de fondation de qualités moyennes à bonnes, susceptible de faibles tassements (quelques centimètres au plus), dans la mesure où le recours à des fondations profondes (ou éventuellement à un traitement préalable du sol) rend généralement la solution peu avantageuse.

Figure 1.19 : Battage d'un rideau de palplanches



Figure 1.20 : Construction d'un  
soutènement de rive en palplanches  
ancré par tirants précontraints

Figure 1.21 : Mise  
en place de  
tirants passifs à  
l'arrière  
d'un rideau de  
palplanches



## 1.4. - LES RIDEAUX DE PALPLANCHES MÉTALLIQUES

### 1.4.1. - Description - Constitution

Les palplanches métalliques à module sont des profilés rectilignes, obtenus par laminage à chaud ou profilage à froid, et mis en œuvre verticalement dans le sol, généralement par battage, vibrage ou véringage. Conçues pour s'enclencher les unes avec les autres, elles permettent de réaliser des rideaux continus relativement étanches, rectilignes, courbes, présentant des angles et pouvant former des enceintes fermées.

Dans le plus simple des cas, lorsqu'ils sont de faible hauteur, les ouvrages de soutènement routiers sont constitués d'un rideau de palplanches à module (généralement obtenues par laminage à chaud) partiellement fichées dans le sol. Dans ce cas, le rideau est dit simplement encastré dans le sol. Il est généralement pourvu en tête d'une poutre de couronnement en béton armé qui a pour objet de le rigidifier longitudinalement et d'en améliorer l'aspect.

Pour des hauteurs moyennes à fortes, et d'une manière plus générale lorsque les efforts qui sollicitent le rideau sont importants ou qu'il est impératif de limiter ses déplacements, l'ouvrage peut comprendre alors un ou plusieurs niveaux d'appui. Il peut s'agir de tirants d'ancrage passifs, de tirants d'ancrage précontraints, ou même de butons (essentiellement pour les ouvrages provisoires). Le rideau est alors dit ancré ou butonné.

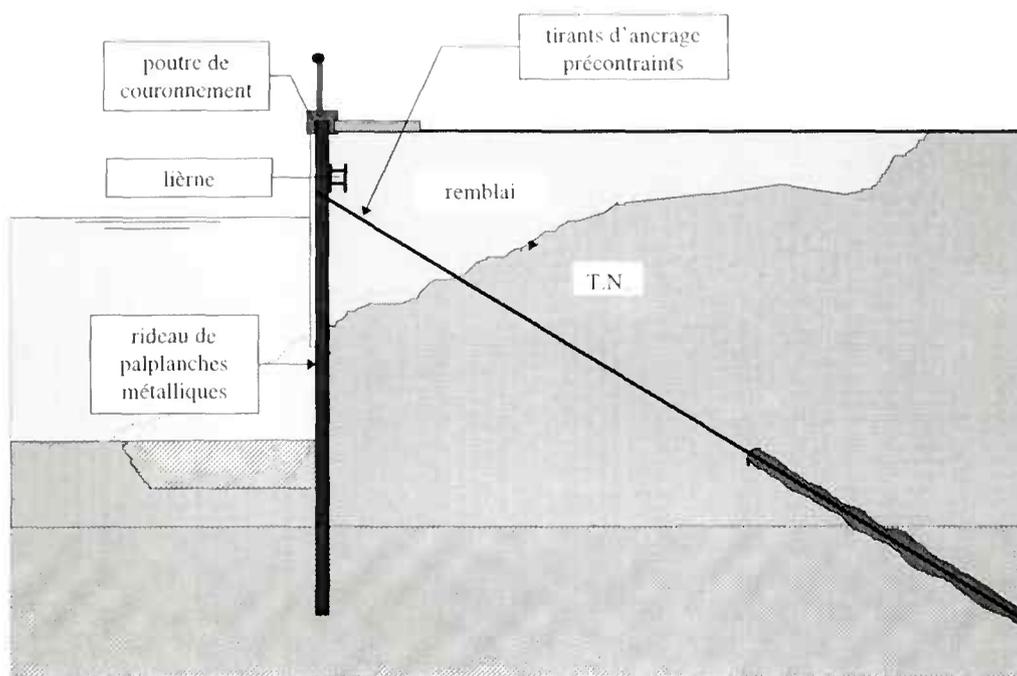


Figure 1.22 : Exemple de constitution d'un soutènement de rive en palplanches

Il est le plus souvent nécessaire de disposer une lierne le long de chaque lit de tirants d'ancrage et à proximité immédiate de celui-ci. Cette lierne, qui a notamment pour objet de raidir longitudinalement le rideau et d'assurer un meilleur fonctionnement de celui-ci, est généralement constituée de profilés métalliques du commerce. Elle est en principe disposée côté terres soutenues pour les ouvrages définitifs, pour des raisons évidentes d'aspect.



Figure 1.23 :  
Ouvrage de soutènement  
terrestre en  
palplanches



Figure 1.24 : Ouvrage  
de soutènement terrestre  
en palplanches



Figure 1.25 :  
Passage  
souterrain avec  
piédroits  
en palplanches

Dans les cas courants, les rideaux sont uniquement constitués de palplanches, mais ils peuvent être renforcés, par exemple par des caissons de palplanches régulièrement répartis, pour en augmenter la résistance et/ou la rigidité, ou pour améliorer la portance (vis-à-vis de charges verticales). Par ailleurs, pour des raisons d'aspect également, les parties vues des ouvrages définitifs sont généralement soit traitées et peintes, soit habillées d'un parement rapporté.

## 1.4.2. - Dimensionnement courant des ouvrages

Pour les rideaux simplement encastrés dans le sol, la hauteur libre (partie vue) est limitée par la flèche admissible en tête de l'ouvrage. Avec des palplanches courantes, cette hauteur n'excède généralement pas 3 à 4 mètres environ. Dans ces conditions, la hauteur de fiche du rideau (partie enterrée), qui dépend naturellement des qualités des terrains concernés, est souvent sensiblement égale à sa hauteur libre (figure 1.26).

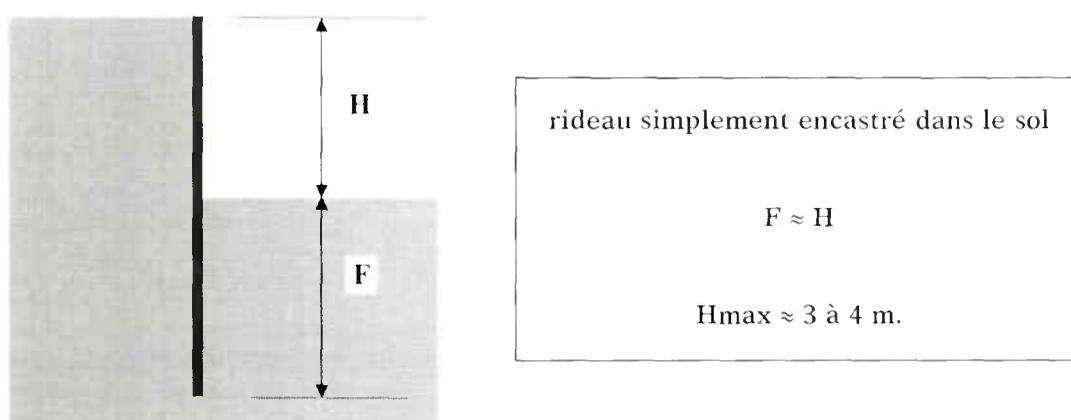


Figure 1.26 : Dimensionnement courant d'un rideau autostable

Des hauteurs libres plus importantes peuvent être atteintes par combinaison de palplanches simples et de profilés spéciaux, qui permettent d'augmenter sensiblement l'inertie du rideau. Toutefois, pour les ouvrages routiers, il est généralement plus économique et mieux adapté (réduction des flèches) de concevoir une structure ancrée.

Pour les rideaux ancrés par un seul lit de tirants d'ancrage (cas très courant pour les ouvrages définitifs), celui-ci est généralement disposé en partie supérieure du rideau, à environ 0,5 à 2 mètres de la tête des palplanches. La hauteur de fiche est, quant à elle souvent comprise entre le tiers et les deux tiers de la hauteur libre de l'ouvrage (figure 1.27).

Lorsque les rideaux sont ancrés par deux ou plusieurs lits de tirants d'ancrage, l'espacement entre lits, qui dépend naturellement de nombreux paramètres, est le plus souvent compris entre 3 et 6 mètres environ. La hauteur de fiche peut être très faible, par exemple s'il est prévu un lit de tirants en partie basse du rideau, mais en principe elle ne devrait pas être inférieure à 0,6 à 0,8 m environ (ouvrages définitifs), selon la nature des terrains, pour des raisons de stabilité vis-à-vis du renard solide ou même pour de simples raisons de construction.

La longueur des tirants d'ancrage dépend elle également de nombreux facteurs ; c'est un paramètre important dans la mesure notamment où elle délimite l'emprise de l'ouvrage.

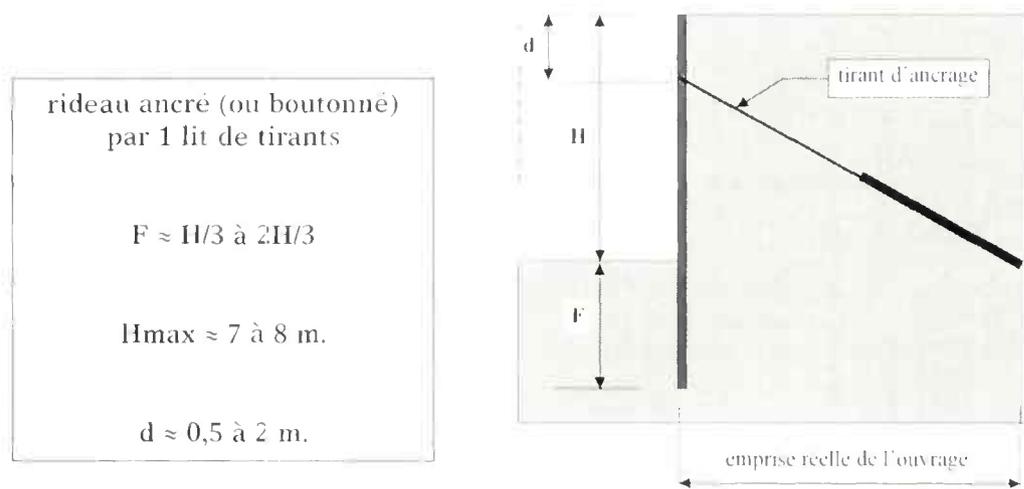


Figure 1.27 : Dimensionnement courant d'un rideau ancré par un lit de tirants

### 1.4.3. - Domaine d'emploi

Les palplanches métalliques sont particulièrement bien adaptées pour la réalisation d'ouvrages de soutènement (et d'étanchement) en site aquatique et, d'une manière plus générale, en présence d'eau (nappe phréatique). C'est la raison pour laquelle elles sont très couramment utilisées aujourd'hui encore pour la réalisation d'ouvrages provisoires tels que batardeaux et blindages de fouilles sous la nappe, et d'ouvrages définitifs tels que murs de quais maritimes ou fluviaux, soutènements de rives et protections de berges.

En site terrestre, leur utilisation s'est longtemps limitée à la réalisation de blindages de fouilles sous la nappe et/ou lorsque les conditions d'emprise empêchent l'ouverture de fouilles talutées. Elle a connu cependant un certain essor depuis le début des années 70 pour la réalisation d'ouvrages de soutènement définitifs, surtout construits en déblai, de passages souterrains en site urbain, et voire même parfois de culées d'ouvrages d'art, au sein desquelles les palplanches (mais plus généralement les caissons de palplanches incorporés aux rideaux) ont également un rôle porteur.

La principale limite d'emploi des palplanches métalliques est la possibilité de mise en œuvre de celles-ci dans le sol. En effet, cette mise en œuvre n'est généralement possible que dans les sols meubles peu à moyennement compacts, ne contenant pas d'obstacles durs divers, naturels ou rapportés (bancs durs même de faible épaisseur, gros blocs, troncs d'arbres, ...). Par ailleurs, en site urbain, le problème des nuisances sonores en cas de battage dans des terrains difficiles peut constituer une contrainte.

La hauteur maximale des ouvrages qu'il est possible de réaliser à l'aide de rideaux de palplanches métalliques dépend de nombreux autres facteurs, et en particulier du type d'ouvrage concerné. Pour les ouvrages de soutènement définitifs routiers, de type soutènements de rives fluviaux ou ouvrages de soutènement terrestres par exemple, celle-ci excède assez rarement 8 mètres, dans le cas d'un seul lit de tirants d'ancrage et de palplanches simples. Il est rare que ces ouvrages atteignent des hauteurs plus importantes, en raison le plus souvent des difficultés à réaliser plus d'un lit de tirants d'ancrage.

## **1.5. - LES PAROIS MOULÉES DANS LE SOL - LES PAROIS PRÉFABRIQUÉES**

### **1.5.1. - Description - Constitution**

Une paroi moulée dans le sol est constituée d'une juxtaposition, le plus souvent dans un même plan, de panneaux verticaux en béton armé. Chacun des panneaux est réalisé par exécution préalable d'une tranchée dans le sol, mise en place d'une cage d'armatures dans celle-ci puis bétonnage, à l'aide d'un tube plongeur. En règle générale, les parois de la tranchée sont maintenues par une boue thixotropique (boue bentonitique le plus souvent) depuis le début de la perforation de celle-ci jusqu'à la fin du bétonnage.

Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que le béton a atteint une résistance suffisante. Les parois, qui sont relativement étanches (par l'adjonction si nécessaire de joints d'étanchéité entre panneaux), peuvent être planes, courbes (par juxtaposition de panneaux plans), présenter des angles et former des enceintes fermées.

Dans le plus simple des cas, l'ouvrage est constitué d'une paroi continue partiellement fichée dans le sol. Il est alors dit simplement encastré dans le sol. Il peut être pourvu en tête d'une poutre de couronnement, en béton armé également, destinée à lui conférer une certaine rigidité longitudinale, à améliorer son aspect ou encore à supporter des dispositifs de sécurité.

Pour accroître la résistance de l'ouvrage et/ou réduire les déplacements de celui-ci, il est possible d'augmenter l'épaisseur des parois, de concevoir des parois à contreforts, ou encore de modifier en conséquence la géométrie en plan de celles-ci (auquel cas on parle généralement de parois à inertie).

Toutefois, dès que la hauteur libre de l'ouvrage dépasse 6 à 8 mètres environ, ou que les contraintes relatives aux déplacements sont sévères, la paroi est alors ancrée par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage. Il s'agit en principe de tirants d'ancrage précontraints ; il peut s'agir également, dans certains cas, de butons (ouvrages provisoires ou parois de tranchées par exemple). La paroi est alors dite ancrée ou butonnée.

Pour des raisons d'aspect, les parties vues des parois des ouvrages définitifs sont le plus souvent, soit traitées après ragréage ou rabotage, soit revêtues d'un bardage, et les têtes des tirants d'ancrage nichées (ou noyées) dans le béton des parois.

Les parois préfabriquées sont constituées, quant à elles, de panneaux préfabriqués en béton armé, descendus dans des excavations dans lesquelles ils sont scellés à l'aide généralement d'un coulis de ciment-bentonite. Celles-ci sont réalisées dans les mêmes conditions que pour les parois moulées, le fluide de forage pouvant être prévu pour servir également de coulis de scellement des panneaux. Les parois sont généralement ancrées ou butonnées.

### **1.5.2. - Dimensionnement courant des ouvrages**

Lorsque la hauteur libre (partie vue) de l'ouvrage n'excède pas 5 à 6 mètres environ, la paroi peut être simplement encastrée dans le sol, avec une hauteur de fiche (partie enterrée) généralement quelque peu inférieure à sa hauteur libre, en raison le plus souvent des bonnes qualités des terrains dans lesquels la paroi est réalisée. Dans les cas courants, l'épaisseur de la paroi est comprise entre 0,60 m et 1,00 m (0,40 m à 0,80 m au plus pour des parois préfabriquées). Les panneaux ont habituellement une largeur comprise entre 2 et 8 mètres, fixée en fonction des risques d'instabilité des parois du forage.



Figure 1.28 : Exécution d'une paroi moulée -  
Réalisation de la tranchée à la benne  
preneuse

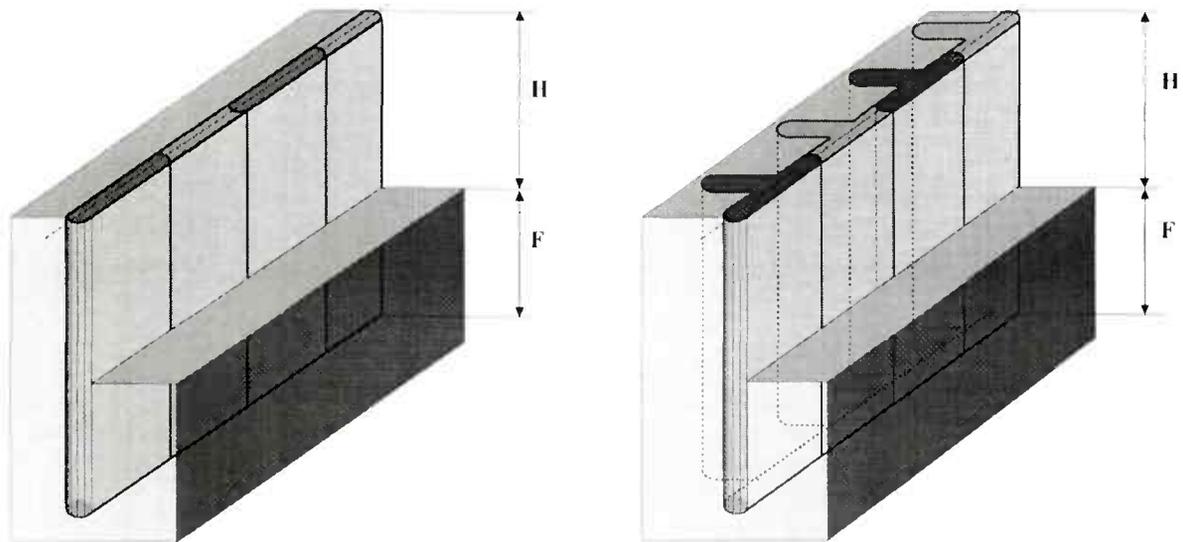


Figure 1.29 : Mise en place  
d'un élément de paroi préfabriquée  
dans une tranchée



Figure 1.30 : Réalisation d'une tranchée en paroi moulée -  
Terrassements

Des hauteurs libres sensiblement plus importantes peuvent être atteintes par utilisation de parois de forte épaisseur (toutefois celle-ci excède très rarement 1,50 m) et, surtout, de parois à inertie. Toutefois, il est généralement techniquement plus adapté et plus économique dans ces cas, lorsque cela est possible, de concevoir une structure ancrée (ou butonnée). Il s'agit, en règle générale, de tirants d'ancrage précontraints scellés dans des terrains résistants.



$H_{\max} \approx 5 \text{ à } 6 \text{ m}$   
 $F \leq H$   
 (selon terrains, eau,..)  
  
 $H$  jusqu'à 10 à 12 m si contreforts  
 (bon terrain en fiche)

*Figure 1.31 : Dimensionnement courant d'une paroi autostable*

Pour les ouvrages ne comprenant qu'un seul niveau d'appui (cas très courant pour les ouvrages définitifs), celui-ci est en principe disposé en partie supérieure des parois, à environ à 1 à 3 m de leur tête. La hauteur de fiche dépend naturellement des qualités des terrains concernés ; elle dépasse toutefois rarement le tiers ou la moitié de la hauteur libre de la paroi, en raison des bonnes qualités des terrains dans lesquels ces ouvrages sont réalisés.

Lorsque les parois comprennent deux ou plusieurs lits de tirants d'ancrage, l'espacement entre lits dépend naturellement de nombreux paramètres ; il est souvent compris entre 4 et 6 mètres environ. La hauteur de fiche peut être très faible, notamment s'il est prévu un lit de tirants en partie basse des parois, mais en principe elle ne devrait pas être inférieure à 0,5 m environ, pour des raisons de stabilité vis-à-vis du renard solide ou même pour de simples raisons de construction.

La longueur des tirants d'ancrage dépend également de nombreux facteurs ; c'est un paramètre important dans la mesure notamment où elle délimite l'emprise réelle de l'ouvrage.



Figure 1.32 : Paroi moulée ancrée par un lit de tirants actifs



Figure 1.33 : Paroi préfabriquée ancrée  
par un lit de tirants actifs



Figure 1.34 : Tranchée couverte avec pîedroits en parois moulées

### 1.5.3. - Domaine d'emploi

La technique de la paroi moulée ou préfabriquée dans le sol est très largement utilisée depuis le début des années 60 ; il s'agit d'une technique aujourd'hui assez classique et bien maîtrisée par de nombreuses entreprises.

Elle n'est possible en pratique qu'en site terrestre (ou éventuellement après remblaiement du site), pour la réalisation d'ouvrages en déblai.

Elle peut être utilisée dans pratiquement tous les terrains, y compris les sols très raides, compacts, contenant éventuellement des blocs ou des horizons rocheux, et s'accommode aisément de la présence de nappes. Elle nécessite toutefois des précautions particulières dans certains terrains, et notamment dans les terrains ouverts ou susceptibles de comprendre des vides importants (karsts, poches de dissolution, ...), en raison des risques de pertes de boue importantes et brutales.

La paroi moulée entre dans la constitution de nombreux ouvrages de bâtiment (parkings souterrains, sous-sols d'immeubles, ...) et de génie civil (ouvrages de soutènement isolés, soutènements de trémies et de tranchées, piédroits de tranchées couvertes, murs de quais, éléments de fondations profondes, blindages de fouilles pour la réalisation de fondations massives profondes d'ouvrages d'art, ...).

Dans le domaine des ouvrages de soutènement routiers, elle est particulièrement bien adaptée en site urbain et, d'une manière plus générale, là où des contraintes d'environnement (présence de constructions, voies de circulation qu'il est nécessaire de maintenir en exploitation, ...) posent de délicats problèmes d'emprise et de limitation des déplacements.

Il est techniquement possible de réaliser des parois de forte hauteur (20 à 30 mètres et même bien plus parfois) ; toutefois la hauteur libre des ouvrages de soutènement routiers constitués de parois moulées dépasse rarement une dizaine ou une douzaine de mètres au plus. La principale contrainte dans ces cas est souvent liée aux tirants d'ancrage, dont la réalisation impose de disposer des tréfonds, et dont l'exécution peut être délicate en raison de la présence d'ouvrages enterrés divers (parties enterrées de constructions, ouvrages souterrains, canalisations, ...). C'est la raison qui justifie parfois le recours, pour des ouvrages non butonnés, à des parois à inertie.

La hauteur des panneaux de parois préfabriquées n'excède pas une douzaine de mètres environ, leur poids maximal étant généralement limitée à 300 kN environ pour des raisons de manutention. De ce fait, la hauteur libre de ces ouvrages ne dépasse pas 8 à 9 mètres au plus.

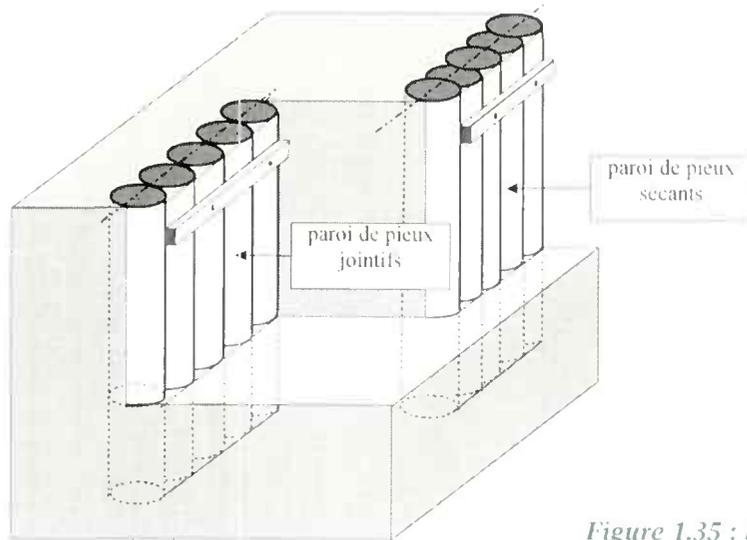


Figure 1.35 : Parois de pieux jointifs ou sécants



Figure 1.36 : Paroi composite de type «berlinoise»

Figure 1.37 : Paroi composite de type «parisienne»



## 1.6. - LES PAROIS DE PIEUX - LES PAROIS COMPOSITES

### 1.6.1. - Description - Constitution

Une **paroi de pieux** est constituée d'une succession de pieux forés, tangents ou sécants. Il s'agit généralement de pieux forés en béton armé, d'un diamètre de 0,60 à 1,20 m au plus, réalisés à l'abri d'un tube de travail provisoire (remonté au fur et à mesure du bétonnage).

Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que les pieux ont atteint une résistance suffisante. Les parois peuvent être planes, courbes, présenter des angles et former des enceintes fermées.

La paroi de pieux est le plus souvent ancrée par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints, situés dans des poutres horizontales métalliques (en principe lorsque les tirants sont provisoires) ou en béton armé.

Une **paroi composite** est constituée de pieux isolés, disposés verticalement avec un entre-axe généralement compris entre 2,50 et 4 mètres, et de voiles, en principe en béton armé (coulé en place ou projeté), réalisés entre les pieux au fur et à mesure de l'excavation des terres devant ces derniers.

Il peut s'agir de pieux métalliques, du type pieux H ou d'un assemblage par soudage de deux poutrelles en I par exemple (auquel cas on parle de **berlinoise**), de pieux préfabriqués en béton armé (auquel cas on parle généralement de paroi **parisienne**) ou encore de pieux de type forés (ou même de barrettes). Les pieux préfabriqués, qu'ils soient métalliques ou en béton armé, sont généralement mis en place dans un forage préalablement réalisé, à l'intérieur duquel ils sont scellés à l'aide d'un béton, d'un mortier ou d'un coulis (au moins dans la partie en fiche de la paroi).

Les voiles sont généralement réalisés par plots de 2 à 5 mètres de hauteur, en béton coffré ou projeté, et liaisonnés aux pieux.

Une paroi composite comporte le plus souvent un ou plusieurs niveaux d'appui. Lorsqu'il s'agit de tirants d'ancrage précontraints, comme cela est généralement le cas, ils peuvent s'appuyer sur des poutres horizontales métalliques (généralement lorsque ces tirants sont provisoires) ou en béton armé. Ils peuvent être disposés également au droit des pieux, et même noyés dans le béton de ces derniers à l'intérieur de réservations spécialement prévues à cet effet, lorsqu'ils sont définitifs.

Pour des raisons d'aspect, les parties vues des parois composites et des parois de pieux (hauteur libre des parois) peuvent être, si nécessaire, soit traitées, soit revêtues d'un bardage rapporté. Par ailleurs, bien qu'elles ne soient pas conçues en principe pour des terrains qui retiennent une nappe sur leur hauteur libre (souvent simplement pour éviter des suintements d'eau sur les parements vus), ces parois peuvent être pourvues, dans le plus simple des cas, de barbicanes, reliées ou non à un système de drainage. Pour des parois de type berlinoises ou parisiennes, celui-ci peut être réalisé simplement par la mise en œuvre d'un matériau drainant dans l'espace compris entre le pieu et la paroi du forage, sur la hauteur libre de l'ouvrage.

### 1.6.2. - Dimensionnement courant des ouvrages

Les caractéristiques dimensionnelles des éléments constitutifs des parois de pieux et des parois composites dépendent du type de paroi dont il s'agit. Les principales d'entre elles sont mentionnées dans la description donnée ci-dessus.

Ces ouvrages sont le plus souvent ancrés par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage, distants de 3 à 6 m environ, suivant la raideur et la résistance de la paroi. Le premier lit de tirants est généralement implanté en partie supérieure de celle-ci, à environ 1 à 3 m de sa tête.

La hauteur de fiche des parois peut être faible, même lorsqu'il s'agit de parois composites avec des pieux relativement espacés, et cela en raison d'une part de la présence, le plus souvent, de plusieurs lits de tirants, et d'autre part du fait que les pieux sont généralement fichés dans des terrains résistants.

### 1.6.3. - Domaine d'emploi

A l'instar des parois moulées dans le sol, les parois de pieux et les parois composites sont des ouvrages réalisés en déblai, en site terrestre et, le plus souvent aussi, en site urbanisé ou à proximité de voies de circulation routières ou ferroviaires, là où les contraintes particulières d'environnement imposent généralement de limiter l'emprise des fouilles.

Ces parois sont réalisables dans pratiquement tous les terrains, y compris les sols raides, compacts, ou comprenant des blocs ou des horizons rocheux. Toutefois, l'exécution des parois composites dans des sols sableux peut s'avérer délicate en raison des risques d'éboulement durant les phases de terrassement.

La réalisation de parois de pieux est possible dans des terrains aquifères, mais celles-ci ne sont toutefois presque jamais utilisées dans de telles situations dans la mesure où leur étanchéité «en service» reste incertaine, même si les pieux sont sécants. Les parois composites quant à elles, qui présentent le plus souvent un problème similaire d'étanchéité une fois l'ouvrage terminé, ne sont généralement même pas réalisables sous une nappe, sauf à rabattre celle-ci efficacement.

Les **parois de pieux** sont très peu employées en France, où on leur préfère généralement soit des parois moulées, soit des parois composites lorsque celles-ci peuvent convenir. De ce fait elles ne sont utilisées en pratique que localement dans un ouvrage, le plus souvent lorsque des contraintes particulières de sol et/ou, surtout, d'environnement ne permettent pas le creusement d'excavations, même de faible longueur, dont les parois ne seraient pas «blindées» (présence de constructions extrêmement sensibles, comme par exemple les fondations d'un ouvrage ferroviaire maintenu en exploitation).

La hauteur libre des ouvrages constitués de telles parois dépasse rarement 8 à 10 m (avec un ou plusieurs niveaux d'ancrage), bien qu'il soit possible techniquement d'atteindre des hauteurs bien plus importantes, notamment si le problème de déviation des forages est bien maîtrisé.

En revanche, les **parois composites** sont assez largement employées en France, pour la réalisation d'ouvrages provisoires ou définitifs, dans la mesure notamment où dans certaines situations, le plus souvent liées à l'absence de nappe et à la nature et aux qualités des terrains traversés, leur utilisation peut s'avérer plus avantageuse que celle de parois moulées. Elles peuvent entrer dans la constitution d'ouvrages tels que des soutènements isolés, des piédroits de tranchées couvertes (généralement encastrés sur la dalle de couverture, qui assure un butonnage efficace), ou encore des blindages de fouilles. La hauteur qu'il est possible d'atteindre peut dépendre assez largement du type de paroi concerné ; ainsi pour les parois de type parisienne, la hauteur dépasse assez rarement une douzaine de mètres au plus, en raison des problèmes de préfabrication et de manutention des pieux préfabriqués en béton armé. Elle peut par contre atteindre une vingtaine de mètres, voire un peu plus, pour des parois de type berlinoise.

## 1.7. - LES VOILES ET POUTRES ANCRÉS

### 1.7.1. - Description - Constitution

Les voiles ancrés sont des ouvrages de soutènement réalisés en déblai, par terrassement du sol en place, de haut en bas, en une seule passe ou en plusieurs si la hauteur de l'ouvrage ou les conditions de stabilité des talus durant les travaux le justifient.

Dans le plus simple des cas, ils sont constitués d'un voile en béton armé présentant un fruit parfois assez important et ancré par deux ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints. Le voile peut être coulé en place par tranches, lorsque la hauteur le justifie. Celles-ci peuvent être situées dans un même plan ou dans des plans décalés vers l'aval (ouvrage disposé en gradins). Les voiles ancrés n'étant pas conçus pour retenir les eaux d'infiltration ou celles d'une nappe, ils comprennent généralement un dispositif de drainage adéquat constitué d'un réseau de barbacanes et, bien souvent aussi, de drains subhorizontaux plus ou moins profonds.

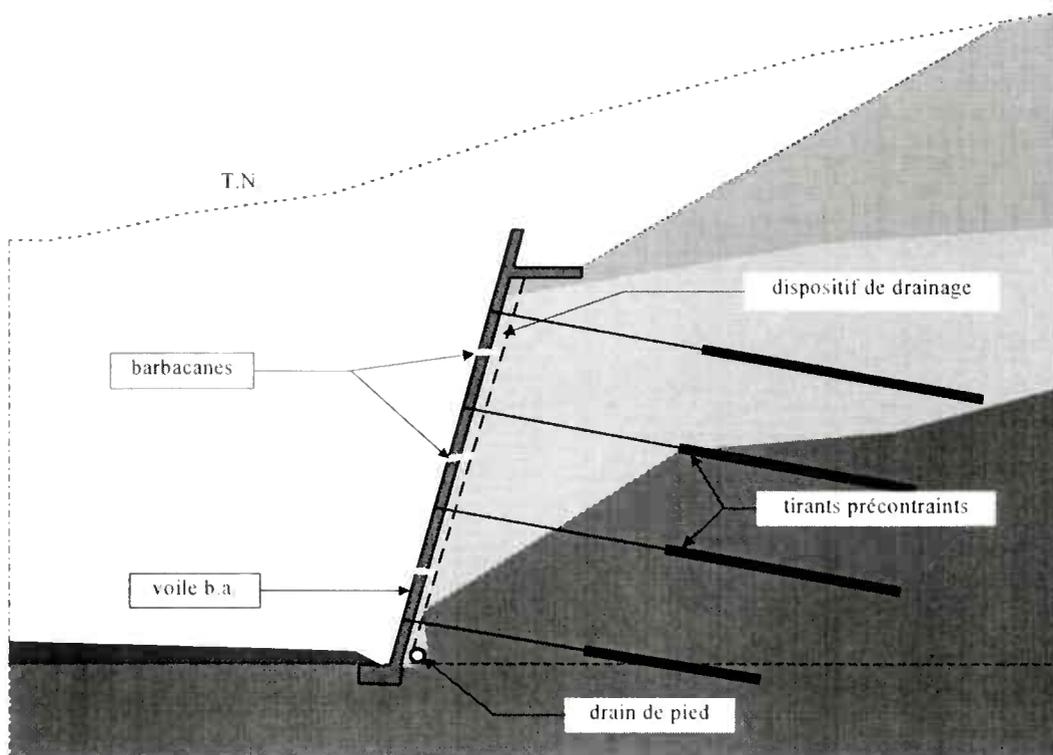


Figure 1.38 : Voile ancré

D'une manière générale, on désigne par poutre ancrée un voile épais qui ne comporte en principe qu'un seul lit de tirants d'ancrage précontraints.

Les têtes des tirants d'ancrage peuvent être noyées dans le béton des voiles ou des poutres. Par ailleurs, un traitement architectural des parements consiste parfois à rapporter sur ces derniers des éléments préfabriqués spécialement conçus à cet effet.



Figure 1.39 : Exécution d'un voile ancré

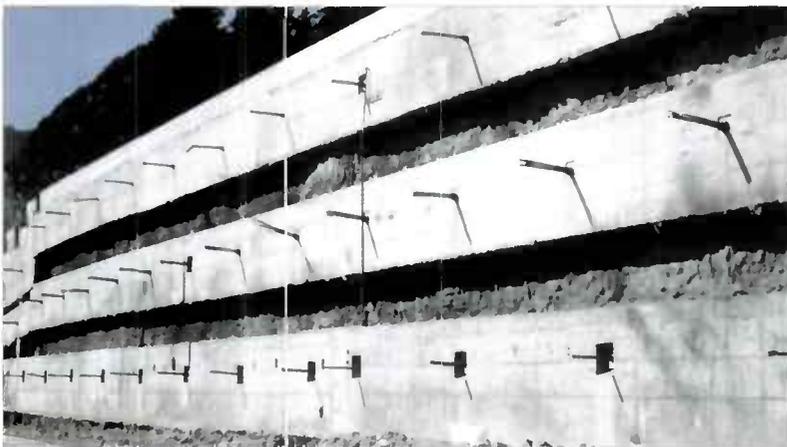


Figure 1.40 : Exécution de poutres ancrées

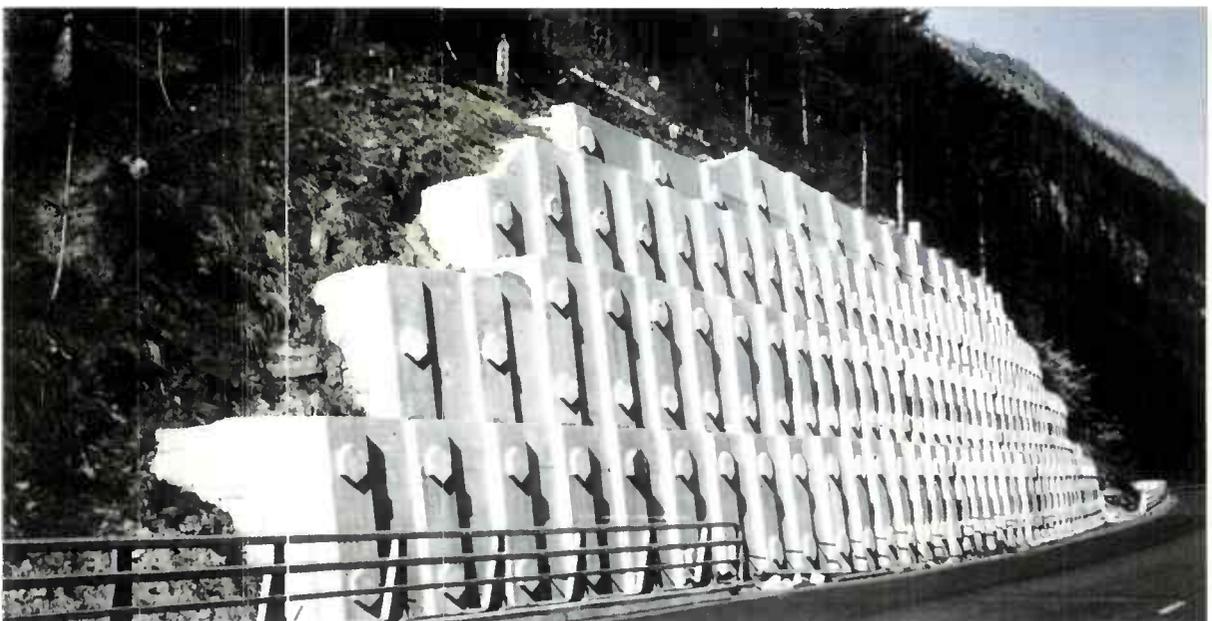


Figure 1.41 : Voile ancré en site montagneux

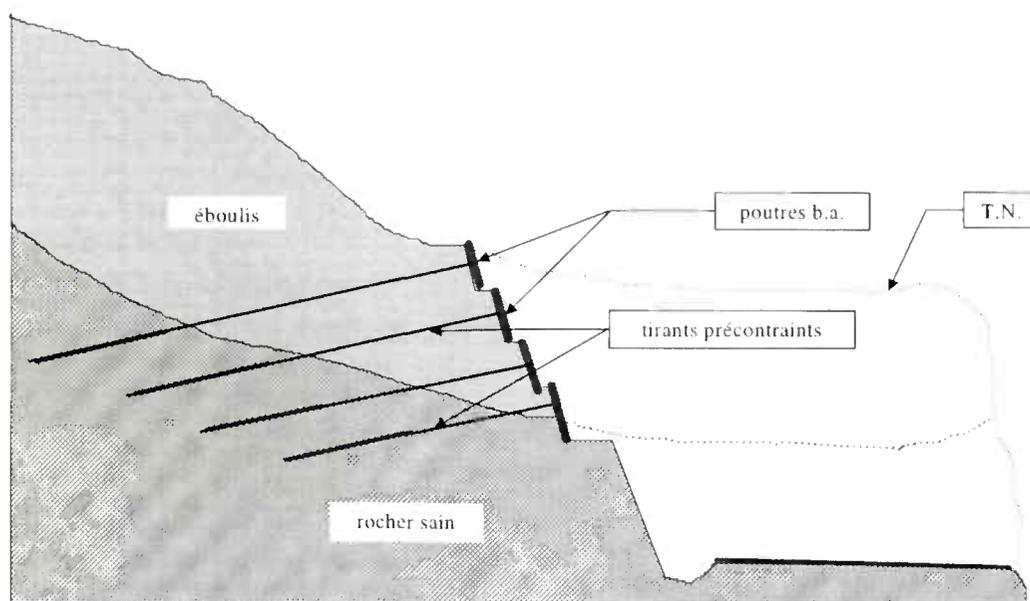


Figure 1.42 : Poutres ancrées

### 1.7.2. - Dimensionnement courant des ouvrages

On ne peut donner d'indications particulières sur le dimensionnement de ces ouvrages, qui dépend assez largement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, et notamment de la hauteur terrassée, et des qualités des terrains concernés. La distance entre lits de tirants d'ancrage précontraints est généralement comprise entre 3 et 6 m, voire plus parfois. Leur longueur peut être importante même pour de faibles hauteurs soutenues si les surfaces de rupture potentielles ou les horizons résistants (pour le scellement des tirants) sont profonds. Leur capacité d'ancrage peut varier de quelques centaines de kN à près de 2000 kN, voire plus encore.

### 1.7.3. - Domaine d'emploi

Les voiles et poutres ancrées sont essentiellement utilisés dans le domaine routier pour la réalisation d'ouvrages de soutènement en déblai et/ou d'ouvrages de stabilisation lors de l'exécution de travaux de terrassement sur versants, et notamment en site montagneux.

Les poutres ancrées peuvent être employées seules, ou même en complément d'ouvrages exécutés en remblai notamment lorsque la réalisation de ces derniers modifie les conditions de stabilité du talus aval.

Ces ouvrages sont réalisables dans pratiquement tous les terrains, bien que certains d'entre eux, comme par exemple les éboulis ouverts, les terrains de faibles caractéristiques, peu stables, ou qui sont le siège de nappes, peuvent poser de délicats problèmes d'exécution (stabilité des talus durant les terrassements justifiant un phasage particulier ou une stabilisation locale provisoire, exécution des tirants d'ancrage, ...).

Ces types d'ouvrages peuvent atteindre des hauteurs importantes ; il est assez courant que celles-ci atteignent une douzaine à une quinzaine de mètres, voire plus.



Figure 1.43 :  
Réalisation  
d'une paroi  
clouée



Figure 1.44 : Paroi clouée  
provisoire - blindage de  
fouille

Figure 1.45 : Paroi clouée définitive - Parement habillé



## 1.8. - LES MASSIFS EN SOL CLOUÉ (OUVRAGES EN SOL EN PLACE RENFORCÉ)

### 1.8.1. - Description - Constitution

Les massifs en sol cloué sont des massifs de soutènement réalisés en déblai, (par terrassement du sol en place), de haut en bas, par tranches (ou passes) successives. La figure 1.46 illustre le principe d'exécution de ce type d'ouvrage qui consiste généralement, à chaque phase de terrassement, à renforcer le sol en place par des barres passives (clous) disposées en lits peu inclinés par rapport à l'horizontale, puis à réaliser un parement, constitué le plus souvent d'un voile en béton projeté sur un treillis métallique.

Ce parement n'étant en général pas étanche ni conçu pour supporter, même localement, une pression d'eau, le massif en sol renforcé comprend un dispositif de drainage adéquat constitué notamment d'un système drainant débouchant sur un réseau de barbacanes et, si nécessaire, des drains subhorizontaux profonds. Le parement brut peut être revêtu d'un parement d'aspect en béton projeté ou coulé en place, ou constitué d'éléments préfabriqués.

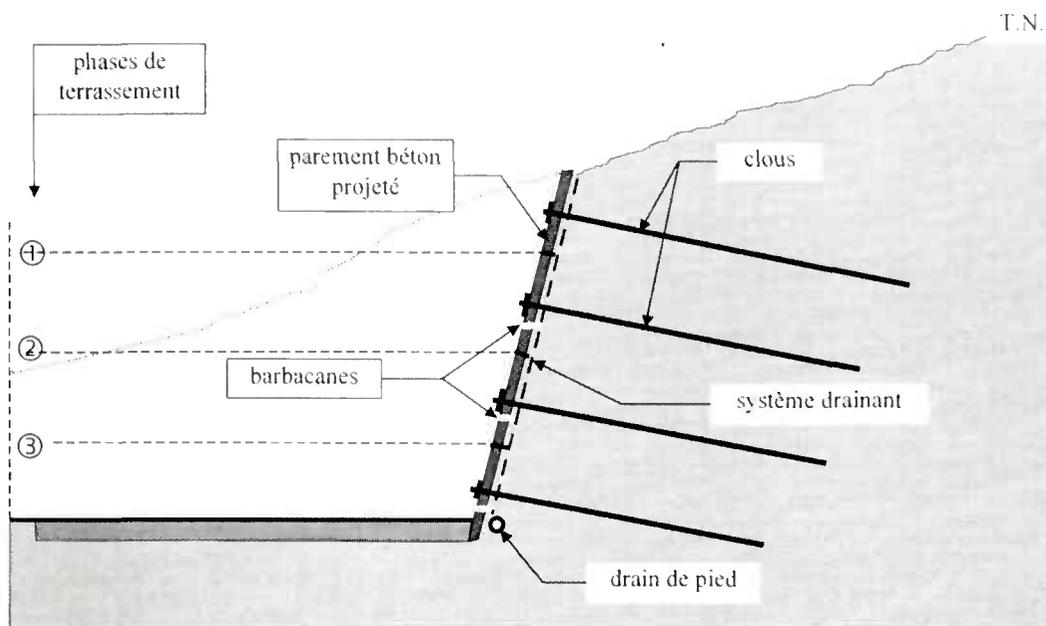


Figure 1.46 : Massif de sol en place renforcé par clouage

Les clous sont généralement constitués quant à eux d'une armature métallique (souvent un rond à béton) scellée dans un forage à l'aide d'un coulis de ciment. Il peut s'agir aussi d'une barre ou d'un profilé mis en place par battage par exemple.

Cette technique de clouage des sols meubles a été utilisée pour la première fois en France en 1972-1973, pour la réalisation d'un ouvrage de soutènement provisoire. Elle n'a connu cependant un réel essor que depuis la fin des années 80, et plus spécialement pour les ouvrages définitifs depuis la parution des Recommandations Clouterre 91.

## 1.8.2. - Dimensionnement courant des ouvrages

Le choix de la longueur, de l'inclinaison et de la répartition des clous dépend de nombreux facteurs et en particulier de la hauteur et de l'inclinaison du parement, de la pente du talus soutenu, du type de clou retenu, des qualités des terrains concernés et des contraintes d'environnement éventuelles.

Les massifs cloués comprennent toutefois un minimum de deux lits de clous, alignés ou disposés en quinconce. D'une manière générale, les clous scellés au coulis de ciment (disposition la plus courante pour les ouvrages définitifs) sont disposés selon une maille d'environ 1,5 m à 2 m en hauteur par 2 à 3 m en longueur (soit environ un clou pour 2,5 à 6 m<sup>2</sup> de parement). Leur longueur moyenne est souvent de l'ordre de 0,8 à 1,2 fois la hauteur du massif. La maille peut être beaucoup plus serrée pour des clous réalisés par battage environ 1 à 2 clous par m<sup>2</sup>), et leur longueur moyenne réduite à 0,5 à 0,7 fois la hauteur. Pour des raisons d'efficacité, l'inclinaison des clous sur l'horizontale est faible, généralement voisine de 10 à 15°.

## 1.8.3. - Domaine d'emploi

Par construction même, la technique du clouage ne peut être utilisée que pour la réalisation d'ouvrages en déblai (hormis le cas naturellement où elle est employée pour le renforcement d'ouvrages existants), en site terrestre hors d'eau.

Elle ne peut être éventuellement envisagée sous le niveau d'une nappe que moyennant un rabattement efficace de celle-ci (techniquement et économiquement réalisable uniquement dans des sols peu perméables), garantissant l'ouvrage contre toute action de cette nappe durant sa construction comme en service.

