

CHAPITRE 5

LES MURS DE SOUTÈNEMENT

TABLE DES MATIERES

1 . GÉNÉRALITÉS	2
1.1 . DEFINITION	2
1.2 . REGLE DE CONCEPTION	3
1.3 . LES MURS EN BÉTON ARMÉ	4
1.3.1 . mur en T renversé	4
1.3.2 . mur à contreforts	6
1.3.1 . autres types de murs	7
2 . CALCUL DES POUSSEES SUR UN MUR DE SOUTÈNEMENT	8
2.1 . RAPPELS THEORIQUES	8
2.1.1 . forces agissantes	8
2.1.2 . hypothèses de calculs	8
2.1.3 . modèles de calcul d'équilibre	9
2.2 . MODELES DE COMPORTEMENT CONTOUR DU BLOC MONOLITHIQUE	9
2.2.1 . mur en T avec talus incliné infini	9
2.2.1 . mur en T avec talus incliné fini	11
2.2.2 . effet du chargement uniforme infini sur le terre-plein	12
2.2.3 . mur en T avec une charge uniforme infinie sur le remblai	13
2.2.4 . charge locale uniformément répartie	13
2.2.5 . effet d'une nappe aquifère	15
2.3 . EXEMPLES DE CALCUL DE DÉTERMINATION DES POUSSÉES	16
2.3.1 . terre-plein horizontal non chargé	16
2.3.2 . terre-plein horizontal infini chargé	Erreur ! Signet non défini.
2.3.3 . talus incliné fini	16
2.3.4 . charge uniforme infinie sur le terre-plein fini	Erreur ! Signet non défini.
2.3.5 . prise en compte d'une nappe aquifère	Erreur ! Signet non défini.
3 . JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT	20
3.1 . GENERALITES	20
3.2 . COMPORTEMENT DES OUVRAGES	20
3.3 . MECANISMES DE RUINE	20
3.4 . ACTIONS	21
3.5 . DONNEES GEOMETRIQUES	22
3.6 . PROPRIETES DES TERRAINS	22
3.7 . SITUATIONS DE CALCUL	23
3.8 . JUSTIFICATION ET COMBINAISONS D' ACTIONS	23
3.8.1 . stabilité externe (ELU)	23
3.8.2 . stabilité interne, résistance structurelle d'un mur	27

3.8.3 . stabilité générale du site (ELU)	28
3.8.4 . justification à l'état limite de service (ELS)	29
3.9 . EXEMPLE DE CALCUL DE VERIFICATION DE LA STABILITE	31
3.9.1 . Vérification du non-poinçonnement du terrain d'assise (ELU)	32
3.9.2 . Vérification du non-glissement sur le terrain d'assise (ELU)	33
3.9.3 . Limitation de la charge transmise au sol par le mur de soutènement (ELS)	33
4 . STABILITE INTERNE	34
4.1 .GENERALITES	34
4.2 . EFFORTS INTERNES DE CALCUL	34
4.2.1 . combinaisons d'actions	35
4.2.2 . calcul pratique des effets d'actions	35
4.3 . SECTIONS DE CALCUL	35
4.4 .DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	37
4.4.1 . ferrailage principal	37
4.4.2 . ferrailage secondaire	37
4.4.3 . disposition du treillis soudé	Erreur ! Signet non défini.
4.5 . EXEMPLE DE CALCUL	41
4.5.1 . voile	41
4.5.2 . Semelle	48
5 . PRÉDIMENSIONNEMENT	53
6 . RECOMMANDATIONS DIVERSES	54
6.1 . JOINTS	54
6.2 . DISPOSITIFS DE DRAINAGE ET D'ÉVACUATION DES EAUX	54
6.3 . MISE EN ŒUVRE DU REMBLAI	56
7 . TABLES DE POUSSEE	56
8 . CARACTÉRISTIQUES MOYENNES DE TERRAINS	58

1 . GÉNÉRALITÉS

1.1. DEFINITION

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés,

- soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches ;

- soit, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement.

- **Les murs** [1]¹ qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation. C'est le cas des murs en T renversé ou des murs-poids en béton armé ou encore en maçonnerie (briques, pierres,...) ou formés d'éléments spéciaux (murs végétalisés, gabions métalliques, ...).

- **Les écrans** qui sont composés seulement d'une paroi résistante.

¹ SETRA MUR 73 : *Ouvrages de soutènement*. Ministère de l'Équipement et du Logement, Direction des routes et de la circulation routière, 1973.

Exemples : - rideau de palplanches formé de profilés métalliques emboîtés les uns dans les autres et fichés dans le sol ;

- paroi moulée en béton armé ;
- mur en terre armée avec parement composé d'écaillles en béton.

Le présent chapitre se limite à traiter des murs de soutènement en béton armé, en L ou en T renversé, avec ou sans contrefort, avec ou sans console, coulés en place, partiellement ou totalement préfabriqués.

1.2. REGLE DE CONCEPTION

La conception des ouvrages de fondation, est maintenant couverte par des règles européennes, de conception et de calcul dites Eurocode 7 (*Calcul géotechnique* [2]²).

Le concept semi-probabiliste adopté dans les normes Eurocodes, a fait évoluer la prise en compte de la sécurité, notamment pour les ouvrages géotechniques avec l'Eurocode 7. D'une façon générale, le fondement de toute méthode de justification, consiste alors à vérifier que les effets des actions restent inférieurs à la résistance et ce en leur appliquant des coefficients partiels. Son application aux ouvrages de soutènement, soulève certaines difficultés puisque les actions de poussée et les résistances dépendent des paramètres géotechniques (cohésion : c , frottement interne : φ , ...) et le respect du principe de cohérence ne permet pas de les dissocier aisément.

Dès lors il est proposé dans l'Eurocode 7, pour la pondération les différents phénomènes intervenant dans les sols, 3 possibilités :

- les actions en amont, notamment le poids volumique : **A** ;
- les propriétés mécaniques des matériaux (c , φ) : **M** ;
- les résistances en aval, par exemple la résistance au poinçonnement, au cisaillement à la base du mur, ... : **R** .

Cela en association avec **3 approches** possibles notées de 1 à 3, qui consistent à appliquer de façon cohérente les coefficients de pondération A, M et R entre eux (Cf. art. 3.8).

L'Eurocode 7 reste néanmoins ouvert sur les applications pratiques, et ce sont ses **normes d'application nationale** de préciser les possibilités qui conviennent à chaque catégorie d'ouvrage.

Les ouvrages murs de soutènement considérés ici, appartiennent à la **catégorie géotechnique 2**, à savoir pour les ouvrages de types classiques, les fondations qui ne présentent pas de risque exceptionnel ou les conditions de terrain ou de chargement difficiles. Ils sont couverts principalement par la norme NF P 94-281 [3]³ et certaines parties de la norme NF P 94-261 [4]⁴ qui traite des fondations superficielles. Le choix entre ces deux normes doit s'appuyer sur une analyse du comportement des constructions portées, et notamment sur le niveau de la déformation que ces dernières sont capables de tolérer.

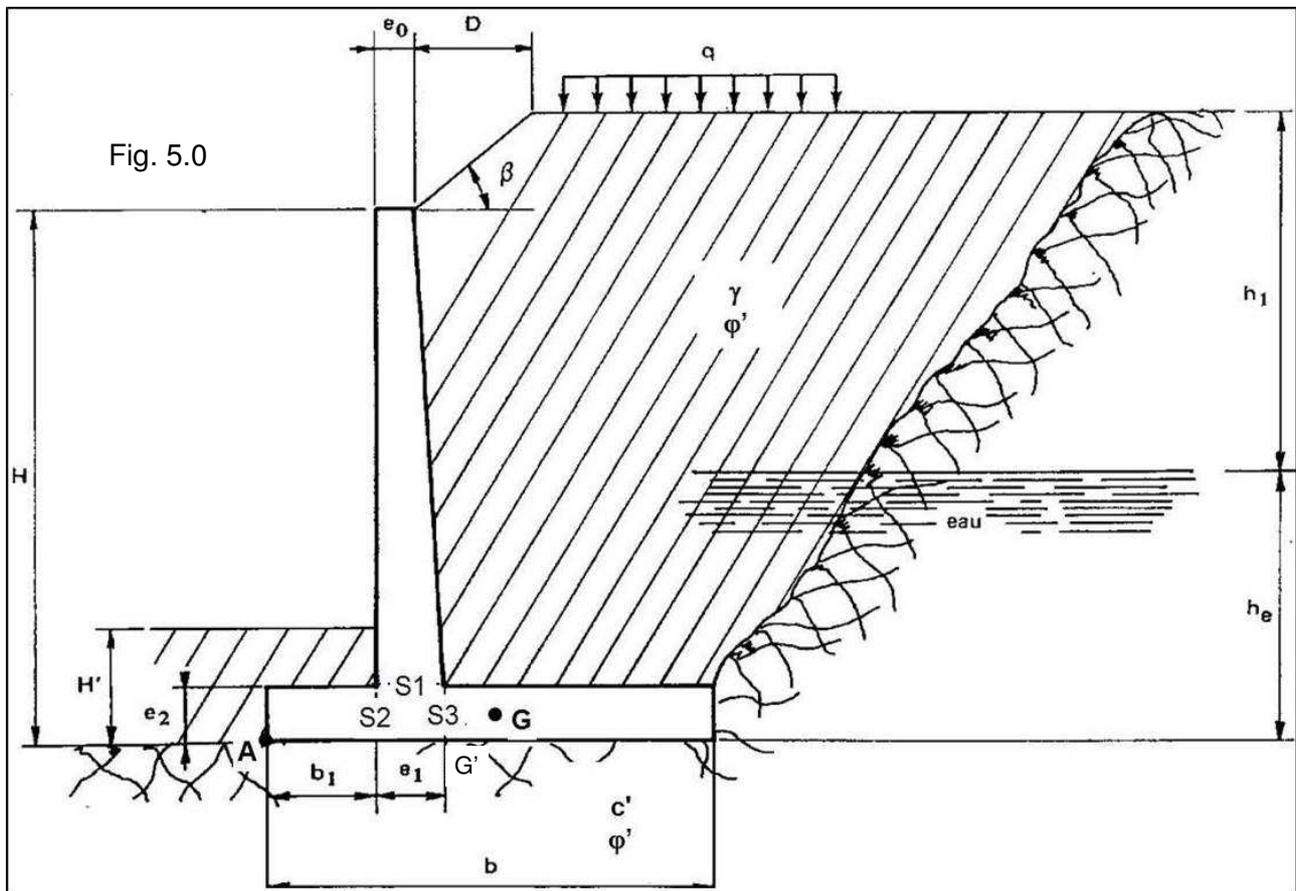
- Si le soutènement ne reprend que la pression des terres y compris celle créée par des charges sur le remblai, le mur est alors justifié à partir des exigences de la norme NF P 94-281.

- Par contre, si l'ouvrage est soumis à la pression des terres et à d'autres efforts, dus par exemple à un tablier d'ouvrage d'art dans le cas d'une culée à mur de front ou à un bâtiment, il est justifié à partir des exigences de la norme NF P 94-261.

² NF EN 1997 et Annexes nationales : *Eurocode 7 - Calcul géotechnique*. Partie 1 : Règles générales ; Partie 2 : *Reconnaissance des terrains et essais*.

³ NF P 94-281 : *Justifications de ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Ouvrages de soutènement – Murs*.

⁴ NF P 94-261 : *Justifications de ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Ouvrages de soutènement – Fondations superficielles*.



La problématique consiste, à partir des données, de dimensionner le voile et la semelle du mur de soutènement. Les données sont :

- les propriétés géométriques du mur et du terrain (H , H' , D , β et h_e , le cas échéant) ;
- les propriétés mécaniques et physiques du terrain (γ : poids volumique et φ : angle de frottement interne) ;
- les propriétés mécaniques et physiques des sols de fondation du mur: la cohésion du sol non drainé c_u , la cohésion des sols c et l'angle de frottement interne φ ;
- la densité des charges d'exploitation : q ;
- la résistance caractéristique du béton : f_{ck} ;
- les classes d'exposition en parements amont et aval de l'ouvrage.

Les paramètres inconnus à déterminer, sont les dimensions du voile et de la semelle (e_0 ; e_1 ; e_2 ; b_1 et b) et le ferrailage du voile et de la semelle façonné avec des treillis soudés ADETS.

Remarque. Les données sur les conditions environnementales, sa classe d'exposition (Cf. Chapitre 1, Tableau 1.8), sont nécessaires pour assurer la pérennité de l'ouvrage au niveau escompté. Les exigences de durabilité selon les Eurocodes ont des conséquences sur le choix de la formulation du béton et les dispositions constructives du ferrailage (enrobage des armatures, diamètre et espacement des barres).

1.3. LES MURS EN BÉTON ARMÉ

Ces ouvrages peuvent être de formes diverses et réalisés de multiples façons.

1.3.1 . mur en T renversé

C'est la forme fréquente pour un mur en béton armé (Fig. 5.1), dite encore cantilever du fait du voile encastré dans la semelle. Sans contreforts, il est économique pour des hauteurs jusqu'à 5 à 6

mètres et peut être érigé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. Par rapport au mur-poids de même hauteur, à largeur égale de semelle il engendre des contraintes plus faibles sur le sol.

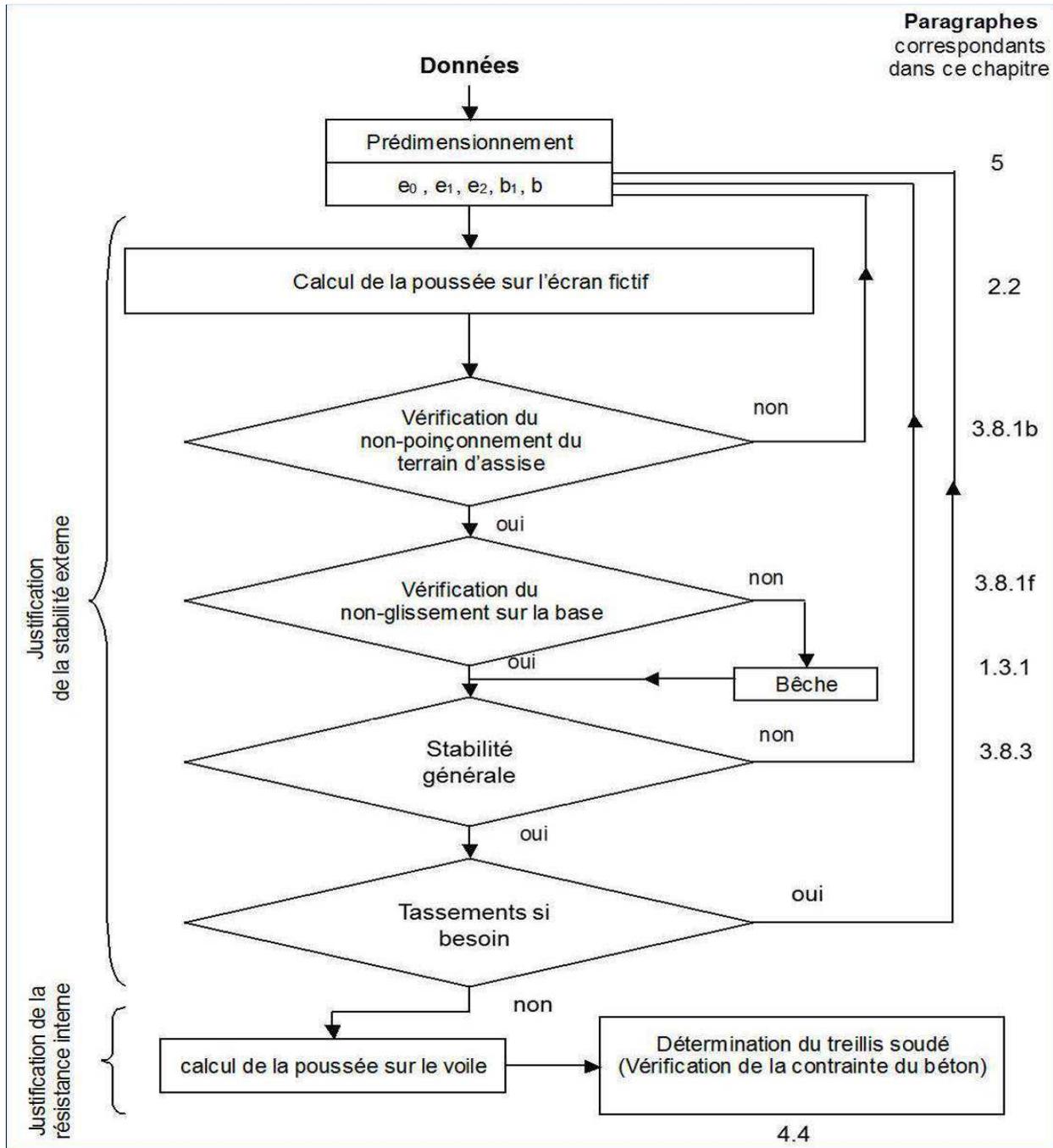
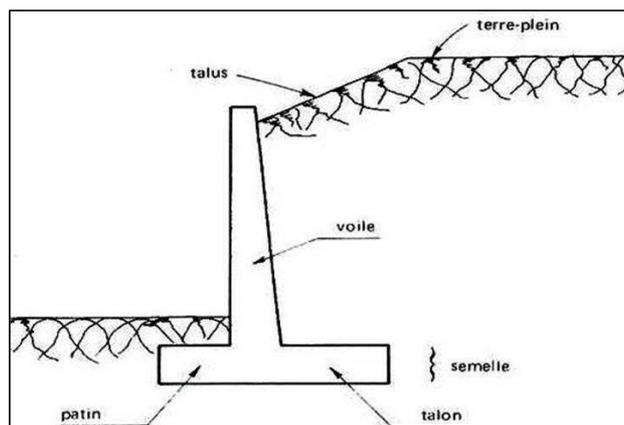


Fig. 5.1



Dans le cas de murs en déblai, c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus, les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire la longueur du talon et à augmenter celle du patin (Fig. 5.2).

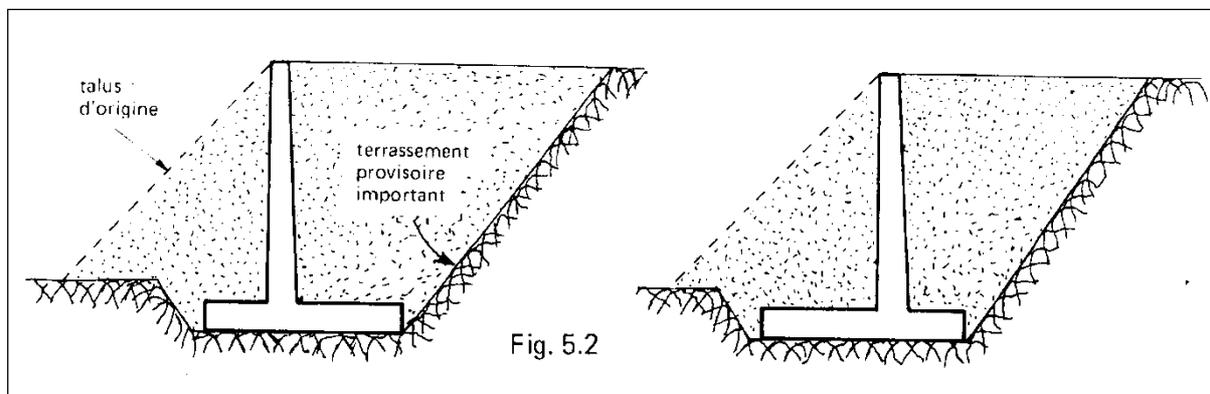
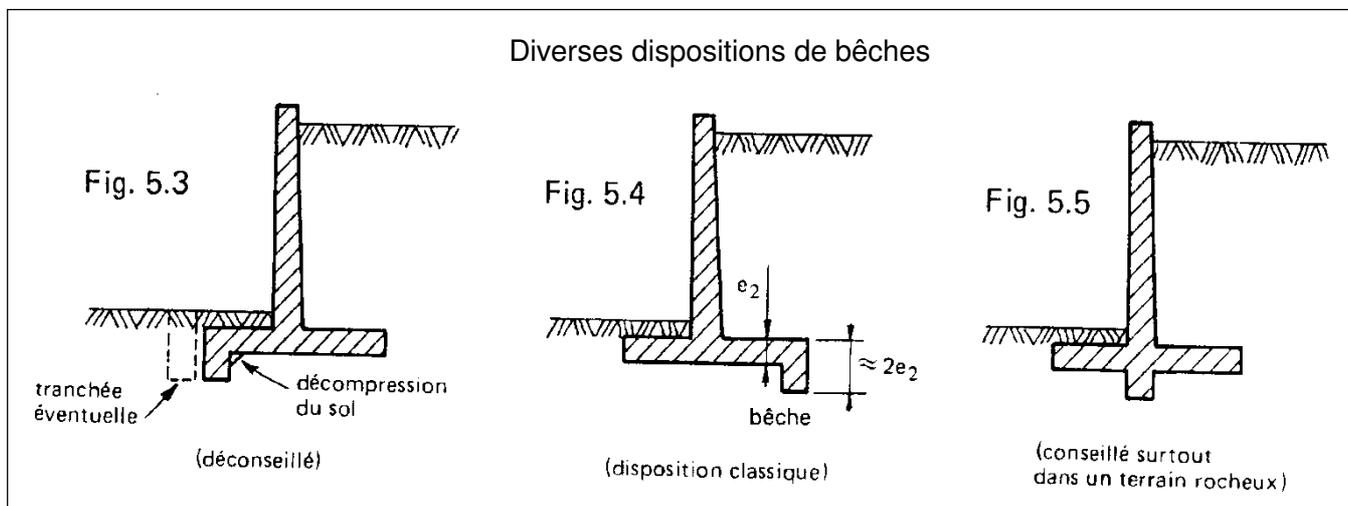


Fig. 5.2

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une bêche. Celle-ci peut être mise soit, à l'avant (Fig. 5.3) ou à l'arrière de la semelle (Fig. 5.4), ou parfois encore en prolongement du voile (Fig. 5.5).

Cette bêche, toujours coulée en pleine fouille sans coffrage, le premier cas (Fig. 5.3) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple).

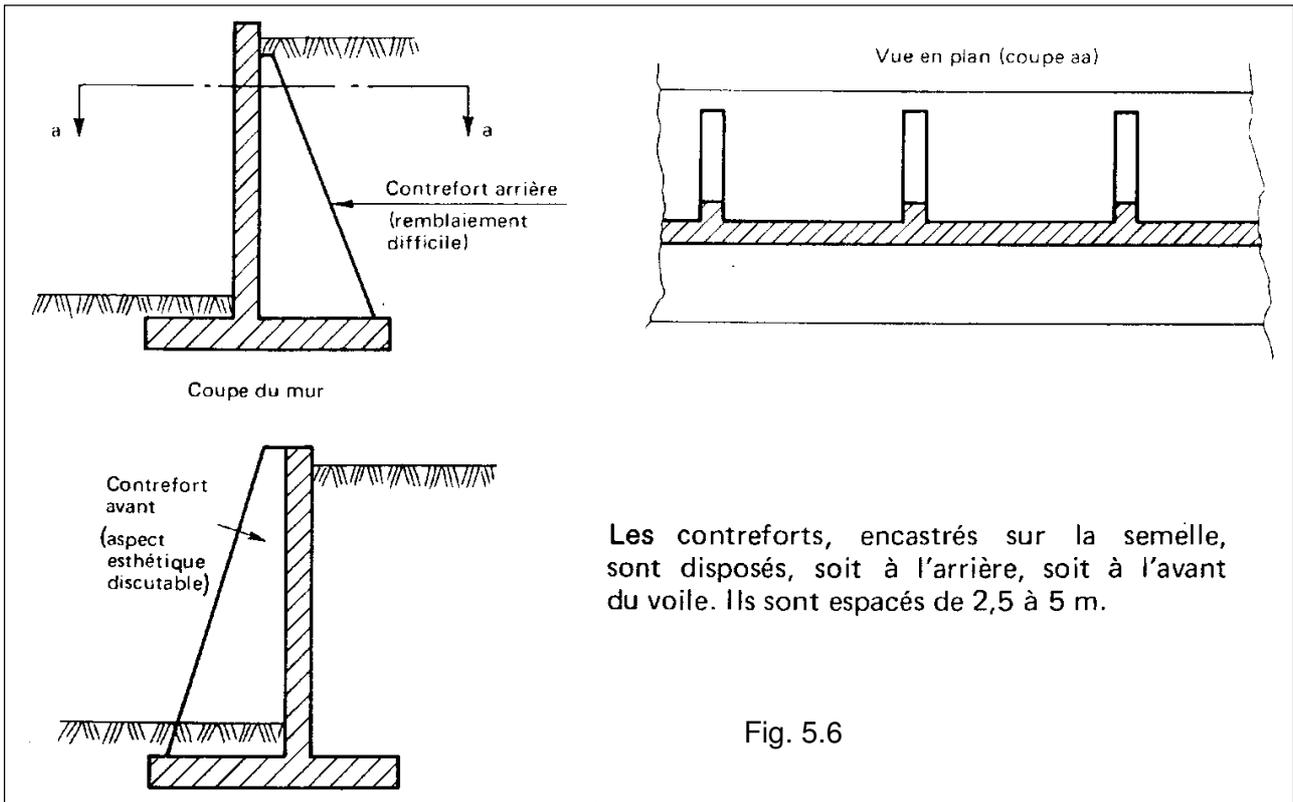


Le troisième cas (Fig. 5.5) peu usité, est néanmoins intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant aciers en attente.