Elle est assez couramment employée pour des ouvrages dont la hauteur n'excède pas une dizaine de mètres environ, bien qu'il soit généralement possible techniquement d'atteindre des hauteurs bien plus importantes. Elle permet la réalisation d'ouvrages à parement vertical ou incliné (disposition la plus couramment employée notamment pour de fortes hauteurs), continu ou comportant des risbermes.

Cette technique est en principe possible dans la plupart des types de sols, en jouant si nécessaire sur certains paramètres tels que la longueur, l'inclinaison ou la densité des clous. Son utilisation peut toutefois s'avérer très délicate, déconseillée ou même impossible dans certains sols tels que par exemple des sables sans cohésion, des sables bouillants ou comprenant des poches d'eau, des sols mous ou des sols très argileux dont la teneur en eau peut augmenter sensiblement après la construction, ou encore des sols gélifs ou agressifs vis-à-vis des éléments constitutifs.

Le mode de fonctionnement même de ces ouvrages induit un déplacement, dont la valeur en tête peut atteindre quelques millièmes de la hauteur de l'ouvrage, ce qui peut limiter leur utilisation dans certaines conditions d'environnement, et notamment en site urbain. Cela d'autant que les dispositions particulières que l'on peut adopter pour limiter ces déplacements, comme par exemple la réalisation en tête d'une poutre ancrée par tirants d'ancrage précontraints, conduisent généralement à augmenter l'emprise de l'ouvrage.

## 1.9. - LES OUVRAGES EN REMBLAI ARMÉ (OU RENFORCÉ)

### 1.9.1. - Description - Constitution

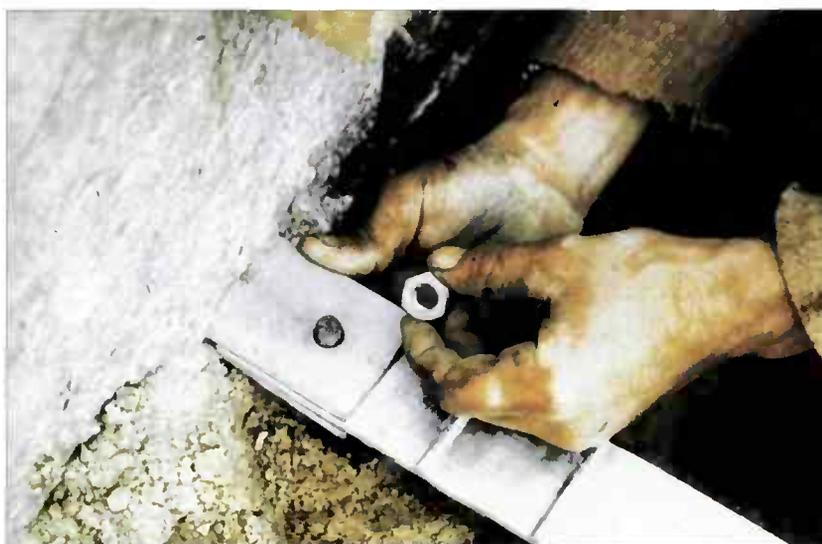
Les ouvrages (ou massifs) en remblai armé ou renforcé sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants, généralement reliés à un parement.

Ce type d'ouvrage a vu le jour en France en 1965, avec la réalisation du premier mur en terre armée, dans lequel les éléments de renforcement étaient constitués de lanières (ou armatures) métalliques. Depuis, ce sont près de 4000 ouvrages de ce type qui ont été construits en France. Cette technique s'est donc considérablement développée, et aussi diversifiée avec notamment l'utilisation, plus récemment, de renforcements géosynthétiques. **Aujourd'hui il existe de très nombreux procédés qui relèvent de cette technique. Ils sont plus ou moins bien connus et utilisés en France, et la plupart font l'objet de brevets.**

Les éléments de renforcement sont souples, résistants, et plus ou moins «extensibles». Ils sont le plus souvent métalliques (lanières métalliques, panneaux individuels ou nappes de treillis soudé, ...) ou synthétiques (bandes géosynthétiques, nappes géotextiles, géogrilles, ...) et disposés par nappes ou lits horizontaux distants de 0,30 m à 1,00 m environ.

Le parement a un rôle de confinement du remblai, de protection des éléments de renforcement et, naturellement, d'aspect. Il peut être constitué d'écaillés en béton, armé ou non, d'éléments préfabriqués divers (éléments en béton, treillis soudé, pneus, ...), ou encore, pour des ouvrages renforcés par nappes géotextiles, par les nappes elles-mêmes, après retournement de celles-ci durant le remblaiement. Dans ce dernier cas, pour des raisons évidentes d'esthétique pour les ouvrages définitifs, et de protection (contre les rayons ultraviolets qui accélèrent leur dégradation, ou encore contre le vandalisme par exemple), le parement « en nappes » est soit végétalisé, soit protégé par un parement d'aspect rapporté.

La plupart des procédés existants permettent la réalisation d'ouvrages à parement vertical ou incliné.



*Figure 1.47 : Renforcement par lanières métalliques de terre armée*



Figure 1.48 :  
Renforcement par  
bandes géosynthétiques

Figure 1.49 : Massif  
en remblai renforcé  
par nappes géotextiles -  
Parement préfabriqué  
rapporté

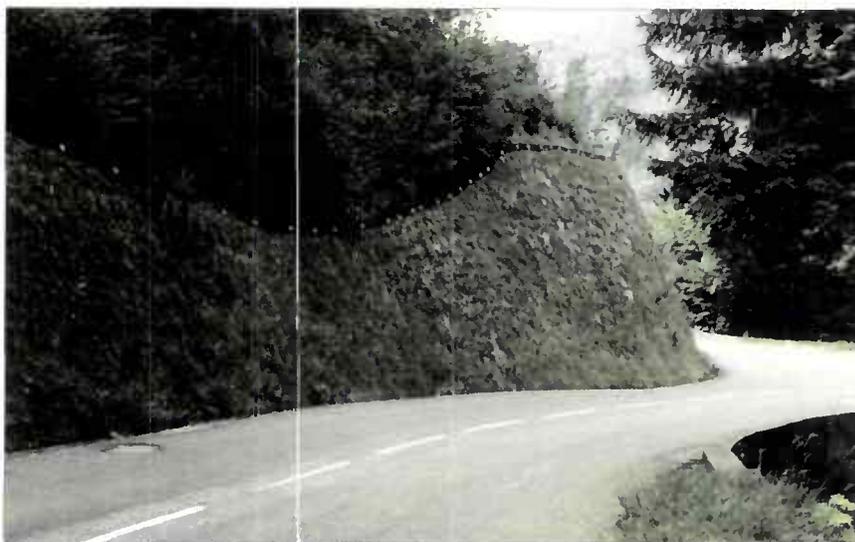
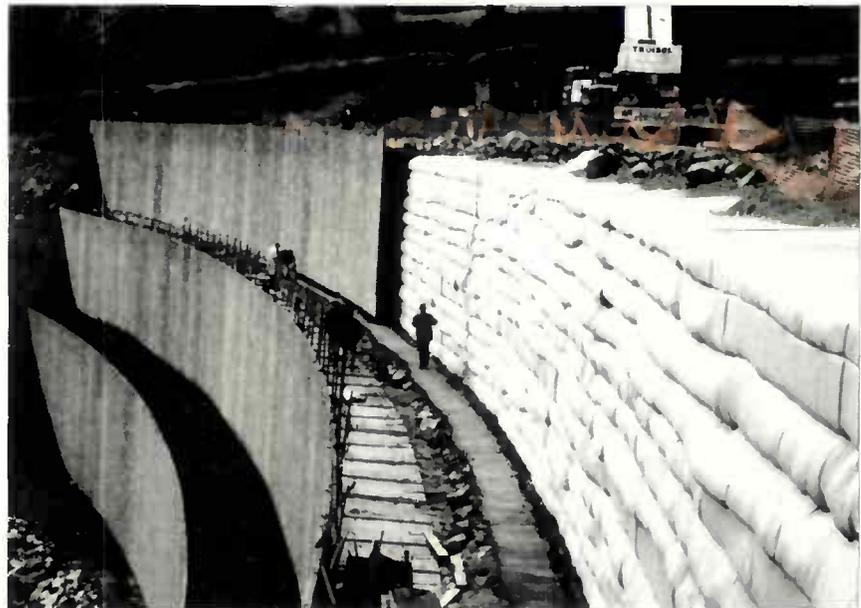


Figure 1.50 : Ouvrage  
en Texsol

Il existe par ailleurs de nombreux types d'ouvrages particuliers qui, de par leur constitution, peuvent rentrer dans cette catégorie des massifs en remblai renforcé. C'est le cas par exemple des ouvrages en Pneusol, formés de l'association de sol et d'éléments de pneumatiques. Outre l'intérêt technique qu'ils peuvent présenter, ces ouvrages offrent surtout la possibilité de récupérer des pneus usagés.

Cela est également le cas des ouvrages en Textsol, matériau composite obtenu en place par un mélange intime et homogène de sol et de fils de polyester continus. Ces ouvrages présentent un fruit généralement compris entre 10 et 30°, et leur parement est végétalisable. Toutefois, de par leur géométrie transversale, ils s'apparentent davantage à des murs poids.

### 1.9.2. - Dimensionnement courant des ouvrages

En coupe transversale, les massifs en remblai renforcé par armatures ou nappes disposés horizontalement ont souvent une section rectangulaire (même longueur des renforcements sur toute la hauteur de l'ouvrage), avec une longueur moyenne des renforcements d'environ 0,6 à 0,7 fois la hauteur  $H$  du massif (cas d'un ouvrage à parement vertical avec terre-plein horizontal). Dans certains cas particuliers (ouvrage sur versant et/ou sur terrain rocheux par exemple) la longueur des renforcements en partie basse de l'ouvrage peut être réduite (avec un minimum de 0,4  $H$ ), pour limiter l'importance des terrassements.

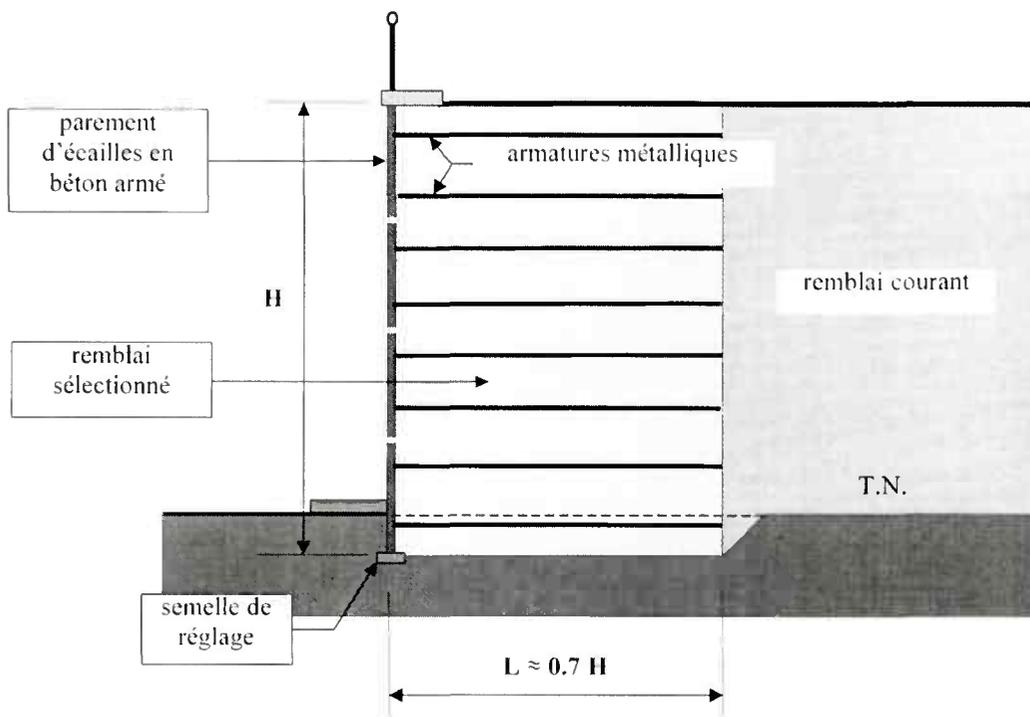


Figure 1.51 : Dimensionnement courant d'un massif en remblai renforcé

### 1.9.3. - Domaine d'emploi

Les massifs de soutènement en remblai renforcé sont essentiellement employés pour la réalisation d'ouvrages dits en remblai (ou en élévation), en site terrestre.

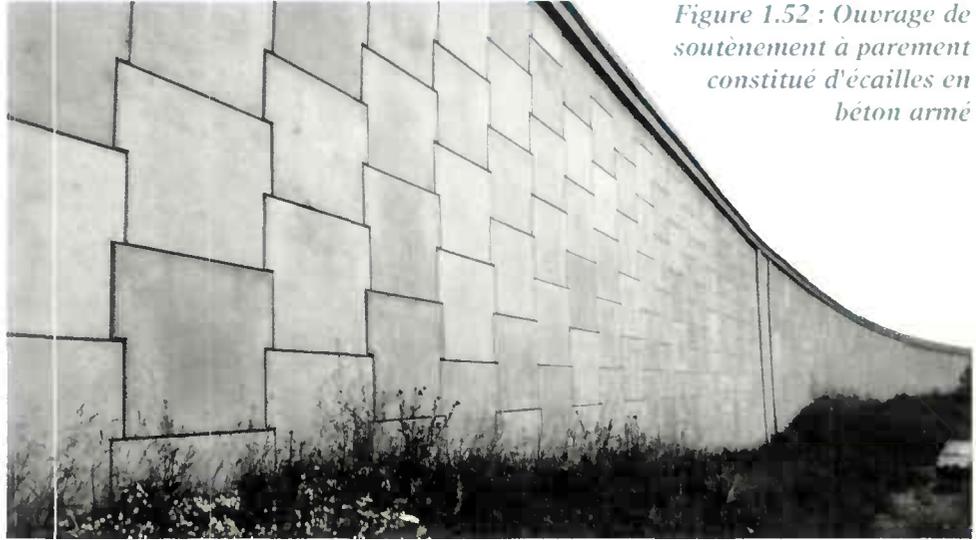


Figure 1.52 : Ouvrage de soutènement à parement constitué d'écailles en béton armé



Figure 1.53 :  
Rampe d'accès à  
un ouvrage d'art

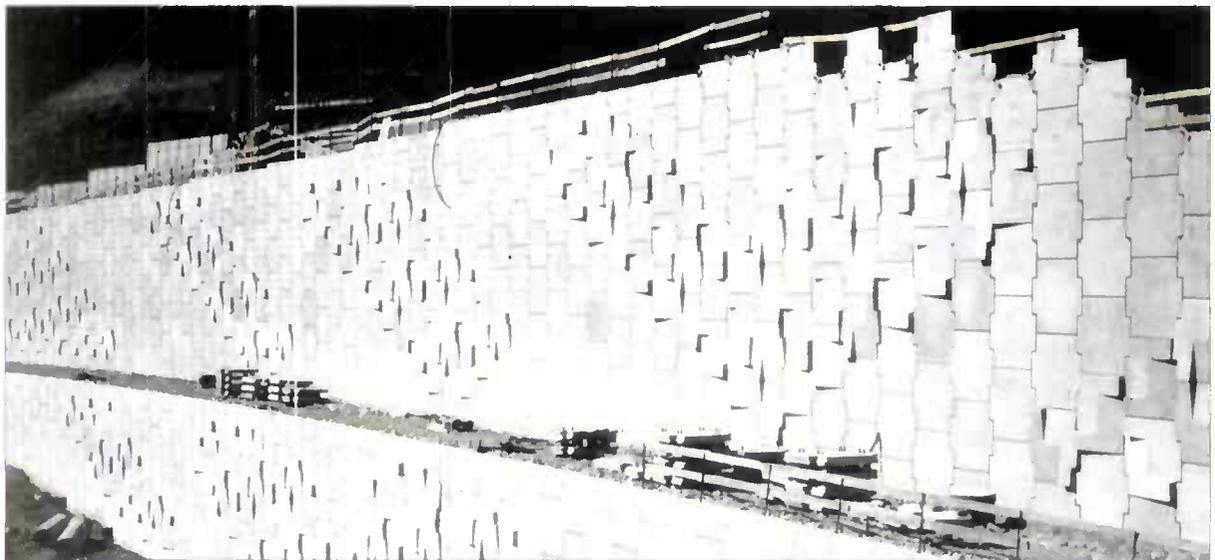


Figure 1.54 : Réalisation d'ouvrages en gradins en site montagneux

Leur exécution impose de disposer d'une emprise assez importante derrière le parement, ce qui peut faire qu'ils sont parfois mal adaptés dans certaines situations. En contrepartie, la très faible emprise généralement nécessaire à l'aval du parement peut rendre leur utilisation particulièrement avantageuse dans certains cas (présence d'une construction ou d'une voie de circulation par exemple), comme par exemple pour soutenir les remblais d'accès à un ouvrage d'art dans une emprise très limitée.

Ils peuvent être employés aussi comme massifs de préchargement provisoires, comme culées mixtes (massif de soutènement associé à une culée généralement constituée de poteaux et située devant celui-ci) pour certains d'entre eux et, plus exceptionnellement encore, comme culées porteuses lorsque la situation le justifie (et que l'expérience attachée au procédé peut l'autoriser).

Ces ouvrages se caractérisent par leur souplesse, qui leur confère le plus souvent une bonne aptitude à accepter des tassements généraux et différentiels parfois importants. De ce fait, ils sont bien adaptés pour des sols de fondation de qualités moyennes à médiocres (éventuellement associés à un renforcement du sol de fondation par exemple par colonnes ballastées ou par colonnes de jet-grouting), là où des solutions d'ouvrages plus rigides auraient pu justifier le recours à des fondations profondes. Leur déformabilité est surtout limitée par la rigidité du parement (parements en béton notamment), mais certaines dispositions de construction (construction par phases de murs décalés, réalisation de joints de coupure si le procédé le permet, ...) peuvent être envisagées lorsque les tassements attendus sont importants.

Ils sont très couramment utilisés également en site montagneux et sur versants, en raison certes de leurs conditions d'exécution qui ne nécessitent pas généralement de moyens particuliers autres que ceux inhérents aux travaux de terrassement, mais aussi en raison de leur souplesse qui leur permet d'accepter d'éventuels mouvements (versants meubles, voire peu stables), et de leur technologie qui, en offrant de larges possibilités quant à la géométrie de l'ouvrage (disposition en gradins par exemple) permet souvent d'apporter une réponse satisfaisante aux problèmes de stabilité et aux considérations d'ordre architectural.

La hauteur maximale permise peut dépendre assez largement du procédé concerné. La plupart des procédés sont assez bien adaptés pour des ouvrages dont la hauteur est comprise entre 4 et 8 à 10 mètres environ, mais certains d'entre eux parmi les plus utilisés et les plus anciens ont permis la réalisation d'ouvrages de grande hauteur, pouvant dépasser une vingtaine de mètres environ, d'un seul tenant ou en gradins.

**Page laissée blanche intentionnellement**

## CONCEPTION GÉNÉRALE DES OUVRAGES

### *Table des matières*

2.1. - CHOIX D'UNE SOLUTION	47
2.2. - RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE	48
<i>A - DISPOSITIONS GÉNÉRALES DE CONCEPTION</i>	
2.3. - IMPLANTATION ET EMPRISE	51
2.4. - CONSTITUTION ET GÉOMÉTRIE DE L'OUVRAGE	53
2.4.1. - Fruit et risbermes	53
2.4.2. - Fiche	55
2.4.3. - Éléments constitutifs - Résistance et durabilité	57
2.4.4. - Matériaux de remblai	59
2.5. - DRAINAGE - ÉTANCHÉITÉ	61
2.6. - ESTHÉTIQUE DES OUVRAGES	63
<i>B - DISPOSITIONS PARTICULIÈRES</i>	
2.7. - PROTECTION CONTRE LES CHOCS - DISPOSITIFS DE RETENUE	67
2.7.1. - Généralités	67
2.7.2. - Choix du dispositif de retenue	69
2.7.3. - Autres équipements	71
2.8. - OUVRAGES EN ZONE SISMIQUE	71
2.8.1. - État de la réglementation actuelle	71
2.8.2. - Choix et conception de l'ouvrage	72
2.9. - OUVRAGES SUR VERSANTS	73
2.10. - OUVRAGES EN REMBLAIS TRAITÉS	75
2.11. - SURVEILLANCE DES OUVRAGES	76

**Page laissée blanche intentionnellement**

L'objet de cette partie est de présenter les règles essentielles de conception générale des ouvrages de soutènement. Il est à noter que la première partie qui décrit les principaux types d'ouvrages présente aussi certaines dispositions les concernant.

Il ne s'agit là, il faut le souligner, que de règles assez générales et, pour plus de détails, on pourra utilement se reporter aux documents, guides, recommandations ou normes existants.

En tout état de cause, il est important de noter qu'il y a lieu en règle générale d'associer au plus tôt dans la conception d'un ouvrage les principaux intervenants, et notamment :

- le bureau d'études ;
- le conseil en géotechnique ;
- l'architecte et le paysagiste ;
- le coordonnateur de sécurité ;
- le futur exploitant.

## 2.1. - CHOIX D'UNE SOLUTION

Souvent, dès les premières phases d'étude d'un projet de soutènement, la confrontation des principales données et contraintes du projet avec le domaine d'emploi et les conditions d'exécution des principales techniques (telles qu'elles sont données par exemple dans la partie 1), permettent de sélectionner certaines solutions techniquement adaptées (ou du moins d'en écarter certaines qui, manifestement, ne conviendraient pas).

Ces données et ces contraintes du projet, qui conditionnent le choix de certaines solutions, sont assez bien connues ; elles concernent essentiellement :

- Le mode de réalisation de l'ouvrage, en remblai (élévation), en déblai (excavation), ou de manière «mixte», c'est à dire à la fois en remblai et en déblai partiels. Ainsi par exemple certaines techniques, telles que celles des parois moulées ou du clouage, du fait même des conditions d'exécution, ne sauraient convenir pour la réalisation d'ouvrages en remblai.
- Certaines données d'ordre géométrique, et notamment la dénivellation à créer et le fruit qu'il est possible ou nécessaire (pour des raisons d'ordre architectural ou acoustique par exemple) de donner à l'ouvrage.
- Le site, en particulier selon qu'il est aquatique ou terrestre, et dans ce dernier cas, selon qu'il est fortement urbanisé ou non (emprises disponibles, présence d'ouvrages existants, nécessité de maintenir en exploitation certaines infrastructures, délais de réalisation, ...), ou montagneux (problèmes d'accès, stabilité du site, conditions d'exécution, ...).
- Le sol (nature, qualités, particularités) et l'hydrogéologie (présence éventuelle de nappes, fluctuations du niveau de celles-ci, ...) qui conditionnent notamment les problèmes de portance, de stabilité, de tassement (ou de déplacement) et d'exécution.
- L'environnement (déplacements admissibles, nuisances, agressivité, ...) et, peut-être dans une moindre mesure à ce stade de la conception, les exigences d'ordre architectural (géométrie des ouvrages, fractionnement des parements, végétalisation, ...) qui peuvent y être liées.

- Les contraintes d'exploitation des voies de circulation (dispositifs de retenue, réseaux, intervention ultérieure sur ouvrage, ...).
- La durée de service, et notamment selon que l'ouvrage à construire est définitif ou provisoire et, dans ce dernier cas par exemple, les conditions dans lesquelles il pourra être démonté s'il y a lieu.

À propos de la durée de service, les normes ou projets de normes récents considèrent d'une manière générale la classification ci-après :

- les ouvrages «provisoires» : ouvrages dont la durée de service est inférieure à 5 ans ;
- les ouvrages «temporaires» : ouvrages dont la durée de service est inférieure à 30 ans ;
- les ouvrages «permanents» : ouvrages dont la durée de service est de 70 ans.

Au niveau de la conception d'un ouvrage, le paramètre durée de service permet la prise en compte de phénomènes de vieillissement des produits ou matériaux constitutifs, tels que la corrosion ou le fluage, ou d'événements de faible probabilité, comme des crues ou des chocs exceptionnels. Il permet notamment l'adoption de dispositions ou de règles de dimensionnement de nature à prémunir la structure contre ces phénomènes (cf. § 2.4.3.).

## 2.2. - RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE

Une bonne conception d'un ouvrage de soutènement, mais aussi une exécution correcte de celui-ci, nécessitent une bonne reconnaissance des terrains concernés, des conditions hydrogéologiques du site, et des particularités de celui-ci.

Cette reconnaissance indispensable dans tous les cas doit être menée très tôt, dès les premières phases des études, et de façon progressive, en fonction notamment des problèmes rencontrés, et du niveau de définition du projet.

**L'établissement d'un programme de reconnaissance requiert l'intervention d'un spécialiste, qu'il convient d'associer aux études dès les premières phases, et dont la mission pourra se poursuivre, dans bien des cas, durant l'exécution des ouvrages** (réception des fouilles, contrôles des qualités des terrains ou des remblais, essais et suivi de tirants ou de clous, ...). Ce programme de reconnaissance doit être établi en fonction, notamment, de la nature et de l'importance de l'ouvrage, des particularités éventuelles du site d'implantation de celui-ci, et de la nature et de l'hétérogénéité des terrains concernés.

Ainsi par exemple, la conception d'un ouvrage de soutènement sur un versant nécessite généralement l'étude préalable de la stabilité du site, et l'étude de l'influence sur celle-ci de la construction de la structure, y compris dans ses phases d'exécution (pistes d'accès, déblaiements préalables, ...). Par ailleurs, la connaissance des conditions hydrogéologiques du site, qui ont très souvent une grande incidence sur la stabilité dans ces cas, et la détection d'éventuels mouvements, qui peuvent ne survenir qu'à certaines périodes (en général périodes de nappes hautes, correspondant à la fonte des neiges par exemple), peuvent justifier un suivi du site sur une période assez longue, et nécessiter d'entreprendre la reconnaissance au plus tôt, de manière à disposer des données indispensables pour l'établissement du projet.

La reconnaissance géotechnique doit permettre l'identification et la caractérisation des terrains situés au contact de l'ouvrage et à proximité de celui-ci. Elle doit permettre de déterminer les paramètres nécessaires au dimensionnement de l'ouvrage (dimensionnement interne, stabilité externe), et notamment les paramètres de cisaillement des terrains concernés (angle de frottement interne et cohésion), et ceux permettant de caractériser la portance (et éventuellement la déformation) du sol de fondation (module oedométrique ou pressiométrique, pression limite, ...).

Les méthodes de calculs utilisées pour dimensionner certains types d'ouvrages et/ou pour estimer des déplacements peuvent requérir en outre la connaissance de certains paramètres particuliers (le «coefficient de réaction» obtenu à partir du module pressiométrique, par exemple, pour certains types de calculs de parois).

Il est important dans tous les cas que les moyens de reconnaissance mis en oeuvre soient bien adaptés à la détermination de ces paramètres, et que ces derniers ne soient pas déduits de simples corrélations, qui restent généralement très approximatives.

Enfin, il convient d'évoquer d'autres problèmes particuliers qui relèvent de la reconnaissance, et qui concernent respectivement l'agressivité des sols et des nappes vis-à-vis des constituants de l'ouvrage, et les matériaux de remblai.

Il est impératif en effet, dans tous les cas, de se poser la question de l'agressivité éventuelle des sols et des nappes (et, naturellement, de mettre en oeuvre les moyens pour l'apprécier), aussi bien d'ailleurs dans les conditions existantes au moment de l'établissement du projet que durant la vie de l'ouvrage, si cette agressivité est susceptible d'évoluer. En effet, il peut s'agir là de données importantes qui peuvent imposer d'adopter des dispositions de construction particulières, lorsqu'elles ne conditionnent pas plus directement le choix même d'une solution (notamment par rejet de certaines techniques, certains procédés ou certains matériaux qui ne conviennent pas ou dont l'emploi peut présenter certains risques quant à la pérennité de l'ouvrage).

Cet aspect de l'agressivité des sols vis-à-vis des matériaux constitutifs concerne également les remblais mis en oeuvre derrière les ouvrages, et généralement plus encore ceux qui entrent directement dans la constitution de ces derniers, comme cela est le cas par exemple pour les massifs en remblai renforcé. Il s'agit là souvent d'un critère de choix des remblais parmi d'autres, tels que les critères de mise en oeuvre, de drainage ou de non gélivité s'il y a lieu. Il est important par ailleurs de ne pas perdre de vue que les paramètres de cisaillement de ces matériaux de remblai interviennent en général directement dans le dimensionnement des ouvrages, ce qui justifie de les reconnaître préalablement.

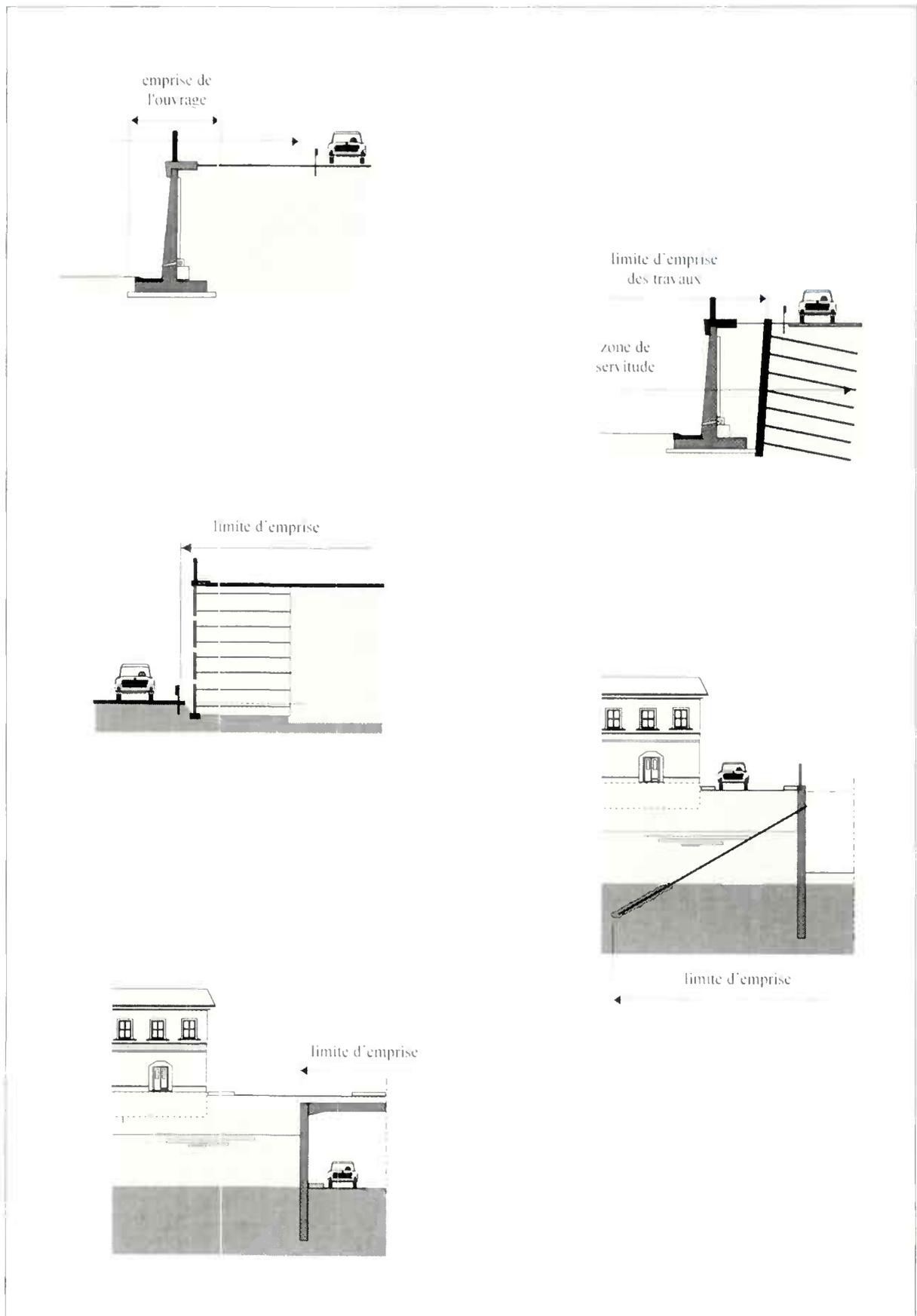


Figure 2.1 : Limite d'emprise de quelques ouvrages

## A - DISPOSITIONS GÉNÉRALES DE CONCEPTION

Les chapitres qui suivent ne concernent que les cas assez courants. Il ne faut toutefois pas perdre de vue que dès lors qu'il s'agit d'une structure peu courante, comme cela est parfois le cas lorsqu'une structure courante subit des adaptations notables, son analyse doit être renforcée, en fonction de l'importance des modifications apportées. Les dispositions prévues doivent être examinées en fonction notamment :

- de leur convenance au problème posé ;
- de leur incidence sur le fonctionnement de l'ouvrage et sur la validité des schématisations de calculs adoptées ;
- des problèmes de durabilité, dans les conditions d'exploitation prévues pour l'ouvrage ;
- de leur faisabilité en terme de mise en œuvre.

### 2.3. - IMPLANTATION ET EMPRISE

Dans certains cas, des contraintes particulières, liées à l'environnement par exemple, peuvent imposer l'implantation et l'emprise d'un ouvrage, comme cela est souvent le cas en site fortement urbanisé. Elles peuvent avoir une influence directe sur le choix d'une technique, naturellement, mais aussi sur la conception même de l'ouvrage.

Les dessins de la figure 2.1 indiquent l'emprise minimale généralement nécessaire pour certains types courants d'ouvrages. Il est rappelé à cet égard que dès qu'un ouvrage ou qu'une partie de celui-ci est implanté en dehors des emprises dont peut disposer le maître d'ouvrage, il est nécessaire de requérir l'autorisation des propriétaires des terrains concernés, même s'il s'agit d'un ouvrage provisoire. Cela concerne tout particulièrement les tirants d'ancrage réalisés sans déblaiement préalable (et notamment les tirants précontraints, couramment utilisés en site urbanisé, et dont la longueur peut être importante) et les clous, et cela quelle que soit la profondeur atteinte dans le sous-sol d'un riverain du domaine public.

Cette contrainte peut conduire à adopter certaines dispositions, comme par exemple à réduire sensiblement le patin d'un mur en béton armé au profit d'une augmentation du talon (ou inversement), à concevoir une paroi «à inertie» (ou à contreforts), si cela est possible naturellement, pour éviter l'emploi de tirants précontraints, ou encore à prévoir la détente ou même l'extraction partielle de tels tirants s'il s'agit d'un ouvrage provisoire.

Il convient de rappeler par ailleurs que le fonctionnement même d'un ouvrage peut créer certaines servitudes au delà de son emprise réelle, comme cela est presque systématiquement le cas par exemple pour le sol de fondation ou de butée à l'aval de l'ouvrage.

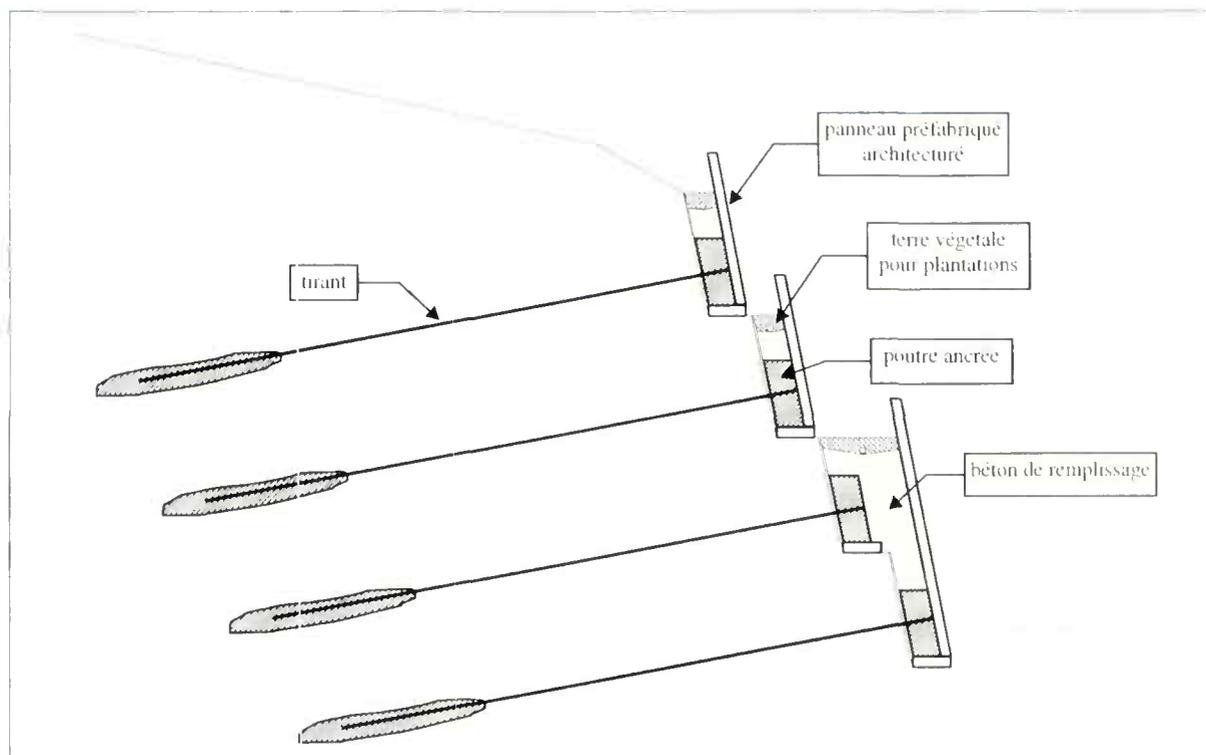


Figure 2.2 : Coupe d'un ouvrage ancré avec risbermes



Figure 2.3 : Vue de l'ouvrage ancré avec risbermes

Il est aussi des cas où plusieurs choix d'implantation peuvent être envisagés, en particulier pour les ouvrages en remblai sur un versant ou sur un talus qu'il est parfois possible d'implanter en tête ou en pied de ceux-ci. En principe dans de tels cas, le choix est guidé par des études de stabilité générale du versant ou du talus et par la recherche de solutions qui minimisent les volumes des fouilles et, d'une manière plus générale, les terrassements. Ces éléments peuvent conduire à préférer une configuration à une autre, et notamment des murs superposés ou disposés en gradins, à un mur unique par exemple (cf. § 2.4.1. ci-après).

Dans tous les cas, il doit être tenu compte des conditions d'accès aux différentes parties de la structure pour la surveillance de celle-ci, son entretien ou sa réparation éventuelle.

## **2.4. - CONSTITUTION ET GÉOMÉTRIE DE L'OUVRAGE**

### **2.4.1. - Fruit et risbermes**

L'augmentation du fruit d'un ouvrage, toutes choses égales par ailleurs, améliore rapidement la stabilité de celui-ci, et peut donc être avantageusement recherchée chaque fois que les emprises disponibles et le type de structure envisagé le permettent. Une telle disposition, techniquement facile à adopter pour des murs poids (voire parfois inhérente à certains procédés) ou des massifs cloués par exemple, est par contre irréalisable pour d'autres types de structures, comme celles constituées de rideaux de palplanches ou de parois moulées.

Par ailleurs, dans le cas des ouvrages de forte hauteur, il peut être intéressant de prévoir une ou plusieurs risbermes intermédiaires. D'une part, celles-ci conduisent généralement à une amélioration de la stabilité, en augmentant le «fruit apparent» de l'ouvrage (c'est le cas général des ouvrages en déblai), et d'autre part, elles peuvent être utilisées comme emplacements des systèmes de collecte des eaux de drainage, ou comme zones de plantation à usage esthétique. Elles peuvent faciliter, en outre, l'accès à certaines parties de la structure (parties d'ouvrages, dispositifs de drainage ou de collecte des eaux, têtes de tirants d'ancrage, ...) dans le cadre de la surveillance, de l'entretien, ou de la réparation de celle-ci.

Une telle disposition est généralement bien adaptée techniquement pour les ouvrages souples du type massifs en sol renforcé (massifs cloués et massifs en remblai renforcé par inclusions métalliques ou synthétiques), ou pour des voiles (ou des poutres) ancrés de forte hauteur exécutés en déblai, sous réserve naturellement que les conditions d'emprise et d'environnement le permettent.

Elle est en principe moins adaptée (voire inadaptée parfois) pour des structures rigides et/ou qui mobilisent une importante réaction locale du sol (portance, butée, ...) au niveau des risbermes, en raison notamment de la sensibilité de ces structures à une défaillance locale du sol ou à d'éventuels mouvements, inhérents par exemple aux conditions d'exécution. Dans de tels cas, il y aura lieu d'examiner avec le plus grand soin ce problème, et celui de l'interaction entre les différentes parties de l'ouvrage, qui, s'ils n'amènent pas à écarter la solution envisagée, pourront conduire toutefois à adopter des dispositions de conception et/ou d'exécution particulières. Notamment, dans le cas d'ouvrages sensibles à d'éventuels mouvements (y compris pour des raisons d'aspect) «montés en remblais», pour lesquels chaque niveau sert d'assise au niveau supérieur, il est recommandé d'utiliser un matériau de remblai présentant des caractéristiques mécaniques meilleures que d'ordinaire, et de le compacter soigneusement.

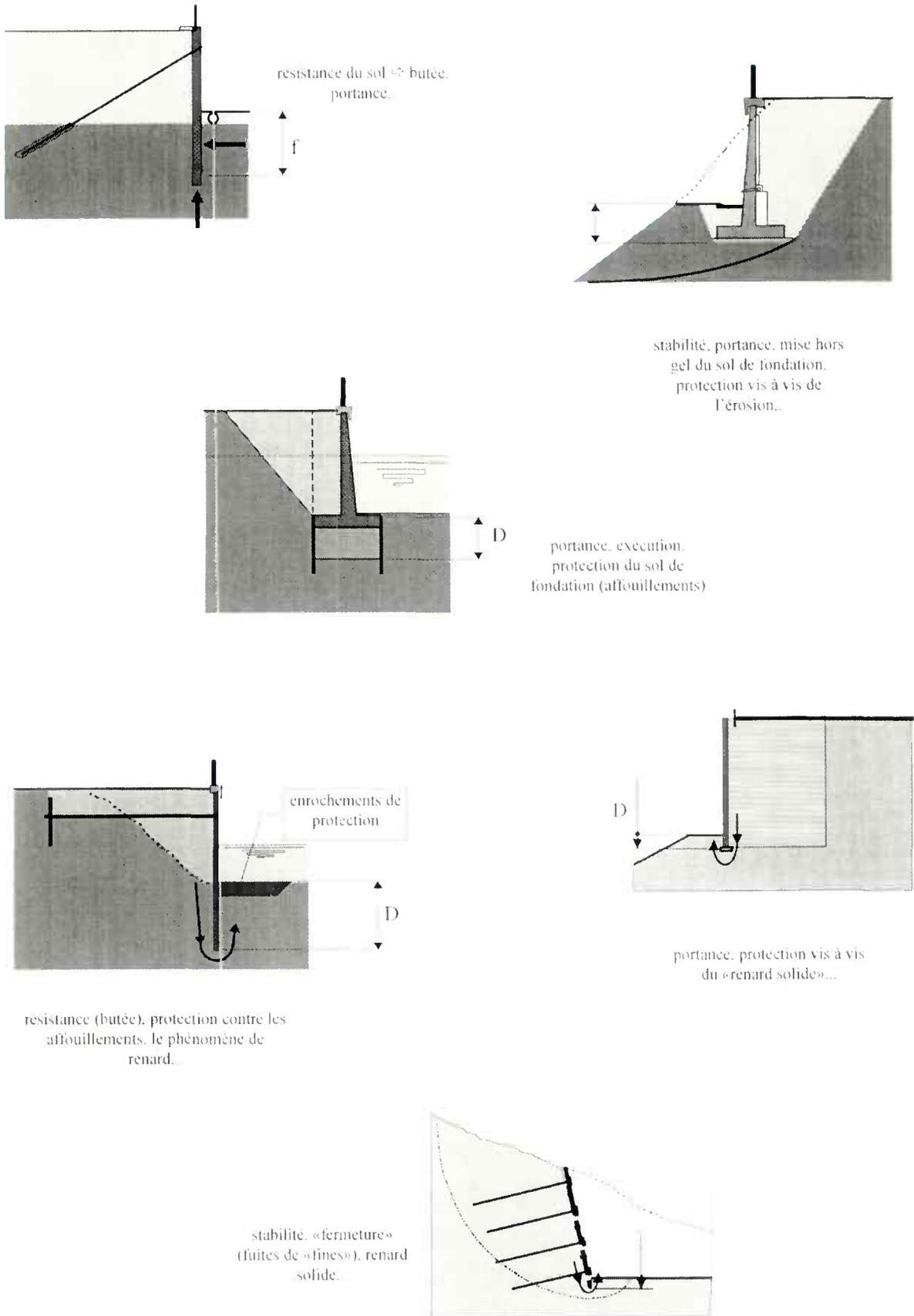
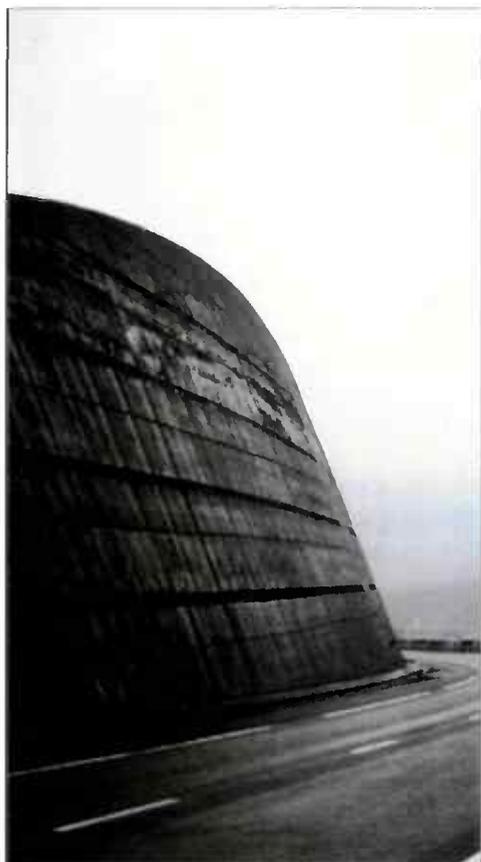


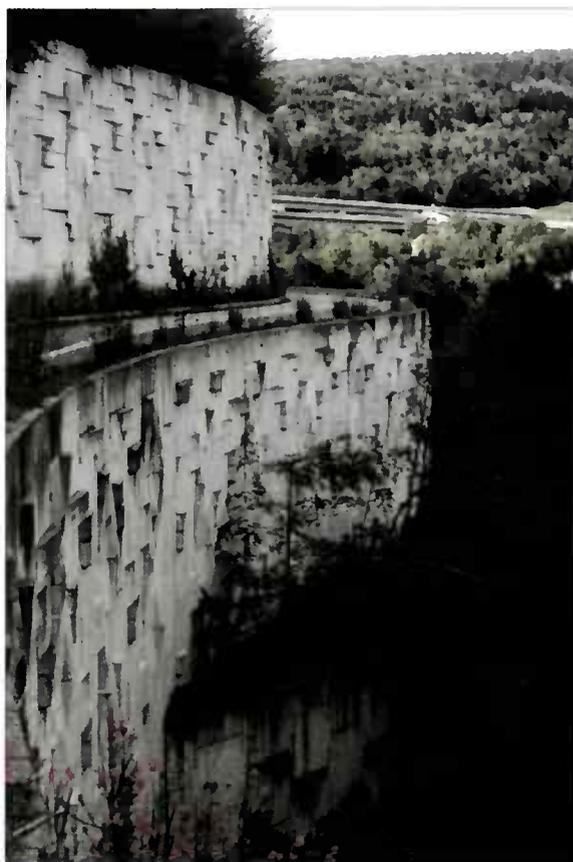
Figure 2.4 : Exemples de fiches d'ouvrages

Par ailleurs, il convient d'attirer l'attention sur le fait qu'un ouvrage avec risbermes n'est pas la simple superposition d'ouvrages élémentaires de petites dimensions (contrairement à ce qui est assez souvent observé dans certains avant-projets), et que son dimensionnement (sections résistantes, armatures, longueurs et capacités de clous ou tirants d'ancrage, ...) est généralement assez voisin de celui d'un ouvrage unique de même hauteur totale et de même fruit moyen.

Il faut souligner enfin l'aspect psychologique positif que peuvent conférer à un ouvrage un fruit ou des risbermes, parce qu'ils permettent d'éviter l'apparition de surplombs en cas de légers mouvements, toujours très mal perçus même lorsqu'ils sont en fait peu ou pas inquiétants vis-à-vis la stabilité de l'ouvrage.



*Figure 2.5 : Voile ancré de forte hauteur présentant un fruit important*



*Figure 2.6 : Massifs en remblai renforcé disposés en gradins*

## 2.4.2. - Fiche

Quel que soit le type de structure envisagé, il est de bonne construction, dans pratiquement tous les cas, de lui donner une fiche («encastrement») par rapport au terrain, après construction, à l'aval immédiat du parement). Celle-ci peut se justifier simplement par la règle qui impose que le sol d'appui d'une fondation d'un mur soit à l'abri du gel, par exemple (une valeur minimale de 0,50 m est généralement requise en terrain meuble, et de 0,70 m à 1,00 m en pratique), ou par la nécessité de protéger un ouvrage contre une éventuelle désorganisation de son assise, sous l'action de phénomènes d'érosion superficielle engendrés par les intempéries (pluie, vent). Dans le cas des murs «cellulaires» composés d'empilements de poutres ou de caissons préfabriqués, de tels phénomènes, en l'absence d'une fiche suffisante, peuvent provoquer des «déchaussements» des éléments constituant la base des ouvrages.



*Figure 2.7 : Rupture d'un élément préfabriqué*



*Figure 2.8 : Basculement d'une poutre*



*Figure 2.9 : Corrosion d'armatures métalliques dans un remblai*

Dans le même ordre d'idée, pour les massifs cloués par exemple, il est recommandé de donner une fiche minimale au parement (en principe 0,40 m en terrain meuble, et 0,20 m au rocher) pour éviter les phénomènes de renard solide ou l'entraînement des matériaux provenant de l'arrière de celui-ci par des écoulements d'eaux d'infiltration.

Enfin, il convient également de souligner le rôle essentiel de la fiche pour la protection vis-à-vis des risques d'affouillement, en site aquatique.

Dans certains cas, la fiche peut se justifier de manière plus impérieuse par son rôle mécanique. Cela est le cas naturellement pour des structures du type rideaux de palplanches ou parois moulées par exemple, pour lesquelles la fiche sert à mobiliser la réaction de butée du sol nécessaire à la stabilité de l'ouvrage. Cela peut être le cas également pour un mur de soutènement implanté à proximité d'une pente (talus), pour lequel les problèmes de portance de la fondation (sur semelle) peuvent imposer de rechercher un niveau d'appui plus profond (augmentation de la fiche).

Ces quelques considérations sur la fiche des ouvrages, qui soulignent l'importance de celle-ci, par son rôle mécanique indispensable à la stabilité de l'ouvrage ou par son rôle de protection, conduisent naturellement à attirer l'attention sur la nécessité de bien s'assurer qu'aucune disposition susceptible de la réduire inconsidérément ne sera prise ultérieurement, dans la suite de l'élaboration du projet (conception d'un système de drainage par exemple), durant les travaux (terrassements excessifs, faux refus et recépages de palplanches, ...), ou une fois l'ouvrage en service.

### 2.4.3. - Éléments constitutifs - Résistance et durabilité

Les matériaux constitutifs des ouvrages sont le plus généralement ceux utilisés couramment pour la construction des ouvrages d'art, mais les conditions dans lesquelles ils sont parfois utilisés ou mis en oeuvre, directement au contact du sol ou à travers des terrains les plus divers, baignés ou non par des nappes, peuvent être particulières. Elles peuvent imposer de ce fait d'adopter certaines dispositions, notamment vis-à-vis des phénomènes de vieillissement (sections minimales, contrôle de l'agressivité ambiante et qualités des matériaux de remblai, protections particulières, réduction des niveaux de sollicitation, ...) et pour la surveillance des ouvrages en service (cf. chapitre 2.11.).

Cela est plus souvent le cas encore lorsqu'il s'agit de matériaux (alliages particuliers, matériaux synthétiques, ...) de produits ou d'assemblages (par exemple assemblages d'éléments par soudage ou par couture, ...) dont l'utilisation, dans les conditions envisagées pour l'ouvrage projeté, est plus récente ou mal connue et ne permet pas de bénéficier d'une expérience suffisante.

En toute hypothèse, il convient de bien s'assurer, dans tous les cas :

- de l'origine et des qualités des éléments, produits et matériaux utilisés ;
- de la résistance «interne» de tous les éléments constitutifs et parties d'ouvrages. À cet égard l'attention est attirée sur le problème de la justification de la résistance de certains de ces éléments, et en particulier des éléments préfabriqués spéciaux qui peuvent entrer dans la constitution du parement ou de la structure même de l'ouvrage, qui n'est pas toujours aisée à établir ;
- de la durabilité de l'ouvrage, et donc de ses constituants, dans les conditions d'utilisation prévues, que ces derniers aient un rôle mécanique essentiel ou un rôle plus «secondaire» de protection ou de confinement des terres par exemple (cf. également chapitre 2.11.). Cela concerne notamment l'agressivité du milieu environnant, et principalement des sols et des eaux, qui est d'ailleurs susceptible d'évoluer au cours de la vie de l'ouvrage, la compatibilité chimique des matériaux en présence ou encore l'exposition au vandalisme.

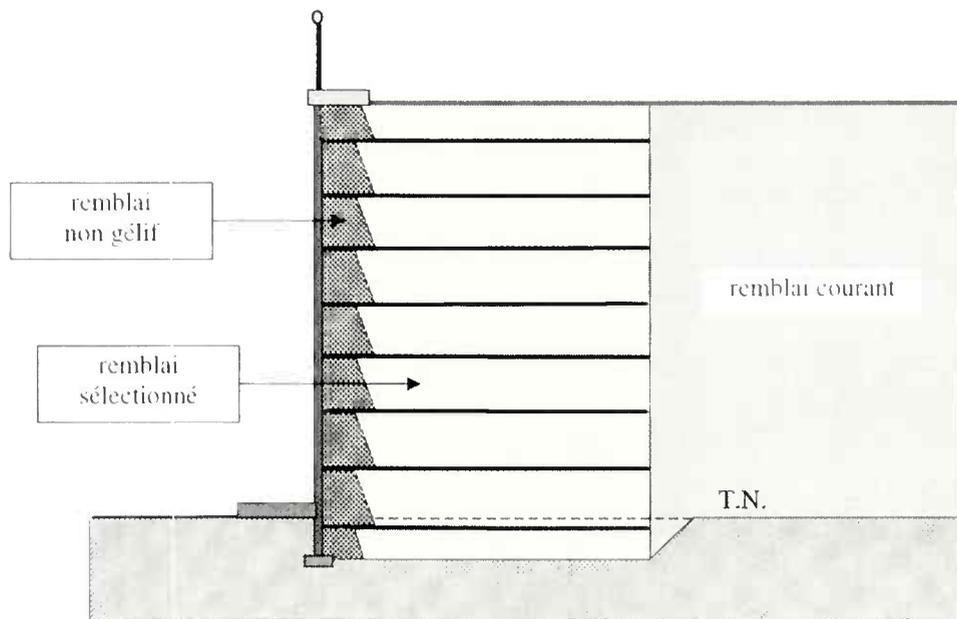


Figure 2.10 : Protection contre le gel d'un massif en remblai renforcé

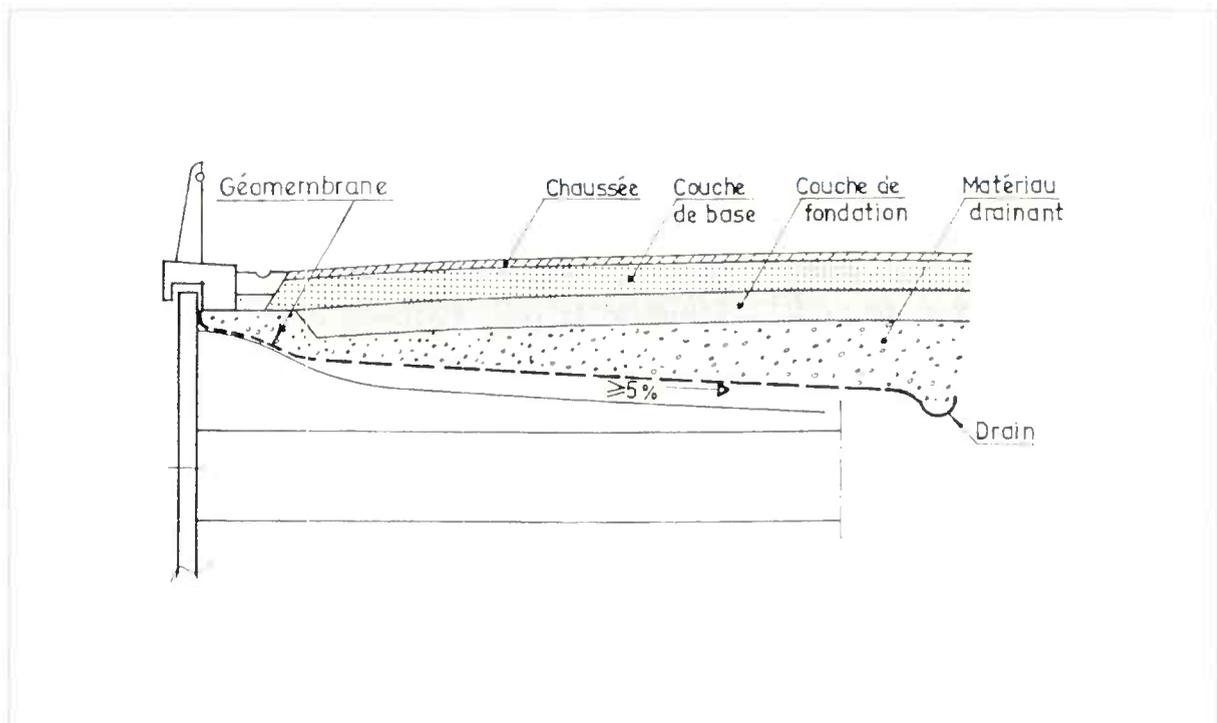


Figure 2.11 : Protection contre les eaux de ruissellement sur un massif en remblai renforcé

- des conditions de mise en oeuvre, qui ne doivent ni altérer la résistance des éléments (à moins de savoir évaluer cette altération, et d'en tenir compte dans le dimensionnement des ouvrages), ni gêner le montage de l'ouvrage (remblaiement et compactage notamment).

#### 2.4.4. - Matériaux de remblai

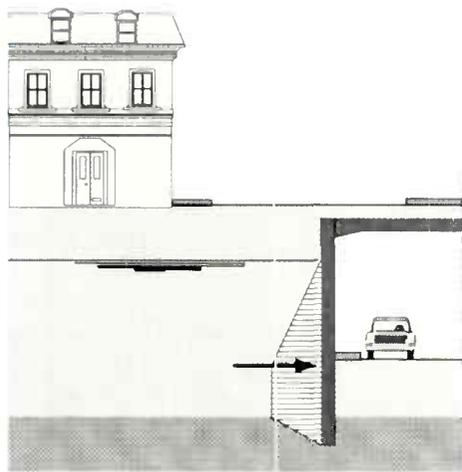
Les remblais sont disposés à l'arrière d'un ouvrage de soutènement construit en élévation (ouvrage construit de bas en haut, en remblai ou après terrassement), après construction de celui-ci, comme cela est par exemple le cas pour les murs en béton armé. Ils peuvent aussi entrer plus directement dans la constitution même de l'ouvrage, comme cela est le cas notamment pour les massifs en remblai renforcé, ou encore pour certains murs poids «cellulaires» (murs constitués d'un empilement de poutres ou de caissons par exemple) dans lesquels ils constituent le matériau de remplissage des cellules.

Dans tous les cas, ils ont une influence directe sur le comportement de la structure, de sorte que leur choix et leur mise en oeuvre exigent le plus souvent une grande rigueur. Les critères de choix des matériaux de remblai portent notamment :

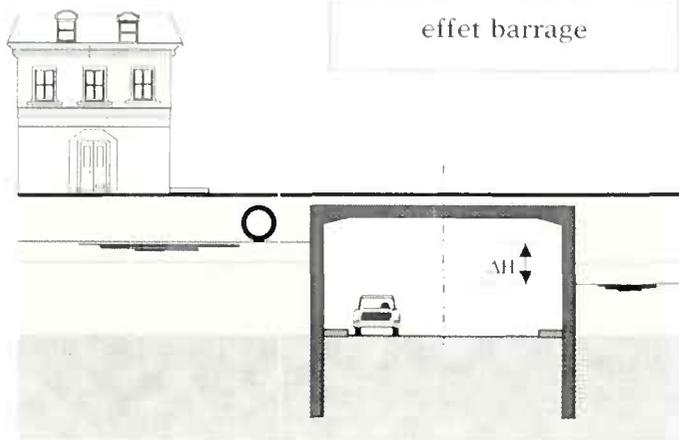
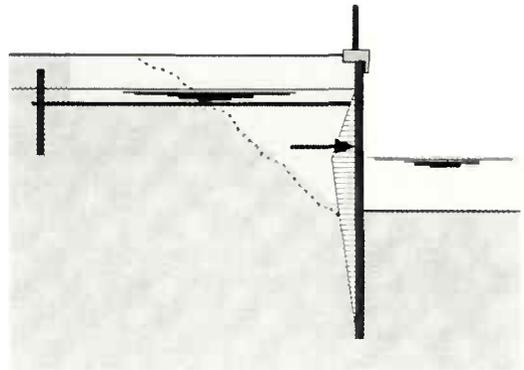
- Sur leurs performances mécaniques, et plus spécialement leur angle de frottement interne, dont dépend généralement le dimensionnement de l'ouvrage et, d'une manière plus générale un fonctionnement conforme aux hypothèses et schématisations de calcul adoptées. Le respect des exigences sur ces performances a une importance tout particulièrement lorsque le remblai participe directement à la résistance de l'ouvrage, comme cela est évoqué ci-dessus.
- Sur leur aptitude à la mise en oeuvre (compactage), y compris dans les zones d'accès difficile ou «sensibles» où l'on ne pourra recourir qu'à l'emploi de moyens de compactage légers (à proximité des parements par exemple). Ces exigences, qui sont liées à celles relatives aux tassements propres des remblais après construction, se traduisent généralement par des exigences sur la granulométrie (pourcentage maximal de fines et taille des plus gros éléments) et sur la teneur en eau lorsque la mise en oeuvre des matériaux y est sensible.

Il est à noter par ailleurs que les exigences sur la taille des plus gros éléments peuvent être directement liées aussi à la nécessité de ne pas détériorer certains éléments constitutifs de l'ouvrage à la mise en oeuvre où lorsque ceux-ci seront sollicités, comme cela peut être le cas par exemple pour certains tirants d'ancrage, des plaques d'ancrage de petites dimensions, ou encore des éléments de renforcement des remblais.

- Éventuellement, sur leur capacité à résister au gel (notamment pour certains massifs en remblai renforcé construits dans des sites à indice de gel élevé), ou à assurer le drainage des eaux des nappes ou des eaux d'infiltration.
- Sur leurs caractéristiques chimiques et électrochimiques, liées notamment à la protection de l'environnement et à la durabilité de l'ouvrage et de ses constituants. Ce dernier aspect concerne certes tous les ouvrages, mais plus particulièrement ceux pour lesquels des éléments résistants de la structure pourraient être directement exposés à l'agressivité éventuelle des remblais, comme cela peut être le cas par exemple pour des tirants d'ancrage ou des éléments de renforcement noyés dans les remblais. Lorsque cela est le cas, les exigences sur les qualités des matériaux de remblai s'accompagnent généralement de dispositions de construction particulières pour éviter l'infiltration d'eau ou d'agents agressifs dans les remblais au cours de l'exploitation des ouvrages (cf. figure 2.11).



résistance à la poussée (aux effets)  
de l'eau et étanchéité (traitement  
des joints)



effet barrage

Figure 2.12 : Exemples d'ouvrages étanches

*NOTA : Dans la plupart des cas, ces exigences, hormis naturellement celles portant sur les caractéristiques chimiques et électrochimiques des remblais, se traduisent par des exigences sur la granulométrie de ces derniers, et cela généralement y compris pour ce qui concerne leurs performances mécaniques. C'est la raison pour laquelle il y aura lieu d'y porter une attention toute particulière.*

## **2.5. - DRAINAGE - ÉTANCHÉITÉ**

La présence d'eau derrière un ouvrage de soutènement, qu'il s'agisse d'eaux d'infiltration ou d'une véritable nappe, est pratiquement toujours une situation défavorable, en raison des divers problèmes qu'elle est susceptible d'engendrer, surtout si elle n'a pas été prise en compte ou que cela n'a pas été fait correctement. Ces problèmes peuvent concerner notamment :

- les pressions hydrostatiques exercées sur la structure, généralement très pénalisantes vis-à-vis du dimensionnement de celle-ci et presque toujours causes de désordres lorsqu'elles n'ont pas été correctement appréciées ; la dégradation des matériaux constitutifs (notamment s'il s'agit d'eaux agressives ou véhiculant des agents agressifs) ou l'altération des caractéristiques mécaniques des sols soutenus et de ceux dont la résistance contribue à assurer la stabilité de l'ouvrage (sol de fondation, terrain mis en butée à l'aval d'un rideau, ...) ;
- la dégradation de l'aspect de l'ouvrage liée aux presque inévitables suintements d'eau sur les parements (joints mal traités, fissures, reprises de bétonnage, ...)

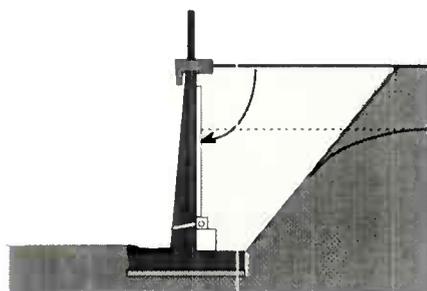
C'est la raison pour laquelle il convient d'apporter à cet aspect de la conception des ouvrages la plus grande attention. Le choix même du type d'ouvrage peut d'ailleurs en dépendre largement.

Lorsque l'ouvrage est conçu (et dimensionné) pour retenir l'eau d'une nappe, comme cela est assez couramment le cas par exemple pour les ouvrages en parois moulées dans le sol ou ceux en palplanches construits en déblai, une bonne étanchéification du parement est en principe recherchée pour des raisons d'ordre esthétique, pour éviter les suintements d'eau sur le parement (traitement des serrures de palplanches, par soudage par exemple, traitement des joints entre panneaux de parois moulées ou préfabriquées, ...).

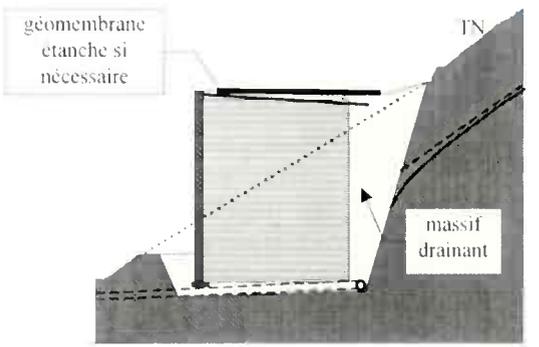
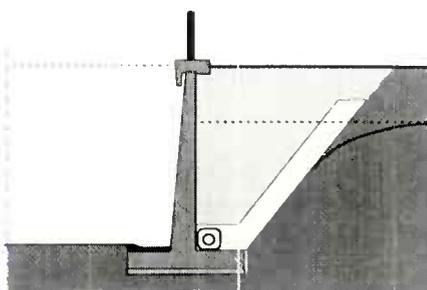
Il faut souligner ici que dans certains cas, la construction d'une structure étanche dans des terrains qui sont le siège d'une nappe peut perturber l'écoulement naturel de celle-ci («effet barrage») et entraîner des modifications sensibles de son niveau. Il conviendra donc d'apporter la plus grande attention à l'étude de ce problème, si nécessaire en faisant procéder à une étude hydrogéologique spécifique, et de bien en apprécier les conséquences, pour l'environnement comme pour l'ouvrage lui-même (choix des niveaux d'eau pour les calculs, conception et mise en œuvre d'un dispositif destiné à limiter ou supprimer toute remontée d'eau à l'amont, ...).

Lorsque l'ouvrage de soutènement n'est pas conçu pour retenir l'eau d'une nappe (que cette nappe soit présente de manière permanente ou intermittente), parce que celle-ci peut être aisément «rabattue» (ouvrage construit en élévation, terrains en place assez peu perméables, faibles contraintes d'environnement, ...), il y a lieu de prévoir un système de drainage efficace et pérenne derrière l'ouvrage qui puisse garantir que la situation de «mise en charge» de celui-ci ne puisse se produire.

(a) : cas des ouvrages en remblai



drainage des eaux d'infiltration, éventuellement rabattement de la nappe,



(b) : cas des ouvrages en déblai

ouvrage drainé : exécution, résistance (ouvrage et parement), esthétique (parement rapporté), ...

ouvrages généralement non drainés

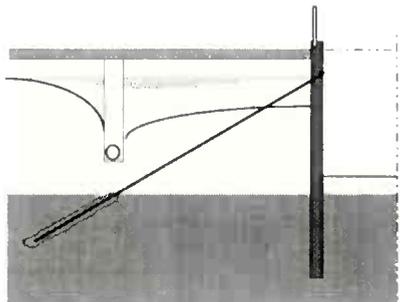
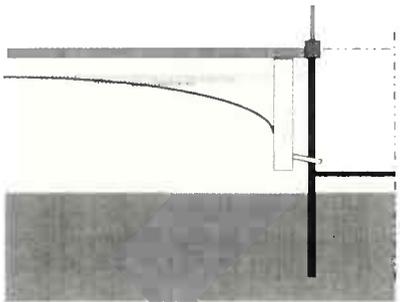
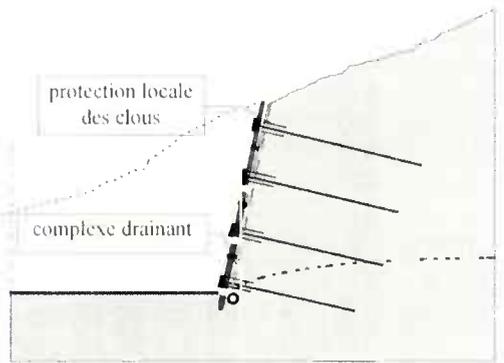


Figure 2.13 : Exemples de drainage des ouvrages

Ce système de drainage doit être bien adapté au type d'ouvrage envisagé, à son mode de construction et à la situation rencontrée (nappe permanente ou intermittente, niveau de celle-ci, perméabilité des terrains, ...). Le système de collecte et d'évacuation des eaux retenu doit être largement dimensionné, notamment vis-à-vis des risques de colmatage (dépôts solides, gel, ...) ou de détérioration, surtout s'il sera difficile de l'entretenir correctement. Le coût de ces dispositions est d'ailleurs généralement très faible en regard du coût global de l'ouvrage, et de l'enjeu quant à la sécurité de celui-ci.

Lorsqu'il n'y a pas de nappe derrière l'ouvrage, comme cela est fréquemment le cas pour les ouvrages construits en élévation (ouvrages en remblai) ou dans le cas d'emploi du clouage par exemple, mais que de simples infiltrations d'eaux superficielles sont à craindre (situation assez courante même lorsque des dispositifs de collecte et d'évacuation des eaux de ruissellement sont prévus en tête d'ouvrage!), il y aura lieu néanmoins, en règle générale, de prévoir un système de drainage (et d'évacuation de l'eau) derrière le parement. Une telle disposition a essentiellement pour objet de limiter le risque de surpression, fût-ce locale, due à une venue d'eau quelque peu significative (fortes précipitations, rupture ou fuite d'une canalisation d'assainissement, ...) et de limiter aussi les percolations d'eau à travers des fissures ou des points singuliers du parement que l'on cherchera à éviter, pour des raisons évidentes d'aspect. C'est la raison pour laquelle aussi le traitement de points singuliers, tels que les reprises de bétonnage, les joints fonctionnels ou de construction, les encastremements d'éléments structurels peuvent faire l'objet d'un soin particulier.

En l'absence de toute nappe, et si les terrains situés derrière le parement de l'ouvrage sont par eux-mêmes suffisamment drainants (terrains en place ou remblais rapportés), un dispositif simplement constitué de barbacanes (régulièrement réparties, correctement dimensionnées et en nombre suffisant) peut parfois suffire. Il peut même s'avérer inutile lorsque l'ouvrage (ou son parement) est par ailleurs lui-même «drainant» (ouvrages en gabions, ouvrages poids «cellulaires» remplis d'un matériau ouvert, cas de certains massifs en remblai renforcé, ...). Dans ces cas, il y a lieu toutefois de veiller à prendre des dispositions pour éviter l'entraînement des matériaux fins des remblai ou des terrains en place (mise en place de filtres en remblai ou en matériaux synthétiques par exemple).

Une telle disposition est tout à fait indispensable et doit faire l'objet d'un soin tout particulier lorsque l'eau de la nappe s'écoule à travers l'ouvrage, comme cela peut être le cas lorsque celui-ci est implanté le long d'une voie d'eau par exemple et subit l'action des crues et décrues.

## **2.6. - ESTHÉTIQUE DES OUVRAGES**

La recherche de la qualité esthétique des ouvrages est à juste titre de plus en plus fréquente aujourd'hui dans les projets de soutènement. Ainsi, les études architecturales menées au cours d'un projet conduisent très souvent à arrêter des caractéristiques bien particulières pour l'ouvrage : il peut s'agir de privilégier certaines formes (courbures en plan, risbermes, ...), ou d'obtenir un aspect spécial du parement, par végétalisation par exemple. De telles contraintes amènent parfois à consulter sur la base de solutions par trop particulières, voire nommément désignées, ce qui n'est pas sans poser de sérieuses questions de déontologie vis-à-vis des règles de concurrence dans les marchés de travaux publics. A cet égard, on pourra se reporter à la quatrième partie du présent document.

Ces études conduisent très souvent à prévoir des traitements particuliers des parties vues des structures, notamment par utilisation de matériaux spéciaux (bétons colorés, ...), ou par fixation d'éléments rapportés au parement.



Figure 2.14 : Ouvrage en palplanches présentant une courbure en plan

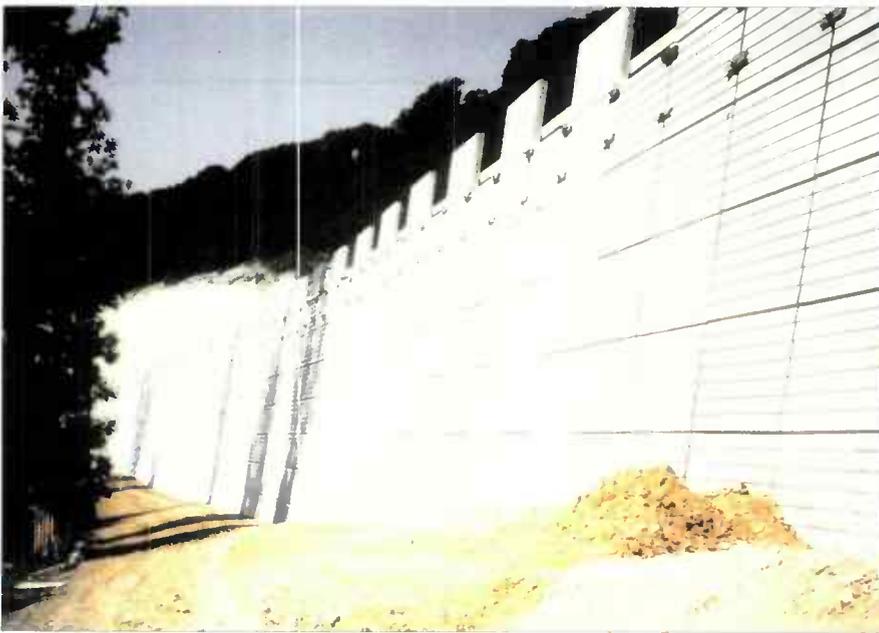


Figure 2.15 : Parement à prédominance de lignes horizontales et verticales



Figure 2.16 : Mur constitué d'éléments préfabriqués et végétalisé



*Figure 2.17 : Parement d'une paroi clouée en béton coloré*

*Figure 2.18 : Traitement architectural du parement d'un mur en béton armé*



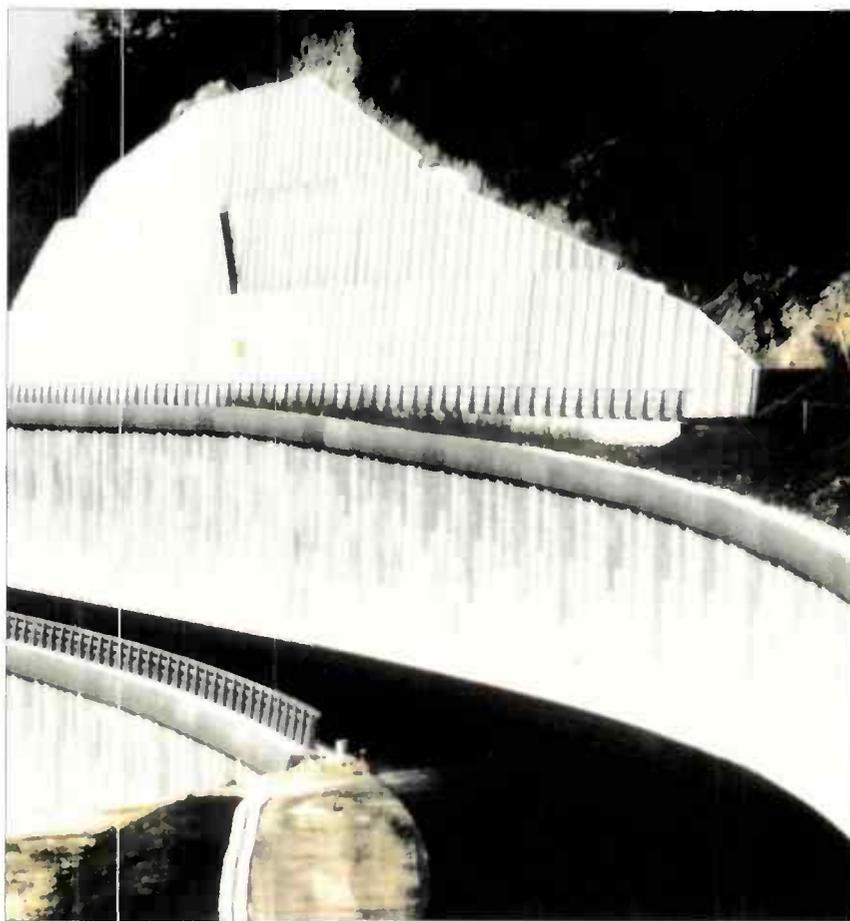
*Figure 2.19 : Eléments préfabriqués mis en place devant une paroi clouée*

L'usage indique toutefois qu'en bordure de voies très circulées, la qualité d'aspect des parements obtenue au prix de surcoûts parfois importants peut disparaître malheureusement en quelques années sous l'action de la pollution due au trafic.

En cas d'utilisation d'éléments rapportés, l'obtention de l'aspect voulu nécessite une pose correcte de ces éléments, ce qui exige une conception soignée des dispositifs de fixation. Une solution de ce type, qui reste d'un coût généralement assez élevé, rend pratiquement indispensable la protection des panneaux rapportés (bardages, plaques ou dallages, ...) vis-à-vis de chocs éventuels de véhicules. Par ailleurs, leur remplacement à l'identique suite à une dégradation peut s'avérer difficile, et lorsque cela est possible, il reste souvent différé faute de crédits.

En outre, chaque fois où le parti architectural défini conduit à disposer devant l'ouvrage proprement dit, en parement, un empilement d'éléments préfabriqués ou toute structure particulière, la stabilité et la résistance interne de ce parement doivent être justifiées.

Enfin, quel que soit le parti architectural adopté, celui-ci doit permettre d'assurer dans des conditions normales la surveillance des ouvrages, et la détection des signes pathologiques. Dans le cas des parements rapportés, par exemple, on pourra prévoir la possibilité d'enlever certains panneaux de façon à permettre l'accès à la structure proprement dite ; quant à la végétalisation, le type de plantations devra être choisi en vue d'éviter tout camouflage définitif des éléments structurels.



*Figure 2.20 : Massifs en remblai renforcé superposés implantés sur versant*

## B - DISPOSITIONS PARTICULIÈRES

### 2.7. - PROTECTION CONTRE LES CHOCS - DISPOSITIFS DE RETENUE

#### 2.7.1. - Généralités

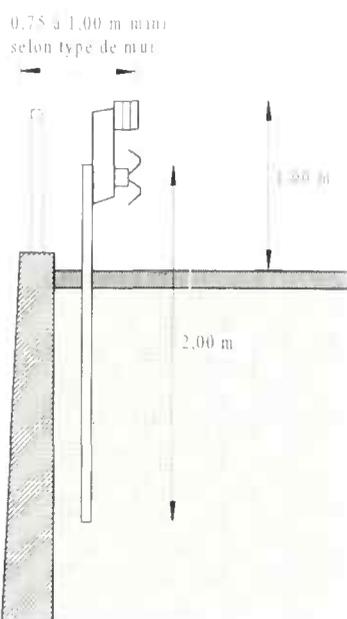
La mise en place d'un dispositif de retenue des véhicules en partie supérieure d'un ouvrage de soutènement est souvent nécessaire, et tout particulièrement lorsque celui-ci supporte une plate-forme circulaire à proximité de son parement et lorsqu'il présente une hauteur supérieure à 1 mètre sur une certaine longueur. Par exemple, sur autoroute, un dispositif de retenue, de classe barrière VL au moins, doit être prévu dès lors que la longueur de l'ouvrage dépasse 30 mètres.

Le fascicule «barrière» de la collection du guide technique GC, auquel il conviendra dans tous les cas de se reporter définit, notamment sur les ouvrages de soutènement, les conditions selon lesquelles la mise en place d'un dispositif de retenue est nécessaire, ainsi que le choix du dispositif par la méthode des indices de danger. Il en existe différents types que l'on peut classer suivant deux niveaux de sécurité :

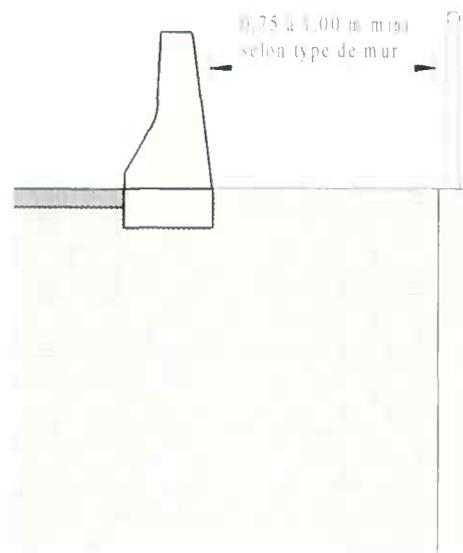
- les barrières de niveau N («glissières»), destinées à retenir des véhicules légers, sont souples et déformables, mais pas systématiquement infranchissables.
- les barrières de niveau H, destinées à retenir des véhicules lourds, sont quant à elles rigides. Par exemple, les barrières de niveau H2 (de type BHO, BN4, GBA, ...) permettent d'arrêter un autocar de 13 tonnes lancé à 70 km/h sous un angle d'incidence de 20°.

Par ailleurs, il existe trois possibilités pour mettre en place ces dispositifs en partie supérieure d'un ouvrage de soutènement :

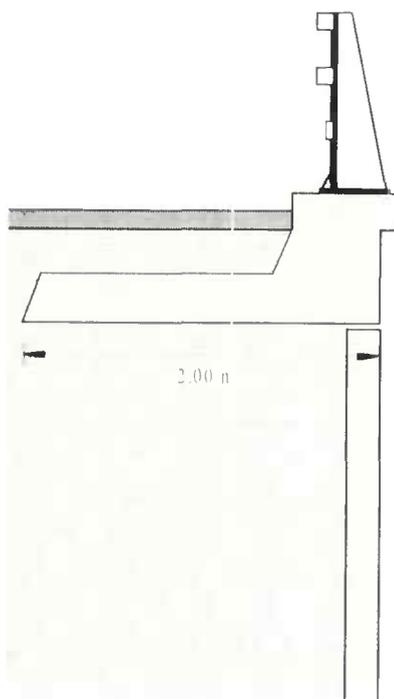
- ◆ **Ils peuvent être fixés à la structure.** Cette disposition est envisageable pour des ouvrages «rigides», murs en béton armé et parois de forte inertie notamment, pour lesquels les conditions de résistance et de déformations peuvent être justifiées.
- ◆ **Ils peuvent être dissociés de la structure,** deux dispositions sont alors envisageables :
  - **Ils peuvent être disposés à l'arrière du parement.** Pour cela, ils sont soit battus directement (figure 2.21.a) ou avec quelques dispositions techniques complémentaires (mise en place d'une longrine contre le parement par exemple), soit battus à l'intérieur d'une longrine, soit fixés sur une longrine, soit encore posés directement (figure 2.21.b) sur la plate-forme (GBA par exemple). Cette disposition peut s'appliquer lorsque le dispositif de retenue ne peut être fixé à la structure, et c'est majoritairement le cas avec les structures «souples» (parois de faible inertie, massifs en remblai renforcé, ...), à condition bien sûr que les emprises disponibles à l'arrière du parement le permettent.



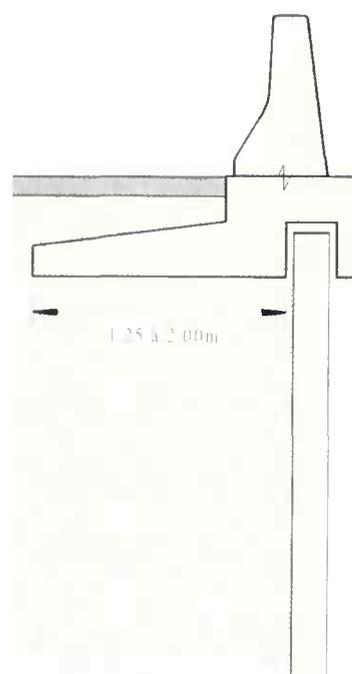
(a) : Barrière BHO battu et disposée à l'arrière d'un mur



(b) : GBA posée sur la plate-forme à l'arrière du parement



(c) : BN4 sur dalle de frottement



(d) : GBA sur dalle de frottement

Figure 2.21 : Exemples de dispositifs de retenue en tête d'ouvrages de soutènement

- Ils peuvent être disposés à l'aplomb du parement. Pour cela, ils sont fixés à une dalle de frottement totalement désolidarisée de la structure (figures 2.21.c, 2.21.d, 2.22 et 2.23). Cette disposition concerne principalement les barrières de niveau H et peut être envisagée aussi bien pour des ouvrages souples que rigides. Ces dalles de frottement ont un volume important dont il faut bien tenir compte au moment de la conception et de l'estimation de l'ouvrage.

Lorsque l'ouvrage protège la voie de circulation, il y a lieu de s'interroger sur la nécessité d'un dispositif de retenue en pied de celui-ci. En effet, lorsque le parement a une forme appropriée, lisse, on peut se dispenser d'un dispositif de retenue, à condition qu'il puisse résister au choc d'un véhicule (ou qu'il puisse être facilement réparé dans sa partie détériorée).

Par ailleurs, il peut être donné au pied du parement une forme sécuritaire de type GBA, comme cela se fait pour les piles de pont.

Ceci étant, dans certains cas, il peut être nécessaire de mettre en place un dispositif de retenue en pied d'un ouvrage de soutènement. Celui-ci a alors pour objectifs :

- ◆ d'isoler de la circulation l'obstacle que peut représenter le parement de l'ouvrage. Cela concerne les parements dangereux pour l'usager, tels que :
  - les parements continus «rugueux» dont les reliefs (réalisés dans un but d'esthétique) ne permettent pas le glissement d'un véhicule en cas de choc, mais constituent des points durs pour celui-ci. En tout état de cause, le danger que peut présenter un tel parement peut être appréhendé par des essais en vraie grandeur ;
  - les parements discontinus présentant des aspérités importantes, qui sont constitués par des éléments préfabriqués empilés ;
  - les parements d'aspect rapportés laissant un vide entre ceux-ci et l'ouvrage lui-même.
- ◆ de protéger contre les chocs de véhicules l'ouvrage lui-même, ou une partie de celui-ci, lorsqu'il présente une sensibilité particulière. Cela peut être le cas d'éléments de parement fragiles, d'un parement revêtu, ou d'éléments extérieurs tels que des têtes de tirants d'ancrage.

## 2.7.2. - Choix du dispositif de retenue

Lors du choix d'un dispositif de retenue, voire d'un modèle de barrière, il est important de garder à l'esprit l'objectif recherché : celui d'assurer, en cas de choc d'un véhicule sur le dispositif, le maintien de celui-ci sur la plate-forme, et le maintien en état de service du soutènement, fût-ce au prix de dommages modérés.

Il en résulte que pour qu'un dispositif de retenue soit efficace, la stabilité du dispositif lui-même, ainsi que celle de la structure, doivent être correctement justifiées vis-à-vis d'un choc. Pour cela, il y a lieu de bien s'assurer de la compatibilité de la structure, du dispositif de retenue et de la liaison de ce dispositif à la structure (voir précédemment), et notamment de ne prévoir en aucun cas un système de retenue plus résistant que la structure. A cet effet, il convient de ménager pour tout dispositif une zone fusible (se reporter au § 4.6. du fascicule «barrières»), et donc de limiter à un niveau acceptable les efforts transmis à la structure suite à un choc de véhicule (cf. § 3.7.1.).

L'option d'un système de retenue efficace se traduit donc le plus souvent par une augmentation de la résistance de la structure (augmentation de la section et du ferrailage dans le cas d'un mur en béton armé par exemple) et donc d'une majoration du coût de l'ouvrage, par rapport à une solution qui n'en comporterait pas. Cette majoration est assez faible pour les barrières de niveau N, et peut devenir importante pour les barrières de niveau H.



Figure 2.22 : GBA sur dalle de frottement en cours d'exécution



Figure 2.23 : BN4 sur dalle de frottement



Figure 2.24 : Effet du choc d'un véhicule sur le parement d'un mur en terre armée

Il convient d'attirer l'attention sur les problèmes d'exécution que peut engendrer la mise en place d'un dispositif de retenue, si certaines dispositions n'ont pas été prévues dès le départ. Par exemple, lorsque l'on envisage de mettre en place une barrière BHO sur un massif en remblai renforcé, il faut se préoccuper assez rapidement de la compatibilité de l'implantation des poteaux et des éléments de renforcement, et prendre garde à ne pas perforer la géomembrane étanche disposée sur le massif, lorsque celle-ci est prévue.

Le choix du dispositif de retenue est donc nécessairement lié à celui de l'ouvrage de soutènement, et doit s'opérer au plus tôt au stade du projet, et non à celui des études d'exécution, comme cela est parfois le cas avec des variantes. En effet, un choix tardif peut aboutir à des solutions particulièrement onéreuses, voire à des incompatibilités entre la structure porteuse déjà arrêtée et le dispositif de retenue le mieux adapté aux conditions du site et du trafic. Par ailleurs, il peut aussi conditionner la largeur de la plate-forme soutenue (dispositif disposé à l'aplomb ou à l'arrière du parement), et peut alors revêtir une importance particulière dans certaines situations, comme celles d'ouvrages sur versant où l'on cherche à limiter au minimum l'emprise de la plate-forme.

En conclusion, le choix du dispositif de retenue et de son mode de fixation est donc guidé par la connaissance des paramètres suivants :

- l'indice de danger qui fixe le niveau de sécurité auquel doit répondre le dispositif ;
- les emprises disponibles et donc la position du dispositif sur le profil en travers selon qu'il doit être implanté à l'aplomb du parement ou à une certaine distance de celui-ci ;
- l'interaction avec l'ouvrage notamment selon que celui-ci est souple ou rigide.

### **2.7.3. - Autres équipements**

L'exploitation d'une voirie routière nécessite des dispositifs particuliers qu'il y a lieu de prendre en compte au niveau des études préliminaires. Ces dispositifs peuvent être les suivants :

- les caniveaux d'évacuation des eaux, les satujos, les réseaux de télécommunications, qui doivent être placés dans le profil en travers de l'ouvrage ;
- les portiques, potences, panneaux à messages variables, candélabres, qui doivent être disposés à l'arrière des dispositifs de retenue, ce qui, compte tenu du débattement de ces derniers, peut nécessiter de prévoir des encorbellements pour les mettre en place ;
- les refuges, les zones d'évacuation de la neige, qui peuvent nécessiter un élargissement de la plate-forme et une modification du tracé des ouvrages de soutènement.

## **2.8. - OUVRAGES EN ZONE SISMIQUE**

### **2.8.1. - État de la réglementation actuelle**

Ces dix dernières années, la réglementation s'est notablement renforcée en matière de prévention du risque sismique. Ainsi, la loi n° 87-565 du 22 juillet 1987, relative à la prévention des risques majeurs, impose l'application de règles de construction parasismiques aux ouvrages et installations à réaliser dans les régions sujettes à séismes.

Les «Règles PS 69», qui n'étaient plus très bien adaptées, ont été remplacées par les «Recommandations AFPS 90», élaborées par l'Association française de Génie parasismique. Ces dernières proposent des règles pour la construction d'ouvrages et installations (dont font partie les ouvrages de soutènement) en zone sismique. Des textes réglementaires spécifiques aux ouvrages de soutènement sont en cours d'élaboration : en attendant leur parution, il convient de se reporter à ces recommandations.

Par ailleurs, le décret 91-461 du 14 mai 1991, relatif à la prévention du risque sismique, définit quatre zones de sismicité en France (Ia, Ib, II, III).

En vue de l'application de ce décret aux ouvrages d'art, l'arrêté du 15 septembre 1995 définit les règles de classification et de construction parasismique pour les ponts nouveaux de la catégorie dite «à risque normal», telle que définie dans le décret, et vise également les murs de soutènement qui en sont solidaires. Il définit quatre classes d'ouvrages (A, B, C, D), selon l'importance de la voie, et fixe la valeur de l'accélération nominale «a<sub>N</sub>» qui caractérise l'action sismique à prendre en compte, valeur qui résulte à la fois de la situation de l'ouvrage au regard de la zone de sismicité et de la classe de l'ouvrage.

Il est d'usage pour les routes nationales et autoroutes de considérer ces ouvrages comme relevant de la classe C ou D. En attendant la parution de règles similaires pour les ouvrages de soutènement qui sortent du domaine d'application de l'arrêté, on considère généralement, en raison de la continuité de l'itinéraire, que ces ouvrages, qu'ils soutiennent ou protègent la plate-forme routière, sont de même classe que ceux concernés par l'arrêté.

## 2.8.2. - Choix et conception de l'ouvrage

Le choix d'une technique de soutènement s'effectue d'une manière générale comme en situation non sismique, c'est-à-dire principalement en fonction des contraintes du site et des contraintes géotechniques. Concernant plus particulièrement ces dernières, on observe que la présence de couches relativement déformables donne lieu à une amplification du mouvement sismique, et cela d'autant plus que ces couches sont au voisinage de la surface. On choisira donc, comme en situation non sismique, des structures souples capables de se déformer et d'accepter des tassements propres et différentiels relativement importants, d'autant plus que les sols de fondation seront de qualité médiocre.