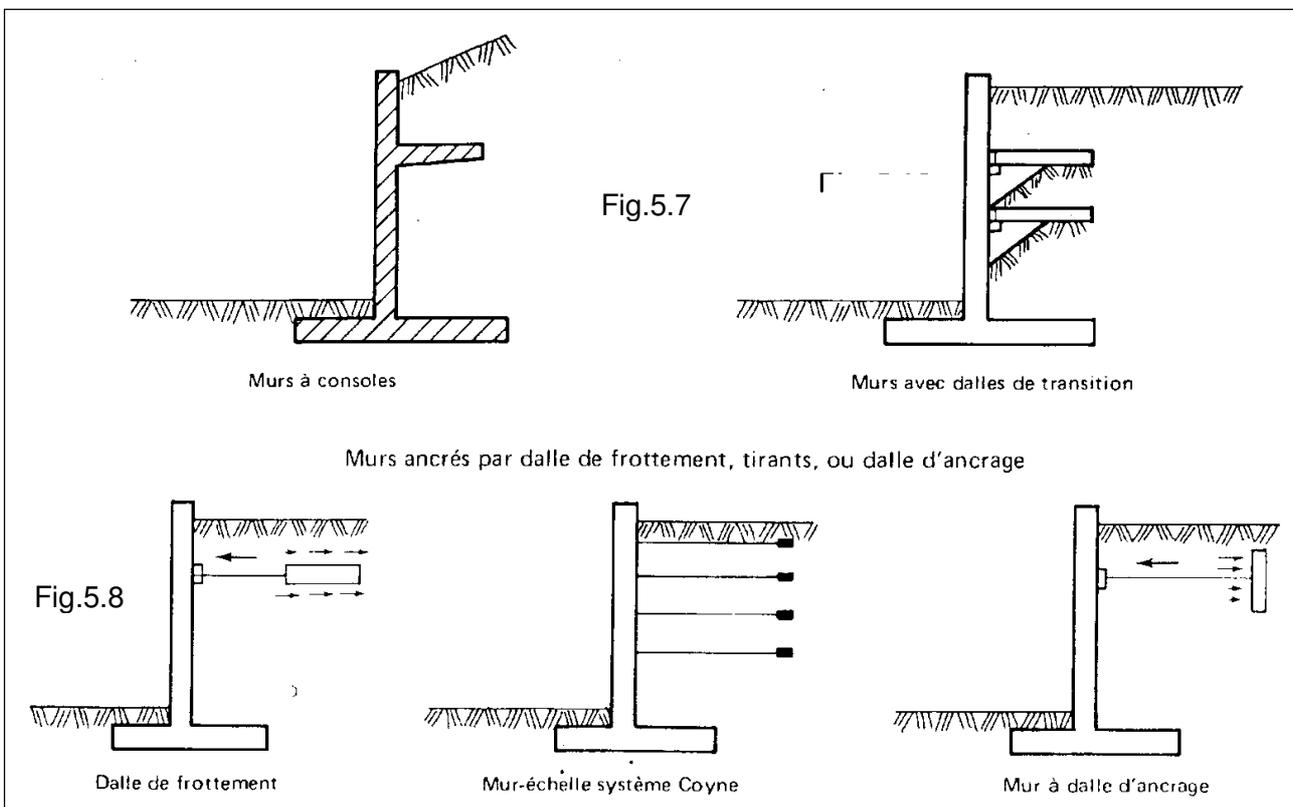
1.3.2 . mur à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts ayant pour but de raidir le voile (Fig. 5.6).

1.3.1 . autres types de murs



Pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, on peut encore adopter les solutions des figures 5.7 et 5.8, mais d'emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on peut économiser par ailleurs sur la matière.



2 . CALCUL DES POUSSEES SUR UN MUR DE SOUTÈNEMENT

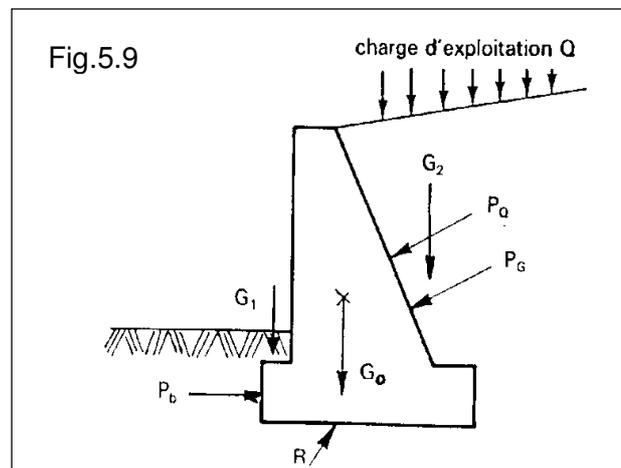
Le présent titre se propose de rappeler les principes du calcul des poussées à partir des données sur les valeurs des propriétés du terrain. Trois approches différentes existent en pratique : la théorie de Rankine ; la théorie de Boussinesq et la théorie de Coulomb. Dans la suite, il sera utilisé l'approche de Boussinesq avec la solution par des tables (Caquot, Kerisel, Absi).

2.1. RAPPELS THEORIQUES

2.1.1 . forces agissantes

En l'absence d'eau, les forces agissant sur un mur de soutènement, sont (Fig. 5.9) :

- le poids propre G_0 du mur ;
- le poids G_1 des terres surmontant la fondation à l'amont (remblai amont) ;
- le poids G_2 des terres surmontant la fondation à l'aval (remblai aval) ;
- la charge d'exploitation Q sur le terre-plein à l'aplomb de la fondation ;
- la résultante P_G de la poussée des terres soutenues ;
- la résultante P_Q de la poussée due à la charge d'exploitation sur le terre-plein ;
- la résultante P_b de la butée du terrain devant le mur ;
- la réaction R du sol sous la base du mur.



Par sécurité, il est d'usage de négliger l'action de la butée (P_b) à l'avant d'un mur de soutènement. En effet, les déplacements nécessaires à la mobilisation de la butée sont importants et incompatibles avec l'esthétique et la destination future de l'ouvrage. De plus, la butée peut toujours être supprimée par des travaux de terrassement ultérieurs (pose de canalisations par exemple). Il serait dès lors dangereux de la prendre en compte dans les calculs.

2.1.2 . hypothèses de calcul

Dans la suite du chapitre, les méthodes d'évaluation de la poussée abordent des massifs de sols pulvérulents, car la plupart des théories ont été établies pour ce type de sol. Pour un sol cohérent (de cohésion c et d'angle de frottement interne φ), le théorème des états correspondants permet de ramener l'étude de ce type de sol à celui d'un milieu pulvérulent soumis sur son contour à une pression hydrostatique de valeur :

$$c \cdot \cot \varphi \quad (5.1)$$

Par ailleurs, l'expérience montre que le rôle de la cohésion, qui varie dans le temps, est mal connu et difficilement mesurable. Le négliger va dans le sens de la sécurité, aussi les calculs relatifs aux ouvrages de soutènement, sont menés généralement en considérant un sol sans cohésion.

2.1.3 . modèles de calcul d'équilibre

a) La **poussée du sol** - dimension d'une pression ou contrainte - exercée par les terres en arrière de l'écran sur ce dernier, en un point M situé à une distance z de l'arête supérieure de l'écran (fictif ou réel), est exprimée par l'expression :

$$p_{(M)} = K_a \cdot \gamma \cdot z \quad (5.2)$$

γ est le poids volumique des sols ;

K_a , le coefficient de pression active des terres au repos (coefficient de poussée). C'est le ratio des contraintes effectives (rapport de la contrainte horizontale sur la contrainte verticale).

Le coefficient K_a dépend de :

- l'angle β que le talus fait avec l'horizontale (Fig. 5.10) ;
- l'angle λ d'inclinaison de l'écran sur la verticale ;
- l'angle de frottement interne φ du terrain situé en arrière de l'écran ;
- l'angle δ d'inclinaison de la poussée unitaire sur la normale à l'écran.

L'angle δ dépend de l'état de rugosité du parement, fonction du type de coffrage utilisé pour la réalisation le béton de l'écran.

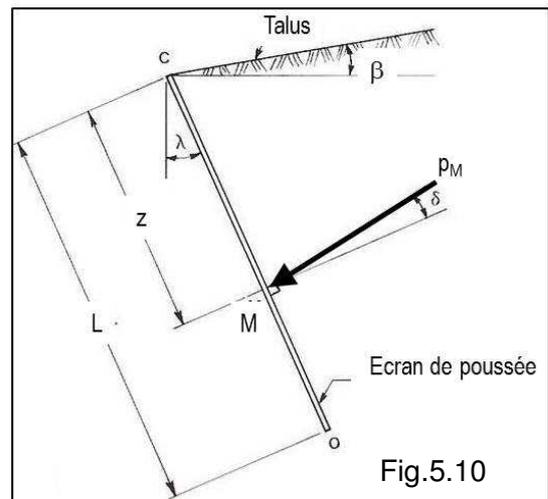
La contrainte $p_{(M)}$ se décompose en :

- une composante horizontale : $p_{H(M)} = p_{(M)} \cdot \cos(\lambda + \delta) = K_{aH} \cdot \gamma \cdot z$, avec $K_{aH} = K_a \cdot \cos(\lambda + \delta)$;
- et une composante verticale : $p_{V(M)} = p_{(M)} \cdot \sin(\lambda + \delta) = K_{aV} \cdot \gamma \cdot z$, avec $K_{aV} = K_a \cdot \sin(\lambda + \delta)$.

La variation des composantes p_H et p_V , peut être représentée par deux diagrammes en fonction de la cote de profondeur z du point M. Si l'angle δ reste constant sur la longueur L de l'écran, ces deux diagrammes se déduisent l'un de l'autre par affinité.

b) L'effort résultant P_G des poussées, sur la hauteur L de l'écran, est appliqué au tiers inférieur du parement (distribution triangulaire) avec une inclinaison δ . L'intensité est donnée par :

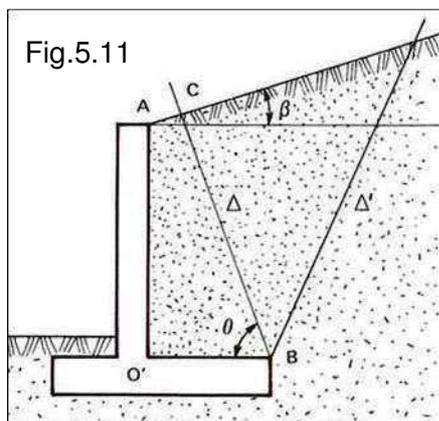
$$P_G = K_a \cdot \gamma \cdot L^2 / 2 \quad (5.4)$$



2.2. MODELES DE COMPORTEMENT CONTOUR DU BLOC MONOLITHIQUE

2.2.1 . mur en T avec talus incliné infini (Fig. 5.11)

Soit un mur en T en béton armé, représenté par la figure 5.11, qui retient un remblai ayant un angle de frottement interne φ et limité par un talus infini incliné (de pente d'angle β sur l'horizontale).

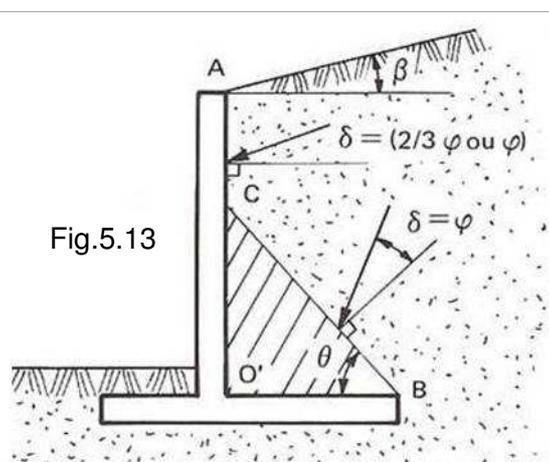
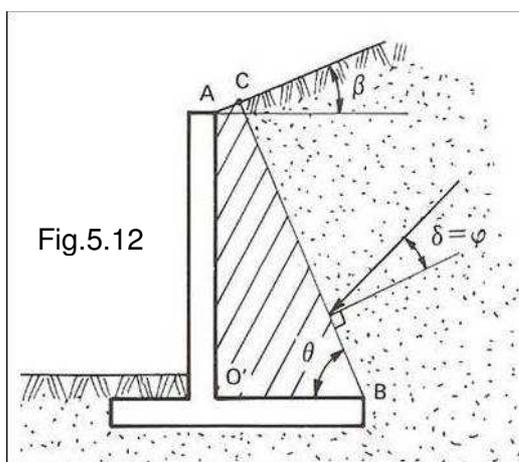


Un déplacement important dans le sens de l'expansion du remblai (vers la gauche), fait apparaître deux surfaces de glissement passant par l'arête B du talon.

Pour simplifier, il est admis que ces surfaces de glissement, sont planes. Leurs traces dans le plan de la figure, sont les deux droites Δ et Δ' .

La théorie du cercle de Mohr montre que la droite Δ est inclinée sur l'horizontale d'un angle égal à :

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \left(\frac{i - \beta}{2} \right), \quad \text{avec } \sin i = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \quad (5.5)$$



Deux cas sont possibles.

- La droite Δ coupe le talus en un point C (Fig. 5.12), dans ce cas, le massif AO'BC est considéré comme solidaire du mur. La méthode rigoureuse consiste à calculer la poussée sur un écran fictif BC en considérant des valeurs du coefficient de poussée données par les tables de Caquot-Kérisel [5]⁵, en fonction des paramètres β/φ , δ/φ et φ pour $\lambda = 0^\circ$ ou 10° (Cf. titre 7). L'angle δ d'inclinaison de la poussée par rapport à la normale à BC, est égal à φ .

- La droite Δ coupe la face interne du voile (Fig. 5.13). Sur la partie inférieure BC, les considérations précédentes s'appliquent. Quant à la partie CA, l'angle δ est égal à $2\varphi/3$.

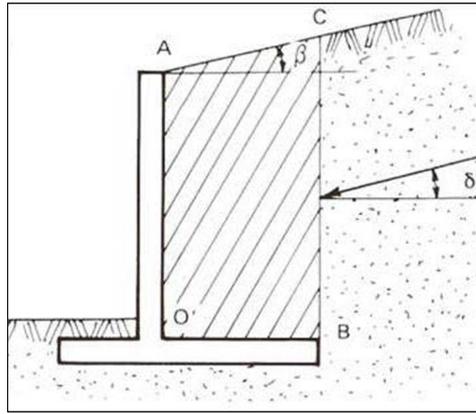
Dans ces deux cas, le calcul par les méthodes exposées se révèle fastidieux. Aussi, est-il d'usage de simplifier ces schémas en considérant un écran fictif vertical passant par l'arête du talon (Fig. 5.14). La masse de terre AO'BC, comprise entre le parement du voile et ce plan, agit uniquement par son poids.

Il est d'usage général, pour les murs en T et les murs à redans en béton, d'écran vertical ($\lambda = 0$) et dans le cas du modèle d'un écran fictif vertical, de prendre pour l'inclinaison poussée δ égale à :

- $\delta_\gamma = \beta$, pour les effets du poids du remblai ;
- et $\delta_q = \text{Max}(\beta ; \varphi/3)$, pour les effets du chargement q au-dessus du remblai.

⁵ A. CAQUOT et J. KERISEL : *Traité de mécanique des sols*. Gauthier-Villars, 1966.

Fig. 5.14



Dans ce modèle, le coefficient de poussée K_a des tables de Caquot-Kérisel, s'applique encore.

La distribution de la poussée étant du type triangulaire, la valeur de la poussée p , au point M à une distance z à partir du sommet (point C) de l'écran (Fig. 5.15), a pour équation :

$$p_{(M)} = K_a \cdot \gamma \cdot z .$$

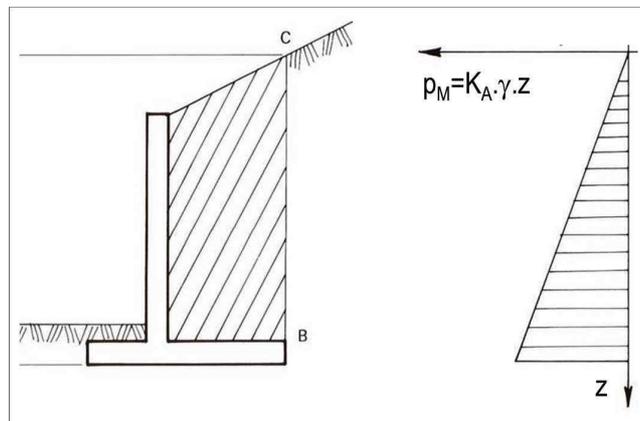


Fig. 5.15

Remarques : 1) La méthode, qui consiste à prendre en compte un écran fictif à partir des plans de glissement, est applicable pour la vérification de la stabilité externe (Cf. titre 3 du chapitre). Pour le calcul de la résistance interne d'un mur de soutènement (Cf. titre 4 du chapitre), il est d'usage de considérer que les poussées s'appliquent directement sur le parement du mur avec un angle d'inclinaison δ sur la normale, δ est choisi en fonction de la rugosité de ce parement, ou du tassement relatif possible entre le mur et les terres en amont (Cf. § 2.1,3 du chapitre).

2) Les méthodes de détermination de la poussée, exposées dans la suite de ce chapitre (Cf. § 2.2,2 à 2.2,6 du chapitre) sont tirées du dossier MUR 73 du SETRA [1]. Pour les propos traités ici, elles sont non contradictoires à l'Eurocode 7 et ses normes d'application. Elles peuvent parfois sembler un peu théoriques et sujettes à discussion, néanmoins elles ont l'avantage de proposer des solutions simples et réalistes tenant compte de la géométrie arrière des murs.

2.2.1 . mur en T avec talus incliné fini

Le cas d'un talus incliné à un angle β sur l'horizontale et limité par un terre-plein horizontal infini (Fig. 5.16), est fréquent en pratique. La poussée finale résulte de deux diagrammes de poussée.

- Pour la poussée due à un remblai horizontal infini passant par le point D' , le coefficient de poussée est désigné K_{a0} (pour $\beta = 0$).

- La poussée due à un massif limité par un talus infini d'angle β ($\neq 0$) sur l'horizontale, le coefficient de poussée est $K_{a\beta}$.

Pour la détermination du diagramme des contraintes (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, le diagramme de poussée correspond au minimum des deux diagrammes représentés sur la figure 5.17. La cote du terre-plein est prise comme origine des cotes de profondeur z .

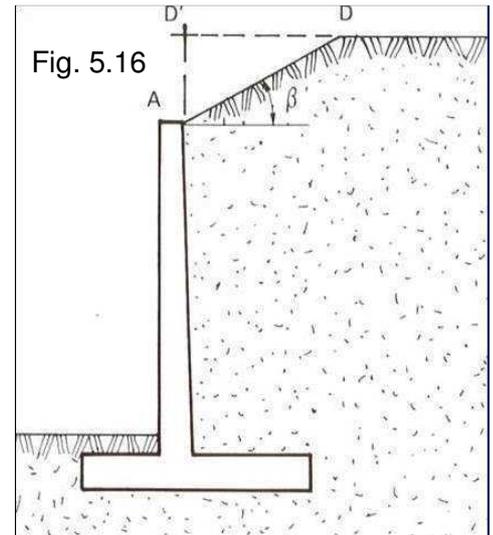
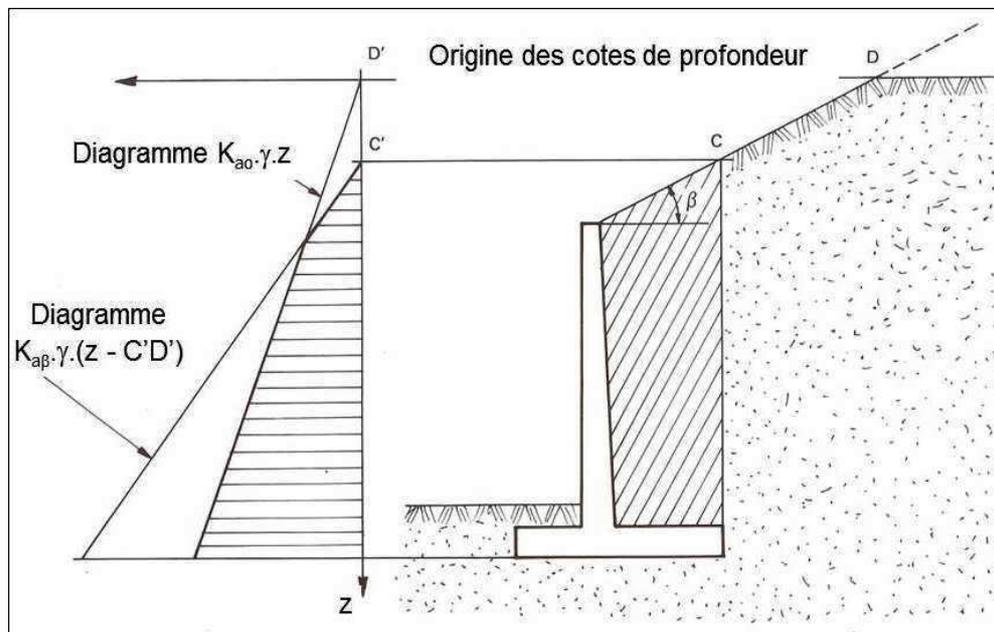


Fig. 5.17



2.2.2 . effet du chargement uniforme infini

2.2.3 sur le terre-plein

La théorie de Coulomb montre que l'effet d'une charge uniforme infinie q est semblable à celui d'une épaisseur h'' de sol supplémentaire. Si γ désigne le poids volumique du remblai, on a :

$$h'' = q/\gamma \quad (5.6)$$

On admet que la charge se diffuse dans le terrain suivant des directions faisant un angle ϕ avec l'horizontale. Pour un mur avec talus fini, la construction du diagramme de poussée est montrée sur la figure 5.18.

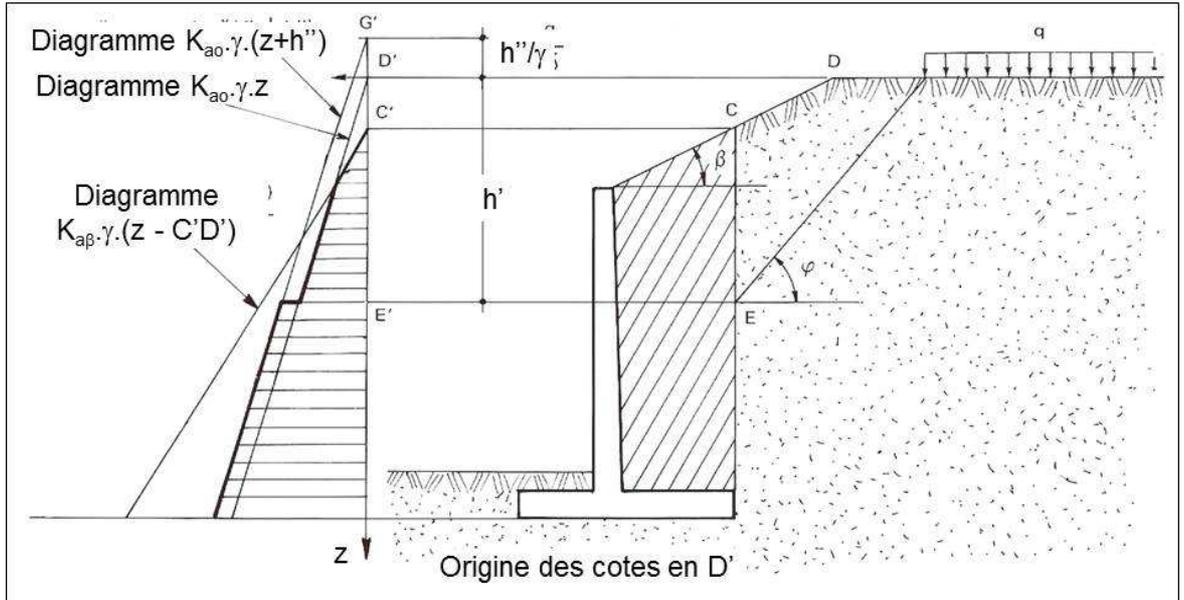


Fig. 5.18

2.2.4 . mur en T avec une charge uniforme infinie sur le remblai

La solution est définie de façon semblable à celle au § 2.2.2 du chapitre. L'effet de la charge d'exploitation est entre les deux droites d'influence inclinées sur l'horizontale de ϕ et de $\pi/4+\phi/2$ (Fig. 5.19).