Par ailleurs, il est possible que les contraintes qui résultent de l'application des règles de construction parasismique conduisent à des dispositions de conception particulières qui peuvent parfois générer des surcoûts (réalisation d'une bêche à l'arrière d'un mur en béton armé par exemple). Dans ces conditions, il y aura lieu de choisir la structure la mieux adaptée techniquement et économiquement.

Il faut souligner par ailleurs que la reconnaissance géotechnique doit permettre de classer le site dans l'un des quatre sites types définis S0, S1, S2 et S3, et de détecter, en zones II et III, les couches de sols susceptibles de donner lieu à des phénomènes de liquéfaction. Dans ce dernier cas, une reconnaissance des sols plus spécifique est alors nécessaire.

## 2.9. - OUVRAGES SUR VERSANTS

De nombreux tracés routiers et autoroutiers se développent en site montagneux, et doivent parfois être implantés sur des versants proches de la limite de stabilité. Dans de tels cas, il convient dans un premier temps d'évaluer la stabilité naturelle des versants, et de procéder pour cela à une reconnaissance géotechnique et hydrogéologique spécifique (cf. chapitre 2.2.). S'il est envisagé l'implantation d'ouvrages de soutènement sur de tels versants, il est nécessaire de vérifier que ceux-ci permettent de garantir, au moins dans la zone du tracé, des conditions de stabilité satisfaisantes (cf. § 3.9.1.).

Assez souvent, les soutènements réalisés dans de tels sites sont des ouvrages complexes, dans la mesure où ils résultent de l'association de plusieurs techniques : des ouvrages en remblai comme les massifs en remblai renforcé, voire les murs poids constitués d'éléments empilables, pour leur facilité d'exécution, leur souplesse et leur aptitude à accepter d'éventuels mouvements, et des ouvrages en déblai comme les parois clouées et les poutres et voiles ancrés pour leur participation résistante à la stabilité générale.

L'importance de la pente transversale conduit parfois à adopter certaines dispositions particulières telles que la réalisation d'ouvrages superposés ou en gradins (cf. chapitre 2.3.), de risbermes (cf. § 2.4.1.), de chaussées dénivelées, ..., l'objectif idéal étant d'équilibrer le mieux possible les déblais et les remblais dans un but d'amélioration de la stabilité du versant et d'économie.

La réalisation d'un mur en remblai sur un versant nécessite généralement l'exécution préalable d'une fouille, et parfois celle d'ouvrages de soutènement provisoires destinés à assurer la stabilité de celle-ci pendant la phase des travaux. En règle générale, il n'est pas tenu compte de la présence de l'ouvrage provisoire dans la justification de la stabilité du mur définitif en phase de service. Il convient par ailleurs de s'assurer que l'ouvrage provisoire ne constitue pas un barrage à l'écoulement des eaux. Le clouage est souvent une technique bien adaptée à ce contexte et largement utilisée.

Dans certains cas particuliers, il pourra être tenu compte de cet ouvrage dans la justification de la stabilité générale du mur. Il s'agira par exemple de la participation des clous à la stabilité dans le cas d'une paroi clouée. Dans ces conditions, l'ouvrage devra être considéré comme définitif et sensible, correctement conçu et soigneusement exécuté, dans la mesure où une intervention ultérieure sur celui-ci sera pratiquement impossible.

Une telle disposition ne saurait dispenser naturellement de tenir compte de la poussée des terres qui s'exerce à l'arrière du mur en remblai pour les justifications de celui-ci. On pourra toutefois admettre dans certaines conditions une légère réduction de cette poussée, par exemple lorsqu'il s'agit d'un massif en remblai renforcé, et si les éléments de renforcement se prolongent jusqu'au parement de l'ouvrage réalisé préalablement.

Une solution souvent envisagée pour améliorer la stabilité générale d'un ouvrage consiste à réaliser une longrine ancrée par tirants précontraints en pied de celui-ci. En règle générale, il est conseillé, dans la mesure du possible, de limiter l'emploi de tirants actifs qui demandent par la suite une surveillance pouvant s'avérer contraignante. Si finalement, la réalisation d'une poutre ancrée s'avère nécessaire, il est conseillé d'y prévoir des réservations (ou la possibilité de réaliser une autre poutre à proximité) dans l'optique d'un éventuel renforcement ultérieur.

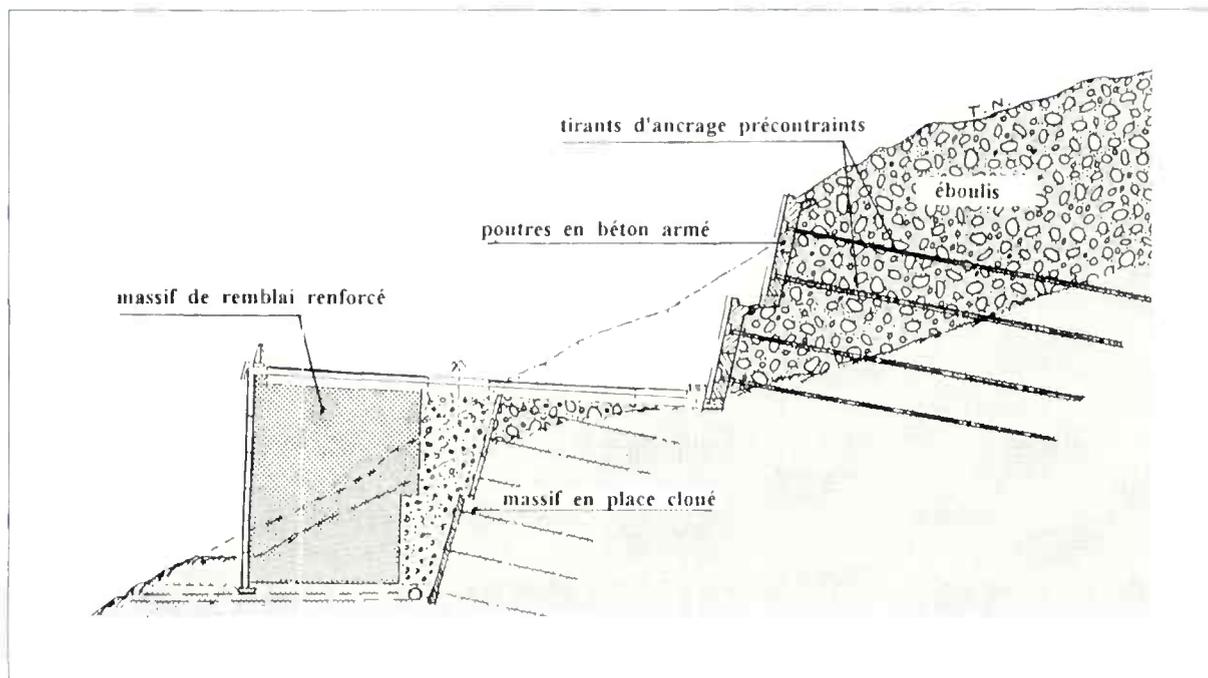


Figure 2.25 : Coupe d'ouvrages de soutènement sur versant

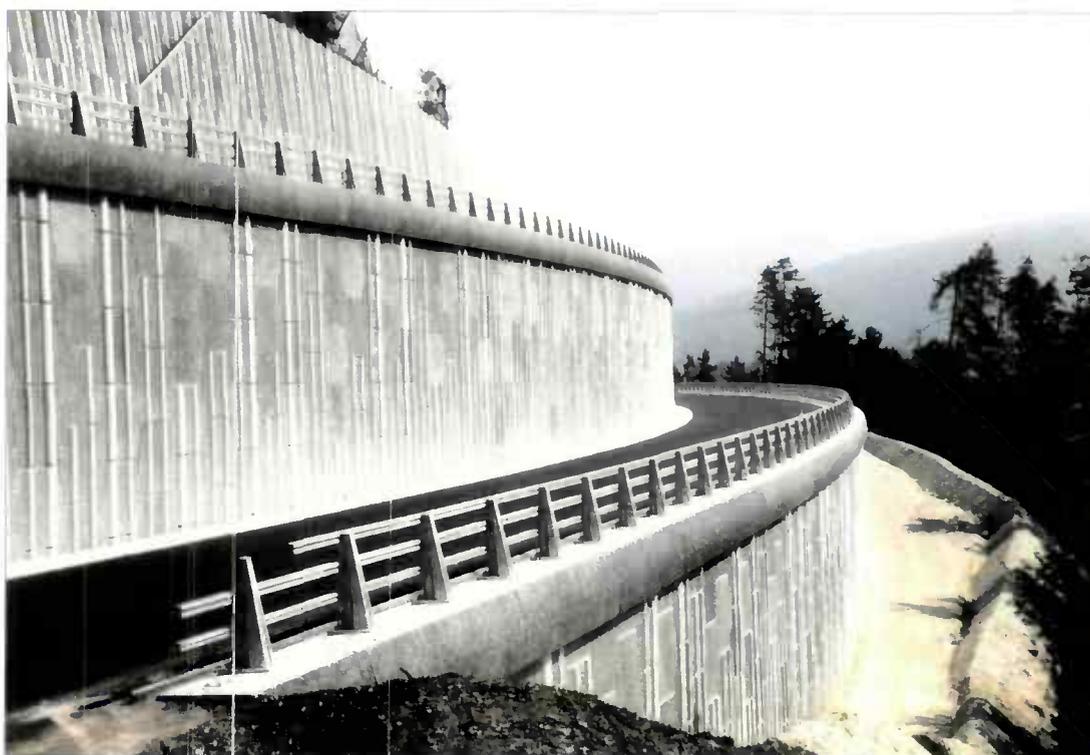


Figure 2.26 : Exemple d'ouvrages de soutènement «complexes»

Par contre, si seule la stabilité au poinçonnement du mur n'est pas vérifiée, le renforcement par une longrine ancrée en pied du mur dans le but de confiner le sol de fondation, ne constitue généralement pas une solution satisfaisante au problème. D'autres solutions, telles que l'approfondissement du niveau de fondation, la substitution du sol de fondation sur une certaine profondeur, ou le renforcement de celui-ci par la réalisation de colonnes de jet-grouting ou de colonnes ballastées par exemple, s'avèrent généralement d'autant mieux adaptées pour augmenter la portance du sol de fondation, qu'elles permettent aussi d'améliorer, pour certaines d'entre elles, la stabilité générale de l'ouvrage.

Enfin, il faut souligner que le drainage est une disposition de conception essentielle pour ce type d'ouvrages :

- d'une part, le drainage du versant, par l'intermédiaire de drains subhorizontaux ou de tranchées drainantes par exemple, qui joue un rôle important dans la stabilité du versant ;
- d'autre part, le drainage des ouvrages, notamment pour les ouvrages en remblai lorsque des arrivées d'eau importantes par les talus sont prévisibles, où il est souhaitable de réaliser un masque drainant derrière l'ouvrage.

Il ne faut pas perdre de vue que ces ouvrages sont généralement implantés dans des régions froides et qu'à cet égard, il faut prendre des dispositions particulières vis-à-vis du gel, comme la mise en place d'un masque en matériaux non gélifs dans le cas d'ouvrages en remblai ou d'une protection efficace dans le cas d'une paroi clouée.

## 2.10. - OUVRAGES EN REMBLAIS TRAITÉS

Le matériau de remblai, comme on l'a vu précédemment, joue un rôle important dans le bon comportement d'un ouvrage de soutènement, notamment pour ce qui concerne la limitation des déformations. De nombreux sols présentent, dans leur état naturel, des caractéristiques médiocres et de ce fait sont inutilisables pour la construction d'ouvrages en remblai. Il s'agit essentiellement des sols fins comportant une grande proportion de particules fines et dont la teneur en eau est élevée, les sols argileux et crayeux en font notamment partie.

Il existe des techniques d'amélioration de ces sols qui, en diminuant leur teneur en eau et, pour certaines d'entre elles, en agglomérant les particules fines, permettent de les utiliser comme matériaux de remblai. L'une d'elles consiste à ajouter au sol une faible quantité de chaux ou de ciment. Par exemple, l'hydratation de la chaux vive conduit en quelques heures à une diminution de la teneur en eau de l'ordre de 1 à 1,5% pour 1% de chaux vive ajoutée.

Dans le cas de la craie, il est plutôt préférable de recourir à un traitement au ciment, dont les dosages sont de l'ordre de 1,5 à 3% pour une utilisation en remblai. L'adjonction de ciment a pour conséquence à court terme de réduire la teneur en eau du remblai crayeux, ce qui permet une bonne mise en place et un compactage correct du matériau. Par ailleurs, le ciment fait prise partiellement à plus long terme, ce qui confère une cohésion importante au remblai traité. Les critères et les précautions de mise en œuvre à prendre pour ces matériaux sont ceux prescrits dans le guide technique du LCPC et du SETRA pour la «réalisation des remblais et couches de forme».

Les sols traités peuvent être utilisés pour la construction de massifs en remblai renforcé, sous certaines conditions. En effet, bien que ces sols acquièrent, après traitement, des caractéristiques mécaniques souvent bien supérieures à celles requises pour la construction de ce type d'ouvrage, deux points importants doivent être examinés :

- Le mode de fonctionnement de l'ouvrage : dans la mesure où l'on associe des matériaux de raideur différente, des éléments de renforcement plus ou moins extensibles et un matériau de remblai traité plus ou moins rigide, l'ouvrage peut différer de son mode de fonctionnement normal sur lequel sont basées les méthodes de calcul habituelles.
- La durabilité des éléments de renforcement : elle devra faire l'objet d'études spécifiques, sachant que le matériau traité constitue un milieu dont le pH est généralement élevé et peut de ce fait provoquer une accélération du vieillissement des éléments de renforcement. Ces derniers peuvent en effet être incompatibles avec ce type de milieu alcalin, c'est notamment le cas des polyesters.

Il y a donc lieu de manifester une grande prudence lorsque l'on désire utiliser des remblais traités pour la construction de massifs en remblai renforcé. On dispose en fait de peu d'expérience de ce type d'utilisation, qui reste malgré tout exceptionnel et pour lequel les ouvrages sont réalisés à titre expérimental.

## 2.11. - SURVEILLANCE DES OUVRAGES

Tous les ouvrages en service, y compris donc les ouvrages de soutènement, même de faible hauteur, doivent faire l'objet d'une surveillance et d'un entretien réguliers, ce qui impose notamment de se préoccuper dès les premières phases d'études du projet des problèmes d'accès et de domanialité.

L'Instruction Technique du 19 octobre 1979 (révisée par la circulaire du Directeur des Routes du 26 Décembre 1995) fixe les principes et les modalités de la surveillance et de l'entretien des ouvrages d'art, et notamment pour les ouvrages de soutènement, quel qu'en soit le matériau constitutif, de plus de deux mètres de hauteur, qui supportent une plate-forme routière ou un terrain surplombant une voie routière. Elle indique également que certains ouvrages, exceptionnels par leurs dimensions ou leur vulnérabilité, peuvent faire l'objet d'instructions particulières relatives à leur surveillance et à leur entretien. La deuxième partie de cette instruction est constituée de fascicules traitant des différentes catégories d'ouvrages. Le fascicule 51 concerne certains ouvrages de soutènement.

La surveillance et l'entretien des ouvrages de soutènement, voire leur réparation si nécessaire, peuvent être grandement facilitées par des dispositions de conception et/ou de construction dont le coût est souvent insignifiant lorsqu'elles sont prises dès le stade de la conception de l'ouvrage. A l'inverse, les opérations de surveillance, d'entretien ou de réparation peuvent s'avérer extrêmement lourdes, coûteuses, et contraignantes vis-à-vis de l'exploitation des voies de circulation concernées, lorsque de telles dispositions n'ont pas été prévues.

Au niveau de la conception générale des ouvrages, ces dispositions concernent principalement les conditions d'accès aux différentes parties de l'ouvrage (parties de la structure, parements, barbacanes et dispositifs de collecte et d'évacuation des eaux, têtes de tirants d'ancrage..) qui peuvent être grandement facilitées par exemple par la présence de risbermes, lorsque le type d'ouvrage concerné le permet (cf. § 2.4.1.).

**Pour ce qui concerne les ouvrages ancrés**, et plus particulièrement les ouvrages définitifs ancrés par des tirants d'ancrage précontraints (permanents), il est impératif de pouvoir procéder notamment à un contrôle périodique systématique de la tension dans un certain nombre de tirants (cf. Recommandations T.A. 95 et normes existantes). En principe de l'ordre de 5 à 10 % du nombre de tirants de l'ouvrage doivent être équipés d'un appareil de contrôle (figure 2.28), et à chaque tirant ainsi équipé sont associés deux tirants témoins situés à proximité immédiate et équipés également d'un appareil ou dispositif permettant la mesure directe de la traction subsistante par remise en tension. Par ailleurs, dans certains cas, en raison des mouvements possibles ou prévisibles de la structure ancrée (en zone instable par exemple), il peut être nécessaire de remettre en tension périodiquement les tirants. Pour ces raisons, il est donc impératif de pouvoir accéder à ces têtes d'ancrage, et tout parement d'aspect les camouflant doit être très aisément démontable.

Il est à noter par ailleurs qu'il est recommandé de prévoir des réservations dans la structure pour pouvoir procéder, en cas de besoin (notamment en cas de défaillance de tirants existants), à la mise en œuvre de nouveaux tirants.

**Pour ce qui concerne les ouvrages en sol renforcé en général** (remblais renforcés par armatures métalliques, synthétiques ou constituées d'autres matériaux, massifs de sol en place cloué, etc.), il est impératif de pouvoir contrôler périodiquement, dans le cadre de la surveillance des ouvrages en service, l'état des éléments structuraux (ou même de protection), et plus spécialement l'état de ceux de ces éléments dont la géométrie et/ou les qualités sont susceptibles d'évoluer dans le temps. Cela concerne notamment les éléments de renforcement noyés dans le sol, qui ont un rôle essentiel dans la résistance interne de l'ouvrage, et dont les caractéristiques peuvent évoluer sensiblement au cours de la vie de l'ouvrage, en raison des phénomènes particuliers de vieillissement qui peuvent les affecter (naturellement ou du fait d'une évolution de l'agressivité de leur environnement).

En règle générale il est tenu compte dans la conception et dans le dimensionnement des ouvrages, de l'altération des qualités des éléments de renforcement qui peut survenir au cours de la vie de ces ouvrages (dispositions particulières de protection, augmentation des sections résistantes, taux de travail réduits, etc.). Il importe toutefois de s'assurer, au cours de certaines opérations de surveillance de ces derniers, que l'évolution de l'état des éléments de renforcement est conforme aux hypothèses prises en compte.

L'accès direct aux éléments de renforcement pour examen visuel et prélèvement d'échantillons (pour procéder notamment aux examens, mesures et analyses nécessaires) étant généralement assez lourd, difficile et coûteux, voire souvent pratiquement impossible dans certaines parties des ouvrages ou lorsque ces derniers sont en exploitation, il est indispensable de disposer dans ces derniers des témoins de durabilité.



*Figure 2.27 : Trappe de visite dans un parement rapporté (accès à un parement géotextile)*

Figure 2.28 : Tête de tirant d'ancrage précontraint définitif équipée d'un dispositif permanent de contrôle de la tension



Figure 2.29 : Témoins de durabilité extractibles d'éléments de renforcement métalliques

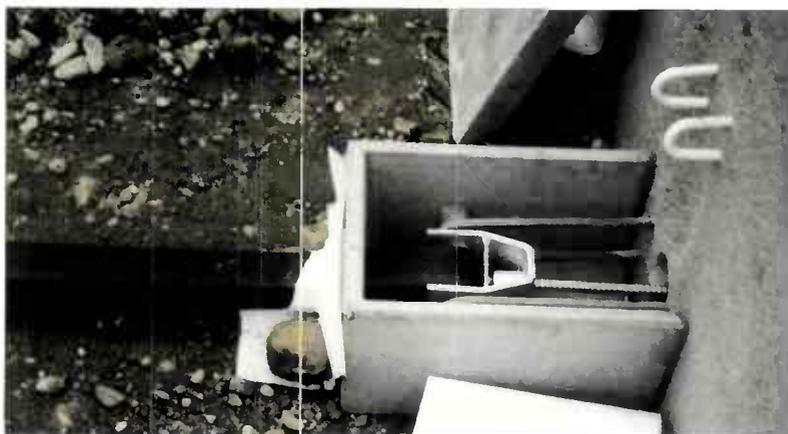


Figure 2.30 : Témoins de durabilité non extractibles et «réutilisables» d'éléments de renforcement géosynthétiques

**Les témoins de durabilité sont des échantillons représentatifs des éléments de renforcement**, auxquels l'accès est généralement aisé, qui sont en principe facilement extractibles (notamment à partir du parement ou de réservations pratiquées dans celui-ci), et qui ont donc pour but de permettre de contrôler l'évolution des phénomènes de dégradation. En principe ils sont mis en place au cours de la construction de l'ouvrage, dans les mêmes conditions que les éléments de renforcement structuraux.

Il est impératif que les témoins de durabilité soient représentatifs du comportement des éléments de renforcement de l'ouvrage. Aussi par exemple leur constitution, leurs conditions de fabrication et de mise en oeuvre, et leurs conditions d'environnement doivent être strictement identiques à celles des éléments de renforcement de l'ouvrage. La conception des témoins de durabilité dépend en fait surtout de la nature des éléments de renforcement, et plus particulièrement de l'influence ou de la non influence des conditions et du niveau de sollicitation de ces éléments sur leurs conditions de vieillissement.

Ainsi **pour les ouvrages en sols (remblais ou sols en place) renforcés par des éléments ou des inclusions métalliques**, et compte tenu de la nature même des aciers qu'il est recommandé d'utiliser pour ces ouvrages (aciers ordinaires, protégés ou non, susceptibles d'une corrosion de type généralisé), il n'est pas nécessaire que les témoins de durabilité soient sollicités comme les éléments de renforcement eux-mêmes. Dans ce cas ils peuvent être constitués simplement d'un élément de renforcement de longueur réduite (tronçon d'armature, clou de longueur réduite, etc.), que l'on pourra extraire aisément à partir du parement si certaines dispositions sont prévues à cet égard. Les premiers témoins de ce type sont apparus dans les ouvrages en terre armée en 1979 (figure 2.29). Depuis, des témoins de durabilité propres à certains autres procédés ou certaines autres techniques ont été mis au point (figure 2.30).

**Pour les ouvrages en sols renforcés par éléments ou inclusions synthétiques** (et d'une manière générale pour tous les ouvrages renforcés par des éléments ou des inclusions pour lesquels les conditions de vieillissement peuvent dépendre notamment de l'intensité des efforts qui les sollicitent), les témoins de durabilité doivent être sollicités (tendus) dans les mêmes conditions que ces derniers.

Une telle disposition peut s'avérer assez contraignante car elle conduit généralement à concevoir des systèmes de témoins technologiquement plus complexes que pour les renforcements métalliques (réalisation de bâtis spéciaux par exemple, permettant la mise en tension d'échantillons), et qui peuvent nécessiter des interventions plus lourdes sur l'ouvrage en exploitation pour les extraire. Une solution peut aussi consister, lorsque cela est possible (technologiquement), à prévoir tout simplement des **éléments de renforcement supplémentaires** dans l'ouvrage, qui seront donc sollicités dans les mêmes conditions que les éléments voisins, et sur lesquels il sera possible d'exercer le moment venu (dans le cadre d'une action de surveillance) un «essai de traction», en s'appuyant par exemple sur le parement. L'objectif recherché dans ce cas n'est pas nécessairement d'arracher ces témoins (si tant est que l'on puisse le faire dans de bonnes conditions), ou de les rompre pour connaître leur résistance à rupture (ce qui pourrait même générer des désordres sur l'ouvrage), mais plus simplement de s'assurer qu'ils peuvent résister à un effort de traction préalablement défini, dont la valeur est comprise entre cette résistance à rupture et l'effort maximal susceptible de s'exercer sur les renforcements. Dans ce cas il est même possible de concevoir des témoins pour qu'ils soient «réutilisables» (figure 2.30).

Il convient, naturellement, de prévoir des dispositions technologiques adéquates, notamment pour ce qui concerne la conception de la tête des témoins et la fixation de celle-ci sur le parement, pour pouvoir procéder assez aisément à ces essais

Par ailleurs, les différentes parties d'ouvrage concernées doivent être dimensionnées pour reprendre les efforts auxquels elles peuvent être soumises lors des essais de traction sur ces témoins (renforcement local du parement par exemple). Les éléments de renforcement (ou armatures) voisins doivent être dimensionnés quant à eux pour reprendre l'effort supplémentaire qu'ils auraient à supporter en cas de rupture du témoin lors d'un essai de traction, ce qui sera généralement assez aisé.

D'une manière générale, les témoins de durabilité, de quelque type qu'ils soient, doivent répondre aux exigences suivantes :

- Comme cela a été précédemment indiqué, ils doivent être représentatifs des éléments de renforcement de l'ouvrage et du comportement de ces derniers.
- Ils doivent être prévus en nombre suffisant. À cet égard, un minimum de 12 témoins est généralement nécessaire pour un ouvrage ordinaire dont la surface n'excède pas 600 m<sup>2</sup> environ, avec par exemple 6 témoins supplémentaires par tranche de 500 m<sup>2</sup>. Le nombre de ces témoins peut être divisé par trois lorsqu'il sont conçus pour être réutilisables (cf. ci-dessus).
- Leur localisation dans l'ouvrage doit être parfaitement repérée sur les plans et documents, voire sur l'ouvrage lui-même. Elle doit concerner surtout les zones les plus sensibles de l'ouvrage, et notamment celles où les risques de dégradation des éléments de renforcement sont les plus importants, en raison par exemple du risque d'évolution de l'agressivité du milieu par infiltration d'agents agressifs dans le terrain (par exemple partie supérieure des ouvrages supportant des voies de circulation routières) et/ou de l'intensité des efforts qui sollicitent les renforcements (lorsque le risque de dégradation est lié à l'intensité de ces efforts). Les témoins doivent être aussi aisément accessibles.
- Les caractéristiques initiales de chaque témoin (technologie, nature et qualités des matériaux constitutifs, géométrie, caractéristiques mécaniques, ...) doivent être parfaitement définies, tout au moins sur les plans et documents de suivi des ouvrages.

*NOTA : Pour les soutènements importants ou complexes, qui peuvent disposer de témoins de durabilité et/ou d'appareils de contrôle de la tension dans les tirants, il est conseillé d'établir une «notice de maintenance» qui définit le fonctionnement du soutènement, les particularités de conception, les points à contrôler durant la vie de l'ouvrage, la périodicité de ces contrôles, les seuils admissibles en déplacement et en effort, etc. Cette notice pourra être basée sur les recommandations de l'ITSEO / fascicule 02 / Chapitre 5. Sa rédaction lors des études d'exécution peut permettre de bénéficier des résultats des premières mesures, et de fixer plus aisément les seuils admissibles.*

**Page laissée blanche intentionnellement**

**Page laissée blanche intentionnellement**

## CALCUL DES OUVRAGES

### Table des matières

#### A - RÈGLES GÉNÉRALES DE CALCUL

3.1. - GÉNÉRALITÉS - SITUATION ACTUELLE	85
3.2. - DISPOSITIONS COMMUNES	87
3.3. - LES MURS POIDS ET LES MURS EN BÉTON ARMÉ	91
3.3.1. - Généralités	91
3.3.2. - Les murs poids	91
a. Stabilité externe	91
b. Stabilité interne	95
3.3.3. - Les murs en béton armé	97
a. Stabilité externe	97
b. Stabilité interne	101
3.4. - LES RIDEAUX ET PAROIS	103
3.4.1. - Généralités	103
3.4.2. - Les rideaux de palplanches métalliques	105
a. Cas des rideaux simplement encastrés dans le sol	107
b. Cas des rideaux ancrés ou butonnés	107
3.4.3. - Les parois moulées dans le sol	109
a. Cas des parois simplement encastrées dans le sol	111
b. Cas des parois ancrées ou butonnées	111
3.5. - LES OUVRAGES EN SOL RENFORCÉ	113
3.5.1. - Généralités	112
3.5.2. - Les massifs en remblai renforcé	113
a. Les massifs en remblai renforcé par armatures peu extensibles et souples (armatures métalliques)	113
b. Les massifs en remblai renforcé par armatures extensibles et souples (bandes, treillis ou nappes de géosynthétiques)	117
3.5.3. - Les massifs de sol en place renforcé (massifs cloués)	118

#### B - DISPOSITIONS PARTICULIÈRES

3.6. - JUSTIFICATION DES OUVRAGES AUX CHOCS DE VÉHICULES	120
3.6.1. - Efforts de calcul	121
a. Les dispositifs ancrés en tête d'ouvrage	121
b. Les dispositifs disposés à l'arrière du parement	121
c. Les dispositifs solidaires d'une dalle de frottement	123

3.6.2. - Justification des ouvrages	123
<i>a. Les dispositifs en tête d'ouvrage</i>	123
<i>b. Les dispositifs en pied d'ouvrage</i>	124
<b>3.7. - JUSTIFICATION DES OUVRAGES EN ZONE SISMIQUE</b>	<b>125</b>
3.7.1. - Calcul des efforts sismiques	125
3.7.2. - Les murs poids et les murs en béton armé	128
3.7.3. - Les rideaux et parois	129
3.7.4. - Les ouvrages en sol renforcé	130
3.7.5. - Les voiles et poutres ancrés	131
<b>3.8. - JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ GÉNÉRALE DES OUVRAGES SUR VERSANT</b>	<b>133</b>
3.8.1. - Généralités	133
3.8.2. - Cas particulier des ouvrages sur versant en zone sismique	134

## A - RÈGLES GÉNÉRALES DE CALCUL

### 3.1. - GÉNÉRALITÉS - SITUATION ACTUELLE

Dans la situation actuelle, il existe pratiquement autant de méthodes de calcul ou de justifications des ouvrages qu'il y a de types ou de familles d'ouvrages de soutènement. Ces méthodes de calcul peuvent relever de textes réglementaires (normes ou fascicules du CCTG), de guides ou de recommandations, voire le plus souvent de règles de calcul non codifiées.

Quelques types d'ouvrages parmi les plus anciens, comme par exemple les murs en béton armé ou les rideaux de palplanches, ne font l'objet d'aucun règlement bien établi, mais de méthodes dites «traditionnelles» qui ne sont pas clairement codifiées. On peut en fait recenser plusieurs méthodes de calcul qui s'appliquent à un même type d'ouvrage, en précisant toutefois qu'elles restent généralement assez voisines les unes des autres, à quelques variantes près.

Paradoxalement, d'autres types d'ouvrages, qui relèvent parfois de techniques assez récentes, font déjà l'objet de recommandations, comme les massifs en sol cloué (Recommandations Clouterre 1991), voire même de normes ou de projets de normes, comme par exemple les massifs en remblai renforcé, dans lesquelles les justifications sont généralement menées aux états-limites, avec coefficients partiels de sécurité.

La situation actuelle est par ailleurs compliquée par la parution récente de textes réglementaires, comme le fascicule 62 titre V du CCTG (pour la conception et le calcul des fondations des ouvrages de génie civil), auquel il est parfois fait référence pour le calcul des ouvrages de soutènement, même s'il est explicitement mentionné dans celui-ci qu'il ne s'applique pas à ces derniers. Elle l'est également par l'existence de projets de normes françaises ou européennes (Eurocode 7), voire même par celle de logiciels de calcul qui tentent de faire la jonction entre les textes réglementaires existants de calcul des structures aux états-limites (BAEL, fascicule 62 titre V, ...) et les méthodes de calcul traditionnelles qui ne font pas appel à ces notions.

*Forte est la tentation bien souvent dans ce contexte d'adapter des méthodes de calcul existantes (traditionnelles) en reprenant ici ou là, dans les documents et textes existants ou en projet, des dispositions qui pourraient paraître a priori bien adaptées. Or, il est clair qu'une méthode de justification d'un type d'ouvrage constitue généralement un ensemble de règles cohérent, justifié par l'expérience, qui conduit à un compromis acceptable entre coût et sécurité. Il serait donc particulièrement hasardeux d'en modifier certaines dispositions sans en avoir mesuré toutes les conséquences.*

L'objectif ici n'est pas de proposer de nouvelles règles de calcul pour les différents types d'ouvrages, mais de faire le point sur la situation actuelle en rappelant, dans leur principe, les méthodes de calcul usuelles, et en proposant toutefois, lorsque cela est possible, les adaptations qui permettent de se rattacher aux textes réglementaires les plus récents.

Pour cela, les différents types d'ouvrages de soutènement, qui ont été décrits dans la première partie, sont regroupés ci-après, en fonction de leur mode de fonctionnement, en trois grandes familles :

- les murs poids et les murs en béton armé ;
- les rideaux et les parois ;
- les ouvrages en sol renforcé.

Ces méthodes de calcul s'appliquent en principe sans restriction à des ouvrages courants ; par contre dans le cas d'ouvrages trop particuliers, en raison par exemple de leur géométrie, de conditions de charges, de terrain ou d'environnement inhabituelles ou exceptionnelles, il y aura lieu d'examiner avec soin les dispositions particulières à adopter.

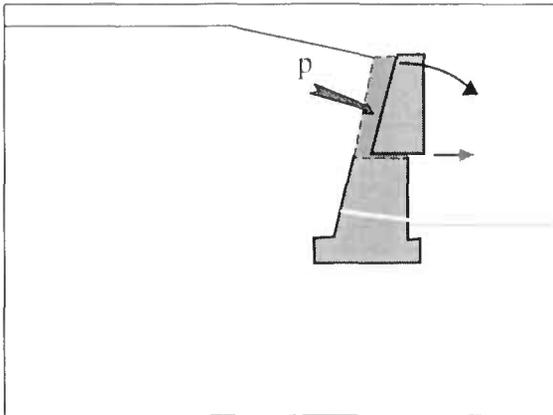
Certaines justifications particulières, qui concernent les ouvrages exposés à des chocs de véhicules, en zone sismique, ou sur versant, sont traitées dans les chapitres 3.6. à 3.8.

## 3.2. - DISPOSITIONS COMMUNES

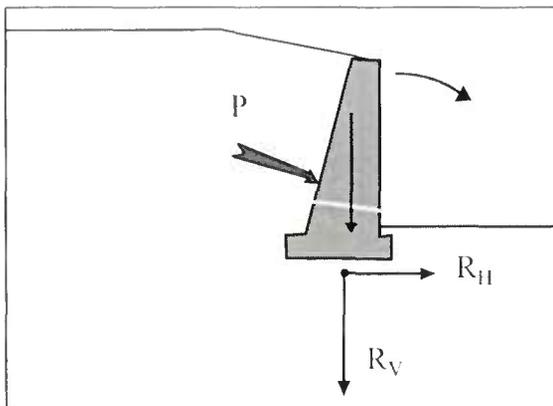
L'étude d'un ouvrage de soutènement est effectuée, dans tous les cas, en examinant le double aspect de sa résistance et de sa stabilité. Il est en outre souvent nécessaire d'apprécier les déformations et déplacements de celui-ci, en raison des conséquences de ces derniers sur l'ouvrage lui-même, et sur son environnement.

Très souvent, ces calculs (résistance, stabilité, déformations, ...) font appel à une bonne connaissance du comportement des sols, et des interactions sol/structure. Ainsi, et tout particulièrement dans les cas complexes liés par exemple à l'ouvrage lui-même, ou aux conditions géotechniques, le recours à l'assistance d'un spécialiste dans le domaine des soutènements est recommandé.

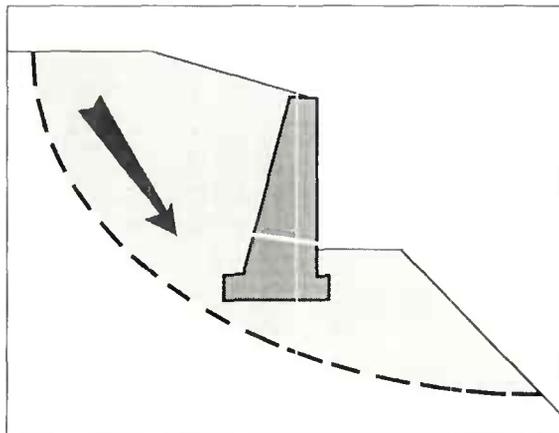
Justifier le bon comportement d'une structure nécessite de connaître les mécanismes contre lesquels il convient de se prémunir. Dans le cas des soutènements, les critères à examiner sont traditionnellement regroupés en trois catégories :



- **la résistance interne** : il s'agit de la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) extérieurs qui la sollicitent. Cette vérification concerne la résistance de tous les éléments constitutifs, et de leurs systèmes de liaison le cas échéant.



- **la stabilité externe locale** : il s'agit de la stabilité de l'ouvrage - généralement considéré comme un monolithe - vis-à-vis de déplacements excessifs qui seraient liés à une trop forte mobilisation de la résistance du sol au voisinage immédiat de celui-ci.



- **stabilité externe générale** : il s'agit de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage relative à une zone plus étendue de part et d'autre de celui-ci, et susceptible d'entrer en mouvement en l'absence même de toute défaillance de la structure considérée. Celle-ci est toutefois, en général, la cause initiatrice de ce mouvement d'ensemble, en raison des travaux de déblai ou de remblai qu'impose sa construction.

D'une façon générale, il convient par ailleurs de vérifier d'une part que la structure peut supporter sans dommages les déformations qu'elle subit, et d'autre part que les déformations et déplacements qu'elle induit sur son environnement sont acceptables, vis-à-vis notamment des infrastructures et des constructions existantes (voiries, habitations, ouvrages, canalisations enterrées, ...).

Les déformations propres de l'ouvrage peuvent induire des efforts importants, auxquels tous les éléments constitutifs doivent résister. Il sera parfois nécessaire, à cet égard, d'adopter des dispositions particulières de conception lorsque ces efforts et leurs conséquences deviennent inacceptables. Il pourra s'agir par exemple de joints structurels (division en plots fonctionnels) pour limiter les effets de tassements différentiels.

Quoiqu'il en soit, même lorsque ces déformations sont mécaniquement acceptables (en termes de résistance et de stabilité), en raison par exemple de la souplesse de l'ouvrage, il peut être nécessaire, pour des raisons esthétiques, d'en limiter l'amplitude.

Les mouvements que l'ouvrage peut induire sur son environnement, qui sont intrinsèques à son comportement, peuvent avoir des conséquences importantes sur les infrastructures et les constructions existantes lorsqu'elles sont situées à proximité de celui-ci. Ce critère est un facteur de choix d'une solution qui en tout état de cause peut conduire à adopter des dispositions de conception particulières. Ainsi par exemple, à proximité de constructions sensibles à de tels déplacements, on sera généralement conduit à préférer une paroi ancrée (par tirants d'ancrage précontraints le plus souvent) à une paroi simplement encastree dans le sol susceptible de mouvements plus importants.

Dans les cas courants, les déformations et déplacements de l'ouvrage lui-même ou générés par celui-ci sur son environnement peuvent être estimés de manière satisfaisante. Souvent, l'essentiel des déformations finales à attendre est obtenu à la fin de la construction, ou peu de temps après son achèvement.

Dans les cas complexes d'interaction sol/structure, ou dans des conditions géotechniques particulières, ces déformations et déplacements peuvent être difficiles à apprécier correctement, et nécessiter en complément du dimensionnement de l'ouvrage, l'emploi de méthodes de calcul particulières comme celle des éléments finis. Dans ces cas là, il n'est pas rare non plus d'avoir recours à un suivi particulier de l'ouvrage pendant sa construction.

La méthode dite «observationnelle» consiste à mettre en œuvre une instrumentation particulière de l'ouvrage (et éventuellement de son environnement immédiat), pour suivre son comportement, et notamment les déformations et déplacements de celui-ci durant sa construction, et à prévoir les adaptations à apporter au cas où le comportement de l'ouvrage sortirait de ses limites «admissibles». Elle suppose bien entendu que celles-ci aient été correctement définies avant travaux. Les adaptations sont des dispositions de conception et/ou d'exécution qui doivent

permettent à l'ouvrage de retrouver un comportement admissible ; il peut s'agir d'une modification du phasage des travaux, ou encore du renforcement du sol ou de l'ouvrage, par exemple par des inclusions ou par des tirants d'ancrage précontraints complémentaires.

En tout état de cause, cette «méthode observationnelle» ne saurait naturellement dispenser de justifier correctement la stabilité de l'ouvrage, et d'apprécier au mieux le comportement de celui-ci. Il est à noter par ailleurs que tout ou partie de l'instrumentation pourra être réutilisée durant l'exploitation de l'ouvrage comme dispositif de surveillance.

*Nous attirons particulièrement l'attention sur le fait qu'en règle générale, et contrairement à ce que peuvent laisser penser certains éléments des notes de calcul produites, les sociétés qui développent les procédés de soutènement ne justifient pas, ou ne justifient que partiellement, la stabilité externe des ouvrages (qui est explicitement exclue de leurs prestations). Il y a donc lieu d'exiger, dans tous les cas, de la part de l'entreprise, ces justifications, ainsi que celles relatives à l'admissibilité des déplacements et des déformations, et de la faire contrôler par un bureau d'études compétent.*

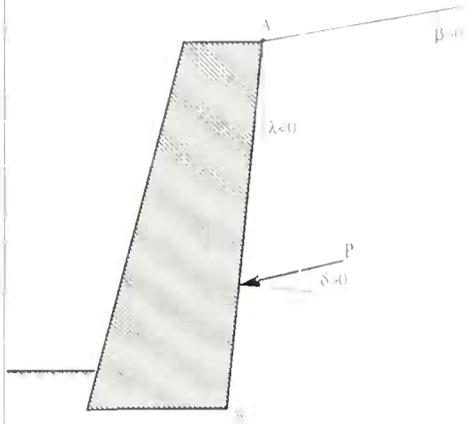
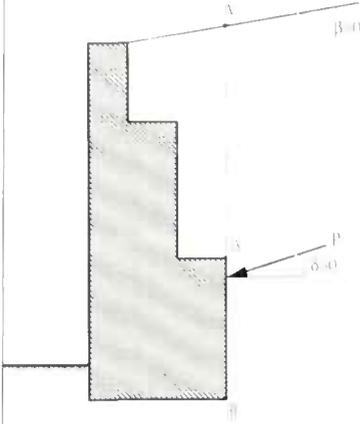
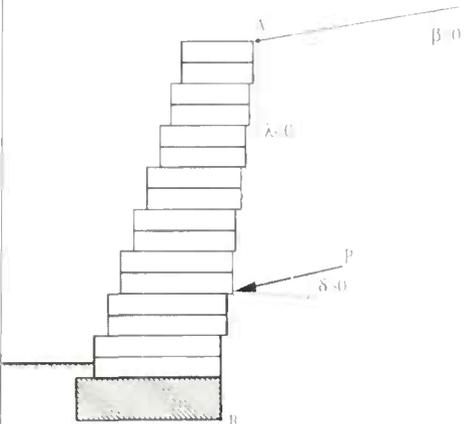
Type de mur	Choix de l'écran de calcul et de l'inclinaison de la poussée
<p>(a) : Cas des murs poids massifs</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ecran de calcul AB</li> <li>• Inclinaison : <math>\delta = \sup(\alpha, 2/3. \varphi)</math></li> </ul> <p>avec <math>\operatorname{tg}\alpha = \frac{\sin \varphi \sin(2\lambda + \gamma - \beta)}{1 - \sin \varphi \cos(2\lambda + \gamma - \beta)}</math> et <math>\sin \gamma = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi}</math></p> <p>(<math>\alpha = \beta</math> si l'écran AB est vertical)</p>
<p>(b) : Cas des murs poids à redans</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ecran de calcul AA'B</li> <li>• Inclinaison sur AA' : <math>\delta = \sup(\beta, 2/3. \varphi)</math></li> <li>• Inclinaison sur A'B : <math>\delta = \sup(\beta, 1/3. \varphi)</math></li> </ul>
<p>(c) : Cas des murs préfabriqués</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ecran de calcul AB</li> <li>• Inclinaison : <math>\delta = \sup(\alpha, 2/3. \varphi)</math></li> </ul> <p>avec <math>\operatorname{tg}\alpha = \frac{\sin \varphi \sin(2\lambda + \gamma - \beta)}{1 - \sin \varphi \cos(2\lambda + \gamma - \beta)}</math> et <math>\sin \gamma = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi}</math></p> <p>(<math>\alpha = \beta</math> si l'écran AB est vertical)</p>

Figure 3.1 : Modélisation courante pour la stabilité externe des murs poids<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Extrait d'une note technique interne  
LPC/SETRA - Octobre 1991

## **3.3. - LES MURS POIDS ET LES MURS EN BÉTON ARMÉ**

### **3.3.1. - Généralités**

Les règles de justification de la résistance interne des murs poids dépendent pour beaucoup de la constitution de ces ouvrages, selon qu'ils sont réalisés en place et généralement assez rigides, ou formés d'éléments préfabriqués qui leur confèrent une certaine souplesse. Concernant ces derniers, les mécanismes de rupture interne qui interviennent peuvent dans certains cas être complexes et difficilement modélisables.

Par contre, les structures en béton armé, dont le comportement est mieux connu et les règles de calcul codifiées, posent moins de difficultés quant à la justification de leur résistance, à condition bien entendu d'appréhender correctement les efforts qui s'y exercent.

Si la justification de la résistance interne peut varier d'un type d'ouvrage à un autre, celle de la stabilité externe est pratiquement la même pour les murs poids et les murs en béton armé. D'une manière générale, on distingue, pour tous ces ouvrages, trois modes d'instabilité possibles :

- le poinçonnement du sol d'assise de l'ouvrage (insuffisance de portance du sol de fondation) ;
- le glissement de l'ouvrage sur sa base (insuffisance de résistance au cisaillement du sol de fondation) ;
- le renversement, ou basculement de la structure.

La justification de la stabilité externe consiste à vérifier que l'ouvrage satisfait aux critères relatifs à ces trois modes d'instabilité.

À l'heure actuelle, en l'absence de textes réglementaires, le dossier-pilote MUR 73 du SETRA constitue toujours un document de référence pour ces ouvrages (plus particulièrement pour les murs en béton armé). Il convient de rappeler en effet que ces ouvrages ne rentrent pas dans le domaine d'application du fascicule 62 titre V du CCTG. On proposera toutefois, lorsque cela est possible, les adaptations qui permettent de se rattacher aux textes réglementaires existants, et notamment à ce fascicule du CCTG.

### **3.3.2. - Les murs poids**

Les murs poids sont justifiés aujourd'hui encore selon des méthodes traditionnelles, c'est-à-dire sans pondération particulière des actions. Toutefois des dispositions particulières sont généralement adoptées vis-à-vis des sollicitations accidentelles, et notamment sous séisme (cf. chapitre 3.7.).

#### ***a. Stabilité externe***

La stabilité externe des ouvrages conditionne essentiellement le dimensionnement géométrique de l'ouvrage, et notamment de sa fondation. Elle est justifiée habituellement vis-à-vis des risques de poinçonnement du sol de fondation, de glissement de l'ouvrage sur son assise, et de renversement de celui-ci, sous sollicitations non pondérées. Les figures 3.2 et 3.1 illustrent respectivement les principales actions auxquelles sont soumis les murs poids et les conditions courantes relatives au choix de l'écran sur lequel agit la poussée des terres et à l'inclinaison de celle-ci.

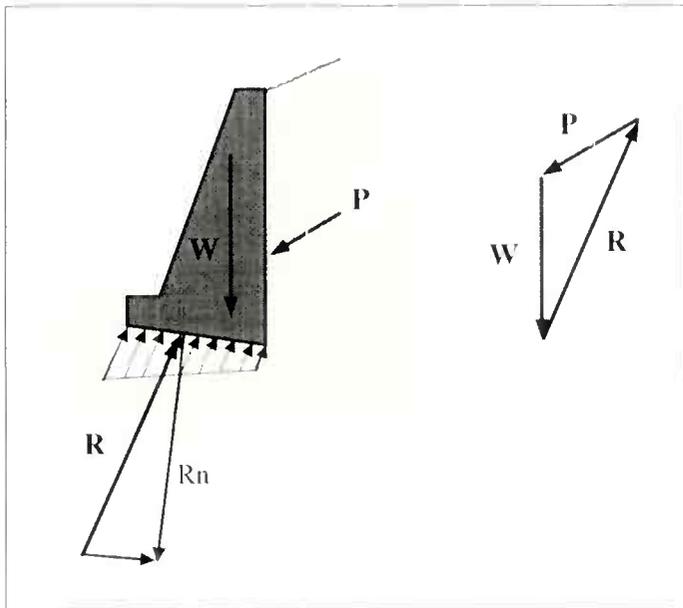


Figure 3.2 : Principales actions s'exerçant sur les murs poids

◆ Justification vis-à-vis du poinçonnement

Dans son principe cette justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation, aux trois quart de la largeur comprimée sous la semelle (notée  $q'_{ref}$ ), n'excède pas une fraction de la contrainte normale à rupture (notée  $q'_u$ ) de celui-ci sous charge centrée. Le diagramme des contraintes normales appliquées au sol de fondation est calculé selon les mêmes règles que celles définies à l'article B.2.2. du fascicule 62 Titre V (figure 3.3).

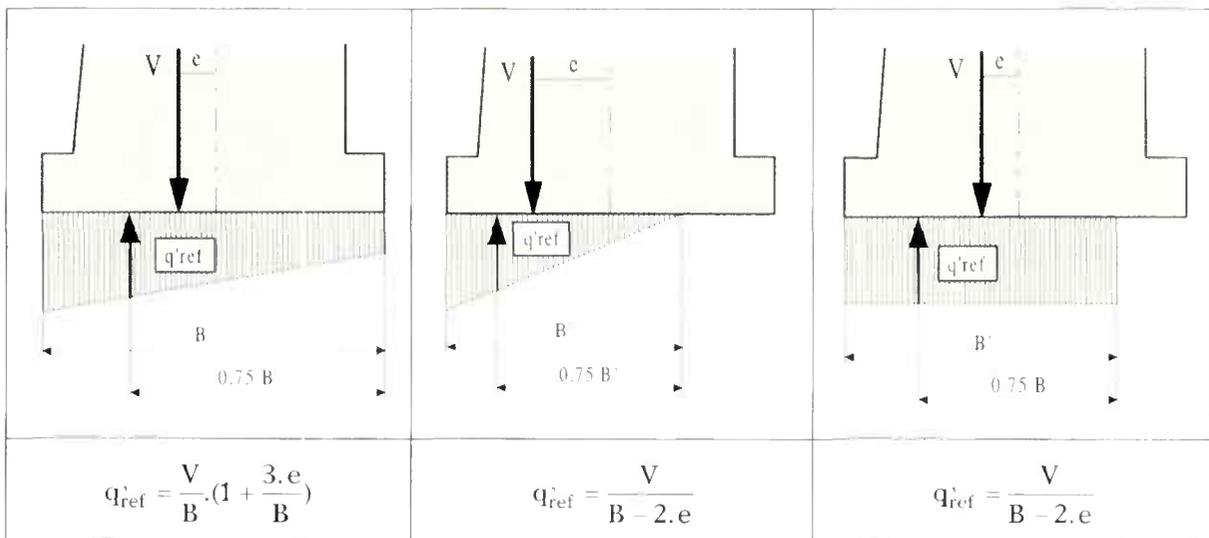


Figure 3.3 : Détermination de la contrainte de référence

Pour chaque combinaison d'actions, on vérifie donc que :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} \cdot (q'_u - q'_d) \cdot i_s + q'_d$$

où :

- $q'_u$  est la contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée. Elle est calculée suivant les dispositions de l'annexe B.1. du fascicule 62 Titre V lorsqu'il est fait référence aux résultats d'essais au pressiomètre.
- $q'_0$  est la contrainte verticale effective que l'on obtiendrait dans le sol après travaux au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci. En pratique pour les soutènements  $q'_0$  est généralement négligée dans cette expression.
- $i_\delta$  est un coefficient minorateur qui tient compte de l'inclinaison de la résultante et de la géométrie de la fondation.

Différentes méthodes sont proposées pour évaluer le coefficient  $i_\delta$ , et leur application peut conduire à des valeurs assez sensiblement différentes. A l'heure actuelle, en l'état de nos connaissances, il est recommandé d'utiliser la méthode proposée à l'annexe F.1. du fascicule 62 titre V (cf. remarques ci-après), sous réserve de respecter les dispositions qui suivent concernant le coefficient de sécurité  $\gamma_q$ .

- $\gamma_q$  est un coefficient de sécurité, habituellement pris égal à 3 pour les murs de soutènement, mais pour lequel il est recommandé d'adopter les valeurs suivantes dès lors que le coefficient  $i_\delta$  est calculé dans les conditions définies précédemment :

$$\gamma_q = 2 + (i_\delta)^2 \text{ sous combinaisons d'actions non pondérées ;}$$

#### *Remarques :*

*Ces remarques concernent la justification du choix de la méthode d'évaluation du coefficient  $i_\delta$  et de celui concomitant du coefficient de sécurité  $\gamma_q$ .*

*La méthode de calcul du coefficient  $i_\delta$  préconisée ici est celle qui figure en annexe (aux commentaires) du fascicule 62 Titre V du CCTG, et qui concerne la conception et le calcul des fondations des ouvrages d'art. Bien que les ouvrages de soutènement soient exclus du champ d'application de ce texte, rien ne justifie pour l'heure de remettre en cause cette méthode qui permet d'évaluer la charge à rupture d'une fondation superficielle sous charge inclinée. En effet, elle s'appuie pour les sols frottants à la fois sur des études théoriques et sur de nombreux résultats d'essais en vraie grandeur et d'essais en centrifugeuse sur modèles réduits, et les valeurs qu'elle donne pour le coefficient  $i_\delta$  sont tout à fait acceptables en regard de ces résultats, y compris pour les inclinaisons de charges couramment rencontrées pour les ouvrages de soutènement (de 15 à 25 degrés environ). Cela n'est pas le cas pour certaines méthodes employées, et notamment pour celle proposée dans le dossier MUR 73, qui surévalue presque systématiquement ces valeurs, et ce de manière tout à fait excessive parfois, surtout pour des valeurs élevées de l'inclinaison de la charge.*

*Toutefois, si l'on conserve pour  $\gamma_q$  (coefficient de sécurité) la valeur de 3 habituellement admise dans la justification vis-à-vis du poinçonnement pour les murs de soutènement, l'application de la méthode préconisée ici pour estimer la valeur du coefficient  $i_\delta$  peut conduire à un surdimensionnement significatif des fondations de ces ouvrages, que rien ne justifie aujourd'hui. En effet, les ouvrages dimensionnés selon les règles préconisées dans le dossier MUR 73 ne connaissent pas de problèmes particuliers liés à une insuffisance de leur fondation.*

*Ces constatations ont conduit à mener une réflexion globale sur les règles à retenir pour la justification des ouvrages de soutènement. Celle-ci a tenu compte à la fois des constatations évoquées précédemment, des conditions dans lesquelles ont été définies conventionnellement les charges de rupture lors des essais (notamment vis-à-vis du critère de déplacement horizontal égal à 1 % de la largeur de la fondation lorsque la rupture n'a pas été obtenue de manière franche), et des spécificités des ouvrages de soutènement (ouvrages «déplaçables» et mouvements essentiellement acquis durant le remblaiement).*

Cette réflexion a donc conduit à proposer d'appliquer un coefficient de sécurité  $\gamma_q$ , inférieur à la valeur de 3 du fascicule 62 titre V (sous sollicitations de service), variable en fonction de l'inclinaison des charges.

#### ◆ Justification vis-à-vis du glissement

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. Pour chaque combinaison d'actions considérée on vérifie que :

$$H \leq \frac{V \cdot \text{tg}\varphi'}{\gamma_{g1}} + \frac{c' \cdot A'}{\gamma_{g2}}$$

où :

- H et V sont respectivement les composantes horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation ;
- A' est la surface comprimée de celle-ci ;
- $\varphi'$  et  $c'$  sont respectivement l'angle de frottement interne et la cohésion du sol sous la fondation ;
- $\gamma_{g1}$  et  $\gamma_{g2}$  sont des coefficients de sécurité habituellement pris égaux tous les deux à 1,5. Une valeur inférieure est admise généralement pour  $\gamma_{g1}$  lorsque la cohésion est négligée ou qu'il s'agit d'un sol granulaire (frottant). En tout état de cause celle-ci ne peut être inférieure à 1,3.

#### Remarques :

*Cette justification correspond aux caractéristiques à long terme (ou drainées) du sol. Pour les sols cohérents, il convient de s'assurer qu'il n'existe pas de risque de glissement à court terme. Si un tel risque existe, il y a lieu généralement de chercher à y remédier par des dispositions constructives plutôt que par le dimensionnement de la fondation.*

*Le frottement directement sous la base de la semelle, entre celle-ci et un béton de propreté ou un massif de gros béton, est généralement suffisamment important pour que les plans de glissement éventuels soient contenus dans le sol de fondation. En cas de doute, il y a lieu toutefois de s'assurer de la stabilité de la fondation sur son support.*

#### ◆ Justification vis-à-vis du renversement

Cette justification est basée sur une hypothèse de rupture possible du mur par renversement de celui-ci autour de l'arête inférieure aval de sa fondation. La justification vis-à-vis de ce mode de rupture consiste généralement à s'assurer, pour chaque combinaison d'actions considérée, que :

$$\frac{\Sigma \text{ Moments résistants}}{\Sigma \text{ Moments moteurs}} \geq \gamma_r$$

Dans cette expression :

- Les moments résistants sont ceux induits par des actions dont l'effet global est favorable, telles que l'action pondérale de l'ouvrage ou éventuellement celle du volume de sol qui charge sa fondation.
- Les moments moteurs sont ceux induits par des actions dont l'effet global est défavorable, telles que généralement la poussée des terres, ou encore l'action due aux charges d'exploitation (notamment poussées transmises par les terres) ou éventuellement à l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage.

- $\gamma_r$  est un coefficient de sécurité, dont la valeur est prise habituellement égale à 1,5. Une valeur inférieure est toutefois prise en compte sous combinaison d'action accidentelle (sous séisme notamment - cf. chapitre 3.7.).

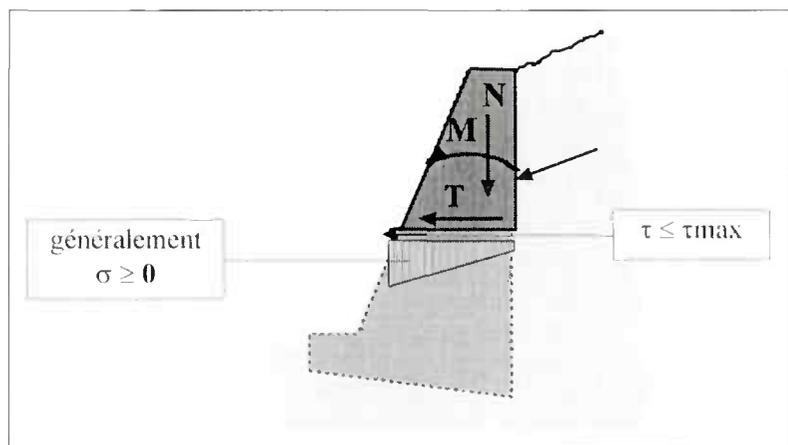
**Remarques :**

*En règle générale, cette justification est sensiblement équivalente à la justification vis-à-vis du renversement définie à l'article B.3.2. du fascicule 62 Titre V, et qui consiste à s'assurer que la surface de sol comprimé sous la semelle reste supérieure à 10 % de la surface totale de celle-ci sous sollicitations pondérées (justification conduite à l'état-limite ultime).*

Il existe par ailleurs une règle pour les murs poids qui consiste à vérifier que la résultante reste dans le tiers central, c'est-à-dire que le sol est entièrement comprimée sous la semelle. Une telle règle est généralement dimensionnante en comparaison de celle énoncée ci-dessus. Elle n'est pas systématiquement appliquée; elle est néanmoins vérifiée de fait par la justification de la stabilité interne, pour laquelle toute section du mur doit rester entièrement comprimée (cf. ci-après).

**b. Stabilité interne**

*Figure 3.4 : Résistance interne des murs poids*



Pour les **murs poids réalisés en place** (murs en maçonnerie ou en béton), on justifie généralement leur résistance interne en s'assurant que toute section horizontale du mur est totalement comprimée (pas de traction) et que la contrainte de cisaillement n'excède pas la résistance au cisaillement du matériau (figure 3.4).

Pour les **murs préfabriqués**, la stabilité interne concerne à la fois la résistance des éléments constitutifs et leurs systèmes de liaison. L'intégrité des assemblages entre éléments (empilement, imbrication, ...) doit ainsi être vérifiée au titre de la stabilité interne.

Il n'existe pas actuellement de document qui fixe les méthodes de dimensionnement interne de ces murs, toutefois la méthode généralement admise consiste à vérifier au niveau de chaque interface :

- que la surface de contact entre éléments est entièrement comprimée et que les efforts de compression n'excèdent pas la résistance admissible propre des éléments (figure 3.5.a) ;
- que les éléments ne glissent pas entre eux, c'est-à-dire que la contrainte de cisaillement n'excède pas la résistance au cisaillement admissible le long de la surface de contact entre éléments (figure 3.5.b). D'une manière générale, il s'agit de la résistance au cisaillement due au contact entre éléments et à des dispositifs mécaniques tels que par exemple des nervures, des butées réalisés sur ces éléments ;

- que la partie supérieure du mur ne se renverse pas par rotation (figure 3.5.c). En règle générale, ce critère est vérifié si le critère précédent de non décompression l'est.

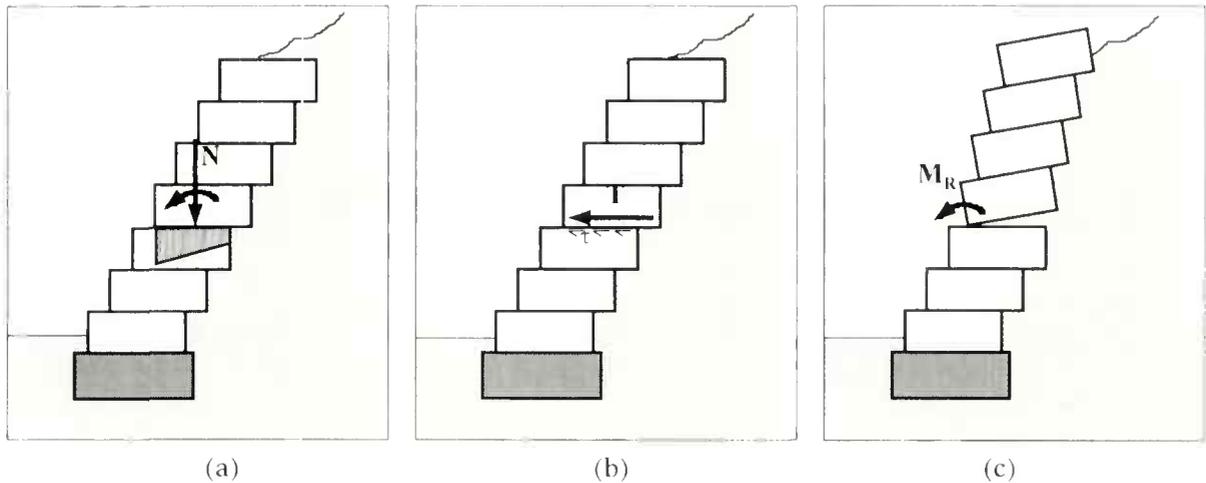


Figure 3.5 : Résistance interne des murs préfabriqués

La justification de la stabilité interne suppose bien entendu que l'on puisse déterminer au niveau de chaque interface, d'une part les efforts qui s'y exercent, et d'autre part les résistances qui assurent la stabilité locale des éléments.

Dans les conditions normales d'utilisation d'un procédé, on détermine généralement ces efforts par une modélisation assez simple. Par contre, dans des conditions assez inhabituelles, comme celles liées par exemple à de forts tassements différentiels, ou à des actions sismiques, qui peuvent modifier le comportement du mur, ces efforts peuvent devenir localement très importants, et assez difficiles à estimer. En l'état actuel de nos connaissances, il convient donc d'adopter dans les modélisations des hypothèses conservatrices.

Une attention particulière doit être portée aux murs constitués d'éléments modulaires remblayés, dans la mesure où l'imbrication sol/éléments complique sensiblement la détermination des efforts agissant sur les différentes parties des éléments.

La résistance propre de l'élément et la résistance au cisaillement des éléments entre eux peuvent être appréhendées par le calcul, par l'expérience du comportement d'ouvrages analogues, ou à partir d'essais réalisés sur un empilement d'éléments. Ces essais sont bien entendu spécifiques à chaque procédé, et devront reproduire, autant que faire se peut, les conditions réelles dans lesquelles seront soumises les éléments dans le mur. Pour information, le CERIB<sup>3</sup> a déjà procédé à de tels essais pour certains procédés.

En tout état de cause, pour les ouvrages routiers courants ou sensibles, il est recommandé de n'utiliser que des éléments en béton armé, lorsque ceux-ci ne sont pas massifs.

### 3.3.3. - Les murs en béton armé

Les murs en béton armé sont justifiés aujourd'hui encore essentiellement selon des méthodes traditionnelles, c'est à dire sans pondération particulière des actions, même si des dispositions particulières sont parfois adoptées pour justifier la résistance de l'ouvrage aux états limites ultimes, suivant les dispositions réglementaires en vigueur (règles du BAEL). Par ailleurs des dispositions particulières sont généralement prévues vis-à-vis de l'action sismique, lorsqu'elle doit être prise en compte (cf. chapitre 3.7.).

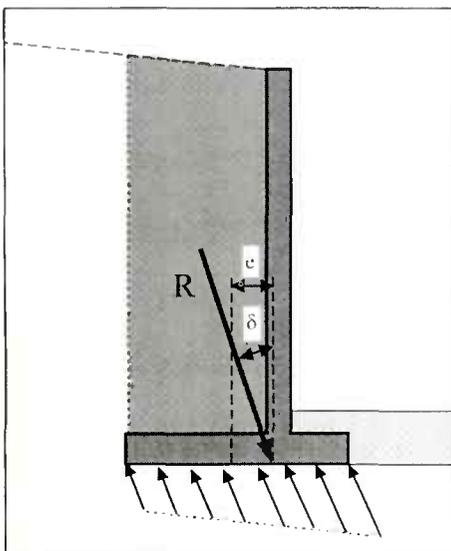
#### a. Stabilité externe

La stabilité externe des murs en béton armé conditionne essentiellement le dimensionnement géométrique de l'ouvrage, notamment de sa fondation, et la répartition de la largeur de celle-ci entre patin et talon. Comme pour les murs poids, elle est justifiée selon des méthodes traditionnelles, c'est-à-dire sans pondération particulière des actions, vis-à-vis des risques de poinçonnement du sol de fondation, de glissement de l'ouvrage sur son assise, et de renversement de celui-ci. Toutefois, des dispositions particulières sont généralement adoptées vis-à-vis des sollicitations accidentelles sous séisme.

Les règles de justification préconisées dans le dossier MUR 73, qui ont été (et qui sont encore) couramment utilisées pour les ouvrages routiers, sont reprises et complétées ci-après.

Ces justifications sont conduites à partir d'une modélisation du fonctionnement de l'ouvrage, en particulier pour ce qui concerne le choix de l'écran sur lequel agit la poussée des terres et l'inclinaison de celle-ci. La figure 3.6 représente le modèle théorique considéré comme le plus représentatif, qui consiste à associer un coin de sol à la structure. La figure 3.7 représente le modèle simplifié le plus couramment utilisé en pratique, qui consiste à calculer la poussée sur le plan vertical fictif passant par l'arrière du talon, et à considérer que le remblai compris entre ce plan fictif et la face interne du voile fait partie de l'ouvrage et n'agit donc que par son poids propre.

L'angle d'inclinaison  $\delta_a$  de la poussée sur la normale au plan fictif résulte généralement d'une interpolation entre l'angle d'inclinaison  $\delta_0$  de la poussée sur la normale au parement en béton et celui qui correspond à l'équilibre de Rankine au sein du massif de sol, à une certaine distance de celui-ci (figure 3.8).



Les principales actions sont généralement celles d'origine pondérale (poussée et du poids des terres). A cet égard, il convient de porter une attention toute particulière au choix des paramètres de calcul, et plus précisément à celui de l'angle de frottement interne du remblai et de son poids volumique.

Les sollicitations de calcul sont calculées sans pondération des actions et sont représentées par le torseur (V, H, M), où V et H sont les composantes verticale et horizontale de la résultante R, et M le moment de la résultante calculé par rapport au centre de la base de la semelle.

L'excentrement e et l'angle d'inclinaison  $\delta$  de la résultante sont alors déterminés par :

$$e = \frac{M}{V} \quad \text{et} \quad \text{tg} \delta = \frac{H}{V}$$

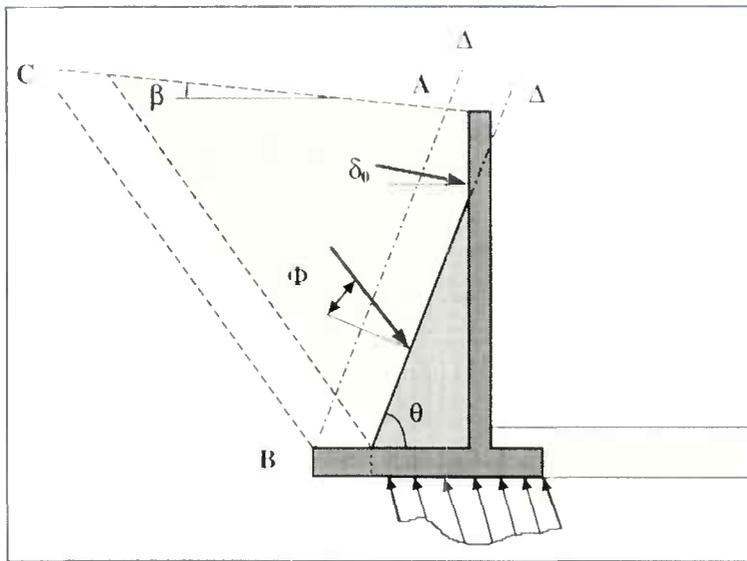


Figure 3.6 : Modélisation théorique

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \frac{\gamma - \beta}{2}$$

avec  $\sin \gamma = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi}$

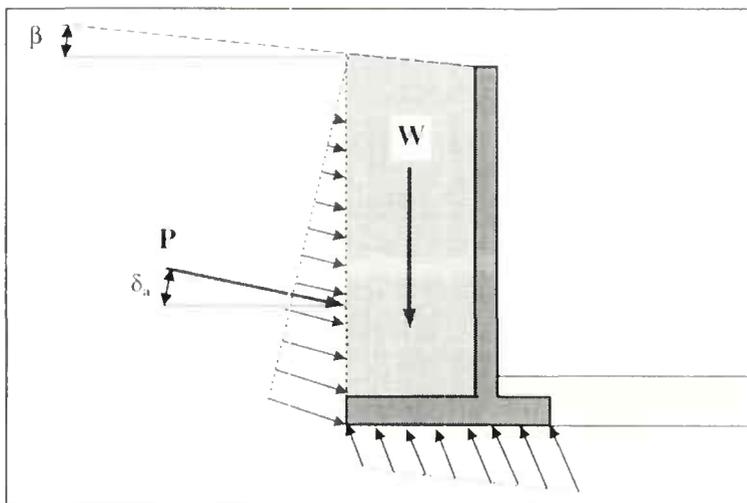


Figure 3.7 : Modélisation courante

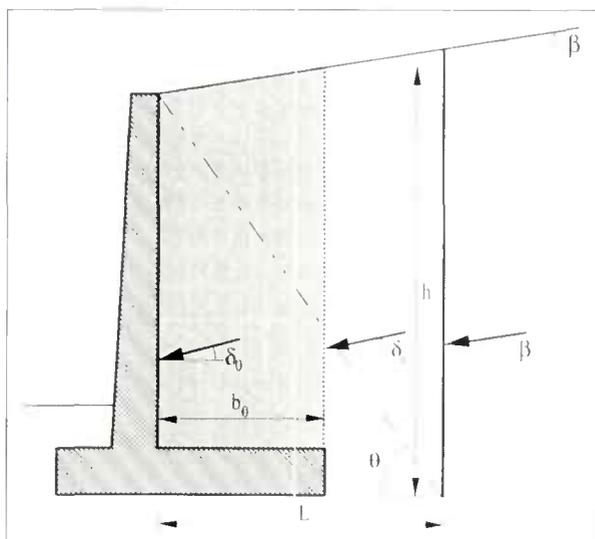


Figure 3.8 : Détermination de l'angle d'inclinaison de la poussée

- si  $L \leq b_0$   $\delta_a = \beta$

- si  $L \geq b_0$   $\delta_a = \beta + (\delta_0 - \beta) \cdot \left[1 - \frac{b_0}{L}\right]^2$

-  $\delta_0 = \sup(\beta, 2/3 \cdot \varphi)$

◆ *Justification vis-à-vis du poinçonnement*

Dans son principe cette justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation, aux trois quart de la largeur comprimée sous la semelle (notée  $q'_{ref}$ ), n'excède pas une fraction de la contrainte normale à rupture (notée  $q'_u$ ) de celui-ci sous charge centrée. Le diagramme des contraintes normales appliquées au sol de fondation est calculé selon les mêmes règles que celles définies à l'article B.2.2. du fascicule 62 Titre V (figure 3.9).

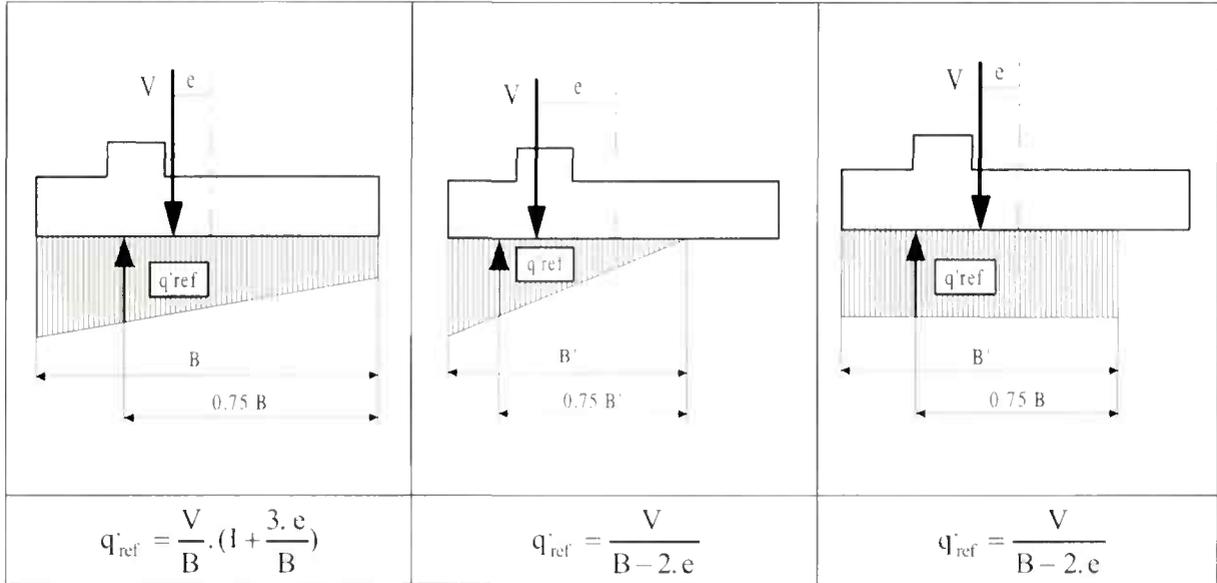


Figure 3.9 : Détermination de la contrainte de référence

Pour chaque combinaison d'actions, on vérifie donc que :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} \cdot (q'_u - q'_0) \cdot i_\delta + q'_0$$

où :

- $q'_u$  est la contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée. Elle est calculée suivant les dispositions de l'annexe B.1. du fascicule 62 Titre V lorsqu'il est fait référence aux résultats d'essais au pressiomètre.
- $q'_0$  est la contrainte verticale effective que l'on obtiendrait dans le sol après travaux au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci. En pratique pour les soutènements  $q'_0$  est généralement négligée dans cette expression.
- $i_\delta$  est un coefficient minorateur qui tient compte de l'inclinaison de la résultante et de la géométrie de la fondation.

Différentes méthodes sont proposées pour évaluer le coefficient  $i_\delta$ , et leur application peut conduire à des valeurs assez sensiblement différentes. A l'heure actuelle, en l'état de nos connaissances, il est recommandé d'utiliser la méthode proposée à l'annexe F.1. du fascicule 62 titre V (cf. remarques ci-après), sous réserve de respecter les dispositions qui suivent concernant le coefficient de sécurité  $\gamma_q$ .

- $\gamma_q$  est un coefficient de sécurité, habituellement pris égal à 3 pour les murs de soutènement, mais pour lequel il est recommandé d'adopter les valeurs suivantes dès lors que le coefficient  $i_\delta$  est calculé dans les conditions définies précédemment :

$$\gamma_q = 2 + (i_\delta)^2 \text{ sous combinaisons d'actions non pondérées ;}$$

### Remarques :

On pourra se reporter aux remarques concernant la justification du choix de la méthode d'évaluation du coefficient  $i_\delta$  et de celui concomitant du coefficient de sécurité  $\gamma_q$ , pour les murs poids (cf. § 3.3.2.a.).

#### ◆ Justification vis-à-vis du glissement

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. Pour chaque combinaison d'actions considérée on vérifie que :

$$H \leq \frac{V \cdot \text{tg} \phi' + c' \cdot A'}{\gamma_{g1} + \gamma_{g2}}$$

où :

- H et V sont respectivement les composantes horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation ;
- A' est la surface comprimée de celle-ci ;
- $\phi'$  et  $c'$  sont respectivement l'angle de frottement interne et la cohésion du sol sous la fondation ;
- $\gamma_{g1}$  et  $\gamma_{g2}$  sont des coefficients de sécurité habituellement pris égaux tous les deux à 1,5. Une valeur inférieure est admise généralement pour  $\gamma_{g1}$  lorsque la cohésion est négligée ou qu'il s'agit d'un sol granulaire (frottant). En tout état de cause celle-ci ne peut être inférieure à 1,3.

### Remarques :

Cette justification correspond aux caractéristiques à long terme (ou drainées) du sol. Pour les sols cohérents, il convient de s'assurer qu'il n'existe pas de risque de glissement à court terme. Si un tel risque existe, il y a lieu généralement de chercher à y remédier par des dispositions constructives plutôt que par le dimensionnement de la fondation.

Le frottement directement sous la base de la semelle, entre celle-ci et un béton de propreté ou un massif de gros béton, est généralement suffisamment important pour que les plans de glissement éventuels soient contenus dans le sol de fondation. En cas de doute, il y a lieu de s'assurer de la stabilité de la fondation sur son support.

#### ◆ Justification vis-à-vis du renversement

Cette justification est basée sur une hypothèse de rupture possible du mur par renversement de celui-ci autour de l'arête inférieure aval de sa fondation. La justification vis-à-vis de ce mode de rupture consiste donc généralement à s'assurer, pour chaque combinaison d'actions considérée, que :

$$\frac{\Sigma \text{ Moments résistants}}{\Sigma \text{ Moments moteurs}} \geq \gamma_r$$

Dans cette expression :

- Les moments résistants sont ceux induits par des actions dont l'effet global est favorable, telles que l'action pondérale de l'ouvrage ou éventuellement celle du volume de sol qui charge sa fondation.
- Les moments moteurs sont ceux induits par des actions dont l'effet global est défavorable, telles que généralement la poussée des terres, ou encore l'action due aux charges d'exploitation

(notamment poussées transmises par les terres) ou éventuellement à l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage.

- $\gamma_r$  est un coefficient de sécurité, dont la valeur est prise habituellement égale à 1,5. Une valeur inférieure est toutefois prise en compte sous combinaison d'action accidentelle (sous séisme notamment - cf. chapitre 3.7.).

#### Remarques :

*En règle générale, cette justification est sensiblement équivalente à la justification vis-à-vis du renversement définie à l'article B.3.2. du fascicule 62 Titre V, et qui consiste à s'assurer que la surface de sol comprimée sous la semelle reste supérieure à 10 % de la surface totale de celle-ci sous sollicitations pondérées (justification conduite à l'état-limite ultime).*

*Dans le dossier MUR 73, cette justification vis-à-vis du renversement est remplacée par une justification particulière sous sollicitations pondérées vis-à-vis d'un risque de perte d'équilibre statique, qui se traduit en fait par une justification vis-à-vis du poinçonnement du sol de fondation. Il n'y a pas lieu toutefois de retenir cette justification aujourd'hui, en raison notamment de la remarque de l'alinéa précédent.*

### **b. Stabilité interne**

La justification de la résistance du mur relève des règles techniques en vigueur pour la conception et le calcul des ouvrages et constructions en béton armé, qui sont actuellement celles du BAEL. Elles concernent toutes les parties de la structure, à savoir le voile, le patin, le talon et s'il y a lieu, la bêche.

La justification aux états-limites de service (ELS) sous combinaisons d'actions non pondérées ne pose pas de problème particulier. En règle générale, elle est conduite en considérant la fissuration comme préjudiciable.

Pour la justification aux états-limites ultimes (ELU), il n'existe pour les murs aucune disposition réglementaire concernant les conditions de pondération des actions pour les combinaisons fondamentales, et plus particulièrement pour ce qui concerne les actions dues au sol (effets pondéraux et effets de poussée) ou transmises par celui-ci.

Aussi une méthode couramment admise consiste-t-elle simplement à pondérer par 1,35 les efforts calculés sous les combinaisons d'actions considérées vis-à-vis des ELS. Une telle disposition paraît toutefois acceptable pour l'heure, d'autant qu'en règle générale la condition vis-à-vis de la fissuration aux ELS est dimensionnante.

Si l'ouvrage est fondé sur pieux ou barrettes (cas rare), les dispositions du fascicule 62 titre V les concernant sont alors applicables.

#### ◆ Calcul du voile

Le voile est essentiellement soumis à des efforts de flexion dus aux actions de poussée (terres, surcharges, etc.), et éventuellement à des charges horizontales ou à des moments appliqués sur la structure. Ces efforts doivent être calculés au niveau de l'encastrement du voile dans la semelle et dans différentes sections du voile.

Les actions de poussée sont calculées sur la face interne du voile, et l'angle d'inclinaison de la poussée des terres est de ce fait égal à l'angle  $\delta_0$ . Pour les actions locales appliquées à la structure (actions directement appliquées sur celle-ci, comme suite à un choc de véhicule par exemple, actions locales de poussée transmises par le remblai), on admet conformément à certains

erremments propres au béton armé, que leur effet se transmet dans le mur à 45° jusqu'à la base, en prenant garde bien entendu aux joints entre plots.

*NOTA : L'attention est attirée sur le fait que les combinaisons d'actions pour la justification de la résistance du voile ne sont pas nécessairement les mêmes que celles relatives à la justification de la stabilité externe de l'ouvrage.*

#### ◆ Calcul du patin

Le calcul des efforts au niveau de l'encastrement du patin dans le voile se fait en considérant le patin comme une poutre-console encastree dans le voile, soumise aux actions exterieures (diagramme des contraintes dû à la réaction du sol, ...).

#### ◆ Calcul du talon

Deux méthodes sont couramment employées pour déterminer les efforts au niveau de l'encastrement du talon dans le voile :

**La première méthode**, qui est celle retenue dans MUR 73, considère que le bloc de semelle situé sous le voile (partie de la semelle située entre le patin et le voile) est en équilibre.

Il suffit alors d'écrire les équations d'équilibre pour déterminer les efforts recherchés. Ceci étant, les efforts internes dans le voile sont calculés en considérant que les actions de poussée s'appliquent sur la face interne du voile, alors que la réaction du sol de fondation est définie en considérant qu'elles s'appliquent sur l'écran fictif. Ces deux hypothèses font qu'il s'agit là en fait d'une approximation, qui reste au demeurant acceptable.

**La deuxième méthode** considère le talon comme une poutre-console encastree dans le voile, soumise aux actions exterieures (diagramme des contraintes dû à la réaction du sol, poids des terres, ...).

## 3.4. - LES RIDEAUX ET PAROIS

### 3.4.1. - Généralités

Bien que les écrans de soutènement constituent l'une des familles d'ouvrages les plus anciennes, notamment pour ce qui concerne les rideaux de palplanches, leur dimensionnement ne fait l'objet d'aucun texte à caractère réglementaire ou normatif, mais simplement de règles de l'art, qui sont néanmoins assez couramment admises.

Les méthodes de calcul utilisées pour dimensionner les ouvrages sont des méthodes dites traditionnelles (par opposition aux méthodes dites aux états-limites) dans lesquelles, en règle générale, les actions sont prises en compte dans les calculs sans pondération particulière.

Traditionnellement, il est d'usage de distinguer :

- *les ouvrages constitués de rideaux de palplanches métalliques*, généralement considérés comme des ouvrages «souples», qui relèvent encore de méthodes de calcul assez anciennes, que l'on appelle couramment méthodes classiques.
- *les ouvrages constitués de parois moulées dans le sol* (ou de parois préfabriquées), plus souvent considérés comme des ouvrages «rigides» et qui, de ce fait, mais pour d'autres raisons aussi, relèvent de méthodes de calcul quelque peu différentes et plus récentes, qui ont été développées dans les années 70. Parmi ces raisons, il faut noter en particulier l'emploi de tirants d'ancrage précontraints généralement associés à ces ouvrages, et surtout la nécessité qui est apparue dès les premières applications des parois moulées (fouilles profondes en site urbain), de tenir compte du phasage d'exécution dans le dimensionnement et de mieux estimer les déformations et déplacements, en raison de la présence de constructions à proximité immédiate de ces ouvrages.

A l'intérieur de chacun de ces deux types d'ouvrages, on distingue, quant aux méthodes de calcul employées :

- *les rideaux et parois «simplement encastrés dans le sol»*, pour lesquels le dimensionnement spécifique consiste principalement à déterminer la hauteur de fiche nécessaire pour assurer la stabilité de l'écran (et nécessaire éventuellement pour limiter la déformation de celui-ci) et les caractéristiques de celui-ci pour résister aux efforts (de flexion essentiellement) qui le sollicitent ;
- *les rideaux et parois ancrés (ou butonnés)*, pour lesquels le dimensionnement consiste en plus à définir les caractéristiques géométriques et mécaniques des tirants et de leur dispositifs d'ancrage et, d'une manière générale, de tous les éléments de structure associés (par exemple liernes s'il y a lieu). A l'intérieur de cette catégorie on distingue également les ouvrages ancrés ou butonnés à un seul niveau de ceux ancrés ou butonnés sur plusieurs niveaux (cas rare pour les soutènements définitifs routiers), pour lesquels les méthodes de calcul employées, qui ne sont pas présentées ici, peuvent être quelque peu différentes.

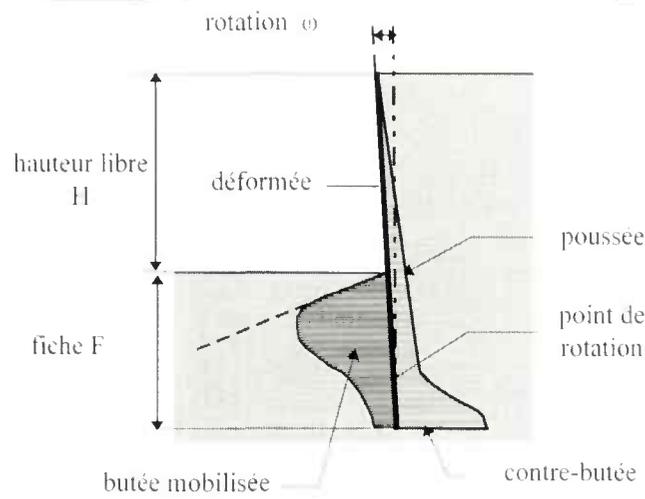
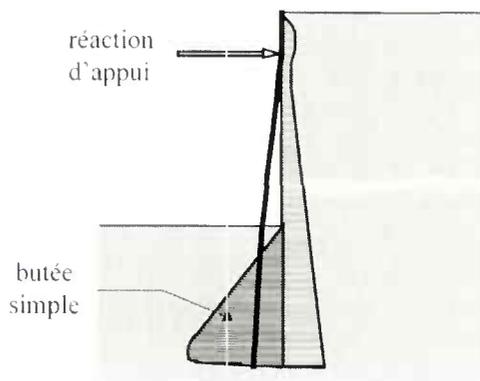


Figure 3.10 : Comportement des rideaux et parois simplement «encastrés» dans le sol



(a) Rideau ou paroi «rigide»

(b) Rideau ou paroi «souple»

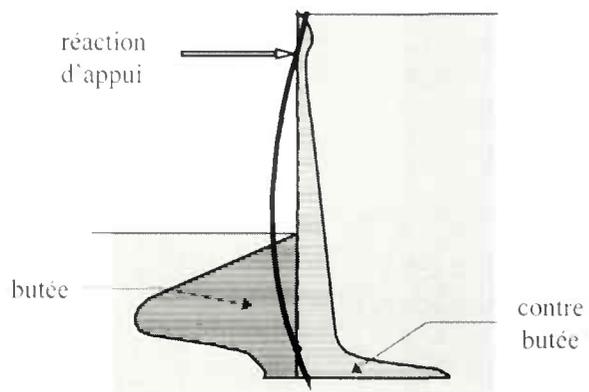


Figure 3.11 : Comportement des rideaux ancrés ou butonnés (sur un seul niveau)

#### *Remarques importantes :*

- 1. Les méthodes de calcul et les principales hypothèses admises dans les cas courants pour le dimensionnement de ces ouvrages sont présentées ci-après. On pourra s'il y a lieu, dans des situations particulières adopter, seules ou en complément des méthodes habituellement admises pour le type d'ouvrage concerné, des méthodes de calcul plus élaborées (par exemple calculs «en fourchette» avec la méthode aux éléments finis pour apprécier l'incidence de certains paramètres sur les déformations du sol autour de parois profondes en site urbain) et/ou d'autres hypothèses. Il conviendra toutefois dans ces cas de s'assurer l'assistance d'un spécialiste dans ce domaine et, en tout état de cause, de vérifier que le dimensionnement de l'ouvrage, et notamment la hauteur de fiche de l'écran, ne s'écarte pas sensiblement de celui obtenu par application des méthodes habituellement admises pour le type d'ouvrage concerné.*
- 2. L'attention est attirée tout particulièrement sur l'importance, au-delà des méthodes de calcul elles-mêmes, des valeurs de calcul des paramètres liés au sol, et notamment de la cohésion, qu'il convient d'estimer avec prudence, des données et des problèmes liés à l'eau (niveaux caractéristiques, forces d'écoulement, sécurité vis-à-vis des phénomènes de renard, etc.), assez souvent mal appréhendés, et de certaines dispositions essentielles de construction dont le non respect est presque systématiquement suivi d'un comportement anormal de l'ouvrage, si ce n'est de désordres.*

### **3.4.2. - Les rideaux de palplanches métalliques**

Dans les cas courants, le dimensionnement de rideaux de palplanches métalliques relève encore de méthodes de calcul dites «classiques». Celles-ci sont basées sur un schéma de comportement du sol de type rigide-plastique, c'est à dire que les diagrammes de pression de poussée et de butée des terres sur les rideaux sont prédéterminés et indépendants du niveau de sollicitation du sol ou des déplacements. Ces diagrammes sont généralement calculés à partir des coefficients de poussée et de butée des terres extraits des tables de Caquot et Kerisel, dans les conditions définies ci-après selon le type d'ouvrage.

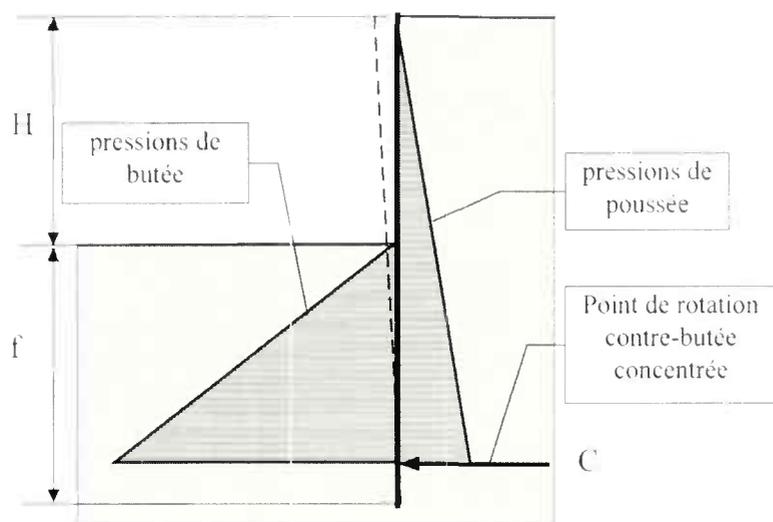
Une assez bonne description de ces méthodes dont le principe est rappelé ci-après est faite dans le document «Calcul des ouvrages en palplanches métalliques» de A. HOUY (édition SACILOR-1976) et dans le guide de l'utilisateur du logiciel CARPE (calcul des rideaux de palplanches) du SETRA.

#### *Remarques importantes :*

- 1. Pour des palplanches en U (cas assez courant en France) le module de résistance (rapport  $I/v$ ) du rideau pris en compte dans les calculs ne peut être celui du rideau supposé continu que si des dispositions sont prises pour assurer effectivement et efficacement la continuité mécanique des palplanches au droit des serrures (justification de la reprise des efforts de cisaillement), par exemple par pincage et/ou par soudage. Même si les palplanches sont livrées pincées par paires, il est recommandé de procéder après mise en oeuvre à un soudage même local des serrures non pincées, notamment s'il n'est pas prévu de poutre de couronnement en tête du rideau (une telle disposition est toutefois souvent adoptée pour des raisons d'aspect du rideau fini).*
- 2. Le dimensionnement de l'ouvrage doit tenir compte de toute situation prévisible de dégarnissage partiel éventuel de la partie en fiche du rideau, du fait de travaux ou d'affouillements par exemple. Par ailleurs il est recommandé de fixer une tolérance inférieure nulle sur la longueur des palplanches lorsque la fiche est inférieure à 2 mètres.*
- 3. Le choix du profil définitif des palplanches s'effectue en tenant compte, d'une part d'une épaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion (même si un traitement d'aspect est prévu), dont la valeur minimale doit être précisée dans le marché, et d'autre part des conditions de mise en oeuvre, qui peuvent imposer le choix d'un profil (et/ou d'une nuance d'acier) supérieur à celui strictement nécessaire.*

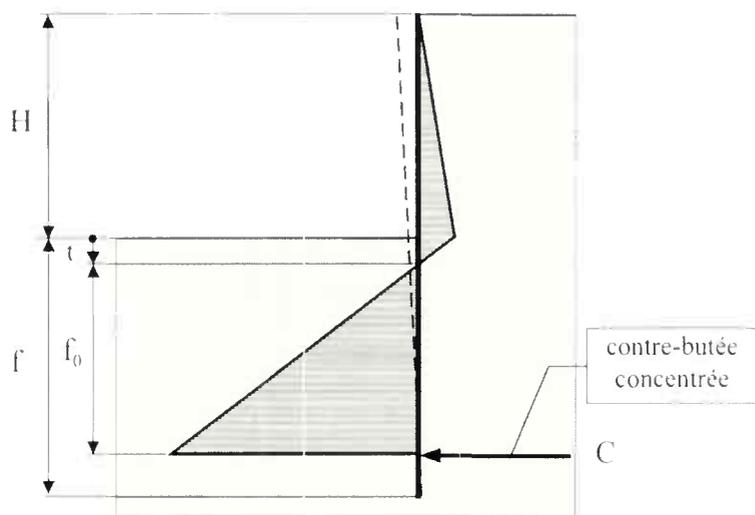
4. Il est impératif de s'assurer préalablement, et dans tous les cas, que les palplanches choisies pourront être foncées à la cote voulue et, durant la mise en oeuvre, de contrôler l'homogénéité (dans le sens longitudinal) des terrains traversés (au moins par de simples relevés des temps de fonçage).