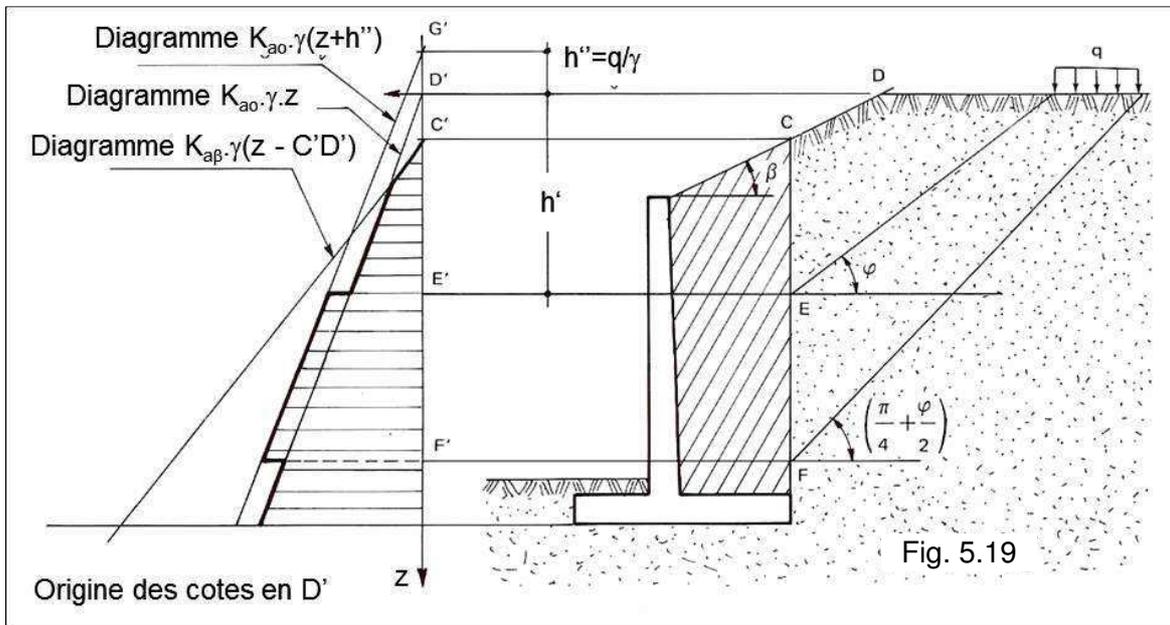


Fig. 5.19

2.2.5 . charge locale uniformément répartie

Si la distance entre les joints verticaux, est suffisamment grande, la présence d'une charge uniforme locale n'est généralement pas déterminante pour la stabilité externe d'un mur de soutènement. En effet, l'influence de la charge se répartit sur le parement verticalement et horizontalement entre les joints (Fig. 5.20).

Avec l'impact rectangulaire sur l'écran devenant important, la pression diminue rapidement. En revanche les murs préfabriqués, constitués d'éléments de courtes largeurs sans solidarisation longitudinale [6]⁶, requièrent un examen plus approfondi. La norme NF EN 15258 spécifie les prescriptions afférentes à ces types de structures.

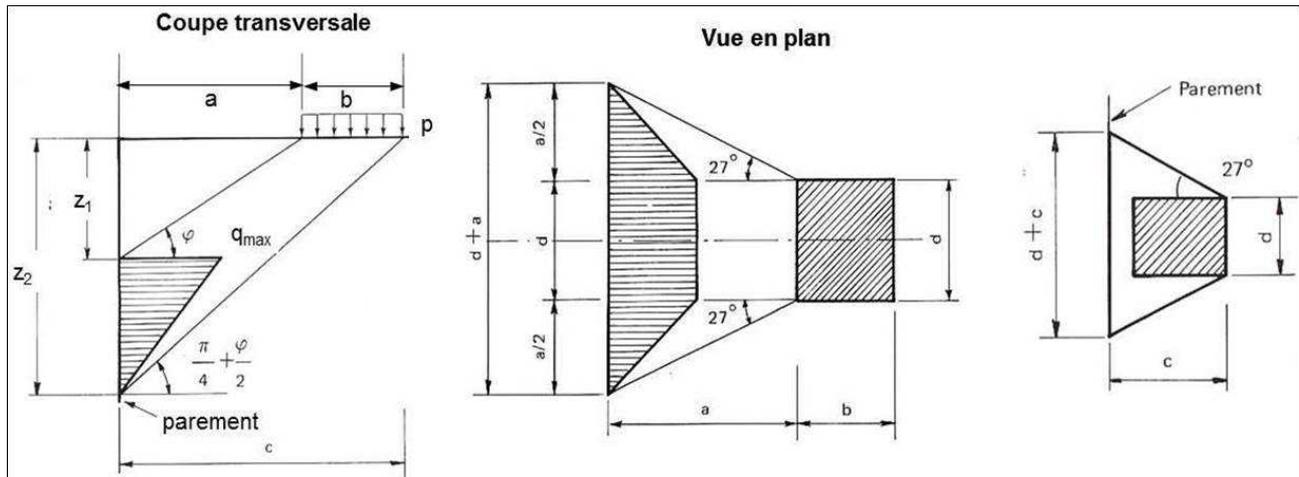


Fig. 5.20

Fig. 5.21

Le supplément de poussée exercé sur le parement par une charge uniforme locale (d'intensité p et d'impact rectangulaire $b \times d$), dont le bord le plus proche du parement est à une distance a de celui-ci qui peut être déterminée par la méthode de KREY [7]⁷. La diffusion de la poussée (Fig. 5.20) se développe dans une zone délimitée par :

- dans le sens vertical, deux plans passant par les bords parallèles au mur du rectangle d'impact ($b \times d$) et inclinés d'un angle φ et de $\pi/4 + \varphi/2$ sur l'horizontale ;
- dans le sens horizontal, deux plans passant par les angles du rectangle d'impact ($b \times d$) les plus proches du parement et correspondant à une diffusion suivant une pente 1/2 (27° env.).

La surface de charge sur le parement, est déterminée en considérant les deux épures, on trouve:

$$(d+a).(z_2 - z_1), \text{ avec : } z_1 = a.tg\varphi \text{ et } z_2 = (a + b).tan(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$\text{et } q_{\max} = \frac{4P}{(2d + a)(z_2 - z_1)} \quad \text{et } P = p.b.d.tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (5.7)$$

Remarques : Cette méthode, théorique néanmoins approximative, peut être utilisée tant que la charge n'est pas trop proche de l'écran (b petit devant a). En cas contraire (Fig 5.21), il est conseillé pour la diffusion horizontale de faire passer les plans verticaux à 27° par l'arrière de la surface de charge. Cela revient à remplacer a par $(a + b)$ dans la formule donnant q_{\max} .

Dans le cas particulier d'une charge concentrée Q (Fig. 21), la surface d'impact d'une charge (par exemple la roue de véhicule) est très petite par rapport aux dimensions du mur. En extrapolant aux limites, l'expression (5.7) devient :

$$q_{\max} = \frac{4Qtan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{a^2 \left[\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - \tan\varphi \right]} \quad (5.8)$$

La répartition des poussées sur l'écran est présentée sur la figure 5.22. Dans ces deux cas, l'écran peut être fictif ou réel. Mais si l'on étudie la stabilité externe du mur, le plan de calcul à prendre en compte est l'écran fictif vertical passant par l'arrière du talon. Dans le calcul du voile (mur), le diagramme de poussée qui doit être considéré, est celui où l'écran est le parement du mur, ce qui est moins sévère.

⁶ NF EN NF EN 15258 : Produits préfabriqués en béton - Éléments de murs de soutènement.

⁷ KREY ou SPNANGLER et GERBER. Les méthodes sont décrites dans le dossier MUR 73 du SETRA.

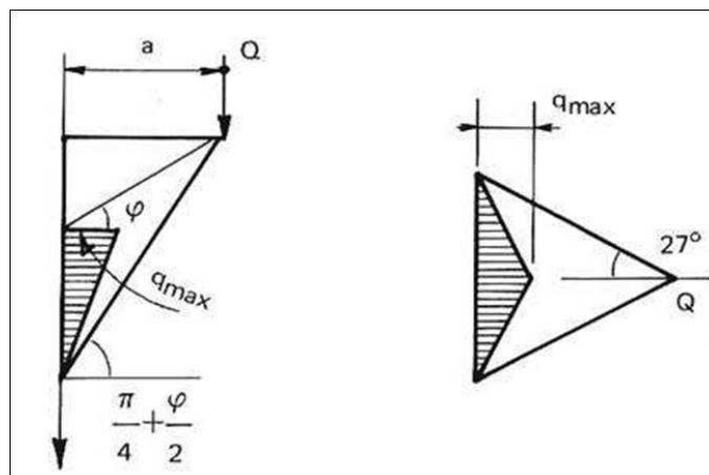


Fig. 5.22

A côté de la méthode de KREY qui donne des diagrammes de poussée de formes géométriques simples, la méthode de SPANGLER et GERBER [7] est souvent citée mais d'emploi plus complexe.

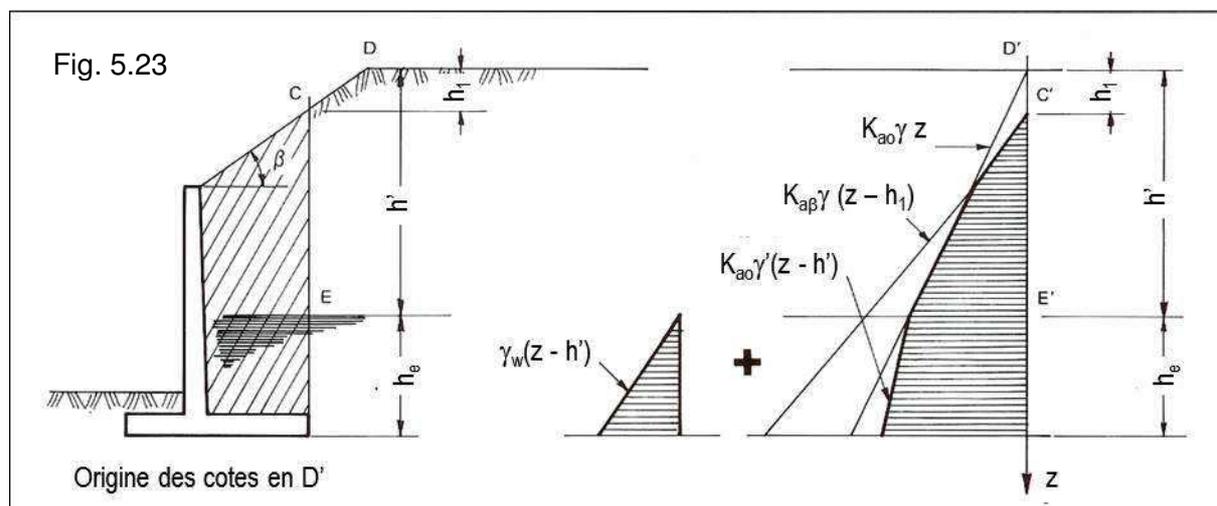
L'annexe B informative de la norme NF P 94-281, indique d'autres solutions de poussée due à des chargements.

2.2.6 . effet d'une nappe aquifère

Si le mur n'est pas drainé, un niveau d'eau se maintient en amont. Les calculs doivent tenir compte d'une poussée de l'eau. Dans le cas d'une nappe aquifère de niveau constant, le diagramme des poussées unitaires à partir du niveau supérieur de la nappe est la somme de :

- la poussée hydrostatique : $p_h = \gamma_w h_e$ (5.9)

avec γ_w désignant le poids volumique de l'eau et de la poussée unitaire du sol de poids volumique apparent égal au poids volumique déjaugé γ' (Fig. 5.23) ;



- la poussée unitaire du sol de poids volumique apparent égal au poids volumique déjaugé γ' .

Remarques : - Si la nappe aquifère a un niveau variable, la représentation précédente doit être adaptée en fonction des coefficients de pondération des actions.

Dans le cas du mur non drainé, la poussée de l'eau est toujours perpendiculaire à l'écran. Lorsque celui-ci est vertical, elle n'intervient donc pas dans le diagramme de la composante verticale de la poussée. En cas du mur drainé et la nappe n'est pas complètement rabattue au droit du mur, le

calcul doit en tenir compte. Un rabattement de la nappe provoque dans le massif une pression de courant inclinée qui s'ajoute à la poussée des terres.

2.3 . EXEMPLES DE CALCUL DE DÉTERMINATION DES POUSSÉES

Considérons un mur de 5 m de hauteur totale (Fig. 5.24)

avec les données suivantes :

- cohésion nulle $c = 0$;
- poids volumique des terres $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- poids volumique déjaugé des terres $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$;
- angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$;
- dispositif de drainage adéquat (Cf. art. 6.2 du chapitre) ;

Le pré-dimensionnement est effectué d'après les indications de la référence du titre 5.

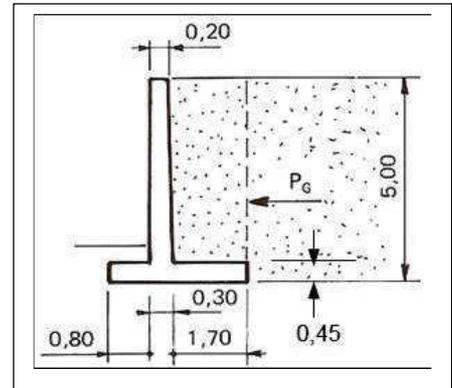


Fig. 5.24

2.3.1 . terre-plein horizontal non chargé

En considérant un écran fictif vertical passant par l'arrière du talon, les tables de Caquot-Kérisel donnent (titre 7, Tab. 5.12) pour :

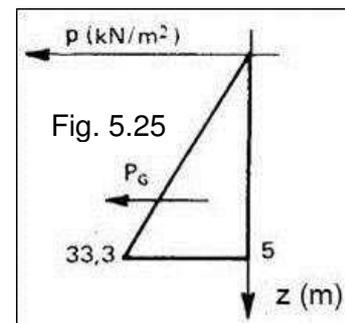
$$\beta = 0 ; \delta = \beta = 0 ; \varphi = 30^\circ ; \lambda \cong 0^\circ \text{ d'où } K_a = 0,33$$

$$K_{av} = 0$$

Et la composante horizontale de la poussée du sol (perpendiculaire à l'écran fictif de poussée) est :

$$K_{aH} = K_a \cdot \cos(\delta + \lambda) = 0,33.$$

La distribution de la pression du sol, est de forme triangulaire sur la hauteur (Fig. 5.25).



2.3.2 . terre-plein horizontal infini chargé

Si une charge d'exploitation, uniforme et infinie de 10 kN/m^2 , est appliquée sur le terre-plein, la poussée unitaire sera augmentée en tout point de l'écran de : $\Delta p = K_a \cdot q = 0,33 \times 10 = 3,30 \text{ kN/m}^2$. Cette poussée a la même orientation (horizontale) que la précédente poussée du remblai.

2.3.3 . talus incliné fini

Avec l'ouvrage de l'exemple étudié précédemment, admettons ici que le talus derrière le mur est incliné à un angle $\beta = 24^\circ$ sur l'horizontale (Fig. 5.26) et que le terre-plein horizontal commence à 5,00 m derrière le voile ($DD' = 5,00 \text{ m}$). Le plan vertical fictif coupe le talus au point C.

La poussée des terres derrière l'écran BC, est régie par deux phénomènes.

1) La poussée à partir du point C', due à un talus infini et incliné à un angle 24° sur l'horizontale.

Pour $\beta = 24^\circ$ et $\lambda \cong 0^\circ$: $\delta = \beta = 24^\circ$ et $\varphi = 30^\circ$, soit : $\beta/\varphi = 0,8$ et $\delta/\varphi = 0,8$.

La table 5.12 du titre 7 donne, après interpolation linéaire entre les lignes :

pour $\delta/\varphi = 1$: $K_a = 0,488$ et pour $\delta/\varphi = 2/3$: $K_a = 0,469$. Soit alors pour $\delta/\varphi = 0,8$: $K_a = 0,48$.
 D'où finalement : $K_{a\beta H} = K_a \cdot \cos 24^\circ = 0,44$ et $K_{a\beta V} = K_a \cdot \sin 24^\circ = 0,19$ (Cf. § 2.1,3b du chapitre).

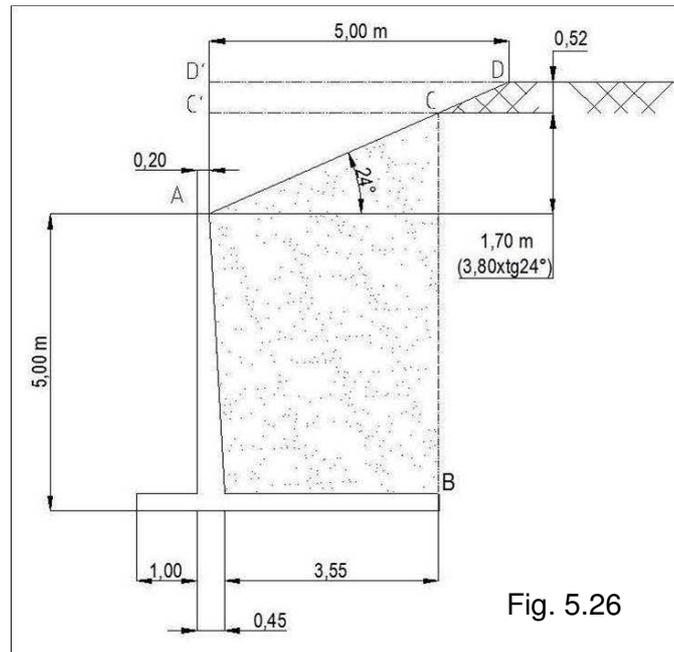


Fig. 5.26

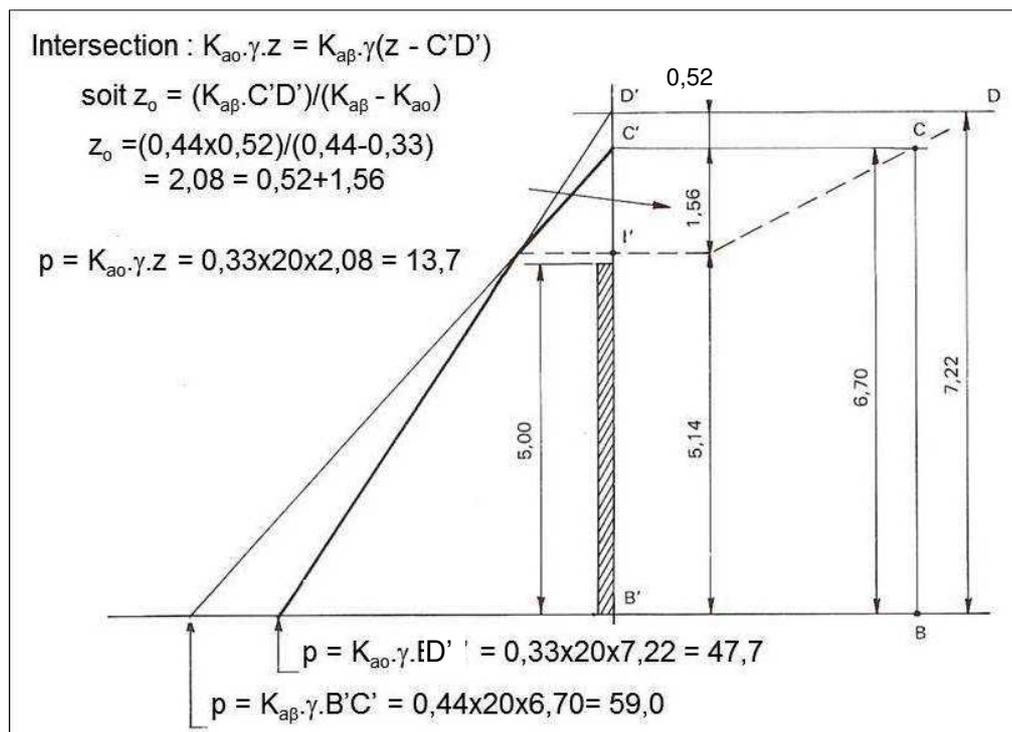


Fig. 5.27 : Diagramme de pression horizontale (l'origine des cotes est en D', unités : m, kN/m²).

2) La poussée à partir du point D', due à un terre-plein horizontal infini, c'est celle trouvée avec l'exemple du § 2.2.1 du chapitre : $K_{a0H} = 0,33$ et $K_{a0V} = 0$.

Le diagramme de la poussée résultante est l'enveloppe correspondant à des valeurs minimales des deux diagrammes (Fig. 5.27).

Le diagramme de la composante horizontale de la poussée diffère peu du diagramme obtenu en considérant uniquement la poussée due au talus horizontal infini à partir de D'. Cela est normal si

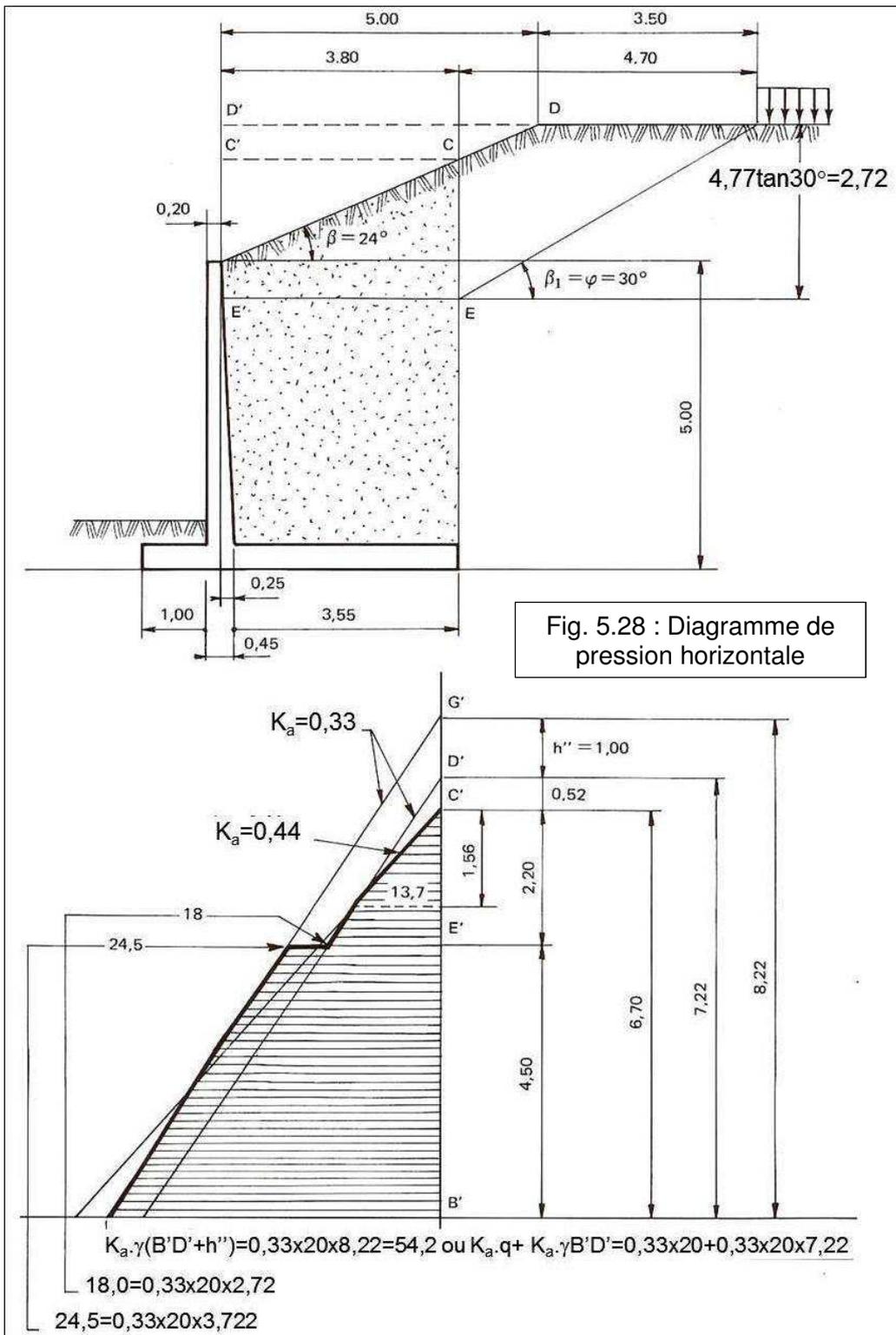
l'on considère la coupe transversale du mur et la position de l'écran BC par rapport à la tête du talus.

Le diagramme de la composante verticale de la poussée, est obtenu par le même principe. Il est nul sur la hauteur l'B' et pratiquement négligeable dans C'l', car $K_{a\beta V}$ reste faible (= 0,19).

2.3.1 . charge uniforme infinie sur le terre-plein

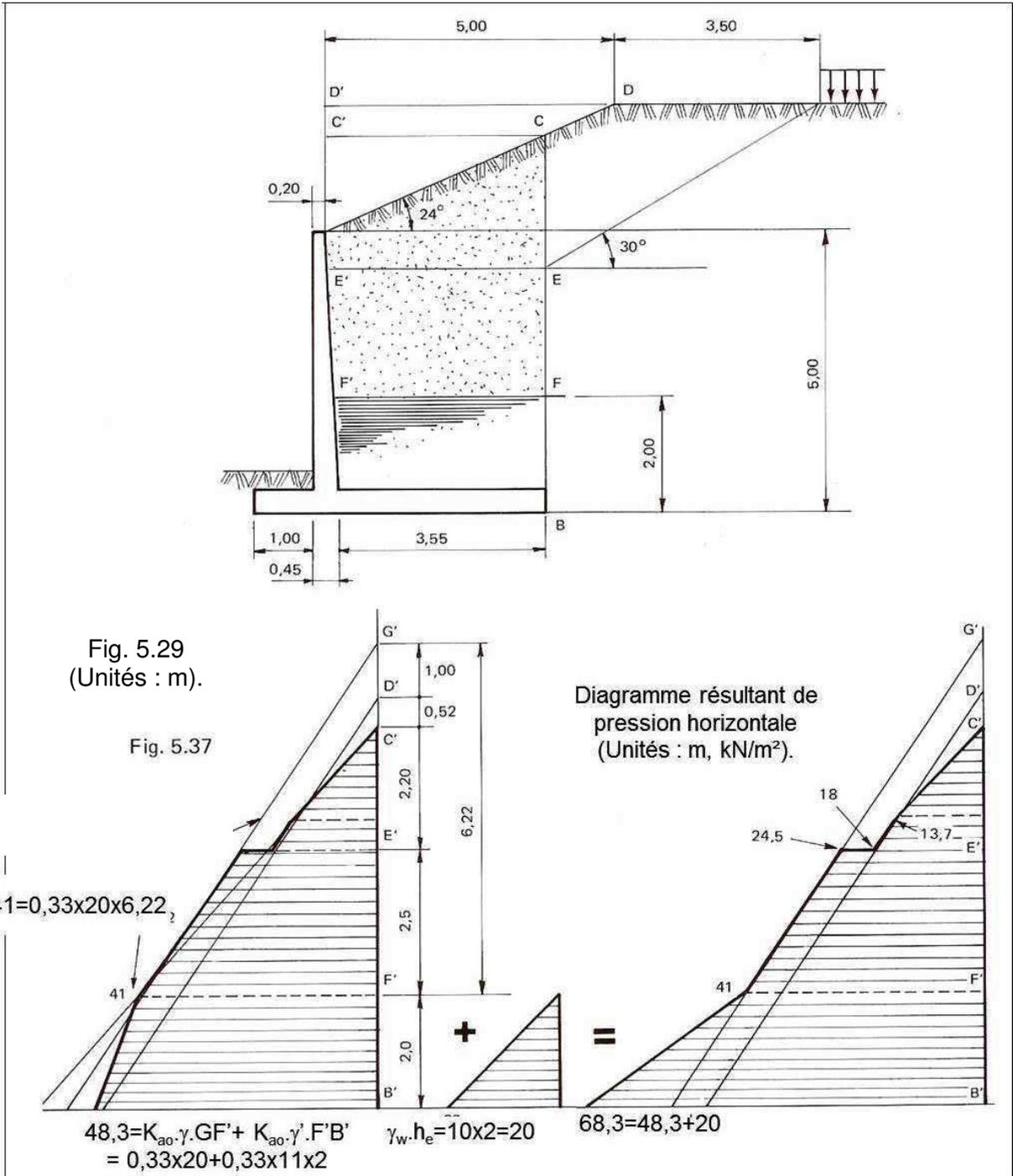
Le talus est de la même forme que précédemment. Si une charge uniforme infinie de 20 kN/m^2 , est maintenant appliquée, au niveau du terre-plein horizontal et à partir de $3,50 \text{ m}$ de la tête D du talus (Fig. 5.28), cela donne comme équivalence de terrain une hauteur supplémentaire de :

$$h'' = q/\gamma = 20/20 = 1,00 \text{ m.}$$



2.3.1 prise en compte d'une nappe aquifère

Considérons le mur étudié en exemple au § 2.3.3 du chapitre, avec maintenant de plus la présence d'une nappe aquifère statique dont le niveau supérieur est à 2,00 m au-dessus du point B. La figure 5.29 montre la construction du diagramme des poussées unitaires p . Sur les 2,00 m inférieurs, le poids volumique a la valeur déjaugée et il faut ajouter la poussée hydrostatique.



3 . JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

3.1. GENERALITES

Les règles exposées ici, tirées de la norme NF P 94-281, sont pleinement applicables aux projets relevant de la catégorie géotechnique 2. Elles sont des renseignements généraux à suivre pour justifier les murs et le choix des états limites à considérer, en se référant aux modes de rupture décrits dans l'article 3.3, propres au type de mur considéré et aux conditions de terrain.

La justification d'un mur porte sur une série de profils en travers considérés comme représentatifs et potentiellement défavorables. Les calculs justificatifs d'un profil en travers sont effectués :

- en sélectionnant pour chaque état limite pertinent, la (ou les) situation(s) la (les) plus défavorable(s) en cours de construction et en service, selon les dispositions des articles 3.6 et 3.7 du présent chapitre ;
- en déterminant les effets d'actions (solicitations) et les résistances en tenant compte des dispositions des articles 3.5 et 3.6 du chapitre, pour l'évaluation des actions et des données géométriques et de l'article 3.6 du chapitre pour l'évaluation des propriétés des matériaux ;
- et en sélectionnant les combinaisons d'actions selon les dispositions des articles 3.7 et 3.8 du chapitre.

3.2. COMPORTEMENT DES OUVRAGES

La norme NF P94-281 (art. 4) :

- décrit les comportements des murs courants couverts par la norme, au fur et à mesure de leur construction et de leur durée d'utilisation ;
- et, identifie les modes de rupture ou les désordres qui sont susceptibles de les affecter.

3.3. MECANISMES DE RUINE

Les déplacements du mur de soutènement, proviennent en général essentiellement des déformations d'ensemble du sol support sous l'effet des réactions que le mur lui transmet. Les mouvements observés (tassement, rotation, déplacement horizontal), sont similaires à ceux que l'on observe pour une fondation superficielle soumise à une charge excentrée et inclinée (Cf. NF P 94-261, art. 4). Les déplacements induits en cours de construction et/ou en exploitation, sont susceptibles d'entraîner des désordres inacceptables pour les structures portées par le mur ou celles qui sont situées à proximité

La norme NF P94-281(art. 4.5) identifie les mécanismes de ruine ou les désordres susceptibles d'affecter les ouvrages courants couverts par la norme, en sites hors d'eau. Concernant les murs de soutènement, ce sont :

- la ruine par défaut de **capacité portante du sol** de fondation, qui se traduit par un poinçonnement du sol support ou une rotation excessive du mur avec renversement ;
- la ruine par **glissement du mur** sur sa base, causée par une insuffisance de résistance mobilisable à l'interface entre la base du mur et le terrain (cas général) ;
- la ruine liée à une **instabilité générale du site**, le mur peut périr dans ce cas par déformation inacceptable consécutive à un grand glissement le long d'une ligne de rupture extérieure au mur ;
- la ruine par **rupture interne du mur**, due à une insuffisance de la résistance structurale des éléments qui le constituent (voile, semelle et leur jonction).

Les mécanismes susceptibles d'entraîner la ruine d'un mur ou des désordres inacceptables, sont à prendre seuls en considération pour la définition des vérifications à faire et le choix des situations de projet les plus défavorables et les états limites de calcul correspondants.

3.4. ACTIONS

Les actions sont classées conformément à la norme NF EN 1990 (§ 4.1.1) [8]⁸ qui distingue :

- les actions permanentes (G) ;
- les actions variables (Q) ;
- et les actions accidentelles (A).

Les valeurs représentatives des actions sont déterminées conformément à la norme :

- NF EN 1990 (§ 4.1.2 et 4.1.3), complétées par les parties appropriées de la NF EN 1991 ;
- et, pour les parties spécifiques à la géotechnique, à la norme NF EN 1997-1 (§ 2.4.5) et la norme d'application (NF P 94-281).

a) Les **actions d'origine pondérale** (poids, poussée, butée), doivent être traitées comme des actions permanentes dans les combinaisons d'actions.

La valeur caractéristique d'une action d'origine pondérale, doit être déterminée à partir :

- des volumes de terrain mis en jeu, en tenant compte du modèle de fonctionnement adopté ;
- des poids volumiques des terrains, mesurés lors de la reconnaissance géotechnique et/ou de données bibliographiques représentatives dans le cas de terrain en place ;
- des poids volumiques représentatifs, tenant compte de la nature du sol, de son mode de mise en œuvre et de sa compacité, dans le cas de sol rapporté.

b) Les **actions de la poussée et de la butée des terres** qui agissent sur le bloc monolithique considéré (Cf. art. 2.2 du chapitre), proviennent du terrain à l'arrière et à l'aval du bloc ainsi que des surcharges appliquées à sa surface. Elles sont déterminées selon les dispositions de la norme NF EN 1997-1 (art. 9.5), les normes NF P 94-281 et NF P 94-282 [9]⁹ pour des informations sur le calcul de ces actions ou le titre 2 du présent chapitre.

Les actions de poussée ou de butée du sol, sont traitées comme des actions permanentes dans les combinaisons d'actions. Celles dues à des charges appliquées sont traitées comme des actions permanentes ou transitoires selon leur durée d'application par rapport à la situation de projet examinée.

Les valeurs limites des coefficients de la poussée ou de la butée dues aux terrains, et le cas échéant à une charge uniforme sur le terrain, sont déterminées à partir des tables de Caquot, Kérisel et Absi [10]¹⁰.

c) Les **actions transmises par le sol**, autres que celles dues à l'eau, dont l'origine n'est pas liée à la présence du sol, doivent être traitées comme des actions variables ou permanentes dans les combinaisons d'action selon leur durée d'application par rapport à la situation de projet examinée.

d) Une action due à une **charge surfacique ou linéique appliquée au terrain** et transmise par celui-ci est évaluée à partir des méthodes de calcul indiquées aux § 2.2.3 et 2.2.4 du chapitre, ou encore dans l'Annexe B, de la norme NF P 94-282 pour des méthodes basées sur la théorie de la plasticité ou de méthodes reconnues équivalentes, et en Annexe D pour des modèles de diffusion basés sur la théorie de l'élasticité.

⁸ NF EN 1990 et son Annexe nationale : *Eurocode 0 – Bases de calcul des structures*.

⁹ P 94-282 : *Justifications de ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Ouvrages de soutènement – Ecrans*.

¹⁰ A. CAQUOT, J. KERISEL et E. ABSI : *Tables de poussée et butée des terres*. Gauthier-Villars 2^e Edition, 1973. J. KERISEL et E. ABSI : *Tables de poussée et butée des terres*. Presses de l'ENPC, 2003.

Dans une combinaison d'actions, selon que sa variation dans le temps est d'ampleur négligeable ou non, l'action appliquée au terrain et transmise par celui-ci est traitée comme permanente (par exemple : charges due eux bâtiments, culées de ponts) ou variable (par exemple, les charges routières).

e) Les **actions de l'eau** contenue dans le terrain est :

- soit en équilibre ou quasi-équilibre hydrostatique, alors elles peuvent être représentées sous la forme de pressions statiques (gradients hydrauliques négligeables) ;
- soit avec effets hydrodynamiques, en cas de la circulation des eaux.

Le choix des niveaux de l'eau libre et des niveaux piézométriques des nappes souterraines est :

- effectué en se basant sur la reconnaissance des conditions hydrauliques et hydrogéologiques du site ;
- approprié à l'état limite considéré en tenant compte du caractère favorable ou défavorable de l'effet des actions qui en découlent.

f) Le cas échéant les **actions sismiques** transmises par le terrain aux murs de soutènement, sont à calculer et prendre en compte selon les spécifications de la norme NF EN 1998 [11]¹¹.

3.5. DONNEES GEOMETRIQUES

Lorsque l'incertitude Δa relative aux données géométriques (surface du terrain, niveaux d'eau, ...) est importante, et susceptible d'avoir des répercussions significatives sur la fiabilité du projet, les valeurs de calcul des données géométriques a_d doivent être déduites des valeurs nominales a_{nom} en appliquant la relation :

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (5.10)$$

3.6. PROPRIETES DES TERRAINS

Les propriétés des terrains et la valeur caractéristique des paramètres géotechniques pour les calculs de conception, sont quantifiées par :

- des paramètres géotechniques déduits des résultats des essais, directement ou par des corrélations, des théories ou des raisonnements empiriques, ainsi que des autres données pertinentes (Cf. NF EN 1997-1, § 2.4.3 et § 2.4.5.2), selon que c'est un terrain en place ou de matériaux de remblai ;
- et, des indications de la norme NF P 94-281 (Annexe F), qui apporte des indications pour choisir les sondages et les essais à réaliser en place et en laboratoire afin d'obtenir directement les informations recherchées (disposition des couches, paramètres mécaniques de résistance et de déformation des terrains, perméabilité des terrains, ...).

Dans le cas d'un terrain en place, un **modèle géotechnique** du terrain doit être établi, au cours des études d'avant-projet et du projet au sens de la norme NF P 94-500 [12]¹². Pour chacune des zones du projet à l'intérieur desquelles les épaisseurs des différentes couches de sol peuvent être considérées comme uniformes et leurs propriétés homogènes, il convient de définir :

- les valeurs moyennes ainsi que les valeurs représentatives ou caractéristiques des paramètres des différentes couches de terrain ;
- les conditions aux limites géométriques (couches de terrain, ...), mécaniques (surcharges, etc.) et hydrauliques (conditions d'écoulement des eaux, ...).

NOTE. Le **modèle géotechnique** est le document qui réunit des données relatives à la géométrie des terrains, à leur nature et à leurs propriétés mécaniques. Une représentation synthétique et simplifiée de la réalité établie à partir de données ponctuelles regroupées en unités homogènes (observations de terrain, sondages, essais, ...). L'établissement du modèle consiste à trier et

¹¹ NF EN 1998 et Annexes nationales : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.

¹² NF P 94-500 : *Mission d'ingénierie géotechnique – Classifications et spécifications.*

sélectionner, parmi les informations disponibles, celles considérées comme les plus représentatives ou pertinentes pour l'analyse à mener du site.

Dans le cas d'un remblai, les propriétés géotechniques suivantes doivent être définies avant les études de projet :

- le poids volumique et les paramètres de cisaillement (angle de frottement interne et cohésion) ;
- les exigences concernant la distribution granulométrique (classe du matériau, coefficient d'uniformité) et quand c'est approprié celles concernant la mise en œuvre du matériau (teneur en eau, masse volumique optimale, etc.) en se référant à la classification de la norme NF P 11-300 [13]¹³.

3.7 . SITUATIONS DE CALCUL

Les situations de projet à considérer pour définir les situations de calcul doivent être sélectionnées et classées en distinguant :

- les situations de projet durables ;
- les situations de projet transitoires ;
- les situations de projet accidentelles ;
- les situations de projet sismiques.

Les situations de projet sélectionnées, doivent être assez sévères et variées pour englober toutes les conditions dont on peut raisonnablement envisager leur occurrence au cours de l'exécution et de l'utilisation de la structure.

3.8. JUSTIFICATION ET COMBINAISONS D' ACTIONS

Pour chaque situation de projet, en cours de construction ou en cours d'exploitation, il y a lieu de considérer le cas de charge et la combinaison d'actions la plus défavorable vis-à-vis de l'état limite en cause. Les principes de combiner les actions afin d'obtenir les effets critiques, sont spécifiés dans la norme NF EN 1990 (§ 6.4.3).

Les actions géotechniques de même origine, doivent être calculées dans une combinaison donnée, à partir des mêmes valeurs représentatives des propriétés de base.

Les différentes formulations des combinaisons pour les diverses situations de projet, sont données dans le chapitre 1 (§ 3.5,3) ou dans la norme NF EN 1990 (§ 6.4.3).

3.8.1 . stabilité externe (ELU)

a) principes

Les états limites ultimes (ELU) nécessaires de vérifier le non-dépassement, lorsqu'ils sont pertinents, sont :

- la perte d'équilibre de la structure ou du terrain (EQU), considéré comme un corps solide dans lequel la capacité portante des matériaux (de la structure ou du terrain) n'apporte pas de contribution significative à la résistance ;
- la rupture interne ou la déformation excessive de la structure ou d'éléments de structure (STR), semelles et les voiles, dans lesquels la résistance des matériaux de la structure contribue significativement à la résistance ;

¹³ NF P 11-300 : *Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.*

- la rupture ou déformation excessive du terrain, dans lequel la résistance des sols ou des roches contribue de façon significative à la résistance (GEO) ;
- le soulèvement global de la structure ou du terrain provoqué par la pression de l'eau (poussée d'Archimède) ou par d'autres actions verticales (UPL) ;
- le soulèvement local du terrain, érosion interne ou érosion régressive du terrain, sous l'effet des gradients hydrauliques (HYD).

Les ouvrages murs de soutènement, sont concernés par la rupture ou la déformation excessive d'un élément de structure et/ou du terrain, les états limites à considérer sont STR et GEO. En général, les états limites ultimes d'équilibre (EQU), de soulèvement global de la structure ou du terrain (UPL) ou de soulèvement local du terrain sous l'effet des gradients hydrauliques (HYD) ne concernent pas la justification des murs. Les différents ELU à considérer pour les murs de soutènement sont :

- les états limites **d'instabilité externe** locale ;
- le défaut de **capacité portante** (poinçonnement du sol de fondation ou excès d'excentrement du chargement à la base du mur) ;
- par **glissement** sur la base du mur ;
- l'état limite **d'instabilité externe générale**, par grand glissement ;
- les états limites **d'instabilité interne**, à analyser selon l'Eurocode adéquat du matériau. Les murs en béton armé sont couverts par la norme Eurocode 2 (NF EN 1992) et ses Annexes nationales.

Aucun de ces états limites ne doit pas être atteint au cours de la construction du mur et de sa durée d'utilisation prévue.

Les différentes combinaisons d'actions à considérer sont celles d'actions pour les situations de projet durables et transitoires (combinaisons fondamentales), de projet accidentelles (combinaisons accidentelles) et de projet sismiques (combinaisons sismiques).

Tableau 5.1 : Facteurs partiels γ		Ensemble	symbole	Valeur	
Action	permanente	Défavorable	Actions (γ_F) ou effets d'actions (γ_E)	γ_{Gsup}	1,35
		favorable		γ_{Ginf}	1,00
	variable	Défavorable		γ_{Qsup}	1,5
		favorable		γ_{Qinf}	1,00
Paramètres du sol	$\tan \varphi'$	M1	(γ_M)	$\gamma_{\varphi'}$	1,00
	Cohésion effective			$\gamma_{c'}$	
	Cohésion non drainée			γ_{cu}	
	Compression simple			γ_{qu}	
	Poids volumique			γ_γ	
Résistance	portance	R2	(γ_R)	γ_{Rv}	1,4
	glissement			γ_{Rh}	1,1

Pour démontrer que la stabilité externe d'un mur de soutènement, est assurée avec une sécurité adéquate, les ELU suivants doivent être vérifiés :

- la portance du sol (poinçonnement) sous le mur de soutènement ;
- la résistance au glissement du mur sur la base.

Pour les murs couverts par la norme NF P 94-281, la vérification à tous les ELU et de l'exigence de la stabilité externe GEO, est effectuée avec **l'approche de calcul 2**. L'approche consiste à utiliser les ensembles de facteurs partiels A1, M1 et R2 (Cf. NF P 94-281, Annexe normative A) :

$$A1 \text{ "+" } M1 \text{ "+" } R2$$

b) Non-poinçonnement du terrain (ELU)

On doit vérifier dans la direction verticale que :

$$V_d - R_o \geq R_{v,d} \quad (5.11)$$

V_d est la valeur de calcul de la charge verticale transmise par le mur de soutènement au terrain

;

R_o , la valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux;

$R_{v;d}$, la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation du mur.

NOTE. L'examen de l'inégalité (5.11), peut être effectué en termes de contraintes. L'Annexe G de la norme NF P 94-261 indique les différentes méthodes de calcul, notamment la méthode simplifiée Meyerhof (avec une réaction rectangulaire du sol) et d'autres modèles de répartition des contraintes, triangulaire ou trapézoïdale.

La charge V_d désigne l'ensemble des charges verticales transmises par le mur de soutènement au terrain. Elle inclut les charges appliquées sur le mur, le poids du mur, le poids du bloc de sol monolithique ainsi que de poids des sols éventuellement situés entre la fondation du mur et le terrain aval après travaux.

La résistance nette de calcul $R_{v;d}$ du terrain sous la fondation du mur, a pour valeur de calcul :

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}} = \frac{A' \cdot q_{net}}{\gamma_{R;v} \cdot \gamma_{R;d;v}} \quad (5.12)$$

$R_{v;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation du mur ;

$\gamma_{R;v} = 1,4$ (Cf. Tab. A.1 : R2) ;

A' , la valeur de la surface effective de la semelle (Cf. NF P 94-261, Annexe Q) ;

q_{net} , la contrainte de la résistance nette du terrain sous la fondation du mur de soutènement calculée selon une méthode de calcul appropriée (Cf. NF P 94-261, Annexes D, E ou F) ;

$\gamma_{R;d;v}$, le coefficient de modèle associée à la méthode de calcul utilisée (Tab. 5.2).

Tableau 5.2 : Valeur du coefficient $\gamma_{R;d;v}$

Estimation à partir des	Charge de remblais et	
	charge q	bâtiments ou ponts
données pressiométriques ou pénétrométriques (Cf. NF P 94-261, Annexes D et E)	$\gamma_{R;d;v} = 1,00$ (1,40)*	$\gamma_{R;d;v} = 1,20$ (2,00)*
propriétés de cisaillement du sol en conditions non drainées c_u (Cf. NF P 94-261, Annexe F)	$\gamma_{R;d;v} = 1,70$ (1,68)*	$\gamma_{R;d;v} = 2,00$ (2,80)*
propriétés de cisaillement du sol en conditions drainées c' et φ' (Cf. NF P 94-261, Annexe F)	$\gamma_{R;d;v} = 1,70$ (1,68)*	$\gamma_{R;d;v} = 2,00$ (2,80)*

* coefficient global relatif à la résistance du terrain.

c) Limitation de l'excentrement (ELU)

Pour les situations durables et transitoires, afin de limiter l'excentrement, il convient, pour une semelle filante de largeur B, de vérifier la relation suivante :

$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15} \quad (5.13)$$

e est l'excentricité du chargement par rapport au centre géométrique à la base du mur.

d) Situations de projet accidentelles (ELU)

Vis-à-vis d'un défaut de portance, les justifications à effectuer sont analogues à celles des ELU pour les situations de projet durables et transitoires, avec :

- les mêmes valeurs des coefficients partiels $\gamma_{R;d;v}$;
- et un coefficient partiel : $\gamma_{R;v} = 1,2$.

e) Situations de projet sismiques (ELU)

Vis-à-vis d'un défaut de portance, les justifications à réaliser sont celles définies par la norme NF EN 1998-5 (notamment l'Annexe F). La valeur N_{\max} qui correspond à la résistance d'une fondation superficielle non encastrée sous charge verticale centrée, peut être calculée à partir d'un modèle fondé sur des données mesurées in-situ, par exemple de type pressiométrique ou pénétrométrique.

Tableau 5.3 : Situations de projet sismique - Coefficients partiels à utiliser.

Modèle		NF P 94-281		NF EN 1998-5 (Annexe F)	
semi-empirique du type pressiométrique		$\gamma_{R;d,v} = 1,00$	$\gamma_{R,v} = 1,20$	$\gamma_{R;d}$ selon le type de sol (Tab. F.2)	/
semi-empirique du type pénétrométrique					/
analytique	Sols cohérentes	/	/		$\gamma_M = 1,40$
	Sols flottants	/	/	$\gamma_M = 1,25$	

f) Glissement (ELU)

Dans les situations durables et transitoires, pour démontrer que la fondation du mur supporte la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par glissement sur le terrain, l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charge et de combinaisons de charge :

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d} \quad (5.14)$$

H_d est la valeur de calcul de la charge horizontale (ou parallèle à la base de la fondation);

$R_{p;d}$, la valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d , habituellement non prise en compte compte-tenu de l'incertitude liée à la pérennité de cette épaisseur de terrain ;

$R_{h;d}$, la valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain. La valeur de $R_{h;d}$ sous la base d'une fondation superficielle est déterminée selon les expressions du tableau 5.4.

Tableau 5.4 : Equations de calcul de la valeur de $R_{h;d}$

Conditions	non drainées	drainées ($c' = 0$)
$R_{h;d} =$	$\min \left\{ \frac{A' \cdot c_{u;k}}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{R;d,h}} ; 0,4V_d \right\} \quad (5.15)$	$\left\{ \frac{V_d}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{R;d,h}} \tan \delta_{a;k} \quad (5.16) \right\}$

$\gamma_{R,h}$ ($= 1,10$) est le facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation superficielle (Tab. 5.1) ;

$\gamma_{R;d,h}$, le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement. Sa valeur est égale à 0,9, et non pas 1,1 comme pour les semelles superficielles du fait de la plus grande sensibilité aux déplacements des fondations supportant des ouvrages que des fondations supportant des murs ;

$c_{u;k}$, la valeur caractéristique de la cohésion non drainée du terrain d'assise de la fondation ;

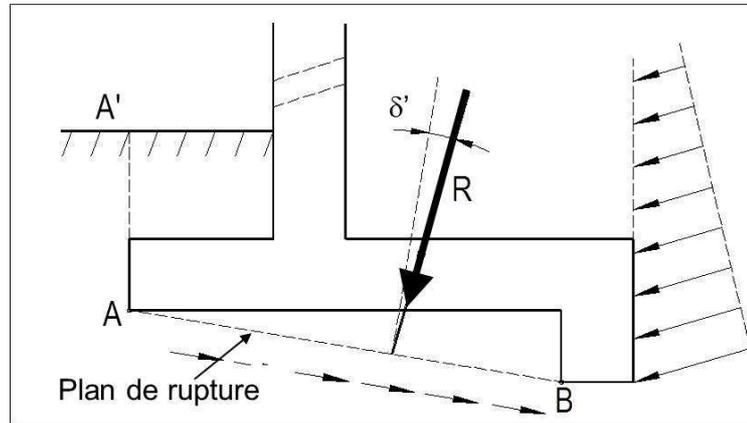
V_d , la valeur de calcul de la charge totale verticale transmise par la fondation superficielle ;

$\delta_{a;k}$, la valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain. Dans le cadre de l'approche 2 : $\delta_{a;k} = \delta_{a;d} = \varphi'_{\text{crit}}$ (valeur de calcul de l'angle de frottement interne à l'état critique pour les fondations en béton coulées en place) ou égal à $2\varphi'_{\text{crit}}$ (pour les fondations préfabriquées lisses).