5. Ces méthodes de calcul classiques ne donnent qu'une estimation de la déformation du rideau, et notamment du déplacement maximal de celui-ci, en raison même des schématisations et des hypothèses de calcul adoptées. Une meilleure estimation de ces déplacements peut être obtenue en procédant à un « recalcul » de l'ouvrage par une méthode plus appropriée, et si nécessaire avec des fourchettes de valeurs pour les paramètres les plus significatifs. La méthode la plus utilisée dans ces cas est celle dite aux coefficients de réaction, couramment employée pour les ouvrages en parois moulées dans le sol (cf. § 3.4.3. ci-après).



**schématisation du comportement :**

- rotation autour du point  $C$
- mobilisation de la poussée limite à l'amont jusqu'en  $C$
- mobilisation de la butée limite à l'aval jusqu'en  $C$
- réaction de contre-butée concentrée au point  $C$



**hypothèses pour le calcul :**

- poussée calculée avec  $\delta_a=0$
- butée calculée avec  $\delta_p=-2/3.\phi$
- coefficient de sécurité pris égal à 2 sur le diagramme de butée
- fiche finale  $f = t + 1,2.f_0$

Figure 3.12 : Schématisation de calcul des rideaux par la méthode de la butée/contre-butée

## **a. Cas des rideaux simplement encastrés dans le sol**

### **◆ Schématisation et hypothèses de calcul**

La méthode de calcul généralement adoptée pour les rideaux de palplanches métalliques simplement encastrés dans le sol est celle dite de la butée/contre-butée, telle qu'elle est présentée figure 3.12, avec les principales hypothèses pour le calcul des diagrammes de poussée et de butée.

Cette méthode permet de déterminer la fiche minimale à donner aux palplanches, et donc la longueur de celles-ci, et le moment fléchissant maximal dans le rideau. Ce dernier permet de choisir les caractéristiques des palplanches (type ou profil et nuance d'acier), en limitant la contrainte de traction dans celles-ci aux deux tiers de la limite élastique de l'acier (sur le profil réduit des épaisseurs d'acier sacrifiées à la corrosion).

Il convient de souligner que les valeurs de flèche calculées par cette méthode ne correspondent qu'à la déformation propre du rideau. Les valeurs réelles sont plus élevées, dans la mesure où s'y ajoutent les flèches induites par la rotation du rideau due au déplacement du sol mis en butée, et dans la mesure aussi où les réactions de butée frontale ont été sous-estimées, pour des raisons de sécurité et pour limiter l'amplitude réelle de ces déplacements. Une estimation plus précise des déformations et de la valeur de la flèche en tête (souvent nécessaire pour des ouvrages en site urbain) peut être obtenue en recalculant le rideau ainsi défini par la méthode dite aux coefficients de réaction (cf. § 3.4.3. ci-après), et en introduisant dans ces calculs les valeurs limites de butée non pondérées.

*NOTA : S'il est recommandé de conserver la valeur minimale de fiche calculée par la méthode classique de la butée/contre-butée, il peut être admis que la résistance du rideau soit justifiée en se référant à la valeur du moment obtenu par l'application de la méthode aux coefficients de réaction telle qu'elle est généralement employée pour les parois simplement encastrées dans le sol (cf. § 3.4.3.a.), sous réserve toutefois que les dispositions indiquées dans les remarques ci-avant soient strictement respectées, et notamment que toutes les palplanches soient correctement solidarisiées au droit de leurs serrures, s'il s'agit de palplanches en U.*

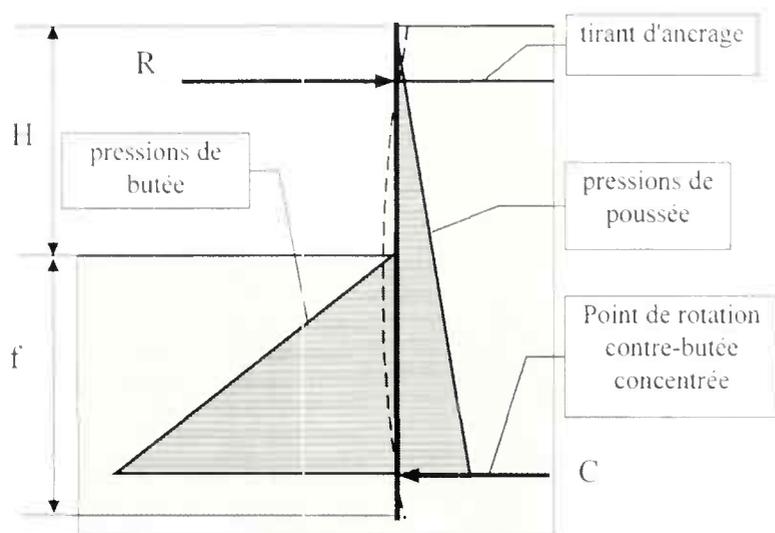
## **b. Cas des rideaux ancrés ou butonnés**

Il s'agit ici, rappelons-le, des rideaux ancrés (par tirants passifs ou précontraints) ou butonnés sur un seul niveau.

### **◆ Schématisation et hypothèses de calcul**

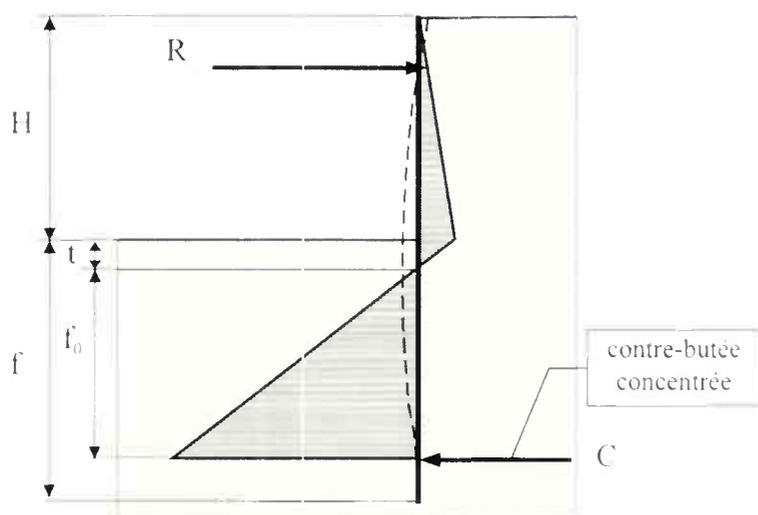
La méthode de calcul généralement adoptée pour les rideaux de palplanches métalliques ancrés (par tirants passifs ou précontraints) ou butonnés sur un seul niveau est celle dite de «la ligne élastique», telle qu'elle est présentée figure 3.13, avec les principales hypothèses pour le calcul des diagrammes de poussée et de butée.

Cette méthode intègre la sécurité vis-à-vis d'une éventuelle rupture de l'ouvrage par insuffisance de fiche, dans la mesure où, pour qu'un tel phénomène se produise, la butée doit être mobilisée sur toute la hauteur de fiche, y compris la hauteur sur laquelle s'exerce la contre-butée. C'est la raison pour laquelle dans les calculs le diagramme des pressions de butée n'est pas affecté d'un coefficient de sécurité, contrairement à ce qui est pratiqué dans la méthode de calcul en butée/contre-butée utilisée pour les rideaux simplement encastrés.



*schématisme du comportement :*

- rideau en appui au droit du tirant et d'un point C en fiche
- rotation du rideau autour du point C dans la partie en fiche
- mobilisation de la poussée limite à l'amont jusqu'en C
- mobilisation de la butée limite à l'aval jusqu'en C
- réaction de contre-butée concentrée au point C



*hypothèses pour le calcul :*

inconnues de calcul  $R$ ,  $C$  et  $f_0$

- poussée calculée avec  $\delta_a = 0$
- butée calculée avec  $\delta_p = 2/3 \cdot \phi$
- tangente verticale en C
- fiche finale  $f = t + 1,2 \cdot f_0$

Figure 3.13 : Schématisation de calcul des rideaux ancrés par la méthode de la ligne élastique

Cette méthode de calcul des rideaux ancrés ou butonnés permet de déterminer la fiche minimale à donner aux palplanches, et donc la longueur de celles-ci, le moment fléchissant maximal dans le rideau, et l'effort d'ancrage.

Le moment maximal permet de choisir les caractéristiques des palplanches (type ou profil et nuance d'acier), en limitant la contrainte de traction dans celles-ci aux deux tiers de la limite élastique de l'acier (sur le profil réduit des épaisseurs d'acier sacrifiées à la corrosion). L'effort d'ancrage permet de dimensionner les caractéristiques de celui-ci, selon son type, et les autres éléments de structure tels que les liernes et leurs dispositifs d'attache. Le choix de la longueur des tirants relève de nombreux facteurs, et notamment de la constitution de ces derniers, mais aussi d'une justification complémentaire de la stabilité d'ensemble du massif de sol compris entre le rideau et les systèmes d'ancrage.

Il convient de signaler par ailleurs que, comme pour les rideaux simplement encastés dans le sol, les déformations calculées par la méthode de la ligne élastique ne représentent que les déformations propres du rideau en supposant comme fixes le point d'attache du tirant et celui d'application de la contre-butée. Une meilleure estimation des déformations peut être obtenue en

recalculant le rideau ainsi défini (notamment par la fiche et le profil des palplanches) par la méthode dite aux coefficients de réaction (cf. § 3.4.3. ci-après).

*NOTA : Il est de plus en plus d'usage, notamment lorsque le rideau a une raideur (produit  $EI$  sur la section diminuée des épaisseurs d'acier sacrifiées à la corrosion) sensiblement équivalente à celle qu'aurait une paroi moulée dans le sol devant reprendre les mêmes sollicitations, d'employer pour la justification du rideau la même méthode que celle utilisée pour la justification de la paroi (cf. § 3.4.3.b. ci-après). Cela peut être assez souvent le cas pour les ouvrages routiers, notamment lorsque l'on privilégie l'épaisseur du profil au détriment de la nuance d'acier (faibles nuances), et sous réserve que les dispositions indiquées dans les remarques ci-avant soient strictement respectées, et en particulier que toutes les palplanches soient correctement solidarisiées au droit de leurs serrures, s'il s'agit de palplanches en U.*

### 3.4.3. - Les parois moulées dans le sol

Dans la plupart des cas, les ouvrages en parois moulées dans le sol sont dimensionnés à partir de la méthode dite «aux coefficients de réaction» (également appelée parfois méthode «élastoplastique»). Celle-ci est basée sur une schématisation de l'interaction entre le sol et l'écran par des appuis continus élastiques (ressorts horizontaux) caractérisés par leur raideur et les fourchettes de valeurs à l'intérieur desquelles peut évoluer la pression qu'ils exercent sur l'écran (figure 3.14). La raideur, qui n'est pas un paramètre intrinsèque du sol, dépend notamment des caractéristiques de celui-ci et de la géométrie de l'ouvrage. Les valeurs limites à l'intérieur desquelles peut évoluer la pression qu'exercent ces ressorts sur la paroi (ou inversement) correspondent aux pressions limites de poussée et de butée de part et d'autre de celle-ci, au niveau considéré, et pour la phase de construction étudiée (figure 3.15).

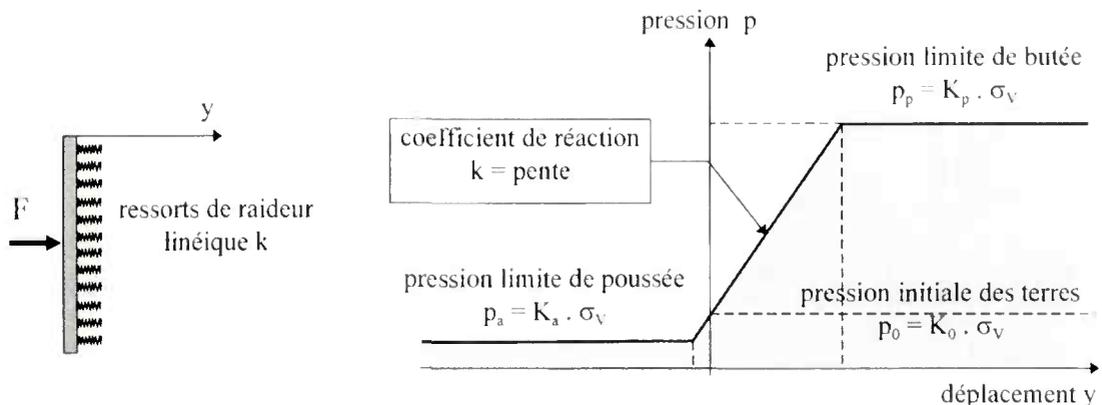


Figure 3.14 : Modélisation du comportement du sol  $p = k.y$

Pour de plus amples renseignements sur cette méthode, ses conditions d'application et la détermination des paramètres de calcul, on pourra utilement se rapporter à la note d'information technique du LCPC de Juillet 1984 intitulée «Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction».

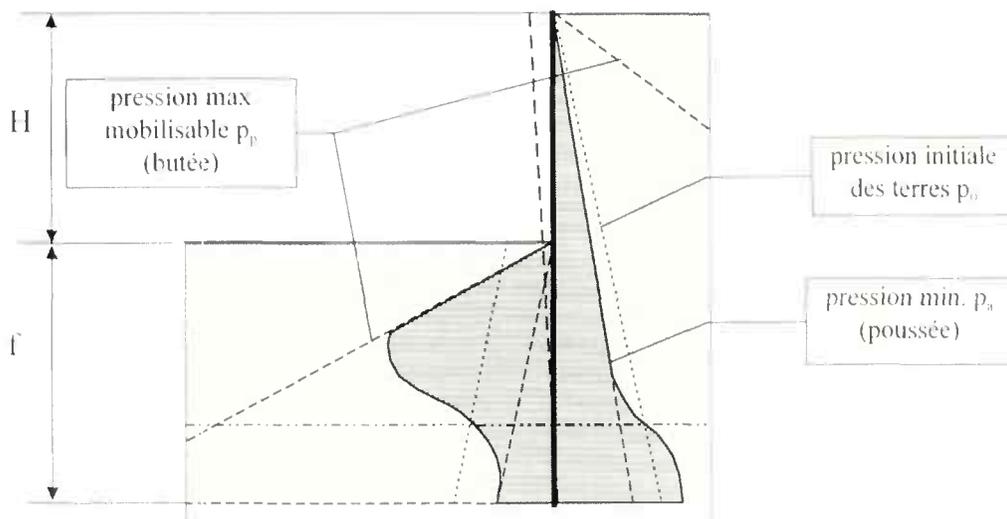


Figure 3.15 : Schématisation du comportement de parois simplement encastrées dans le sol

**Remarques importantes :**

1. Comme le précise la note d'information technique susvisée l'expérience montre que, moyennant un choix judicieux des diagrammes décrivant l'interaction sol-écran, la méthode aux coefficients de réaction permet généralement d'obtenir une estimation raisonnable des sollicitations et déformations de l'écran, pour les différentes phases de travaux. Le choix des paramètres qui caractérisent cette interaction nécessite toutefois une bonne reconnaissance des sols, effectuée avec des moyens adaptés. Il nécessite également, en règle générale, l'intervention d'un spécialiste. Il faut souligner à cet égard, comme cela est d'ailleurs le cas pour la plupart des types d'ouvrages, que le seul fait de disposer d'un programme de calcul ne saurait donc suffire.
2. Les déplacements calculés concernent la déformation propre de la structure et celle du sol au voisinage immédiat de celui-ci, ce qui s'avère généralement tout à fait suffisant dans les cas courants, pour les ouvrages routiers, en procédant si nécessaire à des calculs « en fourchettes » quant à la raideur des sols. Cela peut toutefois s'avérer insuffisant dans des situations particulières ou pour certains ouvrages particuliers par leur géométrie ou leur conception, qui peuvent justifier une étude complémentaire. Dans ces cas, celle-ci est généralement basée sur des calculs par éléments finis.

Il est important de souligner également que lorsque l'environnement immédiat de l'ouvrage est susceptible d'imposer que les déplacements de paroi n'excèdent pas certaines valeurs (présence de constructions, de voies de circulation ferroviaire, ou encore d'ouvrages ou de réseaux enterrés sensibles aux déplacements par exemple), il convient de s'en inquiéter au plus tôt et d'apporter le plus grand soin à la définition de ces valeurs dans la mesure où elles peuvent avoir une forte incidence sur dimensionnement de l'ouvrage si ce n'est sur la conception même de celui-ci.

3. Le dimensionnement de l'ouvrage doit tenir compte de toute situation prévisible de dégarnissage partiel éventuel de la partie en fiche des parois, du fait de travaux ultérieurs ou d'affouillements. Il doit tenir compte également, s'il y a lieu, des conditions d'exécution des ouvrages dont certaines phases peuvent être critiques vis-à-vis de la résistance, de la stabilité ou des déformations, notamment pour les ouvrages ancrés.
4. En règle générale la résistance des parois est justifiée vis-à-vis des états-limites de service en se référant aux dispositions du chapitre A.3. (données pour le calcul concernant les matériaux) et de l'article C.4.2. (états-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation) du fascicule 62 Titre V du CCTG «Règles Techniques de Conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil». En règle générale, il y a lieu de considérer la fissuration préjudiciable.

5. S'il y a lieu de justifier la portance des parois, comme cela est par exemple le cas lorsqu'elles constituent les piédroits de tranchées couvertes, les paramètres de charge de celles-ci (en particulier charge limite en compression  $Q_{ul}$ ) sont calculés selon les dispositions des annexes C.1. à C.4. du fascicule 62 Titre V du CCTG.

### **a. Cas des parois simplement encastrées dans le sol**

#### **◆ Schématisation et hypothèses de calcul**

Il n'existe pas de règle ou de critère bien défini pour dimensionner directement la fiche de parois simplement encastrées dans le sol à partir de la méthode dite aux coefficients de réaction. Aussi celle-ci est-elle généralement dimensionnée ou prédimensionnée à partir de la méthode de la butée/contre-butée utilisée pour les palplanches métalliques, puis introduite dans un calcul aux coefficients de réaction, en limitant la valeur de la pression de butée du sol à l'aval de la paroi à la pression limite de butée (composante horizontale) calculée pour une inclinaison de la butée égale à  $-2/3$  de  $\emptyset$ .

Cette méthode permet de calculer les déplacements de la paroi et la distribution du moment fléchissant dans celle-ci.

*NOTA : Pour les parois, la tendance actuelle consiste à chercher à «optimiser» la valeur de la fiche ainsi définie par des calculs successifs en s'assurant que le déplacement en tête de l'ouvrage reste admissible dans les conditions normales d'utilisation de celui-ci. Il y a lieu d'être prudent dans cette façon de procéder, en veillant notamment à ne pas surestimer la raideur des terrains et, en tout état de cause, en ne réduisant pas de manière sensible la valeur de la fiche initialement calculée.*

*Par ailleurs une justification complémentaire de la résistance de la paroi à l'état-limite ultime est parfois produite, simplement en pondérant par 1,35 les valeurs des moments calculés dans les conditions définies précédemment. Il y a lieu dans ce cas de se référer à l'article C.4.2,11. du fascicule 62.*

*Dans la situation actuelle une telle disposition paraît acceptable, d'autant qu'en règle générale la condition vis-à-vis de la fissuration aux ELS est dimensionnante.*

### **b. Cas des parois ancrées ou butonnées**

#### **◆ Schématisation et hypothèses de calcul**

Les parois ancrées par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage (ou de butons) sont généralement directement dimensionnées à partir des méthodes aux coefficients de réaction, en tenant compte des différentes situations en cours d'exécution (phases de travaux notamment) et en service. Les pressions limites de butée sont calculées pour un angle d'inclinaison de la butée égal à  $-2/3$  de  $\emptyset'$ , et la fiche minimale est obtenue en s'assurant que la butée totale mobilisée sur la hauteur de celle-ci n'excède pas la moitié de la butée totale mobilisable.

Souvent la paroi est prédimensionnée à partir d'une méthode de calcul plus simple qui permet une première estimation de la hauteur de fiche et des efforts dans les tirants d'ancrage ou dans les butons.

*NOTA : Comme cela a été indiqué précédemment (cf. remarques 4 et 5 du § 3.4.3.), la résistance des parois est justifiée vis-à-vis des états-limites de service en se référant aux dispositions du chapitre A.3. (données pour le calcul concernant les matériaux) et de l'article C.4.2. (états-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation) du fascicule 62 Titre V du CCTG «Règles Techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil». En règle générale, il y a lieu de considérer la fissuration préjudiciable.*

*Une justification complémentaire de la résistance de la paroi à l'état-limite ultime est parfois produite, simplement en pondérant par 1,35 les valeurs des moments calculés dans les conditions définies précédemment. Il y a lieu dans ce cas de se référer à l'article C.4.2,11. du fascicule 62.*

*Dans la situation actuelle une telle disposition paraît acceptable, d'autant qu'en règle générale la condition vis-à-vis de la fissuration aux ELS est dimensionnante. Dans certaines situations toutefois, cette manière de procéder peut s'avérer insuffisante, comme cela peut être le cas par exemple lorsque les parois ne constituent qu'une partie d'une structure plus complexe dont le calcul s'effectue par une méthode plus globale et dont la justification relève de textes réglementaires existants basés sur la méthode des états-limites (BAEL, BPEL, ...). Cela est le cas par exemple pour les portiques simples ou multiples dont les piédroits sont constitués de parois, qui sont des structures couramment utilisées pour les tranchées couvertes. Dans de tels cas, il semble qu'il serait plus satisfaisant de considérer des combinaisons d'actions fondamentales vis-à-vis des ELU du type de celles développées dans l'article A.5.2. du fascicule 62 Titre V du CCTG, en pondérant de la même manière les diagrammes des pressions de poussées (active et au repos) par 1,2 ou 0,9, selon que celles-ci ont un caractère défavorable ou favorable pour la partie de structure considérée, et en ne modifiant pas les diagrammes de butée limite.*

## 3.5. - LES OUVRAGES EN SOL RENFORCÉ

### 3.5.1. - Généralités

Dans le domaine des ouvrages en sol renforcé, il y a aussi pratiquement autant de règles de dimensionnement qu'il y a de techniques. Cela est plus spécialement le cas dans le domaine des massifs en remblai renforcé, où les techniques sont nombreuses et assez diverses.

Toutefois, et probablement pour des raisons d'ordre commercial qui conduisent naturellement les entreprises à promouvoir l'utilisation de procédés dont elles assurent le développement, les principales techniques de sol renforcé, qui sont pourtant assez récentes, font l'objet de notes d'information ou de notes techniques, de recommandations, voire de normes récentes. Il conviendra donc de s'y référer en tant que de besoin, seuls les principaux aspects du calcul des ouvrages étant rappelés ci-après.

La principale caractéristique des ouvrages en sol renforcé concerne le fait que le volume de sol associé aux éléments de renforcement participe directement à la résistance interne de ces ouvrages, ce qui souligne toute l'importance de bien en connaître les caractéristiques, qu'il s'agisse de sols en place ou de remblais.

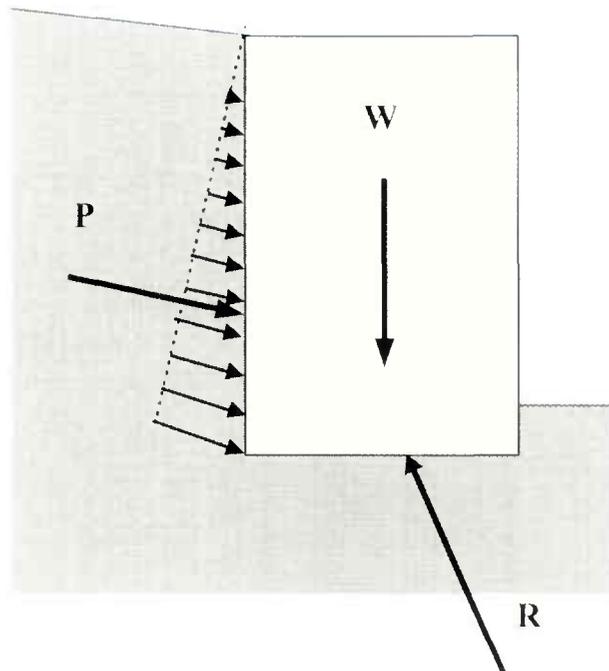
### 3.5.2. - Les massifs en remblai renforcé

Dans le domaine des ouvrages en remblai renforcé, on distingue généralement (cf. norme NF P 94-210) ceux dont le remblai est renforcé par des armatures qualifiées de peu extensibles et souples, et qui concernent généralement les ouvrages en remblai renforcé par des **armatures métalliques** (bandes, treillis, ...), et ceux dont le remblai est renforcé par des armatures extensibles et souples, qui concernent plus particulièrement les ouvrages renforcés par des **géosynthétiques** (nappes, bandes, treillis, ...).

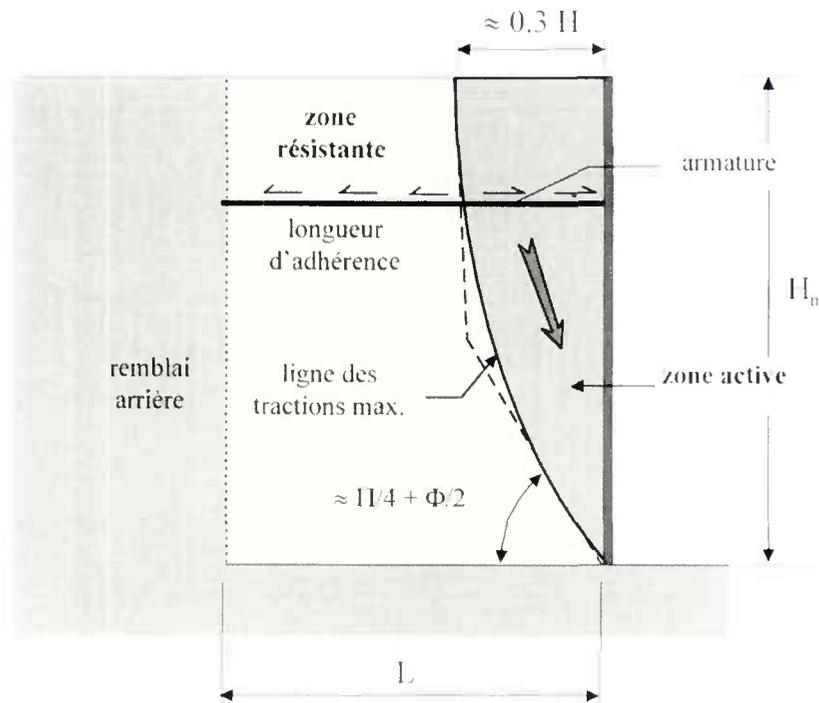
Les premières règles de calcul ont concerné les ouvrages en terre armée («Les ouvrages en terre armée» - Recommandations et règles de l'art - SETRA/LCPC - Sept. 1979), cette technique ayant connu un très important essor dans les années 70. Elles ont été reprises récemment par une norme (NF P 94-220) dans laquelle les justifications sont conduites selon la méthode des états-limites avec coefficients partiels de sécurité, et dont le champ d'application s'étend à d'autres techniques de remblai renforcé par des armatures métalliques. Pour les ouvrages en remblai renforcé par des géosynthétiques, le CFGG (Comité Français des Géotextiles et des Géomembranes) a publié des recommandations («Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre» - 1990), qui restent pour l'heure les seules règles de calcul existantes. Il est probable toutefois qu'une norme puisse paraître sous peu, un projet en préparation étant bien avancé.

#### ***a. Les massifs en remblai renforcé par armatures peu extensibles et souples (armatures métalliques)***

Les justifications de ces ouvrages relèvent en principe de la norme française NF P 94-220, à laquelle il conviendra donc de se reporter et de se référer. Seuls les principes généraux de ces justifications sont rappelés ci-après ; ils sont complétés lorsque cela est nécessaire par quelques dispositions complémentaires qu'il est généralement recommandé d'adopter pour les ouvrages routiers.



(a) : Stabilité externe



(b) : Stabilité interne

Figure 3.16 : Comportement des massifs en remblai renforcé par armatures peu extensibles et souples (généralement métalliques)

#### ◆ Stabilité externe

La justification de la stabilité externe de ces ouvrages ne diffère pas, dans son principe, de celle des ouvrages de soutènement les plus classiques, du type murs poids ou murs en béton armé. Elle consiste à s'assurer de la portance du sol de fondation, et de la résistance au glissement de l'ouvrage à son interface avec le sol de fondation et à proximité immédiate de celui-ci (figure 3.16.a).

#### ◆ Stabilité interne

La justification de la stabilité interne des massifs en remblai renforcé par des armatures peu extensibles et souples est basée sur un mécanisme de fonctionnement des ouvrages assez bien reconnu aujourd'hui, illustré figure 3.16.b.

Cette justification consiste à s'assurer de la répartition et des dimensions des armatures, selon leur constitution (nombre, distribution et longueur notamment), et de la résistance de celles-ci, de leurs systèmes d'attache et du parement (généralement écailles en béton), dans les conditions prévues par la norme.

*NOTA : Les ouvrages sont classés en ouvrages simples, ouvrages courants et ouvrages sensibles. La norme fournit des indications générales pour la classification d'un ouvrage dans l'une de ces trois catégories, mais la décision en incombe au Maître d'œuvre qui pourra s'inspirer des dispositions du § 4.2.2..*

*Dans l'attente de normes fixant la nature, les qualités et les conditions de mise en oeuvre des matériaux de remblai constitutifs des ouvrages, celles-ci doivent être définies en se référant aux dispositions des Recommandations - SETRA/LCPC - de Septembre 1979 (cf. ci-dessus). Des adaptations seraient à prévoir s'il y a lieu, quant à la taille des plus gros éléments, en fonction de la technologie des armatures pour éviter que les remblais ne puissent les endommager durant le compactage.*

*L'article 5.2.3. de la norme NF P 94-220 précise que la dimension transversale d'un ouvrage à parement vertical est généralement voisine de 0,7 fois sa hauteur mécanique  $H_m$ , mais autorise toutefois sous certaines conditions la conception d'ouvrages plus élancés et d'ouvrages à armatures raccourcies en pied. Pour ces derniers, il est recommandé de porter de  $0,5 H_m$ , tel que prévu par la norme, à  $0,6 H_m$  la longueur moyenne des armatures pour les ouvrages routiers, et de considérer comme expérimental tout ouvrage plus élancé.*

*Par ailleurs, l'article 6.1. de cette norme laisse la possibilité, sous réserve de justifications, et notamment de mesures des paramètres de cisaillement des remblais des ouvrages, d'accepter une valeur supérieure à  $36^\circ$  pour l'angle de frottement interne de ces matériaux, sans que celle-ci puisse toutefois excéder  $39^\circ$ . L'attention est attirée ici sur le fait qu'il s'agit là de la valeur caractéristique de ce paramètre, c'est-à-dire d'une valeur prudente de celui-ci, dont il conviendra alors de s'assurer qu'elle est bien obtenue après mise en oeuvre. En tout état de cause, une telle disposition est généralement déconseillée pour les ouvrages routiers.*

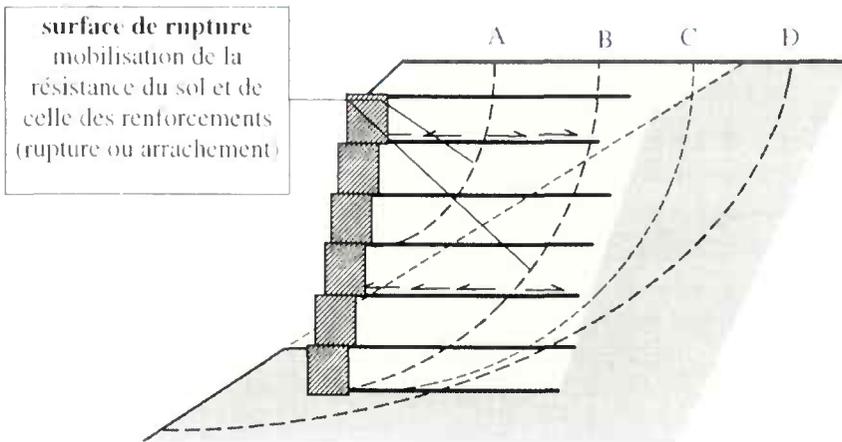


Figure 3.17 : Schématisation du comportement des massifs en remblai renforcé par geosynthétiques

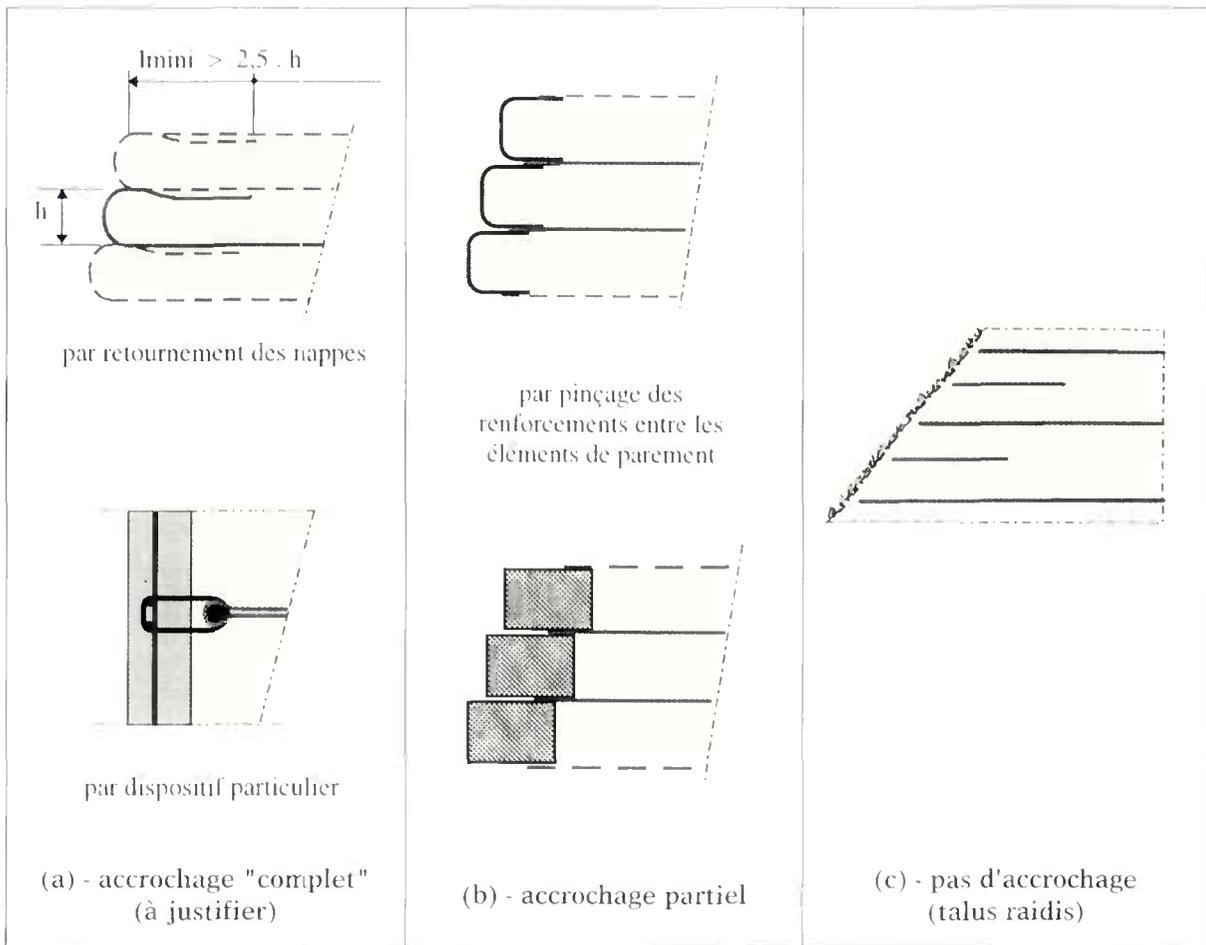


Figure 3.18 : Différents modes d'accrochage des renforcements au parement

## ***b. Les massifs en remblai renforcé par armatures extensibles et souples (bandes, treillis ou nappes de géosynthétiques)***

Le seul document de référence existant pour l'heure et concernant le dimensionnement de ces ouvrages et celui établi en 1990 par le Comité Français des Géotextiles et des Géomembranes et intitulé «Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre». Dans ce document auquel il conviendra donc de se référer, il est fait état notamment de la vérification de la stabilité d'ensemble, des vérifications vis-à-vis du glissement du massif sur sa base et du poinçonnement du sol de fondation (voire du renversement dans certains cas), et de la vérification de la stabilité interne. Celle-ci permet de justifier notamment la répartition, la longueur et la résistance des renforcements.

La justification de la stabilité interne est conduite en considérant «les surfaces de calcul potentiellement les plus défavorables», c'est-à-dire en fait toute surface de rupture potentielle (figure 3.17) recoupant le massif.

L'effort maximal mobilisable au niveau d'une nappe de renforcement, au point d'intersection avec la ligne de rupture (problème plan) potentielle étudiée est pris égal à la plus petite des valeurs suivantes :

- la résistance en traction du renforcement, affectée du coefficient de sécurité correspondant ;
- la résistance à l'arrachement du renforcement dans la zone résistante des remblais, affectée du coefficient de sécurité correspondant ;
- la résistance à l'arrachement du renforcement dans la zone active le long du parement, affectée du coefficient de sécurité correspondant. En fait cette résistance dépend essentiellement des conditions d'accrochage des renforcements au parement. On en distingue habituellement trois types :
  1. pas d'accrochage, auquel cas seule intervient l'adhérence sol/renforcement sur la distance entre la ligne de glissement et le parement. Cette hypothèse est la plus défavorable vis-à-vis de la stabilité interne de l'ouvrage. D'un point de vue pratique une telle disposition ne concerne généralement que les talus raidis (figure 3.18.c) ;
  2. un accrochage « complet », auquel cas la résistance à l'arrachement du renforcement dans la zone active le long du parement n'est pas à prendre en compte dans cette étude de stabilité interne, mais la résistance de cet accrochage doit être justifiée par ailleurs (figure 3.18.a) ;
  3. un accrochage partiel, qui n'est généralement pas pris en compte au niveau de l'étude de la stabilité interne (hypothèse pas d'accrochage), mais qui est à justifier par des essais spécifiques s'il est pris en compte dans la stabilité et/ou la résistance du parement (figure 3.18.b).

*NOTA : Comme cela a été mentionné précédemment, un projet de norme sur le dimensionnement des ouvrages en sols rapportés renforcés par géotextiles ou produits apparentés et en préparation, et il y aura donc lieu de s'y reporter dès parution de la norme expérimentale correspondante.*

*Dans l'attente de normes fixant la nature les qualités et les conditions de mise en œuvre des matériaux de remblai constitutifs des ouvrages, celles-ci doivent être définies en fonction de certains critères dont les principaux sont présentés dans le paragraphe 2.4.4. «matériaux de remblai» auquel il conviendra donc de se reporter. Il y a lieu par ailleurs d'être prudent quant aux valeurs des paramètres de cisaillement des remblais prises en compte dans les calculs.*

*Il y a lieu d'être vigilant également quant aux qualités des matériaux de remblai en cas d'utilisation de renforcements constitués de bandes surtout lorsque, comme cela est souvent le cas, les valeurs de la*

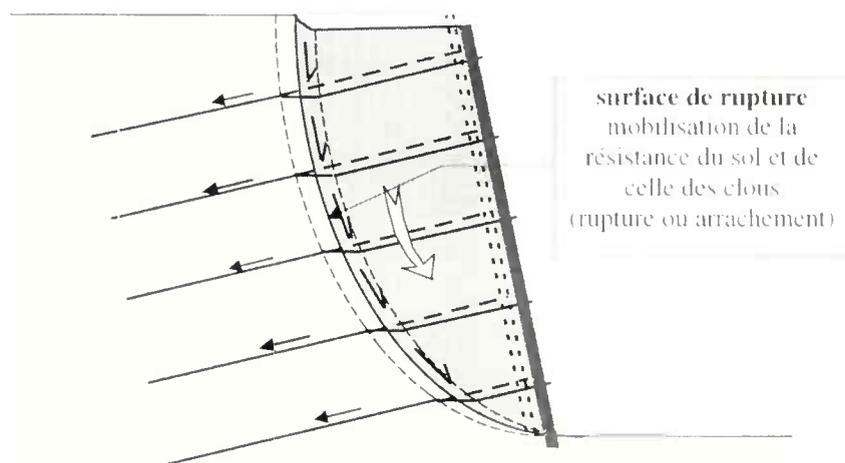
résistance à l'arrachement auxquelles on se réfère dans les calculs sont susceptibles de tenir compte des effets de la dilatance du sol. En tout état de cause, il est recommandé dans ces cas d'adopter pour les matériaux de remblai les mêmes critères granulométriques que pour les sols renforcés par armatures métalliques (cf. nota du paragraphe précédent).

Certains ouvrages utilisant des renforcements constitués de bandes dont la raideur est intermédiaire entre celle des armatures ou nappes peu extensibles et souples et celle des armatures ou nappes extensibles et souples sont justifiés en se référant à la norme NF P 94-220 (sols renforcés par armatures peu extensibles et souples - cf. § 3.5.2.a.), ou du moins aux schématisations de calcul qui y sont adoptées. Une telle disposition qui doit être justifiée (règles utilisées de longue date pour le procédé concerné, nombreuses références, résultats expérimentaux attestant de la similitude du comportement des ouvrages, ...) est tout à fait acceptable, sous réserve toutefois de veiller au respect des adaptations nécessaires liées à la spécificité du procédé. Cela concerne notamment l'adhérence sol/renforcement et le coefficient de sécurité appliqué à la résistance à la traction des bandes, qui doit être conforme à celui habituellement adopté pour les matériaux synthétiques concernés.

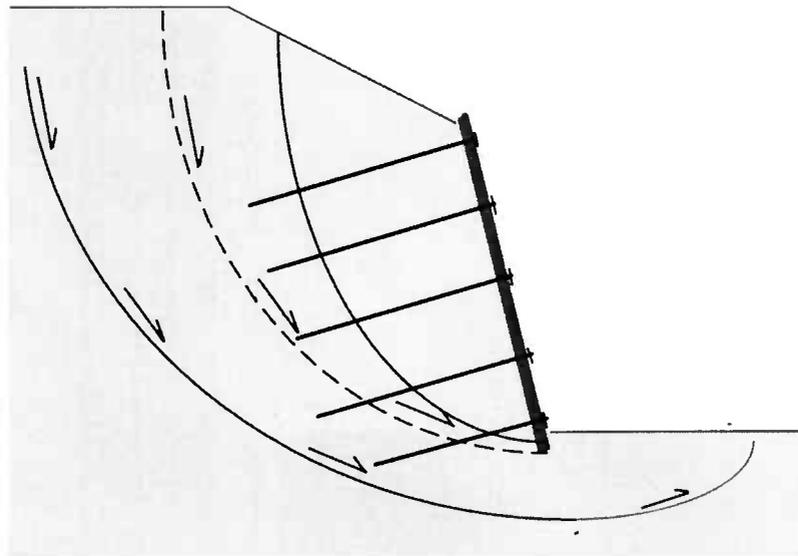
Enfin pour ce qui concerne la longueur moyenne des renforcements, il est recommandé d'adopter les mêmes dispositions que pour les ouvrages en sol rapporté renforcés par armatures peu extensibles et souples (cf. nota du paragraphe précédent).

### 3.5.3. - Les massifs de sol en place renforcé (massifs cloués)

Dans leur principe de construction les massifs en sol cloué se distinguent des massifs en remblai rapporté renforcé par le fait qu'ils sont construits de haut en bas, dans un sol en place, les clous de renforcement (à armature généralement métallique) étant mis en œuvre dans celui-ci au fur et à mesure des excavations. Les clous sont sollicités en traction du fait de la décompression latérale du sol (et donc de son élongation horizontale) consécutive aux excavations successives effectuées pour réaliser l'ouvrage (enlèvement du massif de sol à l'aval) et aux efforts extérieurs qui peuvent solliciter l'ouvrage en service. Cette décompression se traduit par un déplacement vers l'aval du parement et un tassement du massif sur lui-même. Des efforts de flexion/cisaillement peuvent également se développer dans les clous sous l'action de déformations de cisaillement du sol localement plus accentuées au sein du massif.



(a) : Stabilité interne



*Figure 3.19 : Stabilité interne et stabilité externe des massifs en sol cloués*

Les méthodes de calcul généralement utilisées pour justifier la stabilité des ouvrages en sol cloué sont des méthodes de calcul à la rupture (figure 3.19). Celles-ci consistent à analyser la stabilité au glissement des volumes de sol compris entre le parement et toute surface de rupture potentielle recoupant ou non les clous, en considérant d'une part les efforts extérieurs qui sollicitent ces volumes de sol et d'autre part les efforts résistants mobilisables dans le massif cloué le long de ces surfaces de rupture potentielle. Dans cette étude on considère le plus souvent que les clous ne travaillent qu'en traction, et leur action est donc introduite comme une simple force extérieure dont la direction est celle du clou et dont l'intensité est limitée par la résistance en traction de son armature (affectée du coefficient de sécurité correspondant) et par sa résistance à l'arrachement (affectée du coefficient de sécurité correspondant).

Les règles de conception et de calcul des ouvrages cloués font l'objet de recommandations (Recommandations CLOUTERRE 1991) auxquelles il conviendra donc de se reporter. Dans ces recommandations la justification de la stabilité et de la résistance des ouvrages en sol cloué est effectuée aux états-limites ultimes, en phases de construction et en service, et concerne d'autres aspects de la résistance de ces derniers, et notamment la résistance des têtes de clous et celle du parement. La justification aux états-limites de service concerne essentiellement les déformations des ouvrages et l'aspect durabilité du parement.

Par ailleurs, les règles de justification de ces ouvrages font l'objet d'une norme expérimentale (XP P94-240) en cours de publication, à laquelle il conviendra donc de se référer.

*NOTA : L'attention est tout particulièrement attirée ici sur l'importance, au-delà des méthodes de calcul, du respect des règles de conception et d'exécution des ouvrages, et de certaines dispositions de construction, sur la qualité et la pérennité de ces derniers.*

## **B : DISPOSITIONS PARTICULIÈRES**

Les méthodes de calcul décrites précédemment concernent les situations courantes, et doivent être complétées le cas échéant par certaines dispositions liées au caractère particulier de l'ouvrage. Celui-ci peut être dû par exemple à la géométrie ou aux dimensions de l'ouvrage lui-même, à des particularités de site ou des terrains concernés, ou encore à des conditions de charge inhabituelles ou exceptionnelles.

C'est le cas notamment des ouvrages pouvant être soumis à des chocs de véhicules, ou à des sollicitations sismiques, pour lesquels nos connaissances restent encore assez limitées ; c'est le cas également des ouvrages implantés sur versant que l'on rencontre fréquemment pour les routes et autoroutes réalisées en site montagneux, et qui nécessitent des études spécifiques.

Les paragraphes qui suivent traitent des dispositions particulières de calcul qui sont adoptées dans les cas énumérés ci-avant..

### **3.6. - JUSTIFICATION DES OUVRAGES AUX CHOCS DE VÉHICULES**

Un ouvrage de soutènement, dont le dispositif de sécurité en tête est destiné à retenir les véhicules, pose généralement des problèmes de justification, dans la mesure où il est difficile d'appréhender le comportement dynamique de la structure lors d'un choc et de déterminer les efforts qui en résultent. C'est d'ailleurs la raison pour laquelle il est expressément recommandé de n'employer que des dispositions qui ont été expérimentées dans le cadre d'essais dynamiques en vraie grandeur. Ces derniers permettent en effet de montrer si un dispositif de retenue donne ou non satisfaction dans les conditions retenues et, pour certains d'entre eux, de mesurer les efforts transmis à la structure au moment du choc.

Il est à noter que des solutions qui n'ont pas fait l'objet d'essais sont envisageables, mais elles ne sauraient être considérées sur le même plan d'efficacité que des solutions testées.