La présence d'une bêche sous la fondation du mur, conduit à analyser l'ELU de glissement selon un plan de rupture incliné passant par la base de la bêche (Fig. 30).

La résistance au glissement de la fondation superficielle, est déterminée en utilisant des propriétés de résistance au cisaillement du sol support de la fondation (φ' et c' ou c_u), obtenues à partir d'essais de cisaillement effectués selon les dispositions de l'Annexe F (essais en laboratoire).

Fig. 5.30



Sans les mesures des propriétés, les valeurs à retenir doivent reposer sur une expérience comparable ou être déduites de corrélations validées.

g) Prise en compte des chocs

La prise en compte des chocs relève en principe de justifications à l'ELU pour des situations de projet accidentelles selon la norme NF EN 1991-1-7 relative à la définition des actions accidentelles, à la valeur conventionnelle de l'action.

Dans certains cas, par exemple pour des infrastructures routières très circulées, il peut être nécessaire afin de garantir la pérennité de l'ouvrage de considérer les chocs comme des actions variables. Vis-à-vis de cette action, l'ouvrage peut alors être justifié à l'ELU pour les situations durables et transitoires et à l'ELS pour les combinaisons caractéristiques.

La justification d'un ouvrage vis-à-vis d'un choc se fait à partir d'efforts pseudo-statiques équivalents. Il peut dans certains cas être loisible d'utiliser d'autres méthodes de calcul (dynamiques ou énergétiques) à condition d'en démontrer au préalable la pertinence et la robustesse.

3.8.2 . stabilité interne, résistance structurelle d'un mur

a) Principes

La résistance structurelle d'un mur doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé. Elle est assurée avec une sécurité adéquate par la vérification d'une résistance suffisante du matériau constitutif du mur sous les effets des actions (effort tranchant maximal, moment fléchissant maximal, effort normal) qui lui sont appliqués.

Les vérifications sont effectuées selon les dispositions des normes de calcul suivantes, la norme appropriée au matériau constitutif du mur en béton NF EN 1992, la norme NF EN 1997-1 (§ 9.7.6) et des dispositions de la NF P 94-281 (art.10).

Les calculs des murs de soutènement en T, sont effectués dans le cadre de l'approche de calcul 2 et selon l'annexe C de la norme NF P 94-281.

b) Evaluation des effets des actions

Lorsque la valeur de l'effet des actions (moment, effort tranchant, ...) est déduite d'un calcul par la **méthode d'équilibre limite** (MEL) dans lequel les actions et/ou les résistances sont directement pondérées, la valeur de calcul des efforts internes (moments, efforts tranchants, ...) à prendre en compte est celle résultant directement du calcul effectué.

Si l'effet des actions (moment, effort tranchant, ...) est déduit d'un calcul par la **méthode d'interaction sol structure** (MISS), deux approches doivent être comparées :

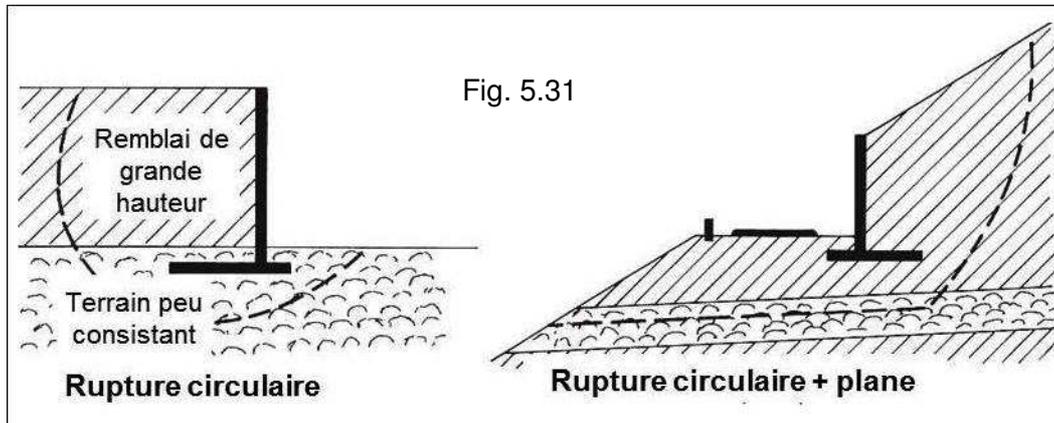
- la première consiste à réaliser le calcul sans pondération des actions (seules les actions variables sont pondérées par un facteur égal à $1,1 \approx 1,5/1,35$) et des résistances, et à multiplier l'effet des

actions par 1,35. En général, les contraintes à la base du mur sont limitées par les exigences de l'article 12 de la norme NF P 94-281, cela permet de contrôler les ELS, ainsi que les ELU de type STR/GEO (NF P 94-281, art. 9) ;

- la seconde consiste à réaliser le calcul avec une pondération des actions et des résistances et à considérer l'effet des actions sans aucune autre pondération. Ce calcul permet de vérifier l'ELU de type STR/GEO.

3.8.3 . stabilité générale du site (ELU)

a) Généralités



La structure du mur de soutènement forme avec son terrain d'assise et le remblai un bloc. Dans certains cas en particulier si des couches de qualité médiocre existent sous la fondation, il risque de se produire une instabilité générale par glissement général de cet ensemble (Fig. 5.31).

La stabilité générale du mur doit être assurée tant pendant les phases de construction, qu'une fois l'ouvrage achevé. Lorsque c'est pertinent, il est aussi nécessaire de vérifier, le mode de rupture par instabilité générale du site pendant la réalisation des travaux et au cours de la durée de vie de l'ouvrage porté (ELU de type GEO).

La stabilité générale d'un site, notamment en pente, peut être vérifiée suivant les approches de calcul 2 (ensembles de facteurs partiels A1, M1 et R2) ou 3 (A1 ou A2, M2 et R3) selon la méthode de calcul utilisée.

Il convient de choisir un modèle de calcul et de rechercher la géométrie la plus défavorable pour les mécanismes de glissement potentiel (Fig. 5.31). Dans le cas d'un sol cohérent, le mécanisme de rupture peut généralement ne considérer que des surfaces circulaires.

Les méthodes comme celle de Bishop, ou celle dite des perturbations, peuvent être utilisées. Des modèles plus complexes (méthode des éléments finis ou des différences finies, ou approche cinématique de la théorie du calcul à la rupture) sont employés pour des ouvrages relevant de la catégorie géotechnique 3.

La vérification consiste, pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges et toutes les surfaces de glissement potentiel, le respect de la condition suivante :

$$T_{dst;d} \leq R_{st;d} / \gamma_{R;d} \quad (5.17)$$

$T_{dst;d}$ est la valeur de calcul de l'effet déstabilisant des actions qui agissent sur le massif limité par la surface de glissement étudiée en tenant compte du facteur partiel relatif à l'effet des actions $\gamma_E = 1,35$ pour les charges permanentes dans l'approche 2 ;

$R_{st;d}$, la valeur de calcul de la résistance stabilisatrice ultime mobilisée le long de la surface de glissement correspondante en tenant compte du facteur partiel de la résistance $\gamma_{R,e} = 1,1$ dans l'approche 2;

$\gamma_{R;d}$, le coefficient de modèle est pris égal à 1,0 quand la méthode par tranches associée à des surfaces de rupture circulaires est utilisée dans le cadre de l'approche 2, ou égal à 1,2 avec l'approche 3.

3.8.4 . justification à l'état limite de service (ELS)

a) **Principes.** Selon la définition de la norme NF EN 1990, les ELS sont associés aux conditions au-delà desquelles le bon fonctionnement de l'ouvrage n'est plus assuré en service normal. Les critères concernent essentiellement les déformations qui affectent la fonction et l'aspect de la structure. Dans le cas d'espèce, ils relèvent pour l'essentiel des déformations maximales du mur : tassement, déplacement et distorsion angulaire.

En principe, les différentes combinaisons à considérer sont les suivantes :

- les combinaisons caractéristiques ;
- les combinaisons fréquentes ;
- les combinaisons quasi-permanentes.

Pour la vérification des états limites de déplacement, sauf dispositions contraires, les actions quasi-permanentes, ne sont pas cumulées avec les actions permanentes dans les combinaisons d'actions.

Pour le type d'ouvrage mur de soutènement, les critères à vérifier aux ELS portent en premier lieu sur les déplacements (tassements et rotations) de sa fondation. Dans le cas où les mouvements ne sont préjudiciables, ni au mur, ni à d'éventuelles structures voisines, seuls les critères suivants peuvent être vérifiés :

- un critère afférent à l'excentricité e du chargement appliqué à la fondation du mur ;
- une justification relative à la portance de la semelle du mur. Cette vérification est analogue à la vérification aux ELU Poinçonnement (Cf. § 3.8.1b du chapitre), mais qui requiert ici des coefficients partiels adaptés. Elle permet de prévenir les effets de fluage en limitant la charge transmise au terrain.

S'il y a lieu de procéder à des calculs justificatifs des déplacements, dans tous les cas les résultats de calcul ne peuvent qu'être une indication approchée de leur valeur réelle. Lorsque cela est possible, ils doivent être confrontés à de valeurs observées lors d'une expérience comparable. Il convient d'adopter dans tous les cas des dispositions constructives qui permettent de limiter l'importance des déplacements (réalisation d'une bêche ou d'une semelle à base inclinée par exemple). Quand c'est approprié, des contrôles en cours d'exécution des déplacements de l'ouvrage et le cas échéant des structures voisines peuvent être prévus, voire adopter la méthode observationnelle.

b) Limitation de la charge transmise au sol par le mur de soutènement

Le critère de limitation de la charge transmise au terrain est à vérifier à l'ELS quasi-permanent et Caractéristique et nécessite de satisfaire les relations suivantes :

On doit vérifier :
$$V_d - R_o \geq R_{v,d} \quad (5.18)$$

V_d est la valeur de calcul de la charge verticale transmise par le mur de soutènement au terrain ;

R_o , la valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux ;

$R_{v,d}$, la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous le mur.

NOTE - L'examen de l'inégalité (5.18) peut être effectué en termes de contraintes. L'Annexe G de la norme NF P 94-261 indique les différentes méthodes de calcul, en particulier la méthode

simplifiée Meyerhof avec un diagramme rectangulaire de contraintes et les modèles de répartition triangulaire ou trapézoïdale des contraintes.

La charge N_d désigne l'ensemble des charges verticales transmises par le mur de soutènement au terrain, elle inclut les charges appliquées sur le mur, le poids du mur, le poids du bloc de sol monolithique ainsi que de poids des sols éventuellement situés entre la fondation du mur et le terrain aval après travaux.

La résistance nette de calcul $R_{v;d}$ du terrain sous la fondation du mur, a pour valeur de calcul :

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}} = \frac{A' \cdot q_{net}}{\gamma_{R;v} \cdot \gamma_{R;d;v}} \quad (5.19)$$

$R_{v;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation du mur de soutènement ;

$\gamma_{R;v}$, le facteur partiel à considérer égal à 2,3 aux ELS, quasi-permanent et caractéristique, la valeur ne dépend pas de la méthode de calcul ;

A' , la valeur de la surface effective de la semelle (Cf. NF P 94-261, Annexe Q) ;

q_{net} , la contrainte de la résistance nette du terrain sous la fondation du mur de soutènement calculée selon une méthode appropriée de calcul (Cf. NF P 94-261, Annexes D, E ou F) ;

$\gamma_{R;d;v}$, le coefficient de modèle associée à la méthode de calcul utilisée (Tab. 5.5).

Tableau 5.5 : Valeur du coefficient $\gamma_{R;d;v}$ (ELS).

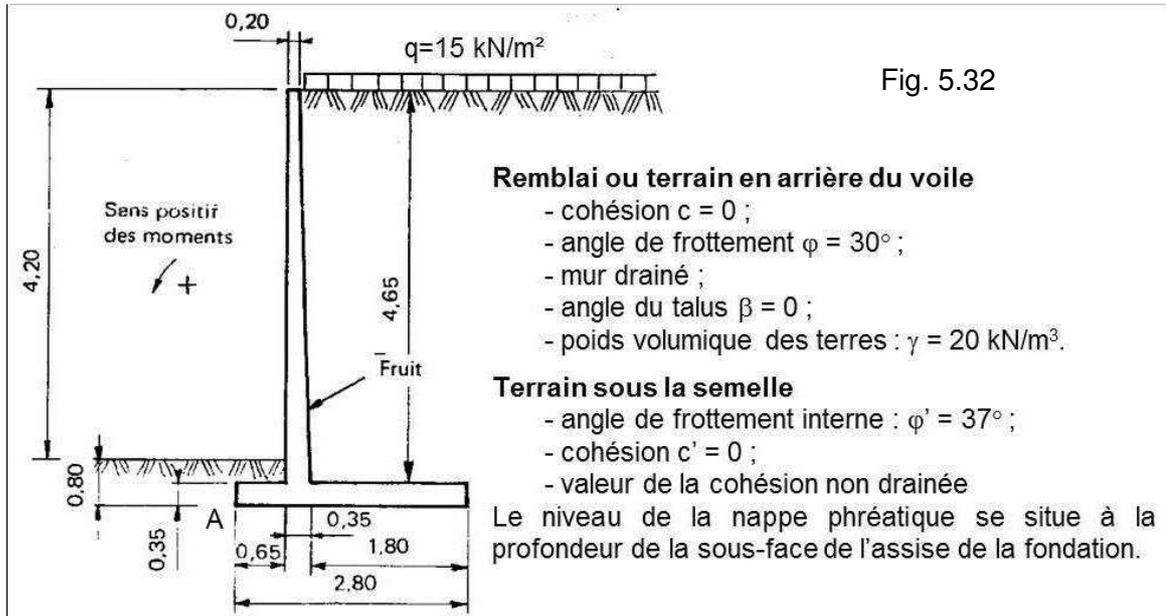
Estimation à partir des	Charge de remblais et	
	charge q	bâtiments ou ponts
données pressiométriques ou pénétrométriques (Cf. NF P 94-261, Annexes D et E)	$\gamma_{R;d;v} = 1,00$	$\gamma_{R;d;v} = 1,20$
propriétés de cisaillement du sol en conditions non drainées c_u (Cf. NF P 94-261, Annexe F)		
propriétés de cisaillement du sol en conditions drainées c' et ϕ' (Cf. NF P 94-261, Annexe F)	$\gamma_{R;d;v} = 1,70$	$\gamma_{R;d;v} = 2,00$

c) Limitation de l'excentrement du chargement

Pour des combinaisons de charge aux ELS quasi-permanent et ELS caractéristique, afin de limiter l'excentrement est limité dans le cas d'une semelle filante de largeur B, par la condition suivante :

$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15} \quad (5.13)$$

3.9 . EXEMPLE DE CALCUL DE VERIFICATION DE LA STABILITE



A titre d'illustration des différentes vérifications de calcul, considérons l'exemple suivant supposé entrant dans le domaine d'application de la norme NF P 94-281.

C'est un mur de soutènement (Fig. 5.32) correspondant à une dénivelée de 4,20 m, limité en amont par un terre-plein horizontal infini recevant une charge d'exploitation de 10 kN/m² (à 1,00 m du bord du patin avant). Le dimensionnement de ce mur a été fait selon les indications référencées dans le titre 5.

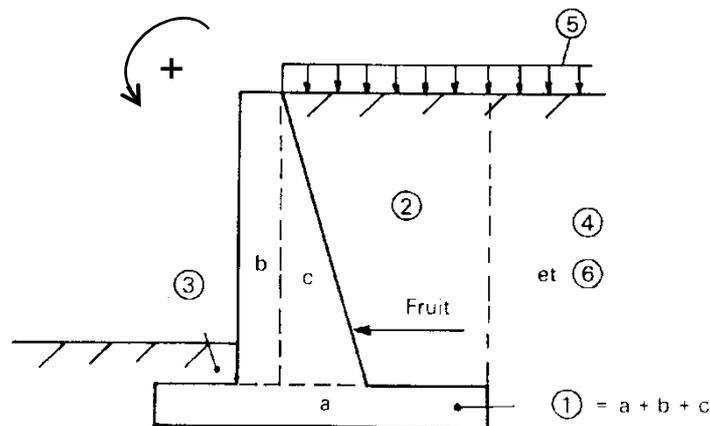
Le sens positif des moments de flexion Mt/A (par rapport au point A) et la désignation des différentes parties de l'ouvrage (a, b, c), sont présentés sur le schéma ci-dessous.

Les coefficients de poussée à prendre en compte le long de l'écran fictif ont été déterminés au § 2.3,1 du chapitre: $k_{aH} = 0,333$ et $k_{aV} = 0$. La poussée des terres varie linéairement de : 0 en surface du terre-plein, à une valeur maximale à 5,0 m plus bas, égale à :

$$K_{aH} \cdot \gamma \cdot (4,20 + 0,80) = 0,333 \times 20 \times 5 = 33,3 \text{ kN/m}^2$$

La poussée des charges q reste constante sur toute la hauteur de l'écran à une valeur :

$$K_{aH} \cdot q = 0,333 \times 15 = 5,0 \text{ kN/m}^2$$



3.9.1 . Vérification du non-poinçonnement du terrain (ELU)

Le tableau 5.6 indique les efforts internes (les efforts horizontal F_h et vertical F_v et le moment au point A : M_A) calculés pour les différentes actions appliquées, permanentes G et variables Q.

Tableau 5.6 : Efforts internes (solllicitations) dus aux différentes actions.

	numérotation	Efforts	F_h (kN/m)	F_v (kN/m)	bras levier/A	M_A (KN.m/m)
G	(1)	semelle		24,50	1,40	-34,30
		Béton poids voile rectan		23,25	0,75	-17,44
		voile triangu		8,72	0,90	-7,85
		Total		56,47		-59,58
		poids sols amont		174,38	1,86	-324,77
G	(3)	aval		5,85	0,325	-1,90
		poussée sols	83,25		1,67	138,75
Q	(5)	poids		28,13	1,86	-52,38
		poussée	24,98		2,5	66,44

Parmi les possibles nombreuses situations de projet à recenser, pour illustrer la démarche applicative de la méthode des coefficients partiels, on se limite à deux combinaisons selon une remarque de la norme NF P 94-281 (§ 9.2.1 Note) : *Vis-à-vis de la portance (poinçonnement et excentrement du chargement), deux combinaisons d'actions sont à analyser car le poids du bloc monolithique peut avoir un effet favorable ou défavorable. En général, c'est la combinaison minimisant les charges verticales qui s'avère dimensionnant.*

Tableau 5.7

Combinaison	C1 Vmax	C2 Vmin
	1,35[(1) à (3)]+1,5[(5)+(6)]+(4)	1,35[(1) à (2)]+(4)
M_{Ad} (kN,m/m)	-367,62	-382,70
$V_d = \Sigma F_v$ (kN)/m	361,72	311,64
$H_d = \Sigma F_h$ (kN/m)	149,85	112,39
e_b (excentricité/G, en m)	0,38	0,18
b/6	0,47	0,47
b'(m)	2,03	2,44
$1-2e_b/b$	0,73	0,87
$1-2e_b/b > 1/15$?	oui	oui
$\gamma_{R,v}$	1,40	1,40
$\gamma_{R,d,v}$	1,00	1,00
A' (m ²)/m	2,14	2,44
Calcul de la résistance nette du terrain (NF P 94-261, F3.2) : q_{net}		
c_u (MPa) non drainé	0,15	0,15
Semelle horizontale b_c	1,00	1,00
$s_c=1-0,2b'/L'$ ($L' \cong L$)	1,00	1,00
$A'c_u$ (kN/m)	304,89 > $H_d = 149,85$	368,41 > $H_d = 112,39$
i_c	1,33	1,28
q_{net} (MPa)	1,03	0,98
$R_{v,d}$ (MN/m) (5.12)	1,49	1,73
R_o (MN/m)	0,045	0
$V_d - R_o$ (MN/m) (5.18)	0,32 < 1,49	0,31 < 1,73

Ont été analysées les deux situations de projet : C1 qui comporte toutes les charges ; et C2, sans les charges variables et le sol en aval du mur. Les valeurs des efforts internes correspondants tirées du tableau 5.6, sont notées au tableau 5.7. Celui-ci rassemble aussi les résultats des calculs de la vérification du non-poinçonnement du terrain et de l'excentrement limité du chargement.

Les conditions (5.11) de non-poinçonnement du terrain et de limitation de l'excentrement du chargement (5.13), sont vérifiées aux ELU pour les situations examinées. Dans ces cas, la stabilité externe du mur de soutènement étudié est assurée.

3.9.2 . Vérification du non-glissement sur le terrain d'assise (ELU)

La condition que la fondation du mur supporte la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par glissement sur le terrain, devient :

$$H_d \leq R_{h,d} \quad (5.14)$$

en négligeant la résistance frontale compte tenu de l'incertitude sur sa pérennité.

Tableau 5.8

Combinaisons ELU	C1 Vmax 1,35[(1) à (3)]+1,5[(5)+(6)]+(4)	C2 Vmin 1,35[(1) à (2)]+(4)
M _A (kN,m/m)	-367,62	-380,13
V _d (kN)/m)	361,72	311,64
H _d (kN/m)	149,85	112,39
R _{h,d} (kN/m)	144,69 \cong 0,97H _d	124,66 > H _d

Des deux combinaisons d'actions, examinées à titre d'illustration de la démarche justificative des Eurocodes, la situation de projet C1 ne vérifie pas la condition (5.14). Mais cela reste du domaine acceptable car l'écart est bien faible. Sinon, en augmentant la largeur b à 2,90 m, la résistance R_{h,d} aura pour valeur 151,08 kN/m > H_d.

On peut admettre que la stabilité externe du mur étudié est assurée avec les deux combinaisons des actions considérées, la vérification avec d'autres combinaisons s'effectue de la même manière.

3.9.3 . Limitation de la charge transmise au sol par le mur de soutènement (ELS)

Le critère de limitation de la charge transmise au terrain, est à vérifier à l'ELS quasi-permanent et caractéristique. Cela nécessite de satisfaire les prescriptions explicitées au § 3.8.4 du chapitre. Les combinaisons de calcul à considérer sont les ELS caractéristiques et les ELS quasi-permanentes prises avec une valeur du coefficient partiel $\psi_{2,0} = 0,5$

A titre d'illustration des démarches de vérifications requises par la norme NF P 94-281, seule est considérée la situation de projet C1, critique au vu des résultats aux ELU précédents (Cf. 3.9.1 du chapitre). Les valeurs des efforts internes correspondants, issues du tableau 5.6 sont résumées au tableau 5.9. Ce dernier montre aussi les résultats des calculs de la vérification du non-poinçonnement du terrain et de l'excentrement limité du chargement. Au vu de ces résultats, les conditions (5.18) de limitation de la charge transmise au sol par le mur de soutènement non-poinçonnement du terrain et de limitation de l'excentrement du chargement (5.13), sont vérifiées aux ELS pour la situation C1 examinée. Dans cette situation, la stabilité externe du mur de soutènement étudié est assurée aux ELS.

Tableau 5.9 : Vérifications ELS.

Combinaison ELS	C1 V_{max}	
	[(1) à (3)]+[5)+(6)]+(4)	[(1) à (3)]+0,5[(5)+(6)]+(4)
Mt/A _d (kN,m/m)	-237,45	-242,482
VE _d (kN)/m	264,82	250,756
H _{E_d} (kN/m)	108,23	95,738
e _G (excentricité/G, en m)	0,50	0,433
b/6	0,47	0,47
b'(m)	1,79	1,93
1-2e _G /b	0,64	0,69
1-2e _G /b > 1/15 ?	oui	oui
$\gamma_{R,v}$	2,30	
$\gamma_{R;d,v}$	1,00	
A' (m ²)/m	1,79	1,93
Calcul de la résistance nette du terrain (NF P 94-261, F3.2) : q _{net}		
c _u (MPa) non drainé	0,15	
b _c	1,00	1,00
s _c =1- 0,2b'/L' (L' ≅ L)	1,00	
A'c _u (kN/m)	269,00	290,10
i _c	1,41	1,38
q _{net} (Mpa)	1,10	1,07
R _{v,d} (MN/m)	0,86	0,90
V _{E_d} - R _o (MN/m)	0,26 < 0,86	0,25 < 0,90

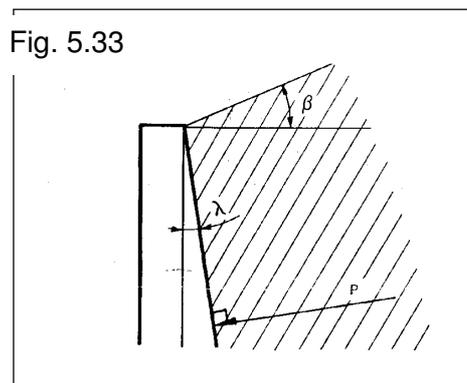
4 . STABILITE INTERNE

4.1 .GENERALITES

Pour les vérifications relatives à la résistance interne, la poussée active des terres et celle due aux charges d'exploitation sur le terre-plein, s'exercent directement sur le parement intérieur du mur, avec un angle d'inclinaison nul ($\delta = 0$) sur la normale au parement (Fig. 5.33).

Si le voile est incliné ($\lambda \neq 0$) la composante verticale de la poussée est négligée. Cette simplification va dans le sens de la sécurité.

Fig. 5.33



4.2 . EFFORTS INTERNES DE CALCUL

L'état-limite de résistance d'un mur de soutènement en béton, se justifie par applications des règles de la norme NF EN 1992-1-1 (Eurocode 2).

4.2.1 . combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions pour les divers états limites (ELU, ELS, états accidentels), sont les mêmes que celles qui ont été considérées pour la vérification de la stabilité externe. Les formulations sont données dans le chapitre 1 (§ 3.5,3) ou dans la norme NF EN 1990 (§ 6.4.3).

Avec la norme NF EN 1992-1-1, le contrôle de la fissuration, est effectuée par le calcul de l'ouverture des fissures w_k aux ELS quasi-permanents. La largeur w_k acceptée pour les fissures dépend de l'agressivité du milieu ambiant (Cf. Chapitre 1, § 3.7,4).

4.2.2 . calcul pratique des effets d'actions

a) charges réparties

Sous l'action des charges réparties, le problème posé à un mur de soutènement de grande longueur, est un problème plan. La structure est étudiée par tranche unitaire d'un mètre de longueur de mur. Pour un mur en T sans contreforts, cela revient à calculer les efforts internes (effort normal N , effort tranchant V et moment fléchissant M) dans le voile, le patin et le talon, en considérant ces parties structurales comme des poutres en encorbellement (Cf. l'Annexe informative de NF P 94-281).

b) charges concentrées

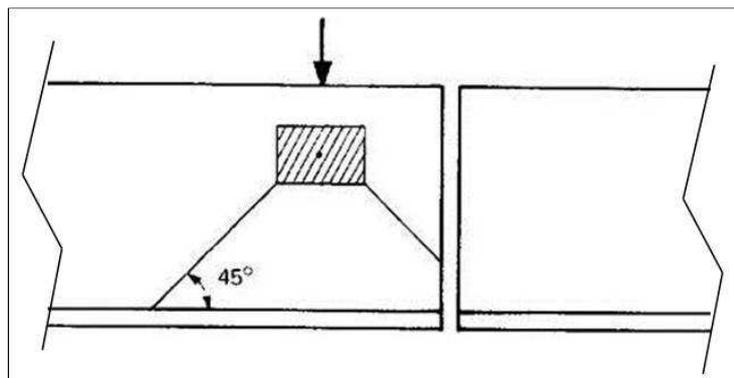
L'action d'une charge concentrée est plus difficile à appréhender, car le découpage en tranches d'un mètre de longueur est d'application délicate par suite de la diffusion restreinte de la charge.

Au § 2.2,4 du chapitre, il est montré un exemple des effets de charge concentrée sur le remblai. Cela se traduit par une poussée d'impact rectangulaire sur le mur ou à un écran fictif. D'autres solutions peuvent être obtenues dans l'Annexe C informative de NF P 94-281.

A partir de ce schéma de diffusion, il est facile de calculer les efforts internes, dans une tranche d'un mètre à l'intérieur de la zone de diffusion.

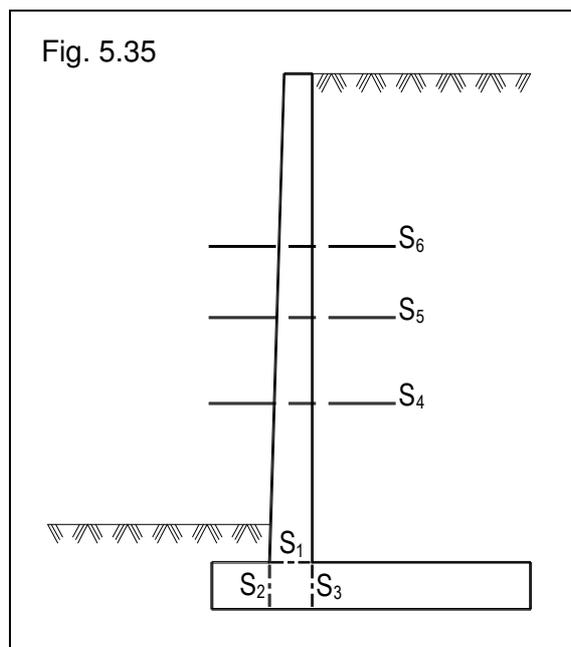
Il est important de noter ici, que dans le cas où le rectangle d'impact de la poussée sur le voile se trouve au voisinage d'un joint de dilatation, la zone de diffusion est tronquée (Fig. 5.34).

Fig. 5.34



4.3 . SECTIONS DE CALCUL

L'analyse du comportement d'un mur de soutènement nécessite l'analyse par calcul de certaines sections identifiées comme critiques (Fig. 5.35).

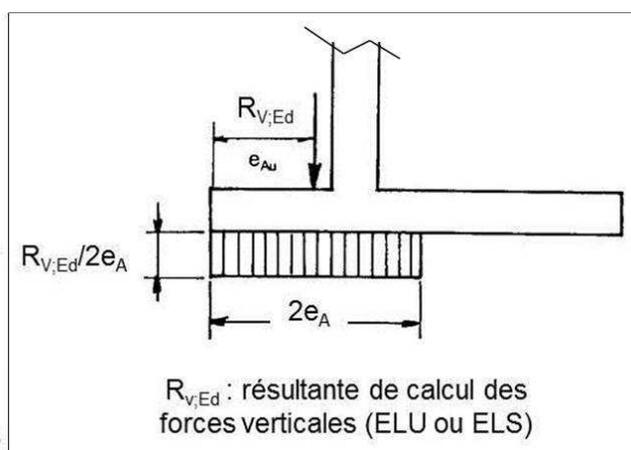


Pour la détermination des treillis soudés devant armer le voile, on prend en compte les forces horizontales (et, éventuellement, le poids de la partie de voile) s'exerçant au-dessus des sections S_1 , S_4 , S_5 et S_6 pour les combinaisons d'actions considérée (ELU ou ELS selon le cas).

Section	Définition	Section d'acier
S_1	encastrement du voile sur la semelle	A_1
S_2	encastrement du patin sur le voile	A_2
S_3	encastrement du talon sur le voile	A_3
S_4	section du voile au tiers de sa hauteur	A_4
S_5	section du voile à la moitié de sa hauteur	A_5
S_6	section du voile aux deux tiers de sa hauteur	A_6

Les sections d'acier A_1 , A_4 et A_5 , ainsi déterminées, servent à tracer la courbe indiquant la variation de A sur la hauteur du voile. Il s'en déduit le choix des treillis soudés à disposer.

Fig. 5.36



Pour le patin avant et le talon arrière de la semelle, le calcul est effectué avec les moments sollicitant dans les sections S_2 et S_3 , en adoptant comme distribution des réactions du sol le diagramme rectangulaire simplifié de Meyerhof, aussi bien à l'ELU qu'à l'ELS (Fig. 5.36).

L'Eurocode 7 définit la distribution des contraintes du sol avec le torseur des efforts internes pris au centre géométrique de la semelle du mur.

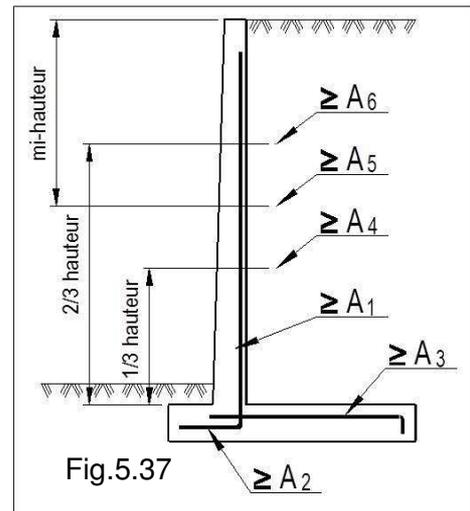
4.4 .DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

4.4.1 . ferrailage principal

Le ferrailage principal d'un mur de soutènement résulte du calcul des sections critiques suivant les règles de la NF EN 1992-1-1. La figure 5.37 donne un **schéma** type du ferrailage **principal** résultant du calcul.

Selon la NF EN 1992-1-1 (§ 9.8.2.1), les barres d'armatures ont un diamètre $\varnothing \geq 8$ mm. Selon l'Annexe nationale la restriction ne s'applique pas à des armatures façonnées avec des treillis soudés certifiés.

En outre, les conditions relatives au pourcentage minimal ($A_i \geq A_{s,min}$; Cf. art. 3.8), doivent être également respectées les règles d'espacements minimaux entre les barres parallèles et du décalage des arrêts des nappes de TS superposées (Cf. chapitre 1, § 2.3,5), fixées dans la NF EN 1992-1-1.



4.4.2 . ferrailage secondaire

Il est nécessaire de compléter le ferrailage principal (issu du calcul) par un ferrailage secondaire pour tenir compte des dispositions constructives et des multiples effets secondaires existant dans ce type d'ouvrage. Les principales actions secondaires sont :

- le gradient thermique : le parement extérieur d'un mur de soutènement est soumis à l'ensoleillement, alors que la face côté terre ne l'est jamais ;
- la différence d'intensité de la poussée des terres dans le sens longitudinal du mur par suite de la diffusion des charges concentrées ou de l'hétérogénéité du remblai ;
- les tassements différentiels ;
- l'action du vent sur les murs de grande hauteur (liaison face avant du voile avec la semelle).

Pour le ferrailage complémentaire, il n'y a pas de condition de diamètre minimal des barres.

a) Pour la détermination (pourcentage minimal et espacements minimaux), la NF EN 1992-1-1, § 9.3.1) ou le chapitre 1 (§ 3.8,2) fournit les prescriptions suivantes.

Dans le cas des plaques portant dans une direction, les armatures secondaires transversales aux armatures principales doivent représenter au moins 20 %. Au voisinage des appuis, des armatures transversales aux barres principales supérieures ne sont pas nécessaires lorsqu'il n'existe aucun moment fléchissant transversal.

Tableau 5.10 : Espacement admissible de ferrailage en treillis orthogonal

Armatures	Principales	Secondaires
$s_{\max, \text{slabs}} \leq$	$\min\{ 3e; 400 \text{ mm}\}$	$\min\{ 3,5e; 450 \text{ mm}\}$
Zone de M_{\max} et sous charges concentrées : $s_{\max, \text{slabs}} \leq$	$\min\{ 2e; 250 \text{ mm}\}$	$\min\{ 3e; 400 \text{ mm}\}$

L'espacement des barres doit être inférieur à $s_{\max, \text{slabs}}$, où h est l'épaisseur totale de la dalle.

Le long du bord libre (non appuyé) d'une dalle, normalement des armatures longitudinales et transversales sont prévues, généralement disposées comme représenté sur la figure 5.38. Les armatures courantes prévues pour une dalle, peuvent aussi avoir un rôle d'armatures de rive.

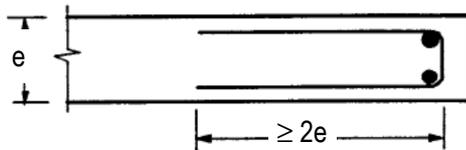


Fig. 5.38 : Armatures de rive pour une dalle

b) Dans les zones non couvertes par les calculs, les précédentes prescriptions de l'Eurocode 2, il convient d'y admettre les règles d'usage actuelles.

Près du parement avant (apparent), un ferrailage forfaitaire peut être composé d'une section (A_V) d'acier dans le sens vertical et d'une section (A_H) dans le sens horizontal, de façon que :

$$A_V (\text{cm}^2/\text{m}) \geq 0,10e_1 \text{ et } A_H (\text{cm}^2/\text{m}) \geq 0,075e_1$$

e_1 désigne l'épaisseur, exprimée en cm, du voile à l'encastrement avec la semelle. Pour les murs de hauteur au plus égale à 4 m, on peut se dispenser de ce ferrailage. Les sections A_V et A_H peuvent être obtenues avec des panneaux standards (Cf. Fiche technique ADETS, ou le tableau des panneaux sur devis).

Placer en tête du voile un chaînage sur une armature en forme de U, découpée dans un panneau ST 40 C et pliée (Fig. 5.29).

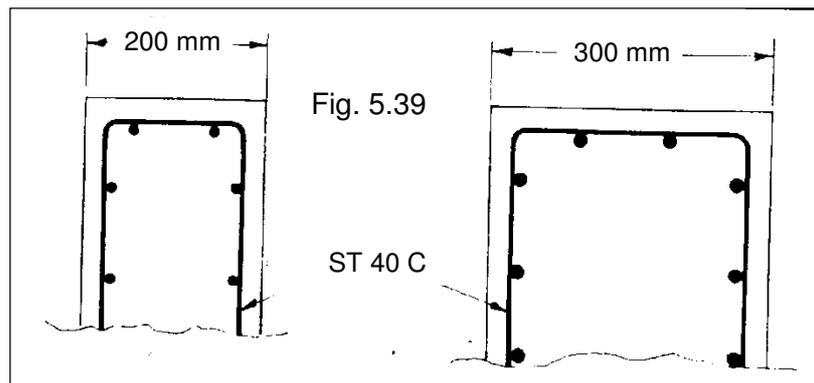


Fig. 5.39

ST 40 C

Dans la semelle (patin et talon), il convient de disposer en armatures de répartition perpendiculaires aux armatures principales, une section A_r d'acier satisfaisant à :

$$A_r (\text{cm}^2/\text{m}) \geq 0,10e_2 (e_2 \text{ en cm}) \text{ pour le patin} \\ \text{et } 0,10e_3 (e_3 \text{ en cm}), \text{ pour le talon,}$$

de manière à réaliser un quadrillage à mailles au plus égales à 0,30 m de côté.

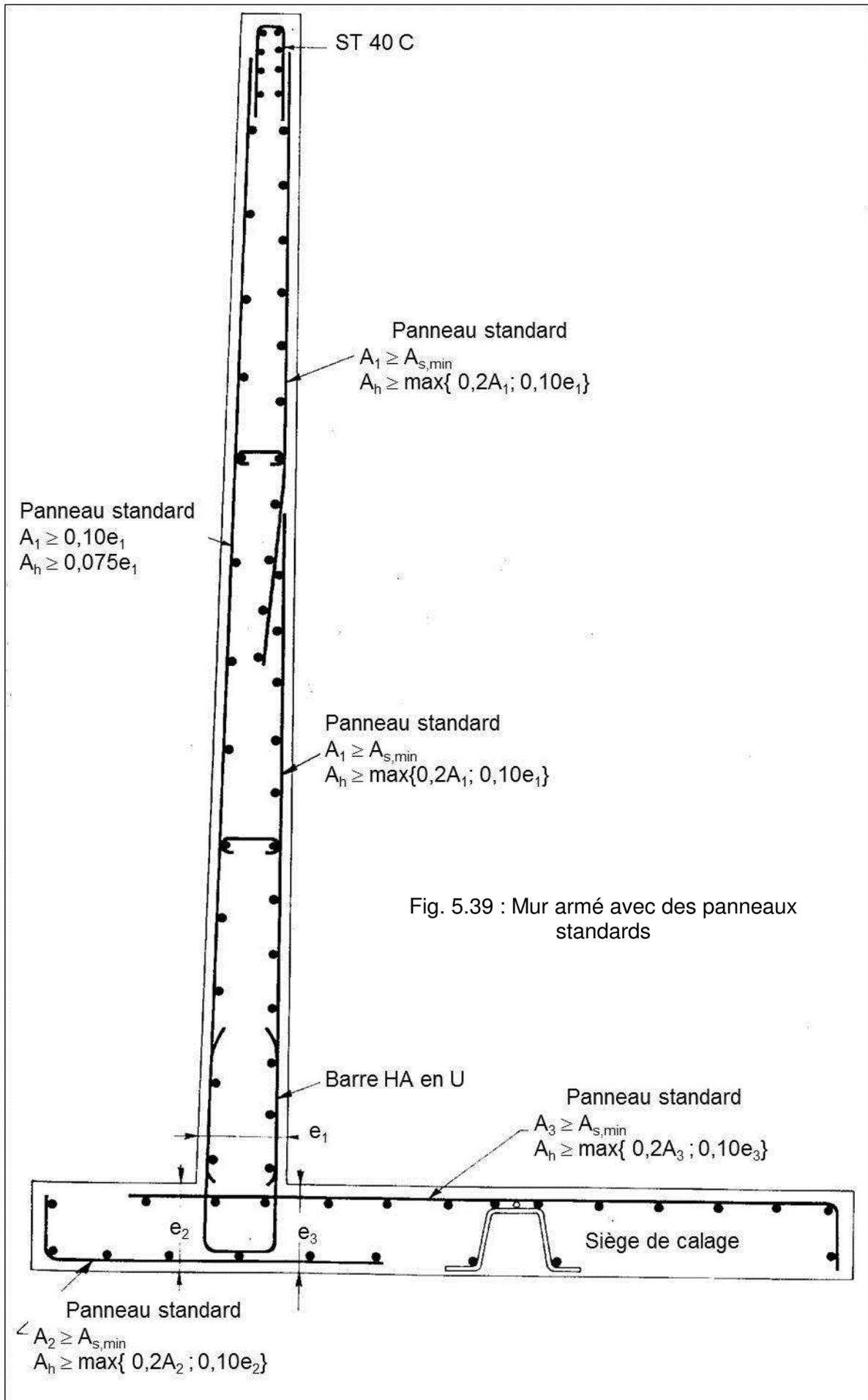
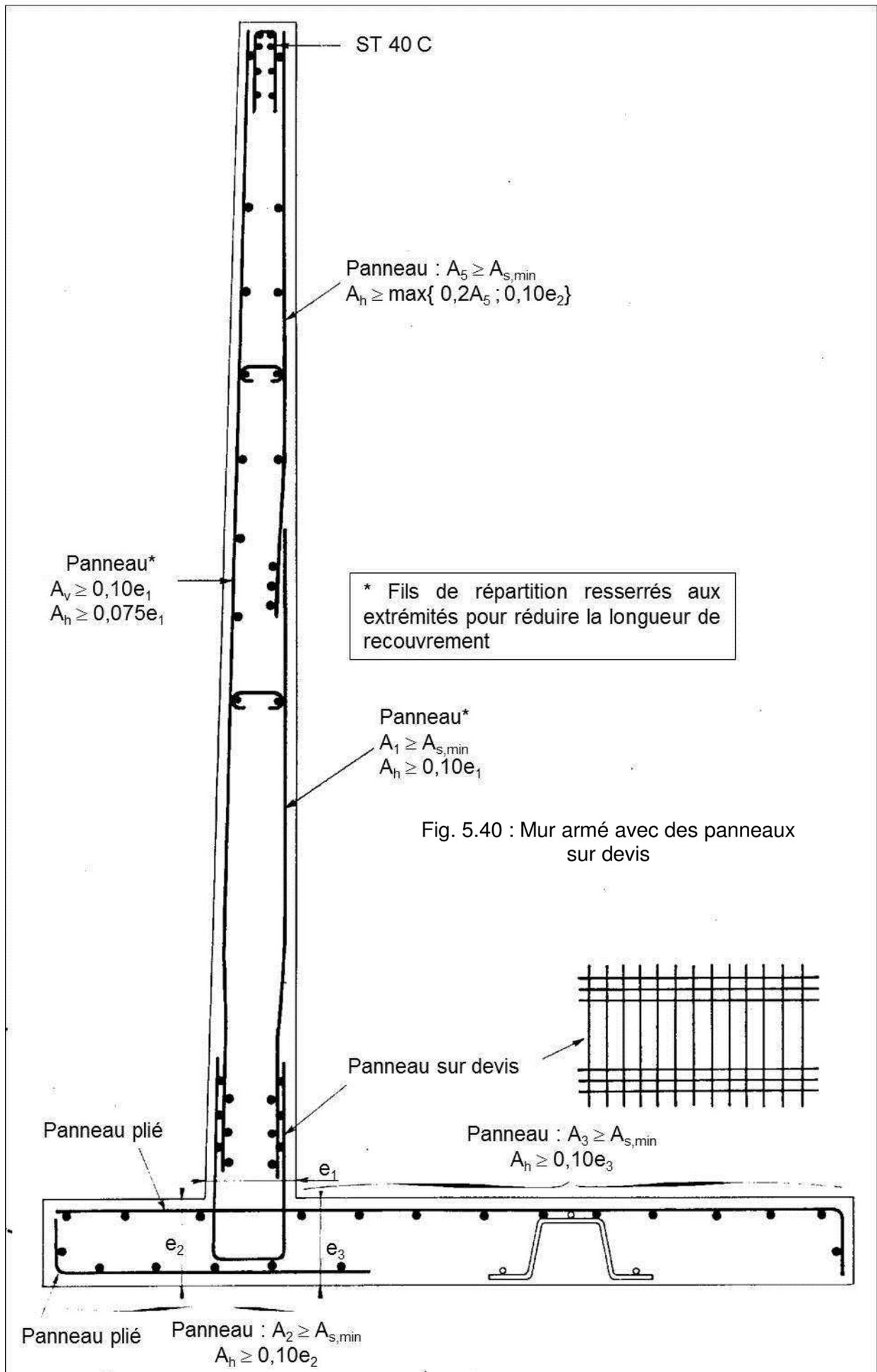


Fig. 5.39 : Mur armé avec des panneaux standards



4.4.1 . disposition du treillis soudé

L'utilisation de panneaux standard pour armer un mur de soutènement ne présente aucune difficulté sauf à la jonction voile-semelle où il est nécessaire de disposer, en attente de reprise de bétonnage, des aciers en attente en barres (Fig. 5.39 et 5.40). Mais pour des murs dont l'épaisseur à la base dépasse 0,25 m, la condition fixant la section minimale des armatures horizontales d'une part et l'obligation d'avoir de fortes sections à la jonction voile-semelle d'autre part, imposent généralement l'utilisation de panneaux sur devis.

4.5 . EXEMPLE DE CALCUL

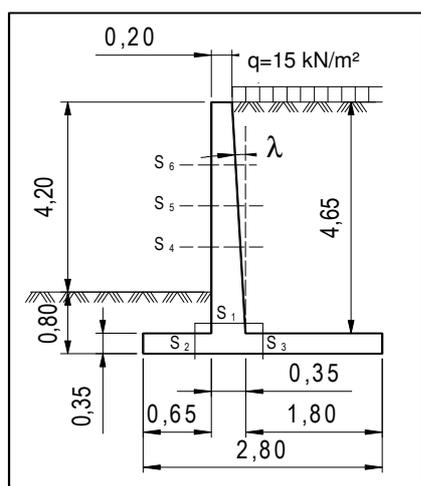


Fig. 5.41

Reprenons le mur de l'exemple précédent de l'art. 3.9 du chapitre.

- a) **Données complémentaires** : - Classes d'exposition de l'ouvrage retenues : XC2 (intérieur) et XF2 (extérieur).
 - Béton C25 ($f_{ck} = 25$ MPa, résistance minimale compte tenu des classes d'exposition de l'EC 2-1-1, Annexe E), $\gamma_C = 1,5$.
 - B500 Armature en acier ($f_{yk} = 500$ MPa), $\gamma_S = 1,15$.

Coefficient de poussée : $\beta = 0$; $\varphi = 30^\circ$; $\operatorname{tg} \lambda = 15/465$;
 $\delta = 0$ (parement lisse) .

Avec $\beta/\varphi = 0$; $\delta/\varphi = 0$; $\lambda = 1,85$ d'où : $K_{aH} = 0,345$.

Pour la conception du béton armé, le ferrailage principal est déterminé à aux ELU, la solution est ensuite vérifiée aux ELS.

b) Définition de l'enrobage c des armatures

Pour la classe d'exposition XC2, l'EC2-1-1 requiert une valeur de $c_{\min, \text{dur}} = 25$ mm (Chapitre 1, Tab. 1.16) et pour celle XF2 (équivalente à XC4) la valeur est de 30 mm. En retenant une valeur de $\Delta c_{\text{dev}} = 10$ mm. Finalement, avec un enrobage c de 40 mm, soit une hauteur utile d de la section droite égale à la hauteur de la section moins 50 mm, en prévoyant des barres de diamètre au plus 20 mm.

4.5.1. voile

a) **Les diagrammes de poussée** sur la hauteur du voile, sont :

- pour les effets des terres : un diagramme triangulaire sur la hauteur du voile avec une valeur maximale : $K_{aH}(H - H') \cdot \gamma = 0,345 \times 4,65 \times 20,00 = 32,09$ kN/m²

- pour l'effet du chargement sur le terre-plein : $K_{aH} \cdot q = 0,345 \times 10,00 = 3,45$ kN/m².

c) **Calcul des efforts internes (valeurs non pondérées)**

Tableau 5.11 : Calcul des efforts internes au voile

(N : effort vertical, V : effort tranchant, M_G : moment de flexion au centre de gravité de la section considérée, z : la distance de la section droite à la tête du voile en béton).