L'objet de ce paragraphe est d'apporter quelques éléments de réponse quant aux efforts à prendre en compte dans les calculs et aux justifications à effectuer. Pour cela, il sera bien sûr fait référence aux essais qui ont été réalisés. A ce propos, il est vivement conseillé de se reporter au fascicule «**barrière**» de la collection du guide technique GC, pour plus de précisions sur la description de ces essais (notamment dispositions constructives adoptées) et sur les conclusions relatives à l'efficacité des systèmes de retenue testés.

### 3.6.1. - Efforts de calcul

Les efforts de calcul dépendent bien entendu du type de dispositif et de son mode de fixation. Sachant que peu d'essais ont été réalisés, et que la dispersion des résultats est assez importante, ils doivent également tenir compte de ces incertitudes.

#### *a. Les dispositifs ancrés en tête d'ouvrage*

Ces dispositifs ne peuvent concerner que des ouvrages rigides de type murs en béton armé, parois moulées ou préfabriquées, rideaux de palplanches de forte inertie, etc. Peu de dispositions ont été testées, mais il semble cependant possible d'ancrer des barrières de type BN1, BN2, BN4, en tête de ces ouvrages (cf. § 5.6.4. du fascicule «barrière»). Leur configuration est assez voisine de celle des dispositifs ancrés sur une dalle de pont, et à défaut de résultats expérimentaux, on pourra alors s'y référer, notamment pour ce qui concerne la valeur des efforts à retenir dans les calculs et les dispositions constructives à prendre au niveau de la zone d'ancrage.

Lorsque la structure est en béton armé (mur en béton armé, paroi moulée, ...), on pourra admettre, conformément à certains errements propres au béton armé, que les efforts appliqués à la structure se diffusent dans celle-ci suivant un angle de 45°. Cette méthode n'est évidemment valable que pour le plot d'ouvrage concerné (partie de l'ouvrage située entre deux joints consécutifs).

Si l'ouvrage est constitué de plots de faible longueur ou d'éléments préfabriqués (mur en béton armé partiellement ou totalement préfabriqué, paroi préfabriquée, rideau de palplanches, ...), il est recommandé de chercher à répartir au mieux les efforts sur les différents éléments en rigidifiant longitudinalement l'ouvrage, par exemple à l'aide d'une poutre de couronnement (et de solidarisation) sur laquelle sera ancré le dispositif de retenue.

#### *b. Les dispositifs disposés à l'arrière du parement*

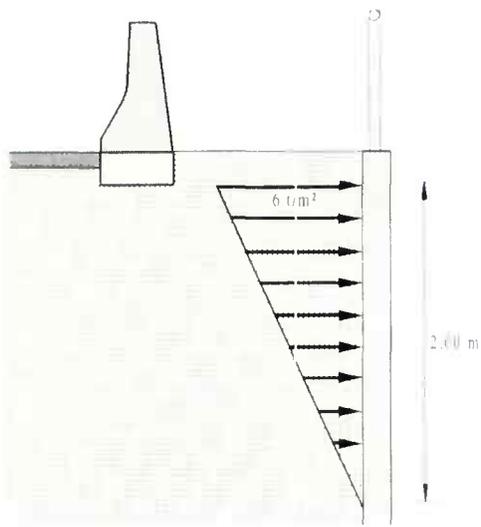
Il y a lieu de distinguer le cas où ils sont battus (glissières, BHO, ...) de celui où ils sont directement posés sur la plate-forme (GBA, DBA, ...).

##### ◆ *Les dispositifs battus*

D'une manière générale, l'implantation d'une glissière souple à l'arrière du parement d'un ouvrage de soutènement ne présente pas de problème, sachant que les supports ne sont pas implantés à moins de 0,70 m environ de celui-ci.

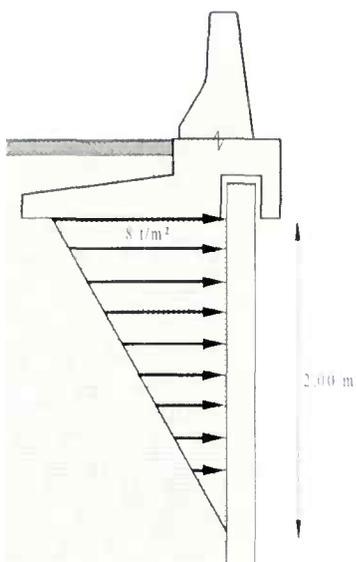
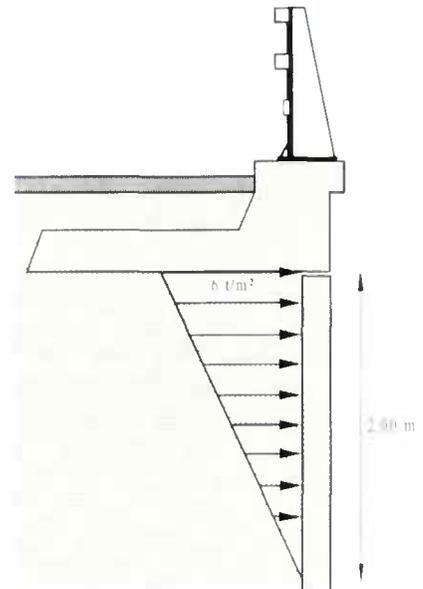
La barrière BHO, dont le nu avant est situé à 1,50 m du parement extérieur et dont les supports sont espacés de 2,00 m, a fait l'objet d'essais statiques et semi-dynamiques sur un mur en terre armée. Une disposition d'encombrement plus réduit, où la barrière BHO comportait quelques modifications et était implantée à 1,00 m du parement extérieur, où les supports étaient espacés de 1,50 m et une lierne en béton armé mise en place à l'arrière des écailles, a également donné satisfaction lors d'un essai dynamique.

Au cours de ces essais, aucune mesure d'effort n'a été effectuée, mais on peut raisonnablement penser qu'en cas de choc, les efforts transmis par les poteaux à la structure par l'intermédiaire du sol sont faibles. A titre indicatif, les Recommandations SETRA-LCPC de 1979 demandent, pour les ouvrages en terre armée, de tenir compte d'une surtension dans les armatures du lit supérieur de 4 kN (0,4 t) dans le cas d'une glissière et 8 kN (0,8 t) dans celui d'une BHO implantée à 1,50 m du parement. L'implantation d'une barrière BHO à une distance minimum de 0,75 m du parement est envisageable pour des structures plus rigides, sous réserve de tenir compte d'efforts plus importants.



(a) : Cas d'une GBA située à un mètre du parement

(b) : Cas d'une BN4 sur dalle de frottement



(c) : Cas d'une GBA sur dalle de frottement de 1,25 m de large (cf. remarques § 3.6.1.c)

Figure 3.20 : Modélisation du choc d'un véhicule sur quelques dispositifs courants

#### ◆ *Les dispositifs posés*

Nous ne disposons à l'heure actuelle d'aucun résultat d'essai en vraie grandeur qui aurait permis d'évaluer les efforts transmis à l'ouvrage, dans le cas où le dispositif (GBA ou DBA) est directement posé sur la plate-forme soutenue, à une certaine distance du parement (minimum de 0,75 m à 1,00 m selon le type de mur). Seul un essai ayant permis la détermination des efforts transmis au hourdis d'un pont par une DBA a été réalisé jusqu'ici. A défaut d'essai plus représentatif, on pourra, sur la base des principaux résultats, tenir compte de l'effort dû au choc, sur une longueur de 10 m, sous la forme du diagramme de pressions représenté figure 3.20.a.

#### ***c. Les dispositifs solidaires d'une dalle de frottement***

Ces dispositifs ont fait l'objet d'essais dynamiques normalisés en vraie grandeur sur un massif en terre armée suivant deux configurations : celle d'une BN4 sur dalle constituée d'éléments de 2,00 m x 7,50 m et celle d'une GBA sur dalle constituée d'éléments de 1,25 m x 9,00 m. Si la première configuration avec la BN4 sur une dalle de 2 m de large s'est révélée concluante, la seconde avec la GBA sur une dalle de 1,25 m de large a donné moins de satisfaction et, de ce fait, est déconseillée, du moins sans quelques adaptations (cf. § 5.6.3.2.3 du fascicule barrières du guide GC, qui conseille notamment de porter à 2,00 m la largeur de la dalle). Ceci étant, les mesures d'efforts enregistrés au cours de ces essais ont permis de modéliser le choc par les diagrammes de pressions représentés par les figures 3.20.b (que l'on pourra aussi admettre pour une GBA avec dalle de 2,00 m) et 3.20.c.

### **3.6.2. - Justification des ouvrages**

#### ***a. Les dispositifs en tête d'ouvrage***

Les justifications à effectuer vis-à-vis d'un choc de véhicule concernent la stabilité externe de l'ouvrage et la résistance des éléments de la structure ; elles devront être menées à partir des efforts de calcul définis précédemment.

Dans le cas particulier où le dispositif de retenue a fait l'objet d'un essai normalisé en vraie grandeur sur un ouvrage de même type, il pourra être envisagé pour celui-ci de s'affranchir de certaines justifications. C'est notamment le cas des massifs en terre armée, pour lesquels plusieurs dispositions ont été expérimentées et ont donné satisfaction. D'une manière générale, pour les massifs en remblai renforcé, seuls les premiers lits de renforcements sont sollicités sous l'effet d'un choc de véhicule. De ce fait, lorsque les dispositions constructives, qui concernent aussi bien le dispositif de retenue (type, mode de liaison à la structure, emplacement), que l'ouvrage lui-même (longueur et répartition des premiers lits de renforcements, qualités des remblais, constitution des éléments de parement) sont celles de l'essai (ou plus conservatrices), il n'est pas nécessaire de justifier la résistance des éléments vis-à-vis du choc. Ceci étant, il convient bien entendu de tenir compte de l'évolution de la résistance des éléments dans le temps, par exemple par la prise en compte de la surépaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion.

Il est à noter toutefois que ces dispositions particulières ne concernent que les procédés qui ont fait l'objet d'essais normalisés en vraie grandeur, et qu'elles ne peuvent s'étendre à un autre procédé dont les éléments de renforcement diffèrent, dans la mesure où les spécificités de ces derniers peuvent intervenir de manière sensible dans le comportement de l'ouvrage en cas de choc. Cela est vrai a fortiori s'il s'agit d'un tout autre type d'ouvrage, pour lequel il sera nécessaire de procéder à une justification par le calcul.

La question souvent posée concerne les conditions dans lesquelles les justifications doivent être menées, soit aux états-limites de service (ELS) ou aux états-limites ultimes (ELU).

La réflexion développée aux pages 36 et 37 du Bulletin Ouvrages d'Art du SETRA n° 16 conduit à considérer un choc sur un dispositif de retenue (implanté sur une dalle de pont), non pas comme une action accidentelle, mais comme une action variable de faible occurrence, et à mener les justifications de la structure aux ELS (combinaison rare), afin que celle-ci puisse conserver ses conditions d'exploitation et de durabilité après un ou plusieurs chocs. Le dispositif de sécurité doit quant à lui constituer un «fusible» pour la structure.

Une telle disposition ne pose pas de problème particulier lorsque les justifications considérées relèvent de règles de calcul aux ELS : c'est le cas notamment pour les ouvrages en béton armé (murs, parois moulées, ...). Cependant, pour certains ouvrages, ces justifications ne relèvent que de règles de calcul aux ELU : c'est le cas par exemple de la justification des éléments constitutifs de la plupart des ouvrages en sol renforcé.

En conséquence, pour la justification de la stabilité interne et externe d'un ouvrage de soutènement vis-à-vis d'un choc de véhicule, on pourra adopter les dispositions suivantes :

- lorsque l'ouvrage, ou certaines parties de celui-ci, peuvent être justifiés aux ELS, on considère l'action due au choc en combinaison rare, et la justification en fissuration peu préjudiciable s'il s'agit d'une structure en béton armé ;
- lorsque l'ouvrage, ou certaines parties de celui-ci, sont justifiés aux ELU, on considère l'action due au choc en combinaison fondamentale en la pondérant par un coefficient de 1,1 à 1,2 ;
- dans les autres cas, lorsque l'ouvrage, ou certaines parties de l'ouvrage, sont calculés selon les errements traditionnels (cas des rideaux de palplanches par exemple), on prend en compte l'action due au choc sans pondération particulière.

*NOTA : Lorsque le parement de l'ouvrage est constitué d'éléments préfabriqués en béton, il est recommandé, dans toute la mesure du possible, de disposer des éléments armés dans la partie supérieure du parement concernée par le choc.*

### ***b. Les dispositifs en pied d'ouvrage***

Lorsqu'un ouvrage surplombe une voie de circulation, et qu'il peut être affecté par un choc de véhicule, on peut distinguer deux cas de figure :

- **il n'y a pas de dispositif de retenue en pied** de l'ouvrage, auquel cas le parement doit résister au choc d'un véhicule, ou tout au moins la partie de parement susceptible d'être endommagée par le choc ne doit pas être fragile et doit pouvoir être aisément réparée ou remplacée. Dans un tel cas, si le parement est constitué d'éléments préfabriqués en béton, ceux-ci devront nécessairement être armés dans la partie concernée par le choc (sur une hauteur minimale de 4 mètres à partir du niveau de la chaussée). S'il est nécessaire de justifier le parement vis-à-vis d'un choc de véhicule (cas rare), on pourra s'inspirer des dispositions des pages 38 et 39 du Bulletin Ouvrages d'Art du SETRA n° 16, qui rappellent et proposent des règles pour la justification des appuis des ponts courants. On considérera alors le choc latéral sur le parement, en tenant compte s'il y a lieu du sol à l'arrière de celui-ci.
- **il y a un dispositif de retenue en pied** de l'ouvrage, comme cela est nécessairement le cas lorsque le parement est fragile et/ou dangereux pour l'utilisateur. Le dispositif permet alors, soit d'éviter que le choc ne se produise sur le parement, soit de réduire considérablement l'effort dû au choc sur celui-ci, et de le rendre compatible avec sa résistance.

## 3.7. - JUSTIFICATION DES OUVRAGES EN ZONE SISMIQUE

Ce chapitre rappelle les règles générales de détermination des actions sismiques appliquées aux ouvrages de soutènement, ainsi que les justifications à effectuer pour les différents types d'ouvrages. On se référera pour cela à divers articles des recommandations AFPS 90 qui, en tout état de cause, devront être appliquées et consultées pour plus de précisions.

### 3.7.1. - Calcul des efforts sismiques

Nous rappelons ci-après les actions sismiques qui doivent être prises en compte pour la justification des ouvrages de soutènement, telles qu'elles sont définies dans les recommandations AFPS 90.

Ces recommandations proposent une méthode simplifiée pour leur détermination, méthode dite pseudostatique, qui conduit a priori à un dimensionnement raisonnable des ouvrages, mais elles précisent par ailleurs (§ 16.33) que leur calcul peut être mené par d'autres méthodes plus complexes (méthodes numériques recourant à une modélisation du comportement du sol, de l'interaction sol/structure et de l'excitation sismique) qui sont généralement réservées à des spécialistes en génie parasismique.

Dans les cas courants, le concepteur pourra utiliser la méthode simplifiée, qui est rappelée ci-après pour le calcul de la poussée dynamique des terres.

On considère qu'un ouvrage de soutènement et son environnement (c'est-à-dire les terres situées à l'amont et à l'aval de l'ouvrage) sont soumis, lors d'un séisme, à une accélération de composante horizontale  $\sigma_H \cdot g$  et de composante verticale  $\pm \sigma_V \cdot g$ , qui s'ajoute à l'accélération de la pesanteur  $g$ . L'accélération résultante  $g'$ , qui a pour composantes  $\sigma_H \cdot g$  et  $(1 \pm \sigma_V) \cdot g$ , est alors inclinée d'un angle  $\theta$  par rapport à la verticale (figure 3.22).

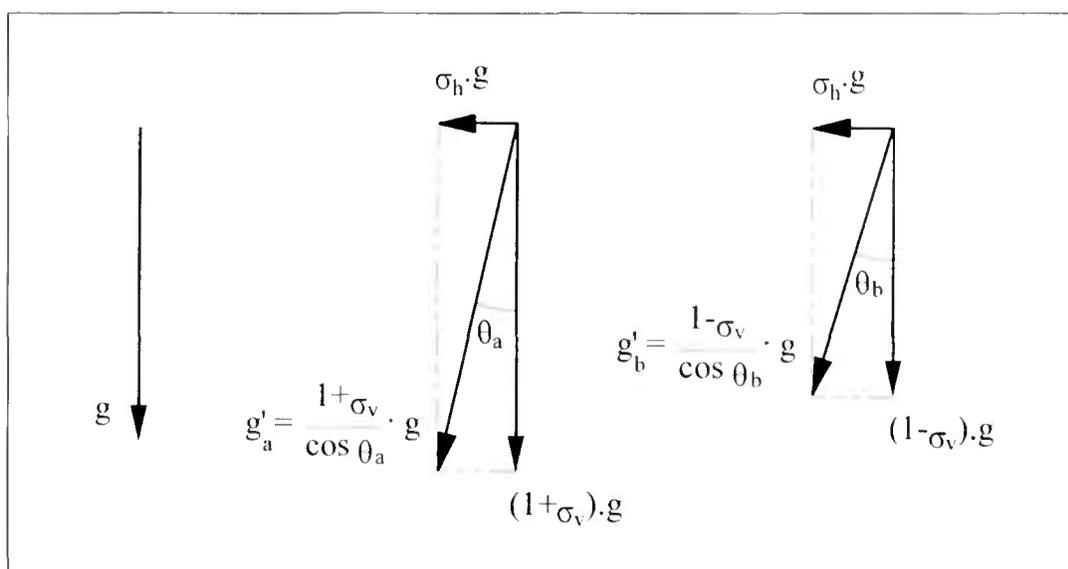
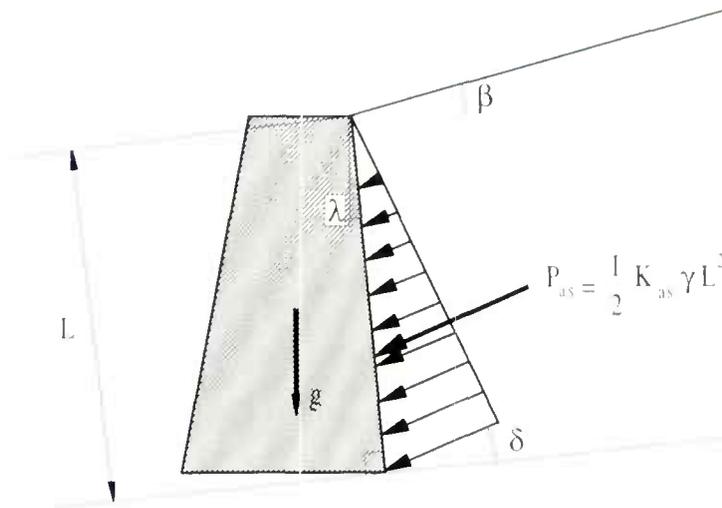
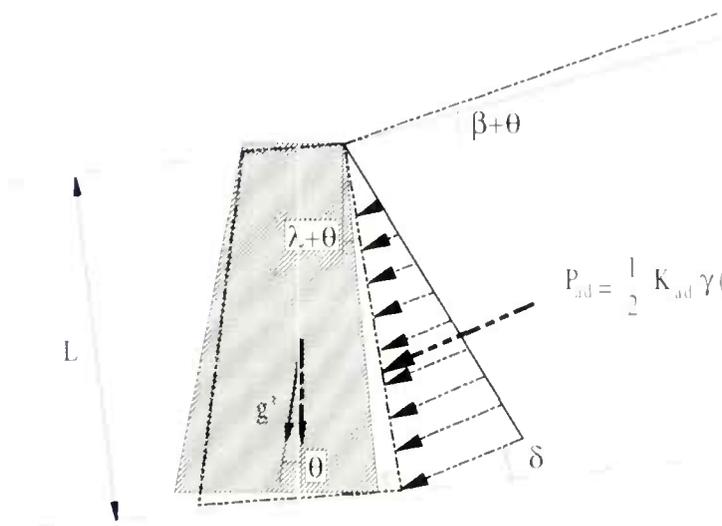


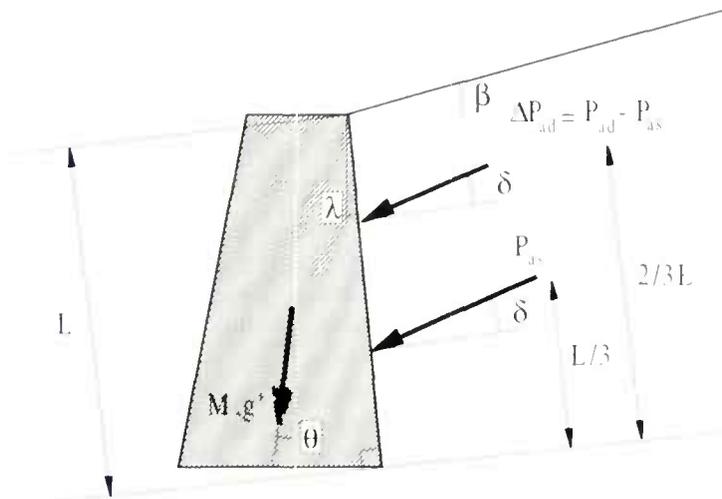
Figure 3.22 : Définition de l'accélération résultante  $g'$  en cas de séisme



(a) : Méthode classique pour la détermination de la poussée statique des terres



(b) : méthode de Mononobe-Okabe pour la détermination de la poussée dynamique des terres



(c) : Bilan des actions de poussée des terres sous séisme

Figure 3.21 : Calcul de la poussée des terres sur un mur poids sous séisme

Les recommandations AFPS 90 (§ 16.41) définissent les coefficients sismiques  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  qui dépendent de l'accélération nominale « $a_N$ », du type de l'ouvrage et de la catégorie du site. Leurs valeurs sont rappelées dans le tableau suivant :

Catégorie du site	$\sigma_H$			$\sigma_V$
	S1	S2	S3	
Ouvrage poids	0,5 $a_N \tau/g$	0,45 $a_N \tau/g$	0,4 $a_N \tau/g$	0,4 $\sigma_H$
Ouvrage ancré	$a_N \tau/g$	0,9 $a_N \tau/g$	0,8 $a_N \tau/g$	
Ouvrage non déplaçable	1,3 $a_N \tau/g$	1,15 $a_N \tau/g$	$a_N \tau/g$	

*Remarques :*

Le § 16.1 des recommandations AFPS 90 définit le choix du type d'ouvrage, et indique que les divers types se différencient notamment par la nature et l'importance des déplacements relatifs qu'ils permettent entre eux-mêmes et le massif de sol. Trois types d'ouvrages sont alors définis :

- «les ouvrages poids dont la stabilité est assurée par leur poids propre, avec éventuellement la participation du poids d'une partie des terres, et par la résistance de la fondation au glissement», dans lesquels on peut alors classer a priori les murs poids, les murs en béton armé et les massifs en remblai renforcé ;
- «les ouvrages ancrés dont la stabilité est assurée par des réactions complémentaires fournies par le milieu amont et mobilisées au moyen de dispositifs appropriés», dans lesquels on peut alors classer a priori les rideaux de palplanches, les parois moulées et préfabriquées, et les parois composites ancrés, les voiles et poutres ancrés, les parois clouées, et d'une manière générale les murs tirantés. On pourra également retenir les valeurs des coefficients sismiques des ouvrages ancrés pour les rideaux et parois autostables ;
- «les ouvrages non déplaçables dont la stabilité est assurée par des réactions fournies par des ouvrages situés en aval du parement».

En appliquant les règles parasismiques pour la conception et le calcul d'un ouvrage, on s'attend à ce que l'ouvrage présente en cas de séisme «une probabilité raisonnablement faible d'effondrement ou de désordres structuraux majeurs, et que les dommages mineurs ou non structuraux y restent contenus dans des limites acceptables» (cf. § 2.2 des recommandations AFPS 90).

Il semble donc qu'en considérant les coefficients sismiques relatifs à chaque type d'ouvrage, celui-ci pourra subir pendant le séisme des déplacements et déformations importantes, voire irréversibles, mais dont l'ampleur aura été jugée acceptable par les rédacteurs des règles. Dans le cas d'un ouvrage présentant une sensibilité particulière vis-à-vis de son environnement immédiat (présence d'infrastructures sensibles à proximité de l'ouvrage), les déplacements et déformations qu'il induit sur celui-ci pendant le séisme doivent également rester acceptables vis-à-vis de ces infrastructures. Il s'ensuit donc que l'on peut être amené à choisir des coefficients sismiques plus importants que ceux préconisés dans les recommandations AFPS 90 dans le cas d'un ouvrage dont l'environnement est particulièrement sensible aux déplacements de celui-ci.

Dans le même esprit, dans le cas d'ouvrages encastrés ou ancrés de forte rigidité, comme par exemple un mur poids encastré dans un sol rocheux ou une paroi moulée de forte inertie encastrée dans un sol dur ou rocheux, qui sont des ouvrages très rigides et sensibles aux déplacements, on pourra être amené à les considérer comme des ouvrages non déplaçables au sens des recommandations AFPS 90, et donc de retenir pour ceux-ci des coefficients sismiques plus importants.

En tout état de cause, en cas de doute sur le choix des coefficients sismiques, il est recommandé de recueillir l'avis d'un bureau compétent en génie parasismique. Et d'une manière générale, «les difficultés d'interprétation ou d'application des règles doivent être rapportées au contexte général du génie parasismique» (cf. § 1.42 des recommandations AFPS 90), et doivent donc être examinées par des spécialistes.

Pour les murs en remblai (murs poids, murs en béton armé, massifs en remblai renforcé, ...), les actions sismiques qui résultent de la nouvelle accélération  $g'$  sont principalement les suivantes :

- une force due à l'inertie propre de l'ouvrage, obtenue en appliquant à la masse de ce dernier, et à celle du remblai qui lui est éventuellement associé, l'accélération résultante  $g'$  ;
- une force due à la poussée dynamique des terres situées à l'amont de l'ouvrage.

La poussée dynamique des terres est généralement déterminée suivant la méthode pseudostatique de «Mononobe-Okabe», développée le paragraphe 16.43 des recommandations AFPS 90, qui constitue une extension du calcul de la poussée statique de Coulomb (figure 3.21.b). Elle consiste :

- à faire subir fictivement à l'ensemble ouvrage/sol une rotation d'angle  $q$ , de façon à ce que l'accélération résultante  $g'$  coïncide avec la verticale ;
- à remplacer l'intensité  $g$  du champ de pesanteur par l'intensité  $g'$  de l'accélération résultante ;
- à déterminer de manière classique le coefficient de poussée  $K_{ad}$  à partir de ces transformations, et en considérant la même inclinaison  $\delta$  qu'en statique.

Il est généralement admis que l'incrément dynamique de poussée (différence entre la poussée dynamique et la poussée statique) s'applique environ au 2/3 de la hauteur à partir de la base du mur (figure 3.21.c). Il semble toutefois que la rotation du mur puisse avoir une influence significative, mais difficile à évaluer, sur la position du point d'application de la poussée dynamique. Lorsque le milieu est saturé et ouvert, il doit être tenu compte également d'une surpression hydrodynamique de l'eau à l'arrière de l'ouvrage et éventuellement d'une dépression à l'avant (cf. § 16.44 et 16.45 des recommandations AFPS 90).

Les critères de justification de la stabilité d'un ouvrage sous sollicitations sismiques, quel qu'en soit le type, sont en règle générale les mêmes qu'en statique. Les justifications sont établies à partir d'une combinaison d'actions accidentelle, dans laquelle les coefficients de pondération sont tous égaux à 1.

### 3.7.2. - Les murs poids et les murs en béton armé

La justification de la stabilité externe de ces ouvrages sous séisme reprend les mêmes principes qu'en statique, qui ont été définis respectivement pour les murs poids et pour les murs en béton armé aux paragraphes 3.3.2.a. et 3.3.3.b.. Les recommandations AFPS 90 (§ 16.53 et 16.54) précisent pour les justifications vis-à-vis du poinçonnement et du glissement les coefficients de sécurité à adopter.

Pour la justification vis-à-vis du poinçonnement, il est recommandé de tenir compte du coefficient minorateur  $i_\delta$  lié à l'inclinaison de la résultante, et d'adopter pour le coefficient de sécurité  $\gamma_q$  une valeur égale à  $1,5 + 0,5(i_\delta)^2$  (les recommandations AFPS 90 préconisent une valeur de 1,5).

Pour la justification vis-à-vis du glissement, les recommandations AFPS 90 préconisent d'adopter une valeur unique de 1.2 pour les coefficients de sécurité  $\gamma_{R1}$  et  $\gamma_{R2}$ , appliqués respectivement aux paramètres de cisaillement  $tg\phi'$  et  $c'$  du sol de fondation.

Par contre, aucune règle ne précise pour l'heure le critère de justification vis-à-vis du non-renversement sous sollicitations sismiques. Cela ne signifie pas nécessairement que le problème de renversement ne se pose pas, et notamment pour les ouvrages rigides fondés sur sols très durs ou rocheux. A cet égard, nous proposons de retenir le critère classique de justification du non-renversement, qui porte sur l'équilibre des moments autour de l'arête avant de la base du mur, en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1,1.

*Remarque : Cette justification est très sensiblement équivalente, quoi que quelque peu plus pénalisante, à la justification vis-à-vis du renversement définie à l'article B.3.2. du fascicule 62 Titre V, qui consiste à s'assurer que la surface de sol comprimée sous la semelle reste supérieure à 10 % de la surface totale de celle-ci sous sollicitations accidentelles.*

La méthode de justification pseudostatique décrite ici suppose un déplacement très faible du mur, qui permet la mobilisation de la poussée des terres, et donne un dimensionnement de l'ouvrage sous séisme en ne supposant aucun déplacement supplémentaire. Elle ne tient pas compte du caractère transitoire de l'action sismique, et prend de ce fait des hypothèses conservatrices qui peuvent parfois conduire à des géométries d'ouvrages prohibitives.

#### **Remarques :**

*Il semble possible de relier le déplacement irréversible que subit le mur au cours du séisme aux coefficients sismiques pris en compte dans le dimensionnement du mur. Certains auteurs ont ainsi élaboré des méthodes de calcul qui tiennent compte des déplacements du mur induits par les actions sismiques. Par exemple, la méthode de RICHARDS et ELMS permet de dimensionner un mur poids en adoptant des coefficients sismiques calculés à partir d'un déplacement admissible donné (cf. bibliographie pour références).*

*Ces méthodes supposent que l'on puisse apprécier correctement le déplacement irréversible admissible par le mur au cours du séisme. Il semble par ailleurs que ces méthodes, qui ne considèrent que des mouvements de translation du mur, ne sont valables que pour des sollicitations modérées, et qu'au-delà, il y aurait lieu de tenir compte des mouvements de rotation du mur, dont la cinématique est très complexe.*

*En tout état de cause, ces méthodes qui ne sont pas classiques, et qui ne sont pas présentées dans les recommandations AFPS 90, ne sont réservées qu'à l'usage de spécialistes en génie parasismique.*

La stabilité interne doit bien entendu être également justifiée sous séisme. Pour cela, les éléments résistants doivent être calculés suivant les règles propres au matériau qui les constitue. Le chapitre 11 des recommandations AFPS 90 apporte des dispositions de construction parasismique, notamment pour les structures en béton armé.

### **3.7.3. - Les rideaux et parois**

Contrairement aux murs poids et aux murs en béton armé, il n'existe quasiment pas de règles spécifiques pour la justification de ces ouvrages au séisme. La poussée peut être calculée dans les mêmes conditions que celles définies précédemment, et il convient par ailleurs de considérer une diminution de la butée des terres due au séisme. A défaut de règles particulières, cette butée «dynamique» pourra être déterminée par la méthode de Mononobe-Okabe décrite précédemment, en considérant des transformations analogues. Les recommandations AFPS 90 (§ 16.42) fixent une inclinaison nulle des contraintes de butée ( $\delta_p=0$ ), ce qui est repris par ailleurs dans le projet de l'Eurocode 8 (Partie 5 - Annexe informative E).

La justification de ces ouvrages vis-à-vis du séisme pourra être menée suivant les méthodes de calcul utilisées en statique. Pour ce qui concerne la justification de la résistance des rideaux de palplanches et parois moulées (cf. chapitre 3.4.), en l'absence de textes les concernant, on pourra se reporter aux dispositions du fascicule 62 titre V sous combinaisons d'actions accidentelles.

*Remarques :*

*Il convient de noter que la prise en compte d'une inclinaison nulle des contraintes de butée ( $\delta_p=0$ ) est très pénalisante pour les sols frottants, et ne l'est quasiment pas pour les sols cohérents. Ainsi par exemple, pour un sol frottant dont l'angle de frottement interne est de  $35^\circ$ , une telle disposition conduit pratiquement à elle-seule à réduire de près de la moitié les contraintes de butée par rapport à celles habituellement prises en compte dans les calculs en statique (cf. chapitre 3.4.). A cet égard, une disposition qui consisterait simplement à réduire le coefficient de sécurité habituellement pris sur la butée (valeur alors inférieure à 2) paraîtrait mieux adaptée.*

*Par ailleurs, les recommandations AFPS 90 (§ 16.46) prévoient pour les tirants d'ancrage précontraints une traction additionnelle due à un allongement imposé par les déplacements différentiels du sol.*

### 3.7.4. - Les ouvrages en sol renforcé

Les tremblements de terre récents survenus en Californie et au Japon ont montré que les massifs en terre armée, comme d'autres ouvrages similaires, manifestent un bon comportement face à de tels phénomènes, en raison de leur caractère à la fois souple et massif.

La justification de la stabilité externe d'un massif en remblai renforcé est analogue à celle d'un mur poids ; elle ne concerne que le poinçonnement et le glissement de l'ouvrage sur sa base.

Pour la stabilité interne, les recherches qui ont été menées sur les ouvrages en terre armée ont permis de mieux appréhender leur comportement vis-à-vis de sollicitations sismiques et ont abouti à la mise au point d'une méthode de calcul dans laquelle la résistance des armatures est justifiée en tenant compte d'une augmentation des tractions maximales et d'une diminution de l'adhérence entre le remblai et les armatures. Diverses publications font référence à cette méthode (cf. bibliographie).

Quel que soit le procédé envisagé, il conviendra de prendre en compte, pour la justification de la stabilité interne, l'effet des poussées dynamiques et des forces d'inertie qui engendrent des tractions supplémentaires dans les éléments de renforcement et la réduction de la résistance par adhérence sol/élément de renforcement, qui est due essentiellement à la diminution de la contrainte verticale instantanée.

**NOTA :** *Les combinaisons d'actions sous séisme, les critères de justification, ainsi que les coefficients de sécurité partiels sont fixés dans la norme NF P 94-220 pour le dimensionnement des ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples.*

*En l'absence de textes spécifiques, on pourra appliquer pour les massifs en remblai renforcé par armatures ou nappes extensibles les principes de justification de la stabilité externe définis dans cette norme.*

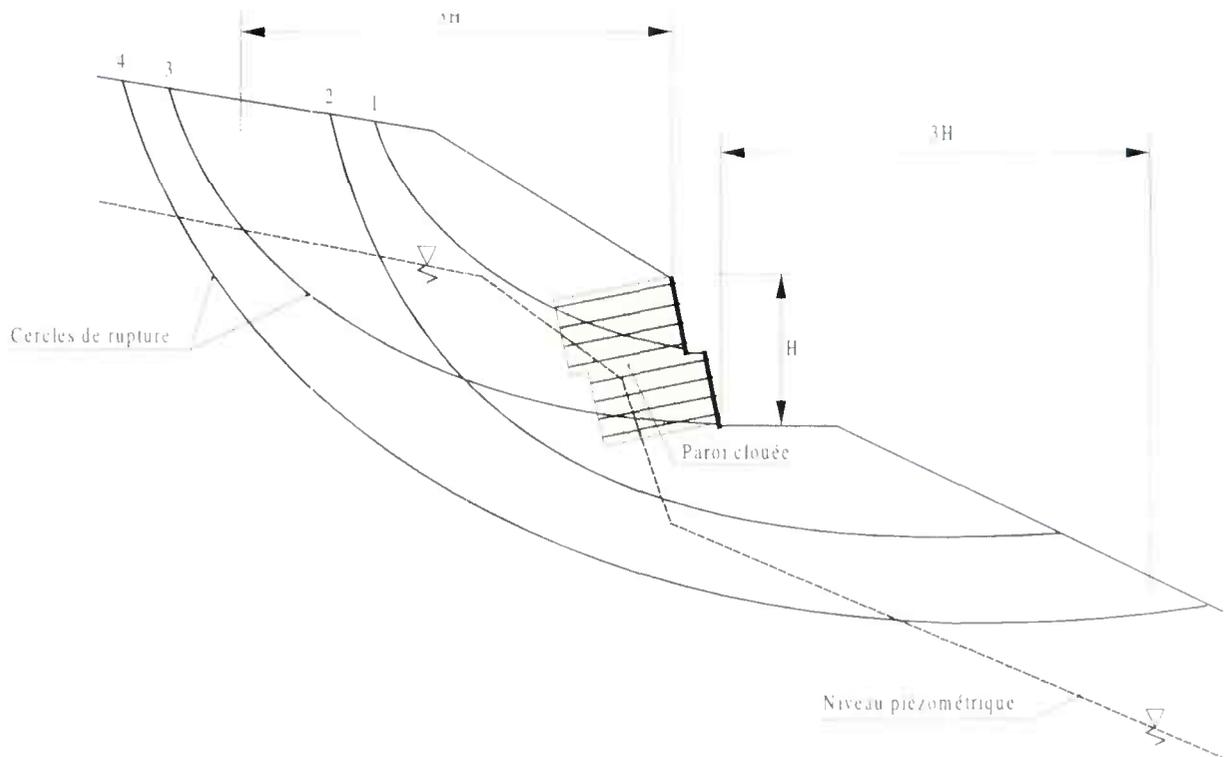
Pour la justification des parois clouées, on pourra se reporter aux recommandations CLOUTERRE 1991, qui définissent notamment les méthodes de calcul, les combinaisons d'actions, les critères de justification, ainsi que les coefficients de sécurité partiels à adopter sous séisme. Il est à noter que ces règles de justification font l'objet d'une norme expérimentale (XP P94-240) en cours de publication à laquelle il conviendra alors de s'y référer.

### **3.7.5. - Les voiles et poutres ancrés**

Leur dimensionnement fait appel aux méthodes de calcul de stabilité générale des ouvrages, qui sont abordées, avec prise en compte du séisme, au § 3.9.2..

*Remarque : Les recommandations AFPS 90 (§ 16.46) prévoient pour les tirants d'ancrage précontraints une traction additionnelle due à un allongement imposé par les déplacements différentiels du sol.*

(a) : Cas d'un seul ouvrage (paroi clouée)



(b) : Cas de deux ouvrages (massif en remblai renforcé et poutres ancrées)

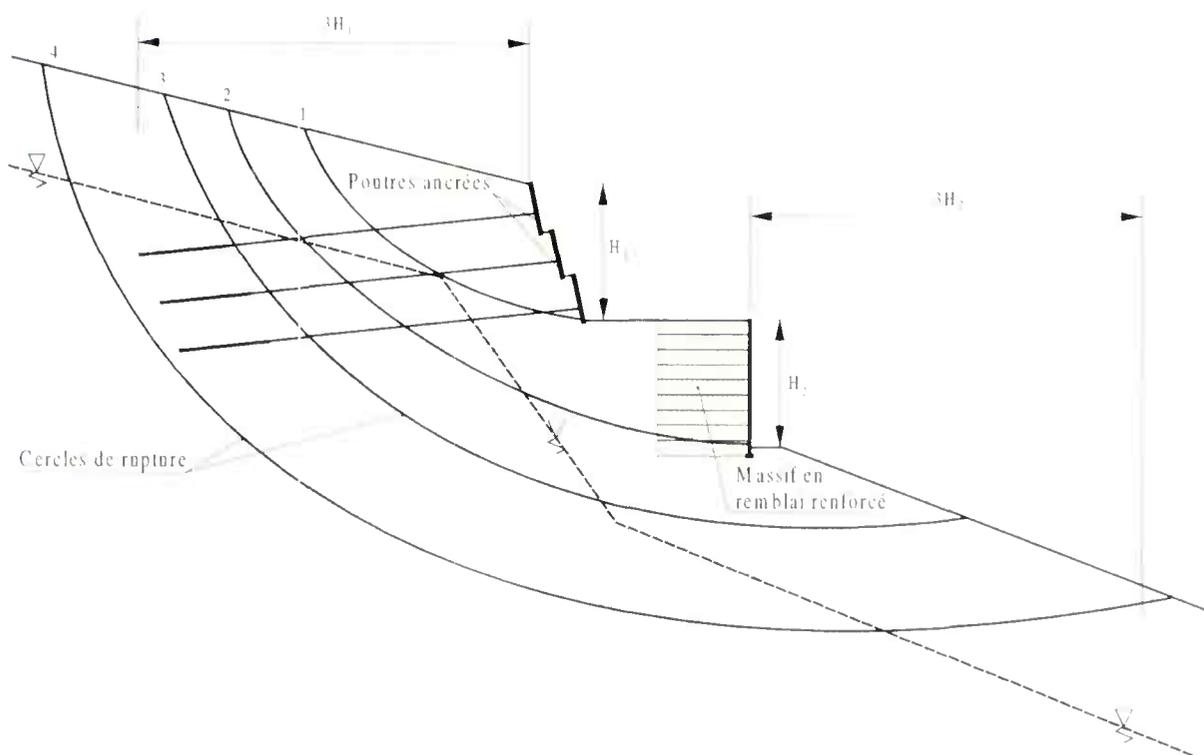


Figure 3.23 : Stabilité générale des ouvrages sur versant  
 Définition de la zone d'influence des ouvrages  
 Exemple de surfaces de rupture potentielle

## 3.8. - JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ GÉNÉRALE DES OUVRAGES SUR VERSANT

### 3.8.1. - Cas général

Les méthodes de calcul qui permettent de justifier la stabilité générale d'un ouvrage, ou la stabilité d'une pente, consistent généralement, à comparer pour toutes les surfaces de rupture potentielle, les efforts moteurs avec les efforts résistants mobilisables (résistance au cisaillement du sol, efforts dans les clous ou les tirants, ...). Les méthodes classiques de Bishop et des Perturbations sont les plus couramment utilisées.

D'une manière générale aujourd'hui, ces calculs justificatifs de stabilité sont effectués sans pondération des actions en tenant compte d'un coefficient global de sécurité  $F$ . On considère alors qu'une pente est à la limite de la stabilité lorsque le coefficient de sécurité  $F_{\text{init}}$  est légèrement supérieur à 1.

Ce paragraphe ne traite que des principes de justification de la stabilité générale des ouvrages, qui concernent plus directement une zone limitée située dans l'environnement immédiat de ceux-ci. Bien qu'aucun document ne la définisse, dans la pratique courante, cette zone est souvent délimitée à l'amont et à l'aval par une distance horizontale à partir du plan de soutènement égale à trois fois la hauteur de l'ouvrage (figure 3.23).

On considère généralement que toute surface de rupture potentielle entièrement comprise dans cette zone relève de l'étude de la stabilité générale de l'ouvrage. L'étude des autres surfaces de rupture potentielle concerne quant à elle la stabilité du versant, à laquelle il conviendra d'apporter aussi toute l'attention nécessaire.

En règle générale, on cherche à obtenir pour toute surface de rupture potentielle située à l'intérieur de la zone précédemment définie (surfaces 1 et 2 par exemple) un coefficient global de sécurité  $F \geq 1,5$ . Toutefois, lorsque la stabilité initiale de la pente ne répond pas aux exigences de sécurité habituellement admises, et a fortiori lorsque la pente est à la limite de la stabilité, il peut être difficile dans cette zone d'obtenir une telle valeur du coefficient de sécurité, même en prévoyant un drainage et/ou des dispositifs de confortement (parois clouées, poutres ancrées, jet-grouting, ...). Dans de tels cas, il peut être envisagé de retenir une sécurité «réduite», sachant qu'en règle générale on cherchera à obtenir au minimum un coefficient global de sécurité  $F \geq \min \{ 1,2 \text{ fois } F_{\text{init}}; 1,5 \}$ . En tout état de cause, ce coefficient de sécurité devra être défini en concertation étroite avec un géotechnicien, et cela dès les premières études du tracé.

Pour certains types d'ouvrages, et notamment pour les ouvrages en sol renforcé, dont le contour peut être délimité par le parement et l'extrémité des éléments de renforcement (figure 3.23 - partie grisée des ouvrages), il y a lieu de considérer également les surfaces de rupture potentielle qui les recoupent. Pour ces surfaces, la méthode généralement adoptée consiste à considérer les coefficients de sécurité propres à l'ouvrage à l'intérieur de celui-ci, et les coefficients de sécurité précédemment définis à l'extérieur de celui-ci.

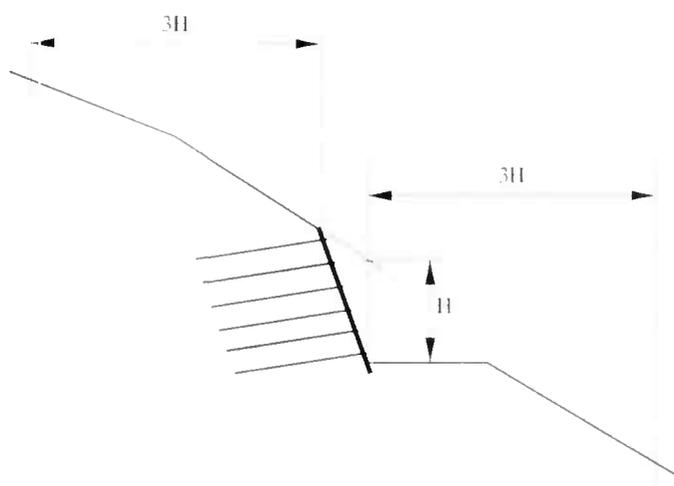
Il est à noter à cet égard que la justification de la stabilité générale de certains ouvrages relève de règles de calcul aux états-limites, comme cela est le cas pour les massifs en remblai renforcé qui rentrent dans le domaine d'application de la norme NF P 94-220 et pour les parois clouées. Cette norme, comme la norme expérimentale XP P94-240 (à paraître) qui concerne les parois clouées, énoncent entre autres quelques principes de justification rappelés ci-dessus.

Par ailleurs, il est important que la stabilité générale conduite pour chaque profil soit vérifiée pour toutes les phases de construction (pistes d'accès, déblaiements préalables, ...). En effet, certaines phases de chantier peuvent conduire à un dimensionnement de l'ouvrage plus important que celui en service, ou à la réalisation d'ouvrages de confortement provisoires.

*NOTA : Il convient également de souligner ici toute l'importance qu'il est nécessaire d'accorder au choix de l'implantation d'un tracé routier, comme à celui des ouvrages qu'il comporte, lorsque la stabilité initiale du versant ne répond pas aux exigences de sécurité habituellement admises, et a fortiori lorsque le versant est à la limite de la stabilité. Dans de tels cas, si la construction de l'ouvrage projeté ne saurait améliorer à elle seule la stabilité du versant, ou du moins pas de manière significative, elle ne devra en principe en aucun cas la diminuer.*

Pour ce qui concerne la zone d'étude de la stabilité générale d'un ouvrage, il est à noter que sa définition telle qu'elle a été donnée ci-dessus peut poser des problèmes aux limites, lorsque l'ouvrage présente un fruit important sur une forte hauteur. Dans ces conditions, l'étendue de cette zone devient alors très importante, et les dispositions de calcul précédemment définies peuvent conduire à améliorer sensiblement la stabilité d'une grande partie du versant.

La solution parfois adoptée dans un tel cas consiste à délimiter la zone d'étude à l'amont et à l'aval de l'ouvrage par une distance horizontale à partir du plan de soutènement égale à trois fois la hauteur de la dénivelée de celui-ci (c'est-à-dire la hauteur entre le pied de l'ouvrage et le terrain naturel initial au même profil).