Sections (Fig. 5.35)		S_1 (H - H' = z = 4,65 m) Hauteur section : $e_{v1}=e_1=0,35$ m	S_4 (z = 3,10 m) Hauteur section : $e_{v2}=0,30$ m
V (kN/m)		$(0,2+0,35) \times 4,65 \times 25/2 = 31,97$	$(0,2+0,3)/2 = 3,1 \times 25 = 19,38$
poussée des terres	V (kN/m)	$(32,09 \times 4,65)/2 = 74,60$	$(21,39 \times 3,10)/2 = 33,15$
	M_G (kN.m/m)	$(74,6 \times 4,65)/3 = 115,63$	$(33,15 \times 3,10)/3 = 34,26$
charge	V (kN/m)	$15 \times 0,345 \times 4,65 = 24,06$	$3,45 \times 3,10 = 16,04$
	M_G (kN.m/m)	$(24,06 \times 4,65)/2 = 55,95$	$(16,04 \times 3,10)/2 = 24,87$
Sections		S_5 (z = 2,30 m) Hauteur section : $e_{v5} = 0,274$ m	S_6 (z = 1,50 m) Hauteur section : $e_{v6} = 0,248$ m
V (kN/m)		$((0,2+0,274)/2) \times 2,30 \times 25 = 13,66$	$((0,2+0,248)/2) \times 1,5 \times 25 = 8,44$
poussée des terres	V (kN/m)	$(15,87 \times 2,30)/2 = 18,65$	$(10,35 \times 1,5)/2 = 7,76$
	M_G (kN.m/m)	$(18,25 \times 2,30)/3 = 13,99$	$(7,80 \times 1,5)/3 = 3,86$
charge	V (kN/m)	$0,345 \times 15,00 \times 2,30 = 11,90$	$0,345 \times 15 \times 1,50 = 7,76$
	M_G (kN.m/m)	$(11,9 \times 2,30)/2 = 13,69$	$(7,76 \times 1,50)/2 = 5,83$

c) **Exemple de détermination de l'armature principale de la section S1**

1 - Le peu de poids du voile au-dessus de la section horizontale considérée étant négligé, le dimensionnement est effectué à l'ELU, est effectué avec les règles de calcul des dalles pleines (Cf. Chapitre 2) :

$$M_{Ed,u} = 1,35 \times 115,63 + 1,5 \times 55,95 = 240,02 \text{ kN.m/m} = 0,240 \text{ MN.m/m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ed,u}}{d^2 \cdot 0,85 f_{ck}} \cdot \gamma_c = \frac{0,240 \times 1,5}{0,30^2 \times 0,85 \times 25} = 0,188$$

avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_c = 1,5$ et une minoration de 0,85 de la compression ultime du béton car le mur de soutènement relève davantage du type génie civil que du type bâtiment.

Pour cette valeur de μ_u , l'abaque de la figure A2.1,1 du chapitre 2 donne une valeur du coefficient $k = 25,93$, d'où :

$$A_1 = k \frac{M_{Ed,u}}{d} = 25,93 \frac{0,24}{0,30} = 20,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Il sera disposé une armature composée de barres $\varnothing 20$ mm, espacées de 12,5 cm. Soit une section d'armature de 25,1 cm^2/m .

Un calcul analytique conduit à : $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,263$

$$A_1 = \frac{M_{Ed,u} \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot d(1 - 0,4\alpha)} = 20,6 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad \text{avec } \gamma_s = 1,15.$$

2 – Vérification aux ELS

- Etat limite caractéristique. La compression du béton est limitée à $0,6f_{ck} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$M_{Ed;s} = 115,63 + 55,95 = 171,58 \text{ kN.m/m} = 0,172 \text{ MN.m/m}$$

Pour $A_1/d = 0,838$, les abaques de la figure A2.1,2 du chapitre 2, donne :

- une valeur du coefficient $k_b = 5,9$. D'où la valeur de la compression maximale du béton :

$$\sigma_{c,max} = k_b \frac{M_{Ed,s}}{d^2} = 5,9 \times \frac{0,172}{0,30^2} = 11,3 < 15 \text{ MPa}$$

- une valeur du coefficient $k_s = 140$, d'où la traction dans l'armature à limiter à $0,8f_{yk}$:

$$\sigma_{s,1} = k_s \frac{M_{Ed,s}}{d^2} = 140 \times \frac{0,172}{0,30^2} = 267 < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

Calcul analytique. Puisque la largeur de calcul est de 1,00 m, l'équation de calcul de la hauteur x_1 du béton comprimé est :

$$\frac{x_1^2}{2} - 15A_1(d - x_1) = 0, \quad \text{soit } x_1 = 0,117 \text{ m}$$

Cette valeur est indépendante du l'ELS considéré. Le coefficient de pente K :

$$K = \frac{M_{Ed;s}}{\frac{x_1^3}{3} + 15A_1(d - x_1)^2} = 95,5 \text{ MPa/m}$$

D'où la compression maximale du béton : $\sigma_{c,max} = K.x_1 = 11,2 \text{ MPa}$, et la traction dans l'armature A_1 vaut : $\sigma_s = 15K.(d - x_1) = 262 \text{ MPa}$.

- Etat limite quasi-permanente. $M_{Ed,s} = M_G + \varphi_2 M_Q = 115,63 + 0,5 \times 55,95 = 143,6 \text{ kN.m/m}$ avec une valeur du coefficient partiel φ_2 prise égale à 0,5 par exemple.

Les coefficients k_b et k_s conservant les mêmes valeurs que précédemment, d'où la compression maximale du béton :

$$\sigma_{c,max} = k_b \frac{M_{Ed,s}}{d^2} = 5,9 \times \frac{0,144}{0,30^2} = 9,5 < 11,3 \text{ MPa}$$

et la contrainte dans l'armature :

$$\sigma_{s,1} = k_s \frac{M_{Ed,s}}{d^2} = 140 \times \frac{0,144}{0,30^2} = 223 < 400 \text{ MPa}$$

L'emploi de l'abaque peut se révéler peu précis pour de faible rapport A_1/d_i (sections A5 et A6), il sera nécessaire de recourir à un calcul analytique. Dans le cas de la section S1, le calcul donne :

$$K = \frac{M_{Ed;s}}{\frac{x_1^3}{3} + 15A_1(d - x_1)^2} = 80,0 \text{ MPa/m}$$

D'où la compression maximale du béton : $\sigma_{c,max} = K.x_1 = 9,4 \text{ MPa} > 11,3 \text{ MPa}$

Et la traction dans l'armature A_1 : $\sigma_s = 15K.(d - x_1) = 220 \text{ MPa}$

d) Résultats de calcul des sections d'armature principale A_i (cm²/m) du voile (Tab. 5.12)

Tableau 5.12

Section droite		S1	S2	S5	S6	
ELU	Calcul (cm ² /m)	20,7	8,1	4,1	1,6	
	Section retenue (cm ² /m)	21,8	8,1	4,0	<u>2,7</u>	
$A_{s,min}$ (cm ² /m)		4,1	3,4	3,0	<u>2,7</u>	
ELS vérification des contraintes	caractéristique	béton : $\sigma_c \leq 15 \text{ MPa}$	11,7	7,8	5,7	2,9
		acier : $\sigma_s \leq 400 \text{ MPa}$	299	320	331	174
	quasi-permanent	béton : $\sigma_c \leq 11,2 \text{ MPa}$	9,8	6,1	4,3	2,0
		acier : σ_s (MPa)	251	253	249	136

e) **Maîtrise de la fissuration sans calcul** (Cf. Chapitre 1, § 3.7,4.3)

Pour les classes d'exposition fixées XC2 et XF2, l'ouverture limite de calcul w_{\max} est de 0,3 mm. Avec la traction calculée de 219 MPa trouvée pour la combinaison quasi-permanente des actions. en consultant :

- le tableau 1.37 du chapitre 1, le diamètre des barres principales d'armature est au plus 20 mm ;
- le tableau 1.38, l'espacement maximal s des barres est de 250 mm. Ce qui est compatible avec les exigences d'espacement maximal du tableau 5.8 du présent chapitre.

f) **Armatures secondaires**

Avant de choisir l'armature en treillis soudés dans les sections examinées, déterminons les armatures secondaires horizontales et/ou verticales, à placer sur toute la hauteur. Par exemple pour la zone inférieure : - face côté remblai, l'armature horizontale est définie au niveau S1 :

$$A_h \geq 0,2A_1 = 0,2 \times 20,7 = 4,1 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{Eurocode 2})$$

- face avant, les armatures horizontales et verticales sont : $A_v \geq 0,10 e_1$, soit 3,5 cm²/m

$$\text{et } A_h \geq 0,075e_1 \text{ , soit } 2,63 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (règles d'usage)}$$

En tête du voile, un chaînage supérieur de longueur sur chaque côté du voile doit être au moins égale à $2e_o = 0,4$ m (Fig. 5.38). Il se compose de la moitié (longueur développée : 1,20 m) d'un panneau ST 40 C coupé en deux parts égales dans le sens de la longueur, soit 4,62 cm²/m.

h) **Choix des treillis soudés et longueur des panneaux dans le sens vertical, côté remblai**

Cette analyse de détermination de la longueur des panneaux est différente de celle des arrêts des barres longitudinales dans une poutre. En effet, la quantité d'acier nécessaire dans la section de moment maximal, n'est pas obtenue seulement par une superposition de panneaux, un ou deux panneaux qui, sur la hauteur du voile, peuvent être arrêtés progressivement et/ou remplacés successivement par des panneaux de plus faible section.

Par ailleurs, le voile est d'épaisseur e variable, il faut opérer sur la courbe des sections d'acier (et non sur celle des moments) décalée d'une longueur $(e - c)$ dans le sens défavorable, c'est-à-dire vers le haut.

Les fils HA d'un TS, se mettent pleinement en charge qu'après une longueur égale à leur longueur d'ancrage droit de calcul l_{bd} à partir de leur extrémité libre (Cf. la Fiche technique ADETS [14]¹⁴ pour les produits standards). Pour simplifier le tracé des diagrammes, la variation est supposée linéaire le long de l_{bd} , même pour les TS malgré la présence des fils transversaux. Différents diagrammes de mise en charge (ou du paramètre section utile A), fréquemment rencontrés, sont représentés sur la figure 5.42 (schémas a à f), dans les cas d'un seul treillis, de deux treillis de même longueur superposés, de deux treillis superposés mais décalés ou encore d'un treillis dans lequel un fil sur deux est arrêté avant l'extrémité.

Pour le choix des TS, outre la condition que les fils parallèles de diamètres différents peuvent être groupés si :

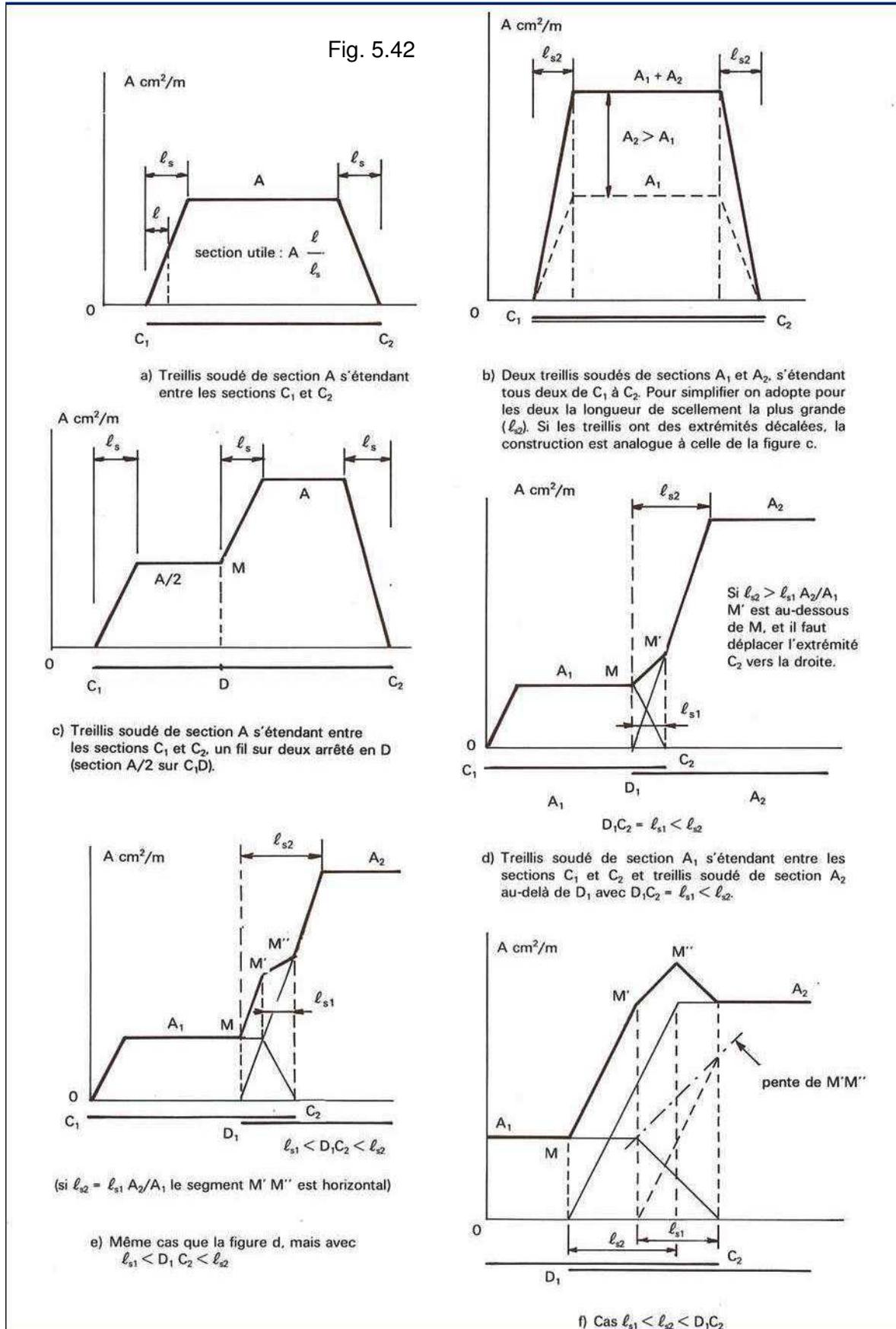
- le ratio des diamètres n'excède pas 1,7 ($1,7\varnothing_{\min} \geq \varnothing_{\max}$),
- la densité linéaire des barres horizontales est supérieure à 20% de la densité linéaire des barres principales verticales. Cette deuxième condition impose généralement en pratique l'emploi de panneaux sur devis pour l'ensemble du ferrailage du voile.

Pour l'espacement maximal s , des indications ont été données au tableau 10 en cas de panneaux sur devis.

Une fois la courbe décalée tracée, les sections d'acier nécessaires, le choix des panneaux de treillis soudés et la détermination de leur longueur, est effectué par une épure d'arrêt des barres en partant

¹⁴ Fiche Technique ADETS N° 21 et la note explicative.

du sommet du voile et en progressant vers son encastrement dans la semelle. La démarche est montrée pour l'exemple examiné sur la figure 5.43.



- i) En zone supérieure, il est utilisé un panneau standard ST 40 C (panneau T1).
 $\varnothing 7$ et $E = 100$ mm, représentant une section verticale de $3,85 > A_{s,mini} = 2,75 \text{ cm}^2/\text{m}$.
 $\varnothing 7$ et $e = 100$ mm, représentant une section horizontale de $3,85 > 0,2 \times 2,75 = 0,6 \text{ cm}^2/\text{m}$.

La longueur de recouvrement droit l_0 des $\varnothing 7$ est de 214 mm ($> AR+e+5\varnothing = 154$ mm), arrondie à 25 cm.

- ii) En zone intermédiaire, nous allons prendre un panneau sur devis (panneau T2)
 $\varnothing 14$ avec $E = 100$ mm, représentant une section verticale $A'_2 = 15,4 \text{ cm}^2/\text{m}$.
 $\varnothing 10$ (qui satisfait à la condition $\varnothing_{min} > 0,6\varnothing_{max}$) avec $e = 200$ mm, représentant une section horizontale de $3,93 > 0,2 \times 15,4 = 3,1 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Un fil $\varnothing 14$ sur deux, est conservé dans la partie supérieure (section verticale $A''_2 = 7,7 \text{ cm}^2/\text{m}$).

- iii) En zone inférieure, nous prendrons deux panneaux sur devis (panneaux T3 et T4)
- l'un $\varnothing 14$ avec $E = 150$ mm, représentant une section verticale $A'_3 = 10,27 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- l'autre $\varnothing 16$ avec $E = 150$ mm, représentant une section verticale $A''_3 = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Ces deux panneaux fournissent verticalement une section d'acier :

$$A_3 = A'_3 + A''_3 = 23,7 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ vertical} > 21,8 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Dans le sens horizontal, chacun d'eux comporte des fils $\varnothing 10$ et $e = 200$ mm, soit une densité linéaire horizontalement de $7,9 > 0,2 \times 21,8 = 4,4 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Pour simplifier le tracé du diagramme des sections utiles A, il est admis :

- une variation linéaire de la section utile A le long de la longueur d'ancrage de recouvrement ;
- et une même longueur de recouvrement l_s , celle de $\varnothing 16$ est retenue ($l_s \cong 68$ cm, arrondie à 70 cm), pour les deux types de diamètres de la barre.

h) Tracé du diagramme des sections utiles (Fig. 5.42)

Pour les panneaux T1 et T2, la configuration est soit celle de la figure 5.42d, soit celle de la figure 5.42e.

La configuration de la figure 5.42d, serait obtenue en prolongeant le treillis soudé T1 de la longueur $l_{bd1} = 26$ cm au-delà du point M_1 où la section A_1 est juste nécessaire. Mais le point M' serait alors sous la courbe, ce qui n'est pas acceptable. Il faut donc réaliser la configuration de la figure 5.42e, en prolongeant le treillis soudé T1 au-delà de M_1 sur une longueur supérieure à l_{bd1} , soit par exemple : 35 cm. La longueur à donner au treillis soudé T1, est ainsi de :

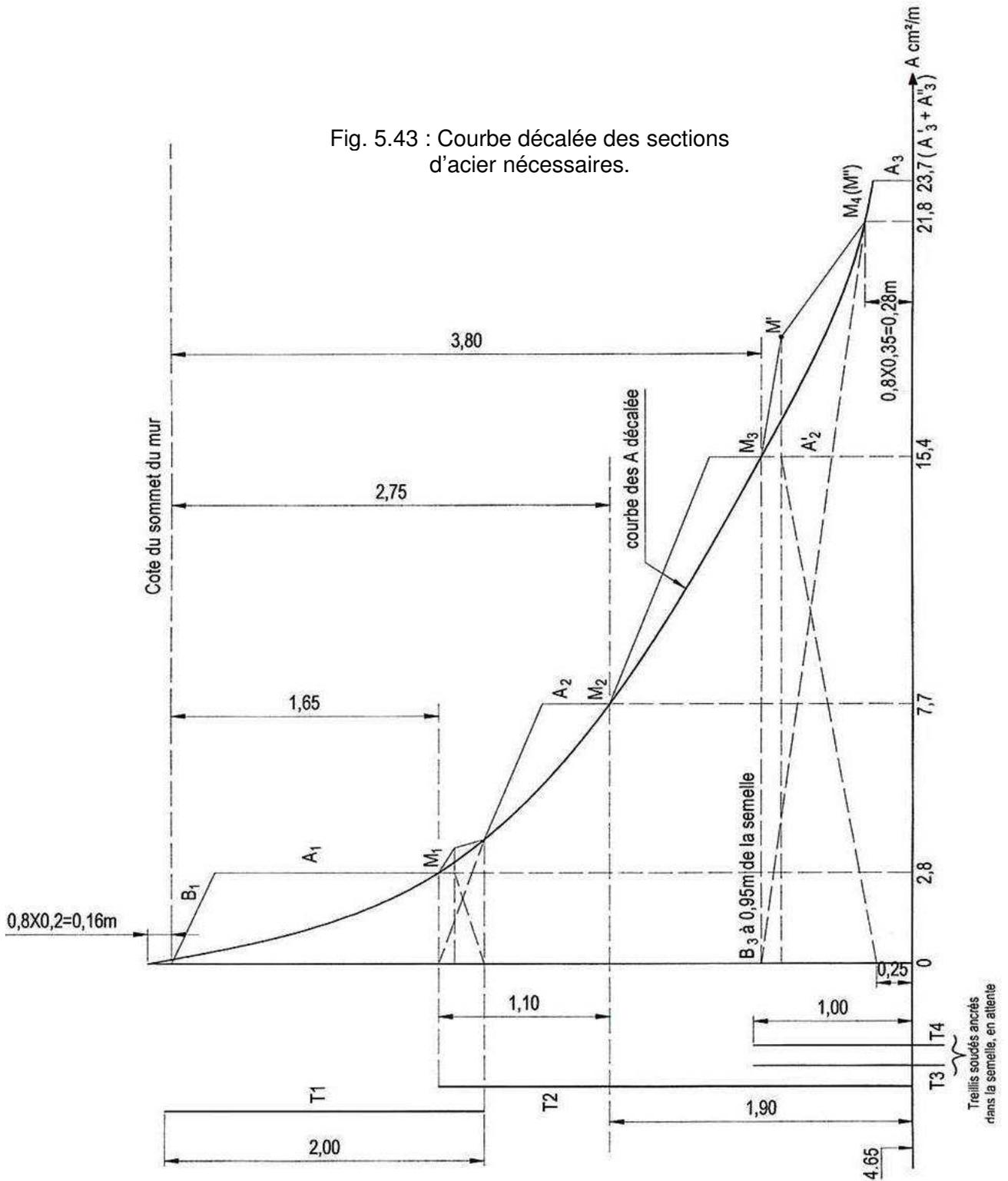
$$1,65 \text{ (côte de } M_1) + 0,35 = 2,00 \text{ m}$$

Le panneau T2 part de la cote M_1 soit à 1,65 m du sommet du mur. Il pourrait être arrêté à 0,25 m de la face supérieure de la semelle. Toutefois, afin de faciliter sa mise en place, il sera prolongé jusqu'à la base du voile, de manière qu'il puisse reposer sur la semelle déjà coulée. Comme la cote M_2 est de 2,75 m depuis le sommet du mur, la longueur de la zone ne comportant qu'un fil sur deux, est de :

$$2,75 - 1,65 = 1,10 \text{ m}$$

Les deux derniers panneaux T3 et T4 assurent la résistance au moment d'encastrement du voile dans la semelle et doivent être ancrés dans celle-ci. La configuration est encore celle de la figure 5.42e. Le diagramme des sections résultantes doit être extérieur et le plus voisin possible de la courbe des sections décalée A. Avec les notations de la figure 5.42e, il faut donc que le point anguleux M_4 de la courbe A décalée (point désigné par M'' sur la figure), soit en sorte que le segment $M'M''$ reste au-dessus de la courbe décalée. Ainsi, il résulte que les panneaux T3 et T4 doivent être arrêtés à l'altitude du point M_3 au-delà duquel le treillis soudé T2 devient insuffisant, c'est-à-dire que ces treillis doivent dépasser de 1,00 m la face supérieure de la semelle, si l'on prend une marge d'erreur de 5 cm.

Fig. 5.43 : Courbe décalée des sections d'acier nécessaires.



Comme il y a une forte accumulation de treillis à la base du voile, on pourrait remplacer les treillis soudés T3 et T4 par des barres HA B500 de section équivalente. En prenant des barres de diamètre $\varnothing 20$, il faudrait au moins un nombre minimal de barres égal à : $22,5/3,142 = 7,17$, arrondi à 8 barres par m, soit $25,1 \text{ cm}^2/\text{m}$. Ces barres sont convenablement ancrées dans la semelle et doivent avoir une longueur de recouvrement de droit l_0 de 85 cm. La détermination de la longueur des barres devant dépasser la face supérieure de la semelle se fait de la même manière que pour les treillis soudés T3 et T4. On retrouve la configuration de la figure 5.42e. Une construction analogue à celle de la figure 5.43 montre que ces barres HA doivent être arrêtées à 1,20 m au-

dessus de la face supérieure de la semelle (d'une manière simple, il suffit d'ajouter à la cote du point M_4 la longueur de scellement droit des barres considérées :

$$0,28 + 0,88 = 1,16 \text{ m} \approx 1,20 \text{ m}).$$

i) Vérification à l'effort tranchant (ELU)

Nous ne ferons cette vérification que pour la section S_1 pour laquelle :

$$V_{Ed} = 1,35 \times 74,40 + 1,5 \times 24,1 = 136,1 \text{ kN/m} = 0,136 \text{ MN/m}$$

L'effort tranchant résistant de calcul (Cf. Chapitre 1, § 3.6,2.2) :

$$V_{Rd,c} = b_w \cdot d \cdot C_{Rd,c} k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d \quad (5.20)$$

$$C_{Rd,c} = 1,2 ; k = 1 + (200/d(\text{mm}))^{1/2} = 1,82 < 2,0 ; \rho_l = A_{sl}/b_w \cdot d = 0,0083 < 0,02.$$

$$\text{D'où : } V_{Rd,c} = 1,2 \times 1,82 \times (100 \times 0,008 \times 25)^{1/3} = 0,180 \text{ MN/m} > V_{Ed}$$

La condition est vérifiée et il n'y a pas besoin d'armatures d'effort tranchant.

4.5.2 . Semelle

Le calcul est continué avec la combinaison C1, tant aux ELU qu'aux ELS. Pour la combinaison ELS quasi-permanente une valeur du coefficient partiel $\psi_2 = 0,5$ est retenue. Des valeurs de calcul des effets d'actions élémentaires du tableau 5.5, il en résulte des valeurs suivantes de R_V et de e_A .