En tout état de cause, il est recommandé de s'entourer de l'assistance d'un géotechnicien compétent dans ce domaine, pour définir les limites de cette zone, qui peut aussi être étendue par exemple lorsque des infrastructures sensibles (voies ferrées, habitations, ...) sont situées dans l'environnement de l'ouvrage.

### 3.8.2. - Cas particulier des ouvrages sur versant en zone sismique

Dans le cas d'un ouvrage de soutènement implanté sur un versant en zone sismique, il y a lieu, comme en statique, de justifier la stabilité générale de l'ouvrage (cf. chapitre 3.8.1.), ainsi d'ailleurs que la stabilité du versant, sous sollicitations sismiques.

Pour la justification de la stabilité des pentes sous séisme, la méthode la plus couramment utilisée, dite méthode simplifiée ou méthode pseudostatique de calcul à la rupture, est dérivée de la méthode classique d'analyse de la stabilité statique d'une pente. Elle consiste, à partir d'un modèle statique équivalent, à prendre en compte les forces d'inertie dues au séisme, en appliquant au poids volumique du sol et aux charges supportées les deux coefficients sismiques  $\sigma_H$  et  $\pm\sigma_V$ . On prendra garde au fait que les cercles de rupture critiques ne sont généralement pas les mêmes en statique et en dynamique.

On pourra se reporter pour plus de précisions au sous-chapitre 9.2 des recommandations AFPS 90 relatif à la stabilité des pentes. Il est à noter que ces recommandations font référence à d'autres méthodes de calcul, qui devront être «scientifiquement établies et confirmées par l'expérience». Celles-ci, qui ne sont généralement utilisées que dans les cas complexes, relèvent de la compétence de spécialistes en génie parasismique.

Par ailleurs, les recommandations AFPS 90 (§ 9.22) définissent, pour la justification de la stabilité d'une pente ou d'un talus sous séisme, les coefficients sismiques  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  qui dépendent de l'accélération nominale « $a_N$ » et de la catégorie du site. Leurs valeurs sont rappelées dans le tableau suivant :

Sites	$\sigma_H$			$\sigma_V$
	S1	S2	S3	
Pente /Talus	0,5 $a_N \tau/g$	0,45 $a_N \tau/g$	0,4 $a_N \tau/g$	0,5 $\sigma_{II}$

La stabilité générale d'un ouvrage sous séisme peut également se justifier suivant les mêmes méthodes. Il y a lieu toutefois de tenir compte des coefficients sismiques qui sont propres à chaque type d'ouvrage et qui sont rappelés au paragraphe 3.7.1.

Ce paragraphe ne traite que des principes de justification de la stabilité générale des ouvrages sous séisme, qui concernent plus directement une zone limitée située dans l'environnement immédiat de ceux-ci et qui, à défaut de documents les concernant, s'inspirent des dispositions générales prévues par les recommandations AFPS 90 pour les talus. Pour la définition de la zone d'étude de la stabilité globale de l'ouvrage, on pourra reprendre celle du paragraphe précédent, qui d'ailleurs est la même que celle des recommandations AFPS 90 (§ 9.23).

En règle générale, pour toute surface de rupture potentielle entièrement comprise dans cette zone et qui ne recoupe pas l'ouvrage, on cherche à obtenir sous séisme un coefficient de sécurité  $F \geq 1$ , en tenant compte des coefficients sismiques relatifs à un talus.

Toutefois, si ces dispositions de calcul conduisent en cas de séisme majeur à des désordres inacceptables pour l'ouvrage ou pour son environnement immédiat (présence d'infrastructures sensibles à proximité de l'ouvrage par exemple), il peut être envisagé d'adopter des coefficients sismiques plus importants, qui devront alors être définis en concertation avec un spécialiste en génie parasismique.

Pour certains types d'ouvrages, et notamment pour les ouvrages en sol renforcé, dont le contour peut être délimité par le parement et l'extrémité des éléments de renforcement (figure 3.23 - partie grisée des ouvrages), il y a lieu de considérer également les surfaces de rupture potentielle qui les recourent. Pour ces surfaces, la méthode généralement adoptée consiste à considérer les coefficients de sécurité propres à l'ouvrage à l'intérieur de celui-ci (tels qu'ils peuvent être définis dans les textes ou documents les concernant - cf. notamment norme NF P 94-220 et recommandations CLOUTERRE 1991), et les coefficients de sécurité précédemment définis à l'extérieur de celui-ci. Il y a lieu toutefois de considérer les coefficients sismiques relatifs à l'ouvrage, qui peuvent être différents de ceux relatifs à un talus, comme cela est le cas des parois clouées par exemple.

Il est à noter que l'application de ces dispositions de calcul entraîne une discontinuité entre les surfaces de rupture potentielle qui englobent l'ouvrage et celles qui le recoupent même partiellement, dans la mesure où l'on tient compte de coefficients sismiques qui peuvent être différents pour des surfaces assez voisines. On pourra alors envisager des adaptations, mais dans tous les cas on appliquera pour toutes les surfaces de rupture potentielle qui interceptent le parement de l'ouvrage, les coefficients sismiques qui lui sont propres.

*NOTA : Il y aura lieu de porter une attention particulière à l'étude de la stabilité du versant sous séisme après construction de l'ouvrage qui ne relève pas du présent document, et qui pourra être délicate pour des versants dont la stabilité initiale est précaire.*

**CLASSIFICATION DES OUVRAGES  
ET DES TECHNIQUES -  
CHOIX D'UNE SOLUTION**

***Table des matières***

<b>4.1. - GÉNÉRALITÉS</b>	<b>139</b>
<b>4.2. - CLASSIFICATION DES OUVRAGES</b>	<b>141</b>
4.2.1. - Critères de classification des ouvrages	143
<i>a. Géométrie</i>	143
<i>b. Environnement - Fonction</i>	143
<i>c. Contexte géotechnique - Particularités du site</i>	143
4.2.2. - Catégories d'ouvrages	145
<i>a. Les ouvrages simples</i>	145
<i>b. Les ouvrages ordinaires</i>	146
<i>c. Les ouvrages sensibles</i>	146
<b>4.3. - CLASSIFICATION DES TECHNIQUES</b>	<b>147</b>
4.3.1. - Critères de classification des techniques	147
<i>a. Connaissance et expérience que l'on a d'une technique</i>	147
<i>b. Conditions d'emploi</i>	147
<i>c. Connaissance des conditions de vieillissement des matériaux et dispositions particulières de surveillance</i>	147
4.3.2. - Catégories de techniques	148
<i>a. Les techniques classiques et bien connues</i>	148
<i>b. Les techniques moins classiques ou récentes</i>	149
<i>c. Les techniques innovantes</i>	149
<b>4.4. - CHOIX D'UNE SOLUTION</b>	<b>149</b>

**Page laissée blanche intentionnellement**

## 4.1. - GÉNÉRALITÉS

Le développement de certaines techniques, comme par exemple celle des massifs en remblai renforcé, a permis l'éclosion, depuis un peu plus d'une dizaine d'années, de nombreux procédés nouveaux dont certains (qui ne sont d'ailleurs souvent que des variantes de procédés existants) ont été développés par des entreprises locales et n'ont fait l'objet que de quelques réalisations.

Cette partie, qui reprend pour l'essentiel une note d'information du SETRA (Ouvrages d'Art N° 20 de Décembre 1995), a pour objet d'aider les maîtres d'œuvre dans le choix d'une solution, pour une situation donnée, en proposant une méthode basée sur la confrontation de l'importance de l'ouvrage à construire avec la connaissance que l'on peut avoir de la technique ou du procédé dont l'emploi est envisagé.

Elle ne cite pas volontairement le nom des procédés existants, tout d'abord parce que ces derniers sont nombreux, et que toute liste que l'on pourrait tenter d'établir serait rapidement incomplète, ensuite parce que l'appréciation que l'on peut porter sur bon nombre de ces procédés est nécessairement évolutive, en raison notamment du fait que cette appréciation est elle-même basée sur le recul et l'expérience dont on dispose sur ces procédés, et du fait également que ceux-ci sont souvent encore perfectibles.

Souvent dès les premières phases d'étude d'un projet de soutènement, des considérations générales relatives au domaine d'emploi et aux conditions d'exécution des principales techniques, telles qu'elles sont présentées dans la première partie du document, mises en regard des données et contraintes du projet (cf. § 2.1), permettent de sélectionner certaines solutions a priori bien adaptées techniquement.

Il est assez fréquent qu'à l'issue de cette première sélection, comme à des phases d'étude plus avancées, plusieurs solutions, basées sur des techniques différentes ou sur des procédés voisins à l'intérieur d'une même famille restent envisageables. Cette situation s'est d'ailleurs considérablement accentuée ces dernières années, en raison notamment du développement de certaines techniques (comme par exemple celle des remblais renforcés) et de l'éclosion de nombreux procédés nouveaux.

Toutefois, ces solutions ne présentent pas nécessairement la même «certitude technique» (que l'on dénommera «valeur technique» dans la suite), quelquefois simplement en raison de l'insuffisance d'expérience ou de recul sur certains procédés.

De ce fait, certains risques, tels que ceux de voir apparaître des désordres, ou d'avoir à intervenir prématurément sur l'ouvrage dans le cadre d'une opération de surveillance, d'entretien ou de réparation, sont fonction de ce que l'on a convenu d'appeler la valeur technique des solutions.

Ces risques pouvant être mieux acceptés dans certaines situations que dans d'autres, il est indispensable de confronter la valeur technique des différentes solutions envisageables avec l'importance de l'ouvrage (que l'on appellera également sa «sensibilité»), c'est-à-dire d'apprécier les conséquences des risques encourus, à savoir l'apparition de désordres ou une mise hors service prématurée ou temporaire de l'ouvrage.

*Il est à noter qu'une telle démarche doit être entreprise aussi bien au stade de la conception d'un ouvrage, qu'à celui de la définition des variantes qui peuvent être admises ou à celui de l'examen de celles proposées à l'issue d'une consultation.*

Figure 4.1 : Mur  
assurant la dénivellation  
de deux chaussées  
autoroutières

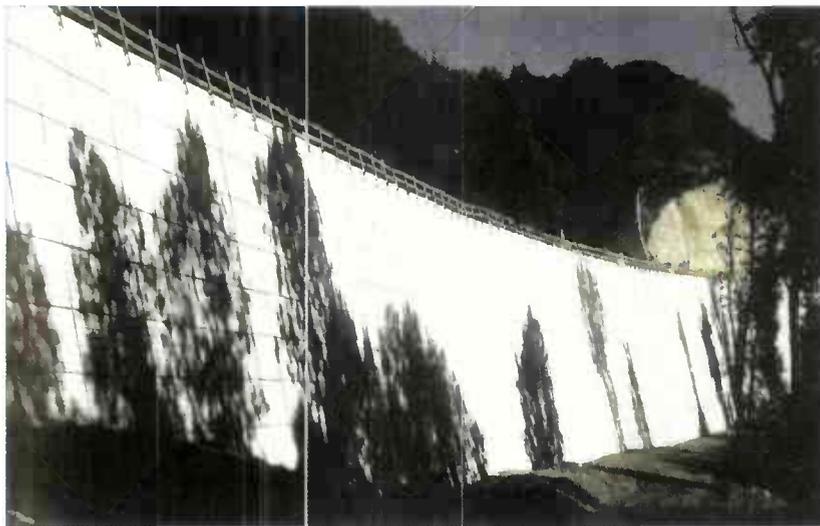


Figure 4.2 : Ouvrage  
de grande hauteur

Figure 4.3 : Voile ancré incliné de forte hauteur



Cette démarche, qui peut conduire, par exemple, à réserver l'emploi de techniques innovantes à des ouvrages de faible à moyenne importance, amène à proposer deux classifications, l'une relative à la sensibilité de l'ouvrage, et l'autre relative aux techniques, établie en fonction des particularités de celles-ci.

## 4.2. - CLASSIFICATION DES OUVRAGES

Le bon sens devant conduire à choisir des solutions d'autant mieux connues et éprouvées que l'ouvrage à réaliser est plus sensible, il est utile de disposer d'un minimum de critères permettant d'évaluer cette sensibilité.

Pour les ouvrages routiers, il existe une classification officielle et bien connue (circulaire du 5 mai 1994 relative à l'instruction des opérations d'investissement sur le réseau routier national, annexe III), qui distingue les ouvrages courants et les ouvrages non courants.

Dans le domaine des soutènements, la dernière catégorie comprend tous ceux de plus de 9 m de hauteur et ceux, même de plus faible hauteur, dont la conception présente des difficultés particulières (par exemple, celles provenant du terrain de fondation, celles liées à des modifications de solutions types résultant de recherches architecturales, celles dues à l'emploi de techniques non codifiées et n'ayant pas fait l'objet d'un avis officiel du SETRA, ou encore celles dues au caractère innovant de la technique).

Toutefois, si cette classification est bien adaptée aux modalités d'instruction des dossiers techniques, elle est trop générale dans le cadre du but visé ici, notamment du fait qu'elle ne fait pas la distinction entre l'ouvrage et la technique ou le procédé.

Par exemple, le seul critère de hauteur ne conduit pas nécessairement à une appréciation suffisante de l'importance d'un ouvrage : un mur assurant la dénivellation de deux chaussées autoroutières (figure 4.1) doit être considéré comme sensible quelle que soit sa hauteur si les conséquences que pourrait entraîner son dysfonctionnement ou toute intervention nécessaire à sa surveillance ou à sa réparation ne sont pas acceptables.

La classification proposée au paragraphe 4.2.2. ci-après est donc basée sur l'évaluation de «l'importance intrinsèque» d'un ouvrage, indépendante de la technique envisagée, notamment sur la base des critères exposés au paragraphe 4.2.1. ci-après.

Cette classification fait une large part à la prise en compte des conséquences humaines, économiques ou logistiques d'un mauvais comportement de l'ouvrage ou d'une mise hors service, même temporaire ou partielle de celui-ci, rejoignant en cela la tendance des nouvelles règles de calcul et des normes récentes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la géotechnique.

*Il n'en demeure pas moins que, dans de nombreuses situations, le classement d'un ouvrage dans une des catégories définies ci-après dépendra largement d'une appréciation personnelle du maître d'œuvre, qui pourra également, s'il le juge utile, tenir compte de critères autres que ceux présentés ci-après.*



Figure 4.4 : Ouvrages superposés en étroite interaction

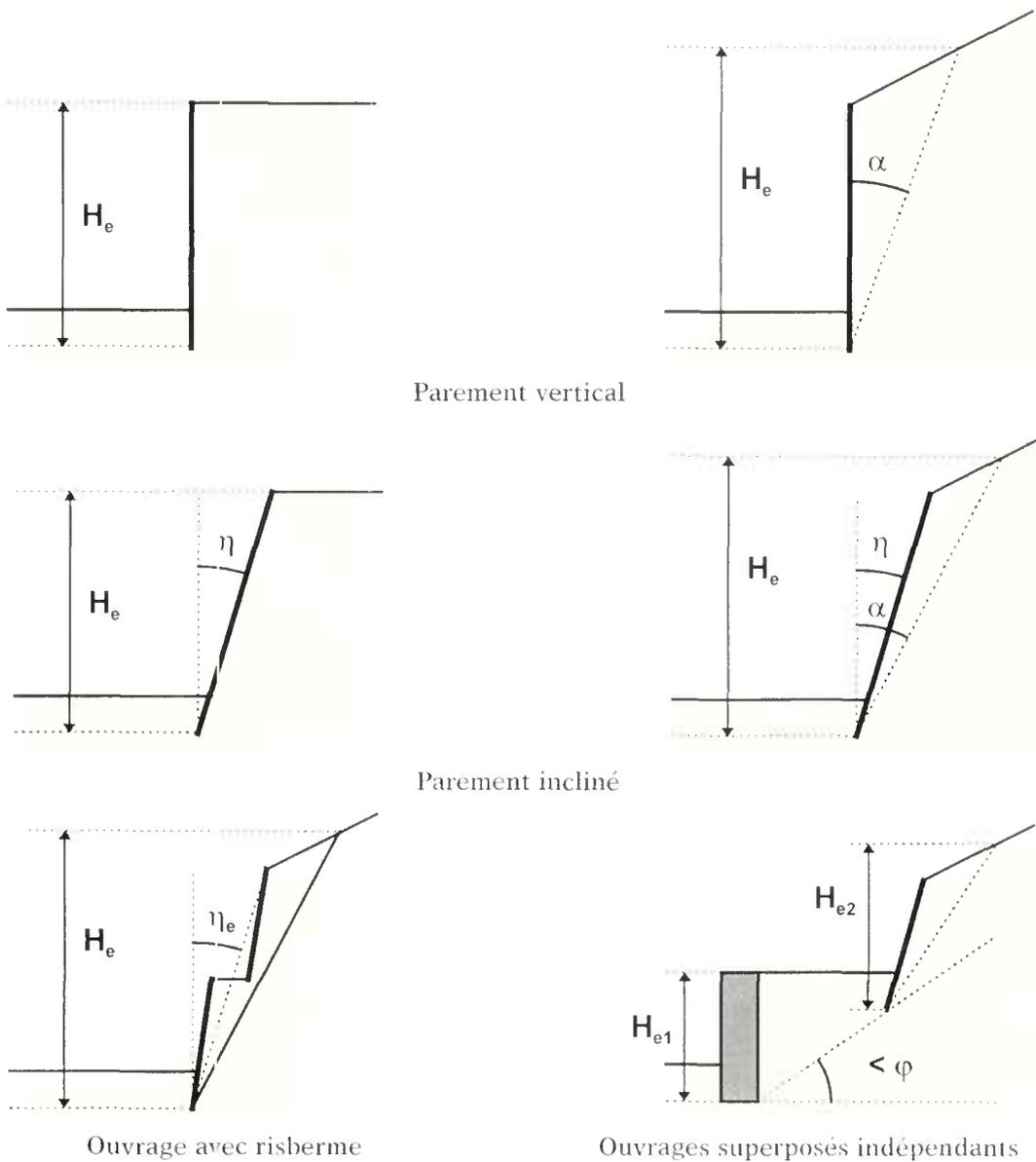


Figure 4.5 : Géométrie des ouvrages

## 4.2.1. Critères de classification des ouvrages

### *a. Géométrie*

La géométrie d'un ouvrage constitue évidemment un facteur important dans l'appréciation de sa sensibilité. Notamment, cette dernière croît avec la hauteur de l'ouvrage et avec la pente du talus des terres soutenues. Ainsi, dans certains cas, il pourra y avoir lieu de définir une hauteur équivalente « $H_e$ » à partir d'un «coin de poussée» (schématisé par « $\alpha$ » sur la figure 4.5). En générale, la détermination de « $H_e$ » fait l'objet de règles spécifiques suivant le type d'ouvrage.

A contrario, le fruit « $\eta$ » de l'ouvrage (inclinaison du parement par rapport à la verticale) constitue un facteur favorable vis-à-vis de la stabilité et agit donc en sens inverse de la hauteur dans l'appréciation de celle-ci. Ainsi par exemple, un mur de forte hauteur peut ne pas être très sensible si son fruit est important.

Le cas des ouvrages superposés est un peu plus complexe dans la mesure où il convient de distinguer le cas des ouvrages indépendants (par exemple, ouvrages situés sur une pente fictive de talus inférieure à l'angle de frottement « $\phi$ » du sol) de celui des ouvrages «avec risberme», pour lesquels le comportement des niveaux supérieurs (stabilité, déplacements, ...) est indissociable de celui des niveaux sous-jacents. Dans les cas délicats, l'étude des lignes de rupture permettra de trancher entre ces deux types de comportement.

Dans le cas des ouvrages «avec risberme», qui concerne principalement les ouvrages «souples» (ouvrages en sol renforcé par exemple), on pourra considérer, pour caractériser la sensibilité, qu'il s'agit d'un ouvrage unique, de hauteur égale à la hauteur totale des différents ouvrages et de fruit égal au fruit moyen (figure 4.5).

### *b. Environnement - Fonction*

Lorsque des structures ou des infrastructures existantes (ouvrages d'art, habitations, ouvrages divers, voies de circulation routières ou ferroviaires, ...) sont susceptibles de subir des désordres en cas de défaillance éventuelle de l'ouvrage, le plus grand soin doit être porté au choix de celui-ci, auquel il convient d'attribuer une sensibilité élevée (figure 4.4).

Ainsi par exemple, un ouvrage doit être considéré comme sensible dès lors qu'il surplombe ou supporte directement (à proximité immédiate du parement) des voies de circulation importantes pour lesquelles il serait difficile d'envisager une interruption d'exploitation même temporaire.

De même, les ouvrages de soutènement qui ont à assurer d'autres fonctions (portance notamment) et, d'une manière plus générale, ceux qui entrent dans la constitution d'ouvrages plus complexes, doivent faire l'objet d'une attention particulière.

Ainsi par exemple, les ouvrages qui ont un rôle complémentaire de fondation, comme les culées, de quelque nature qu'elles soient, ou les piédroits de tranchées couvertes par exemple (figure 4.6), sont tout spécialement concernés. Il en est de même généralement pour les culées mixtes (figure 4.7) qui, sans assurer directement un tel rôle, entrent dans la constitution de l'ouvrage d'art auquel elles sont associées.

### *c. Contexte géotechnique - Particularités du site*

On pourra conférer une sensibilité accrue à un ouvrage lorsque le contexte géotechnique est difficile et peut laisser craindre certains désordres sur l'ouvrage ou sur des constructions voisines

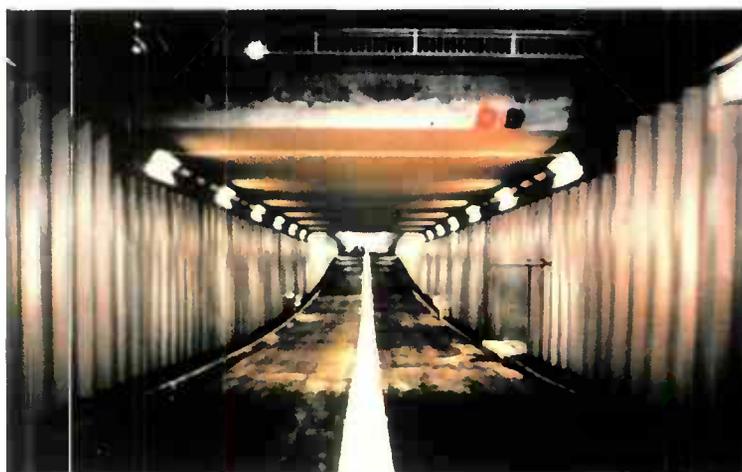


Figure 4.6 : Passage souterrain dont les poutres sont constituées de rideaux de palplanches métalliques



Figure 4.7 : Culée mixte constituée d'un massif en remblai renforcé



Figure 4.8 : Remblai de préchargement renforcé par nappes géotextiles (ouvrage provisoire)

(sols compressibles, versants à la limite de la stabilité, voire instables, ...) ou bien des difficultés en cours de construction (incidences sur les délais, les coûts ou parfois la qualité).

Il en est de même pour d'autres particularités du site (site aquatique très affouillable, conditions climatiques ou d'agressivité particulières, conditions d'accès difficile, ...), qui peuvent conduire à rechercher des solutions connues et éprouvées.

**Remarques :**

*La durée de service d'un ouvrage revêt une grande importance car elle permet de fixer les exigences liées aux phénomènes de vieillissement susceptibles d'affecter les produits et matériaux constitutifs de celui-ci : choix, conditions d'emploi, règles de dimensionnement, ... Toutefois, elle ne constitue pas nécessairement un critère pour l'appréciation de la sensibilité d'un ouvrage.*

*Ainsi, par exemple, les ouvrages provisoires, qui ont en principe une faible durée de service, et pour lesquels il est généralement inutile d'adopter des dispositions particulières vis-à-vis des problèmes de vieillissement, peuvent parfois être crédités d'une sensibilité élevée par la prise en compte d'autres critères tels que, par exemple, leur environnement.*

*Il est à noter par ailleurs que dans certains cas, des critères qui peuvent paraître a priori assez simples, comme par exemple la hauteur et le fruit d'un ouvrage, ou l'interdépendance d'ouvrages superposés, peuvent être assez difficiles à apprécier, et nécessiter de disposer de bonnes connaissances dans le domaine des ouvrages de soutènement, ou de s'assurer l'assistance d'un géotechnicien.*

**Les contextes géologique, géotechnique et hydrologique doivent être correctement appréciés par un spécialiste, dès les premières phases d'étude du projet.**

## 4.2.2. - Catégories d'ouvrages

### **a. Les ouvrages simples**

Il s'agit d'ouvrages pour lesquels certains désordres tels que des déformations excessives, voire même une défaillance locale, seraient sans conséquence grave ; cela concerne en particulier les ouvrages pour lesquels l'ensemble des conditions définies ci-après sont respectées :

- l'ouvrage n'a qu'une fonction de soutènement et son environnement est simple (notamment il n'existe pas d'infrastructure importante ou sensible dans sa zone d'action) ;
- sa hauteur équivalente « $H_e$ », telle qu'elle peut être estimée à partir des règles présentées figure 4.5, est limitée à une valeur maximale fonction du fruit « $\eta$ » (réel ou équivalent) du parement. Cette valeur est définie par la droite (figure 4.9) :

$$H_{e_{\max}} = 3,0 \text{ m pour } \eta = 0^\circ$$

$$H_{e_{\max}} = 5,5 \text{ m pour } \eta = 30^\circ$$

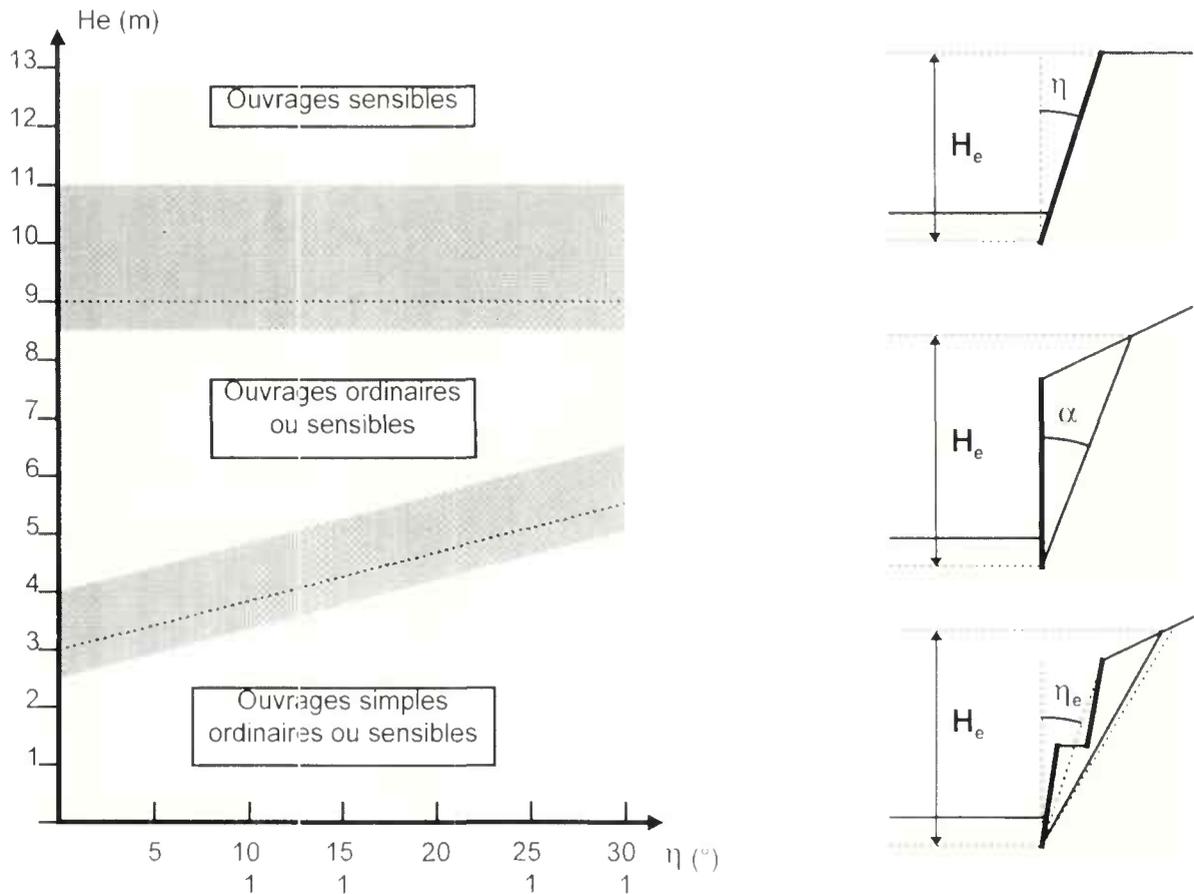


Figure 4.9 : Conditions géométriques de classification des ouvrages

Pour les angles d'inclinaison du parement supérieurs à  $30^\circ$ , qui correspondent davantage à ce qu'on appelle des talus raidis, on pourra définir des limites particulières en s'inspirant de celles définies ci-dessus ;

- les conditions géotechniques et de site sont simples et l'exécution ne présente pas a priori de difficultés particulières (travaux hors nappe notamment).

### ***b. Les ouvrages ordinaires***

Les ouvrages ne pouvant pas être considérés comme simples mais ne remplissant aucune des conditions définies ci-après pour les ouvrages sensibles pourront être rangés dans la catégorie des ouvrages ordinaires.

### ***c. Les ouvrages sensibles***

Un ouvrage sera classé dans cette catégorie sur la base des critères présentés en 4.2.1., en particulier s'il remplit une ou plusieurs des conditions suivantes :

- la hauteur équivalente de l'ouvrage est supérieure à environ 9 m (figure 4.5) ;
- une défaillance de l'ouvrage aurait des conséquences humaines, économiques ou logistiques de grande ampleur ;

- une intervention sur l'ouvrage dans le cadre d'une opération de surveillance, d'entretien ou de réparation ne pourrait être entreprise dans des conditions économiques ou de gêne à l'usager acceptables ;
- L'ouvrage est directement associé à des structures plus complexes, ou comprend dans sa zone d'action des infrastructures très sensibles. En particulier, les piédroits des cadres ou des tranchées couvertes et, d'une manière plus générale, toutes les culées d'ouvrages de quelque nature qu'elles soient, ainsi que les culées mixtes font partie de cette catégorie des ouvrages sensibles.

## **4.3. - CLASSIFICATION DES TECHNIQUES**

Il est possible de concevoir plusieurs classifications pour les techniques et les procédés de soutènement existants, en fonction du but recherché. Celle présentée ci-après a uniquement pour objet de permettre d'apprécier si l'emploi d'une technique ou d'un procédé particulier est bien adapté dans une situation donnée, c'est-à-dire pour un ouvrage dont on a pu estimer au préalable le caractère plus ou moins sensible.

### **4.3.1. - Critères de classification des techniques**

#### ***a. Connaissance et expérience que l'on a d'une technique***

La classification retenue ici repose essentiellement sur la connaissance et l'expérience que l'on a d'une technique (ou d'un procédé), qui peuvent s'apprécier en particulier par l'ancienneté de celle-ci, le nombre d'ouvrages déjà réalisés et leur comportement, la qualité du support technique la concernant (études et recherches, expérimentations, ...) et la nature et l'importance des documents à caractère méthodologique ou réglementaire dont elle a pu faire l'objet.

#### ***b. Conditions d'emploi***

Il faut souligner que le caractère plus ou moins classique d'une technique est à apprécier également en fonction des conditions d'emploi dans lesquelles il est envisagé de l'utiliser (notamment conditions géométriques, géotechniques, de site ou même d'exploitation). En effet, certaines de ces conditions d'emploi, lorsqu'elles sont trop particulières (par exemple hauteur exceptionnelle, sols très compressibles, conditions d'exécution difficiles susceptibles d'affecter la qualité de l'ouvrage, versants instables, conditions climatiques ou d'agressivité particulières, ...), peuvent faire qu'une technique (ou un procédé), tout à fait classique à l'égard de certains aspects évoqués précédemment, le soit beaucoup moins dans une situation donnée.

#### ***c. Connaissance des conditions de vieillissement des matériaux et dispositions particulières de surveillance***

L'importance et la qualité des informations disponibles sur les conditions de vieillissement des matériaux (et principalement ceux constitutifs des éléments résistants de la structure), sont également des facteurs à prendre en compte pour apprécier le caractère plus ou moins classique d'une technique.

Cela peut concerner aussi bien des matériaux dont le comportement dans le temps est bien connu, lorsqu'ils sont utilisés dans des conditions particulières (assemblages particuliers, éléments métalliques soudés enterrés, conditions particulières d'agressivité, ...), que des matériaux pour lesquels des incertitudes peuvent demeurer y compris dans les conditions d'emploi normalement proposées.

Cet aspect relatif à ces incertitudes qui conduiront généralement à adopter des dispositions particulières de surveillance est explicitement pris en compte pour le choix d'une solution (tableau du § 4.4.).

*Remarque :*

*Il est à noter qu'en règle générale, le coût et les contraintes que peuvent générer ces dispositions particulières (dispositions de conception, témoins de durabilité, fréquence et technicité des interventions, conditions d'exécution de celles-ci, ...) ne sont pas toujours suffisamment pris en considération dans le coût global de l'ouvrage (et plus spécialement lorsqu'il s'agit de variantes).*

### 4.3.2. - Catégories de techniques

#### ***a. Les techniques classiques et bien connues***

Cette catégorie concerne les techniques pour lesquelles sont vérifiées les conditions ci-après :

- techniques couramment employées dans les conditions prévues, ayant déjà fait l'objet de nombreuses réalisations (ouvrages permanents), et ce depuis 15 à 20 ans environ ;
- méthodes de calculs et de justifications connues et éprouvées, notamment à partir de l'expérience des nombreuses réalisations évoquées ci-dessus, d'expérimentations ou de constatations sur ouvrages réels ;
- comportement général bien connu : fonctionnement, capacité à accepter des tassements (et tassements différentiels), pathologie, ... ;
- matériaux constitutifs traditionnels, dont le comportement dans les conditions normales d'utilisation prévues est bien connu, en particulier vis-à-vis de la durabilité ;

L'existence de documents à caractère méthodologique ou réglementaire ne saurait constituer une condition nécessaire, dans la mesure où peu de techniques ou de procédés classiques en font l'objet. Cela constitue néanmoins un élément d'appréciation favorable, surtout si ces documents couvrent les différents aspects de la conception, du calcul et de l'exécution des ouvrages.

*Remarques :*

*Les techniques utilisées à l'étranger qui répondent aux conditions définies ci-dessus pourront être classées dans cette catégorie dès lors qu'elles ont fait l'objet en France de 5 à 10 réalisations dans des conditions satisfaisantes.*

*Il est important en effet, et dans tous les cas, de disposer d'une certaine expérience d'une technique ou d'un procédé, surtout s'il est envisagé de l'utiliser pour des ouvrages sensibles, mais aussi de pouvoir apprécier la compétence de l'entreprise qui en assure le développement en France.*

*Cela concerne notamment la maîtrise qu'elle a elle-même de la technique ou du procédé et sa capacité d'une part à apporter à l'entreprise chargée des travaux l'assistance technique spécialisée nécessaire et d'autre part à répondre promptement et efficacement à d'éventuelles difficultés d'exécution. Cela concerne aussi la qualité des notes de calcul et des plans fournis, le respect des coûts et des délais et, naturellement, celui des exigences quant à la qualité de l'ouvrage fini (respect des tolérances, aspect, ...).*

### ***b. Les techniques moins classiques ou récentes***

Cette catégorie concerne notamment :

- les techniques classiques, lorsqu'elles sont utilisées dans des conditions inhabituelles ou exceptionnelles (hauteur exceptionnelle, déformations prévisibles au-delà des seuils habituellement admis, ...)
- les techniques classiques, lorsqu'elles sont combinées entre elles de telle sorte que des incertitudes puissent peser sur le comportement de l'ouvrage ou sur les modèles de calcul traditionnels ;
- les techniques récentes, dont l'ancienneté n'excède pas une dizaine d'années environ, qui ont fait l'objet d'un nombre limité de réalisations (moins d'une cinquantaine) et/ou dont le comportement et les méthodes de calculs sont encore mal connus.

### ***c. Les techniques innovantes***

Cette catégorie concerne notamment :

- les techniques qui n'ont jamais été réalisées (du moins dans une configuration similaire à celle envisagée) ;
- les techniques qui ont fait l'objet de quelques réalisations mais pour lesquelles des incertitudes pèsent sur certains aspects importants du comportement des ouvrages et/ou sur la validité des méthodes de calcul employées ;
- les techniques pour lesquelles les produits ou les matériaux utilisés (en particulier dans la constitution des éléments résistants de la structure) ont un comportement qui est mal connu dans les conditions d'utilisation prévues, notamment vis-à-vis des phénomènes de vieillissement.

## **4.4. - CHOIX D'UNE SOLUTION**

Le choix d'une solution est en principe conditionné en premier lieu par les données et les contraintes du projet (concernant notamment l'ouvrage lui-même, son mode de réalisation en élévation ou en excavation, le site et l'environnement, le sol et l'hydrogéologie).

Il est fréquent toutefois, et généralement davantage pour les ouvrages en élévation, que plusieurs solutions puissent techniquement convenir dans une situation donnée. Ces solutions peuvent être basées aussi bien sur des techniques différentes que sur des procédés différents au sein d'une même technique.

Ouvrages Techniques		Simples	Ordinaires	Sensibles	
				Autres	Culées
Classiques	1	A			
	2	B		B (*)	B (*)
Non classiques ou récentes	1	B		B (*)	C (*)
	2	B	B (*)	C (*)	O
Innovantes	1	B	C (*)	O	
	2				

1 - Techniques, procédés ou situations ne présentant pas d'incertitudes particulières quant au vieillissement des matériaux employés.

2 - Techniques, procédés ou situations pour lesquels subsistent des incertitudes quant au vieillissement des matériaux et qui conduisent en principe à adopter des dispositions particulières. Cela concerne notamment les sols renforcés par éléments métalliques ou géosynthétiques, l'emploi de tirants d'ancrage précontraints et, d'une manière générale, les sites reconnus agressifs vis-à-vis des matériaux employés.

A : Technique dont l'utilisation est favorable pour tout type d'ouvrage, si elle est bien adaptée.

B : Technique dont l'utilisation est possible, si elle est bien adaptée.

C : Technique dont l'emploi est à éviter, sauf si elle est particulièrement bien adaptée, et à titre expérimental s'il s'agit d'une technique non classique ou innovante.

O : Technique dont l'emploi ne convient pas.

(\*) Dans le cas où l'emploi de la technique considérée est envisagé, il y aura lieu de s'assurer tout particulièrement :

- que les dispositions de surveillance sont bien adaptées, correctement intégrées à l'ouvrage et qu'elles pourront être réellement exploitées une fois l'ouvrage en service ;

- qu'il est possible de réparer l'ouvrage dans des conditions acceptables (existence de techniques classiques de réparation ou de renforcement, accès possible, ...).

A ce stade, il y a donc lieu de rechercher parmi ces différentes solutions celles qui offrent, sinon la meilleure, du moins une bonne adéquation entre l'importance de l'ouvrage à réaliser et la valeur technique de la solution envisagée, qui peuvent être appréciées respectivement à partir des réflexions développées dans les paragraphes 4.2. et 4.3..

*Pour ce faire, on pourra s'appuyer sur les indications données dans le tableau ci-contre, en notant toutefois d'une part, que le maître d'œuvre pourra, s'il le juge utile, tenir compte de critères complémentaires notamment pour apprécier l'importance de l'ouvrage ou l'intérêt que peut présenter l'emploi d'une technique, et d'autre part, que les frontières entre les différentes catégories d'ouvrages, ou de techniques, ne sont pas nécessairement infranchissables.*

Ainsi par exemple, la capacité de la solution étudiée à s'adapter à des efforts ou à des conditions d'agressivité qui pourraient être mal évaluées, sa résistance au vandalisme ou encore la possibilité de réutiliser des déchets industriels, sont des facteurs qui, dans certaines situations, peuvent avoir une importance particulière.

On notera toutefois que pour le choix d'une solution de base (généralement unique dans le Dossier de Consultation des Entreprises - D.C.E.), il y aura lieu en principe de rechercher des solutions assez classiques et, si possible, ne relevant pas d'une haute technicité, sur lesquelles la concurrence pourra correctement s'exprimer. Dans le même ordre d'idées, les techniques innovantes devront, si possible, être évitées.

Ces différentes considérations font volontairement abstraction du coût de la solution projetée - qui reste un critère de choix important - pour bien marquer que, contrairement à une pratique par trop répandue, il ne doit pas lui être accordé une priorité particulière par rapport à certains critères techniques.

On peut indiquer à cet égard qu'en règle générale, une différence de coût inférieure à 3 à 5 % ne peut avoir de réelle signification, sauf peut-être entre deux solutions bien connues et d'égale valeur technique. Entre 5 et 10 %, elle peut avoir une certaine signification, si les coûts sont correctement estimés pour l'ensemble de l'ouvrage (y compris contraintes particulières d'exécution, structures associées et dispositifs de sécurité, aspect, ...), mais ne saurait justifier un réel écart entre les valeurs techniques des solutions en présence. Au-delà, les situations sont à examiner cas par cas, mais un écart, même plus sensible, ne saurait en principe justifier le choix de solutions qui, à l'évidence, ne conviennent pas.

**Page laissée blanche intentionnellement**

# QUELQUES TEXTES OU DOCUMENTS ESSENTIELS CONCERNANT LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

## ◆ Documents généraux

- Fascicule 62 titre V du CCTG - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil
- Eurocode 7 - XP ENV 1997-1 (norme expérimentale XP 94-250-1)
- Réalisation des remblais et couches de forme - Guide technique SETRA / LCPC
- Répertoire des textes et documents essentiels Ouvrages d'Art - SETRA (édition n° 12 de janvier 1998 et éditions ultérieures)

## ◆ Murs

- Dossier-pilote MUR 73 - SETRA
- Note technique interne LPC / SETRA - Murs de soutènement - Justification de la stabilité interne - Octobre 1991

## ◆ Rideaux et parois

- Calcul des ouvrages en palplanches métalliques - A. Houy - Edition Sacilor - 1976
- Logiciel de calcul des rideaux de palplanches CARPE - Guide de l'utilisateur - SETRA
- Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction - Note d'information technique LCPC - J. Balay (1985)
- Recommandations T.A. 95 concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage - Comité Français de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations - Eyrolles

## ◆ Ouvrages en sol renforcé

- Recommandations et règles de l'art - Les ouvrages en terre armée - SETRA / LCPC (juillet 1991)
- Norme NF P 94-210 - Renforcement des sols - Généralités et terminologie - AFNOR
- Norme NF P 94-220-0 Renforcement des sols - Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Partie 0: Justification - AFNOR
- Norme NF P 94-220-1 - Renforcement des sols - Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Partie 1: Renforcement par des armatures métalliques en bande - Justification du dimensionnement - AFNOR
- Norme NF P 94-220-2 - Renforcement des sols - Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Partie 2: Renforcement par des armatures métalliques en treillis - Justification du dimensionnement - AFNOR
- Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre - Comité Français des Géotextiles et Géomembranes -1990

- Guide technique LCPC / SETRA - Tesson - Ouvrages de soutènement - Mars 1990
- Le Pneusol - Guide technique LCPC (1985)
- Recommandations CLOUTERRE 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols - Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- Norme expérimentale XP P 94-240 - Renforcement des sols - Soutènements et talus en place renforcés par des clous - Justification du dimensionnement
- Norme NF P 94-222 - Renforcement des sols - Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Essai statique d'extraction en place d'inclusion - AFNOR
- Norme NF P 94-242-1 - Renforcement des sols - Essai statique d'arrachement de clou soumis à un effort axial de traction - Essai à vitesse de déplacement constante - AFNOR

## ◆ Dispositifs de retenue

- Fascicule «barrières» de la collection du guide technique GC - SETRA
- Bulletin Ouvrages d'Art du SETRA n°16 - A propos de chocs ... (A.-L. Millan, V. Le Khac, M. Fragnet)

## ◆ Séisme

- Décret 91-461 du 14/05/91 en application de la loi 87-565 du 22/07/87
- Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts- Extrait de l'arrêté du 15/09/95 inclus - Association française du génie parasismique - Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- Recommandations AFPS 90 - Association française du génie parasismique - Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- Performance of soil retaining walls for railway embarkments - Fumio Tatsuoka, Masaru Tateyama and Junichi Koseki - Special issue of Soils and foundations 311-324, Jan. 1996
- Comptes rendus des journées communes CFMS / AFPS - 18-19 novembre 1986  
Fondations, propriétés des sols et impératifs sismiques : Talus et soutènements en dynamique des sols (F. Schlosser et L. Dormieux)
- Comportement et dimensionnement des ouvrages en Terre Armée (M. Bastick et F. Schlosser)  
Colloque national de Génie Parasismique, St Rémy les Chevreuse , janvier 1986
- Etude du comportement sismique des ouvrages en Terre Armée. Contribution des analyses aux éléments finis (P. Segrestin et M. Bastick) - Colloque national de Génie Parasismique, St Rémy les Chevreuse, avril 1989

## ◆ Surveillance des ouvrages

- Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (I.T.S.E.O.A.) du 19/10/79 - Direction des Routes - Diffusion SETRA / LCPC
- I.T.S.E.O.A. Deuxième partie - Fascicule 51 - Direction des Routes - Diffusion SETRA / LCPC
- Les ouvrages en Terre Armée - Guide pour la surveillance spécialisée et le renforcement - SETRA (décembre 1994)

*NOTA : Il existe par ailleurs de nombreuses normes ou projets de normes, françaises ou européennes, qui concernent notamment les essais de sol, les produits, ou encore l'exécution des ouvrages, auxquels il conviendra de se reporter en tant que de besoin.*

**Page laissée blanche intentionnellement**

Édition des publications du CTOA : Jacqueline THIRION : 01 46 11 34 82

Cahier de couverture et mise en page : Concept Graphic 45 : 02 38 92 03 25

Photogravure et Impression : Imprimerie de Montligeon :

Ce document est propriété de l'Administration,  
il ne pourra être utilisé ou reproduit, même partiellement,  
sans l'autorisation du SETRA.

Dépot légal 1998  
ISBN 2-11085851 6

© 1998 SETRA

**C**e document renseigne sur les principaux types d'ouvrages de soutènement existants et leur domaine d'emploi, présente les règles essentielles de conception de ces ouvrages, fait le point de la situation actuelle en matière de calcul et propose une démarche pour le choix d'une solution basée sur la prise en compte de l'importance de l'ouvrage et de la connaissance que l'on peut avoir des techniques ou des procédés.

D'un caractère général, il complète et actualise les divers documents existants qui, le plus souvent, ne concernent que quelques aspects particuliers de la conception ou du calcul de certains types d'ouvrages.

Il s'adresse aux maîtres d'œuvre et aux concepteurs qui auront à choisir et à concevoir des ouvrages de soutènement dans le cadre de projets routiers ou autoroutiers. Il s'adresse également aux bureaux d'études et aux entreprises qui pourront y trouver les exigences fondamentales auxquelles les maîtres d'œuvre attacheront une importance toute particulière dans un domaine encore peu codifié.

\*\*\*\*\*

*This document provides information on the main existing types of retaining structures and their fields of use. It outlines the basic design rules for these structures, assesses the present situation concerning design calculation and proposes a method for selecting a solution that takes into account the size of the structure and the knowledge available on techniques and processes.*

*It is a general document that supplements and updates the various existing documents, which tend only to concern a few specific aspects of the design or calculation of some types of structures.*

*It is intended for project owners and designers who have to select and design retaining structures for road or motorway projects. It is also useful for design offices and contractors who will find in it basic requirements to which project engineers will attach particular importance in field not as yet well codified.*



## Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes

Document disponible sous la référence F9849 au bureau de vente du SETRA  
46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92225 Bagneux Cedex - France  
Téléphone : 01 46 11 31 53 et 01 46 11 31 55 - Fax : 01 46 11 33 55  
internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>

**Prix : 240 F**