Tableau 5.13

Combinaison	C1 ELU : 1,35[(1) à 3)]+1,5[(5)+(6)]+(4)	C1 ELS caractéristique : (1) à (6)	C1 ELS quasi-perm : (1) +(4) et 0,5[(5) et (6)] ($\psi_2 = 0,5$)
Pression du sol			
M_A (kN,m/m)	367,62	380,13	-242,48
$R_{V;Ed}$ (kN/m)	361,72	311,64	250,75625
$R_{H;Ed}$ (kN/m)	149,85	112,39	95,7375
e_A (m)	1,016	0,897	0,967
σ (MPa)	0,178	0,148	0,130
Pression du sol			
σ_t (MPa)	0,148	0,108	0,100

a) Patin avant

Cette partie d'ouvrage est uniquement soumise à la réaction du sol, le poids des terres aval au-dessus du patin est négligeable et ces terres pourraient être enlevées.

i) Calcul de l'armature principale de la section S2 aux ELU

$$M_{Ed,u}\{S2\} = 0,178 \frac{0,65^2}{2} = 0,038 \text{ MN.m/m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ed,u}}{d^2 \cdot 0,85 f_{ck}} \cdot \gamma_c = \frac{0,038 \times 1,5}{0,30^2 \times 0,85 \times 25} = 0,029$$

Pour cette valeur de μ_u , l'abaque de la figure A2.1,1 du Chapitre 2 donne une valeur du coefficient $k = 23,41$, d'où :

$$A_2 = k \frac{M_{Ed,u}}{d} = 23,41 \frac{0,029}{0,30} = 3,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

soit un panneau ADETS ST 40 C (3,85 cm²/m), avec des fils $\varnothing 7$, placé à 50 mm de la face inférieure du patin avant.

ii) Vérification à l'ELS caractéristique :

$$M_{Ed,s}\{S2\} = 0,148 \frac{0,65^2}{2} = 0,031 \text{ MN.m/m}$$

Les diagrammes de la figure A2.1,2 du chapitre 2 sont imprécises pour des faibles valeurs du ratio : $A_2/d = 3,85/30 = 0,128$, aussi la vérification est effectuée par la méthode analytique.

L'équation donnant de la hauteur x_1 du béton comprimé est :

$$\frac{x_1^2}{2} - 15A_2(d - x_1) = 0, \quad \text{soit } x_1 = 0,053 \text{ m}$$

Cette valeur est indépendante aux ELS considérés.

Le coefficient de pente K :

$$K = \frac{M_{Ed,s}}{\frac{x_1^2}{3} + 15A_2(d - x_1)^2} = 77,6 \text{ MPa}$$

D'où la compression maximale du béton : $\sigma_{c,max} = K \cdot x_1 = 4,1 < 0,6f_{ck} = 15 \text{ MPa}$

Et la traction dans l'armature A_2 vaut : $\sigma_s = 15K \cdot (d - x_1) = 287 < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$.

iii) Vérification aux ELS quasi-permanent

$$M_{Ed,s}\{S2\} = 0,130 \frac{0,65^2}{2} = 0,027 \text{ MN.m/m}$$

Les diagrammes de la figure A2.1,2 du chapitre 2 sont imprécises pour des faibles valeurs du ratio : $A_2/d = 3,85/30 = 0,128$, aussi la vérification est effectuée par la méthode analytique.

Le coefficient de pente K :

$$K = \frac{M_{Ed,s}}{\frac{x_1^3}{3} + 15A_2(d - x_1)^2} = 68,1 \text{ MPa/m}$$

D'où la compression maximale du béton : $\sigma_{c,max} = K \cdot x_1 = 3,6 < 0,45f_{ck} = 11,2 \text{ MPa}$.

Et la traction dans l'armature A_2 vaut : $\sigma_s = 15K(d - x_1) = 252 \text{ MPa}$.

b) Talon

Cette partie d'ouvrage est uniquement soumise à la réaction du sol et le poids du remblai du dessus.

i) Calcul de l'armature principale de la section S3 aux ELU

Le chargement vertical appliqué sur le talon : $\sigma_{t,u} = 1,35 \times 4,65 \times 20 + 1,5 \times 15 = 148 \text{ kN/m}^2$

$$M_{Ed,u}\{S3\} = -0,178 \frac{(2 \times 1,016 - 1,00)^2}{2} + 0,148 \frac{(2,80 - 1,00)^2}{2} = 0,145 \text{ MN.m/m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ed,u}}{d^2 \cdot 0,85 f_{ck}} \cdot \gamma_c = \frac{0,145 \times 1,5}{0,30^2 \times 0,85 \times 25} = 0,114$$

Pour cette valeur de μ_u , l'abaque de la figure A2.1,1 du Chapitre 2 donne une valeur du coefficient $k = 23,69$, d'où :

$$A_3 = k \frac{M_{Ed,u}}{d} = 23,69 \frac{0,145}{0,30} = 11,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Soit un panneau sur devis en $\varnothing 14$ avec $E = 10$ cm (section $15,4 \text{ cm}^2/\text{m}$) et $\varnothing 10$ avec $e = 25$ cm.

ii) Vérification à l'ELS caractéristique : $\sigma_t = 4,65 \times 20 + 15 = 108 \text{ kN/m}^2$

$$M_{Ed,s}\{S3\} = -0,148 \frac{(2 \times 0,897 - 1,00)^2}{2} + 0,108 \frac{(2,80 - 1,00)^2}{2} = 0,128 \text{ MN.m/m}$$

Les diagrammes de la figure A2.1,2 du chapitre 2, sont imprécises pour des faibles valeurs du ratio : $A_3/d = 11,9/30 = 0,397$, aussi la vérification est-elle effectuée par le calcul analytique.

L'équation donnant de la hauteur x_1 du béton comprimé est :

$$\frac{x_1^2}{2} - 15A_3(d - x_1) = 0, \quad \text{soit } x_1 = 0,097 \text{ m}$$

Cette valeur est indépendante de l'ELS considéré.

Le coefficient de pente K :

$$K = \frac{M_{Ed,s}}{\frac{x_1^3}{3} + 15A_3(d - x_1)^2} = 102,3 \text{ MPa/m}$$

D'où la compression maximale du béton : $\sigma_{c,max} = K \cdot x_1 = 9,9 < 0,6f_{ck} = 15 \text{ MPa}$

Et la traction dans l'armature A_3 vaut : $\sigma_s = 15K(d - x_1) = 312 < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$.

iii) Vérification à l'ELS quasi-permanent : $\sigma_t = 4,65 \times 20 + 0,5 \times 15 = 100 \text{ kN/m}^2$

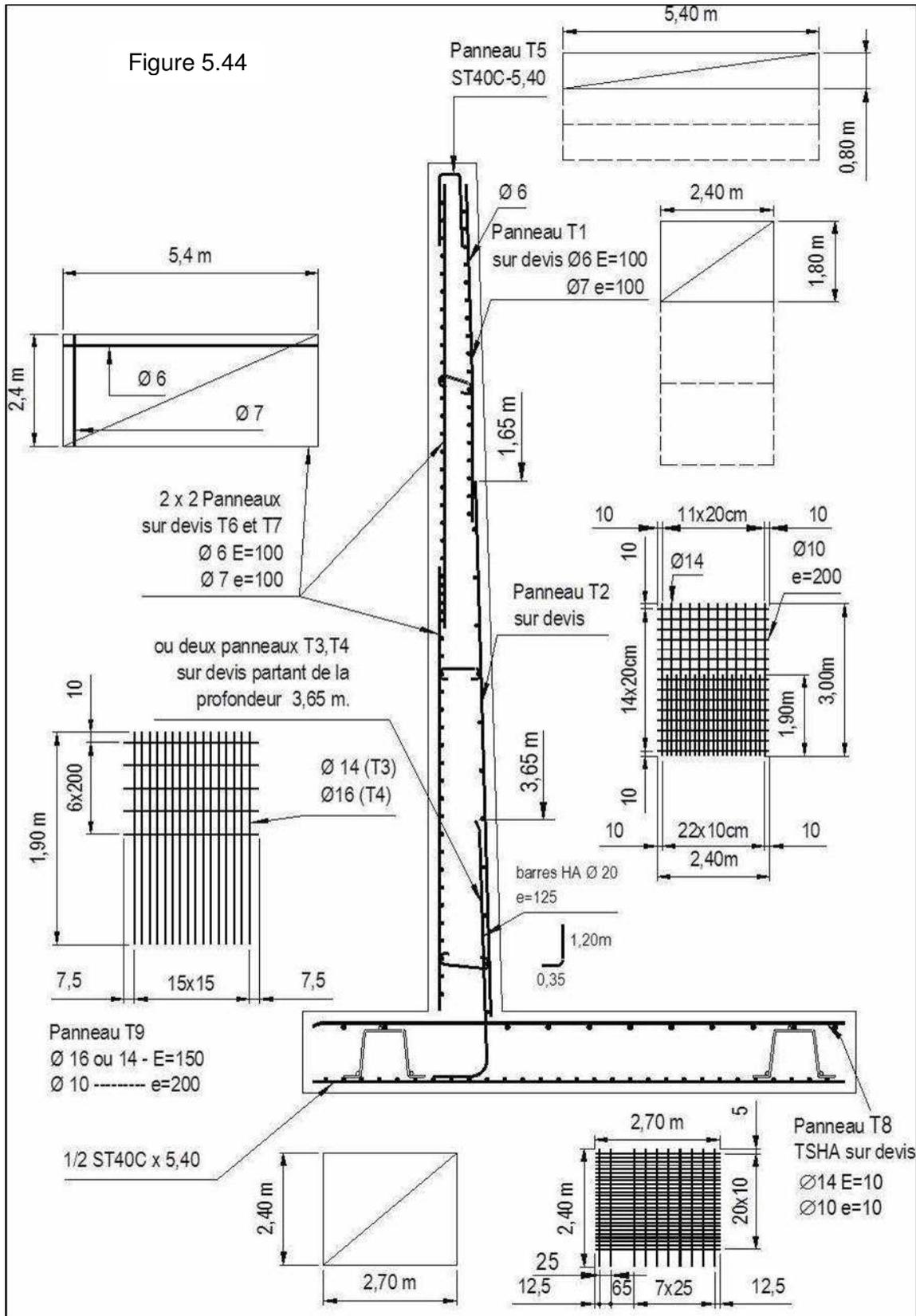
$$M_{Ed,s}\{S3\} = -0,106 \frac{(2 \times 0,967 - 1,00)^2}{2} + 0,100 \frac{(2,80 - 1,00)^2}{2} = 0,106 \text{ MN.m/m}$$

Le coefficient de pente K :

$$K = \frac{M_{Ed,s}}{\frac{x_1^3}{3} + 15A_2(d - x_1)^2} = 84,5 \text{ MPa/m}$$

D'où la compression maximale du béton : $\sigma_{c,max} = K \cdot x_1 = 8,2 < 0,45f_{ck} = 11,2 \text{ MPa}$.

Et la traction dans l'armature A_2 vaut : $\sigma_s = 15K \cdot (d - x_1) = 258 \text{ MPa}$.



NOTE – En cas de plus de 2 nappes de treillis soudés superposés, il convient de décaler les zones de recouvrement des nappes d'une longueur $\geq 1,3l_o$ (l_o : longueur de recouvrement des barres).

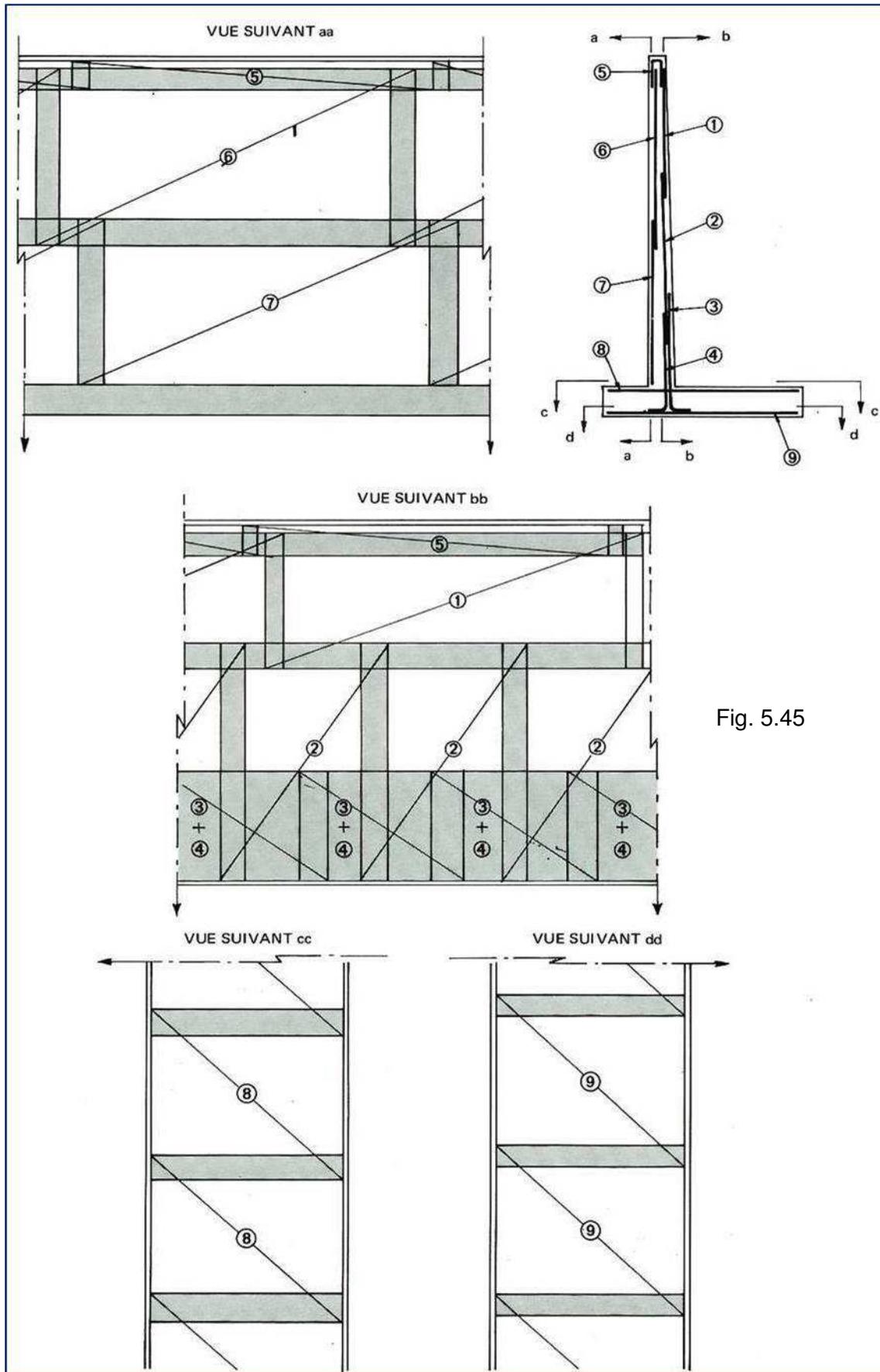


Fig. 5.45

NOTE – En cas de plus de 2 nappes de treillis soudés superposés, il convient de décaler les zones de recouvrement des nappes d'une longueur $\geq 1,3l_0$. (l_0 : longueur de recouvrement des barres).

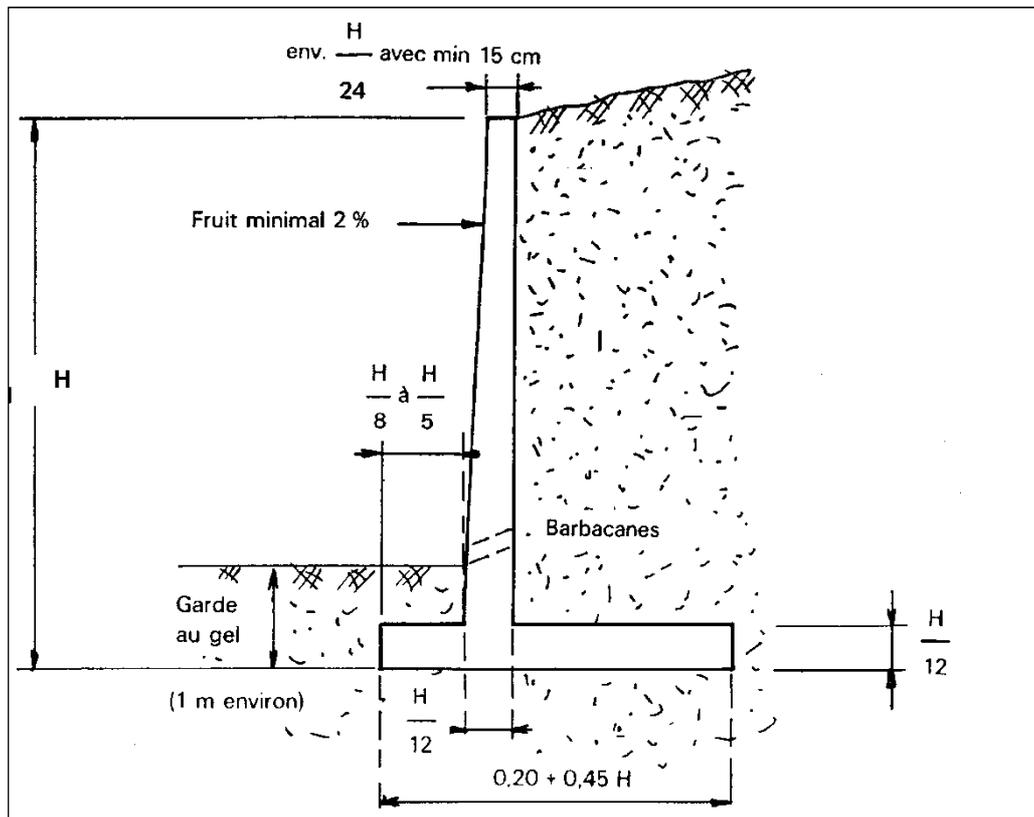
5 . PRÉDIMENSIONNEMENT

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une étude assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs.

Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Pour l'étude et la réalisation des murs-cantilevers courants en béton armé, des règles simples de l'art en vigueur ont été éditées dans divers guides pour leur conception qui demandent à être adaptés aux nouvelles règles Eurocodes. Notons que le CEREMA-DTecITM (ex. SETRA) a élaboré dernièrement un logiciel traitant du calcul des murs de soutènement qui permet de vérifier leur stabilité externe, justifier les sections de béton, réaliser le calcul du ferrailage dans des sections (uniquement pour les murs en T) et d'optimiser les dimensions du mur (patin, talon, semelle pour les murs en T - fruit avant, base pour les murs poids) [15]¹⁵

Fig. 5.46



(Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle ainsi déterminée, car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de la stabilité externe).

Il est aussi encore possible dans une première approche d'utiliser les anciennes abaques du CEREMA SETRA (dossier MUR 73 [5.1]). Des extraits du document applicables aux cas les plus courants sont donnés dans une annexe de l'ouvrage.

¹⁵ Logiciel Mur 2. CEREMA-DTecITM

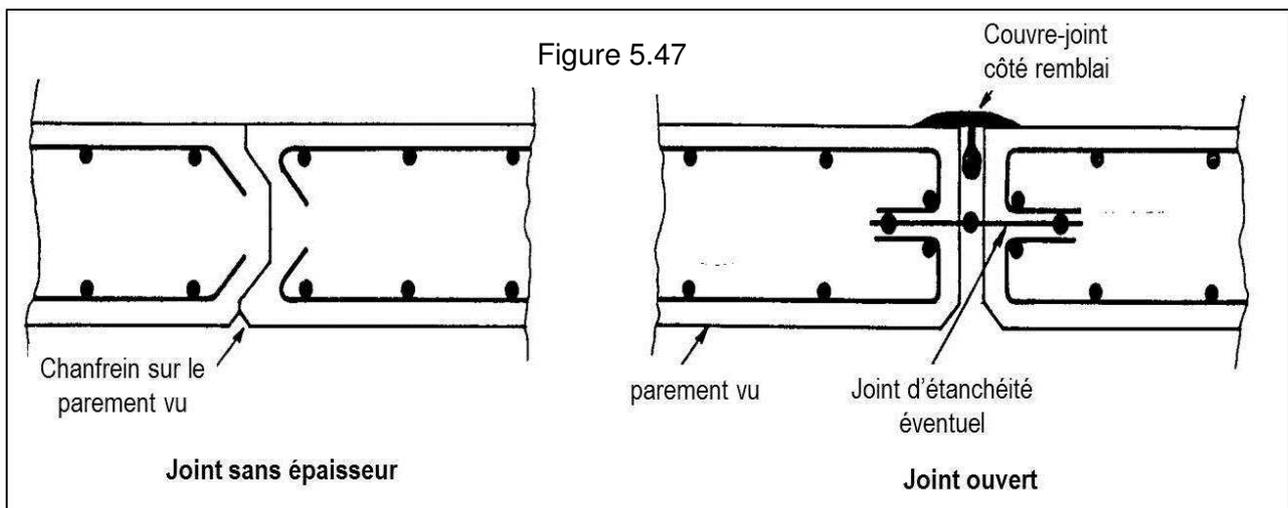
6 . RECOMMANDATIONS DIVERSES

6.1. JOINTS

L'absence de coupures dans les murs de soutènement entraîne une fissuration du béton due au retrait gêné, aux variations thermiques et aux tassements différentiels. Pour éviter un développement anarchique de la fissuration inévitable, il est nécessaire d'introduire des coupures volontaires sous forme de joints.

- Cas d'un mur fondé sur une semelle horizontale avec des déplacements prévisibles modérés, prévoir un joint sans épaisseur (papier kraft) collé tous les 6,0 à 8,0 mètres sur le plot coulé en première phase et un joint de 10 à 20 mm d'ouverture toutes les distances de 20,0 à 30,0 mètres selon les conditions climatiques.

- Cas d'un mur fondé sur une semelle en pente ou pour lequel des tassements différentiels notables sont à craindre, prévoir un joint de 10 à 40 mm d'ouverture (polystyrène expansé par exemple) tous les 8,0 à 10,0 mètres.



6.2. DISPOSITIFS DE DRAINAGE ET D'ÉVACUATION DES EAUX

Dans les exemples précédents de calcul, nous avons supposé que le mur servait seulement de soutènement aux terres bien qu'un tel ouvrage constitue parfois un véritable barrage aux eaux d'infiltration et à la nappe phréatique. La raison pour laquelle la présence d'eau n'est pas prise en compte tient du fait qu'il est plus économique de mettre en œuvre des moyens efficaces d'évacuation des eaux que de vouloir résister à la poussée hydrostatique. Si aucun dispositif de drainage n'est prévu pour annuler cette poussée, les dimensions de l'ouvrage deviennent alors importantes.

La plupart des sinistres affectant les murs de soutènement, proviennent essentiellement d'une sous-estimation des effets dus à la présence d'eau :

- phase de conception du mur : oubli à l'élaboration du projet des dispositifs de drainage et d'évacuation ;
- phase d'exécution du mur : mauvaise réalisation de ces dispositifs.

Dans tous les cas, un mur de soutènement doit être muni de dispositifs de drainage et d'un système d'évacuation des eaux susceptibles de s'accumuler derrière le voile. Ces dispositifs peuvent différer selon la qualité du remblai mis en place derrière le mur. Les remblais argileux doivent absolument être proscrits. Quelques exemples de solutions courantes.

Fig. 5.48 : Ecran drainant + caniveau

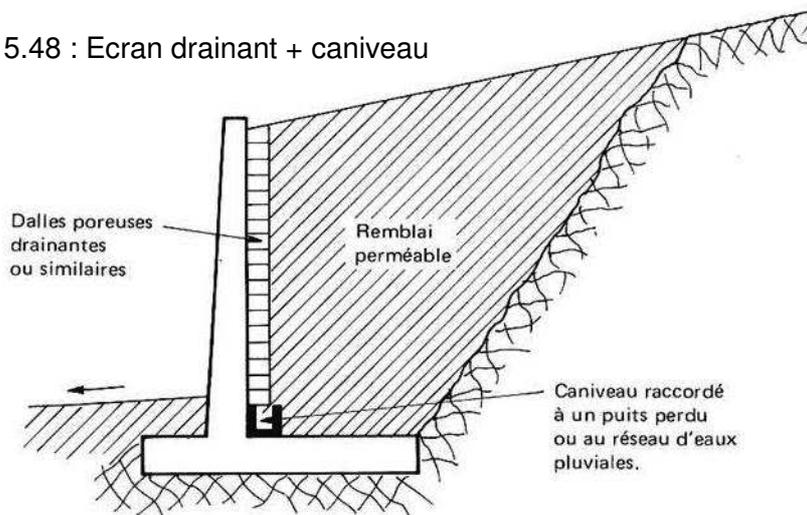


Fig. 5.49 : Ecran drainant + caniveau

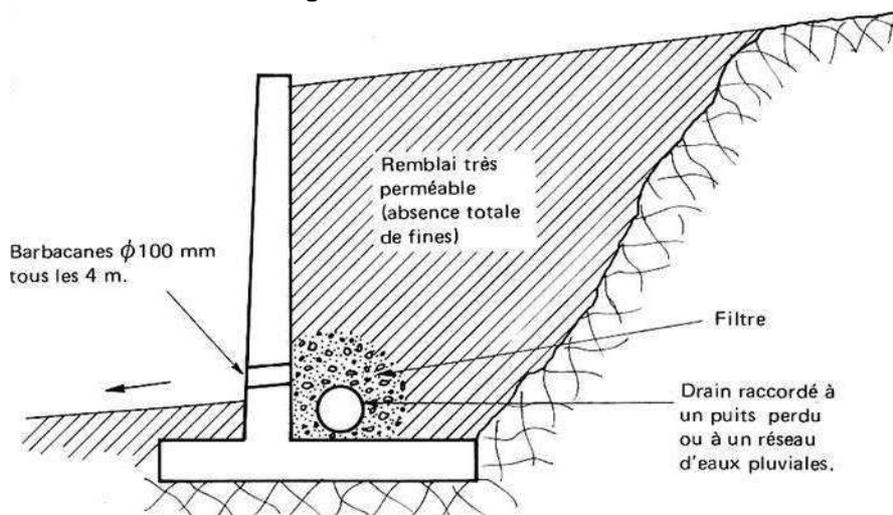
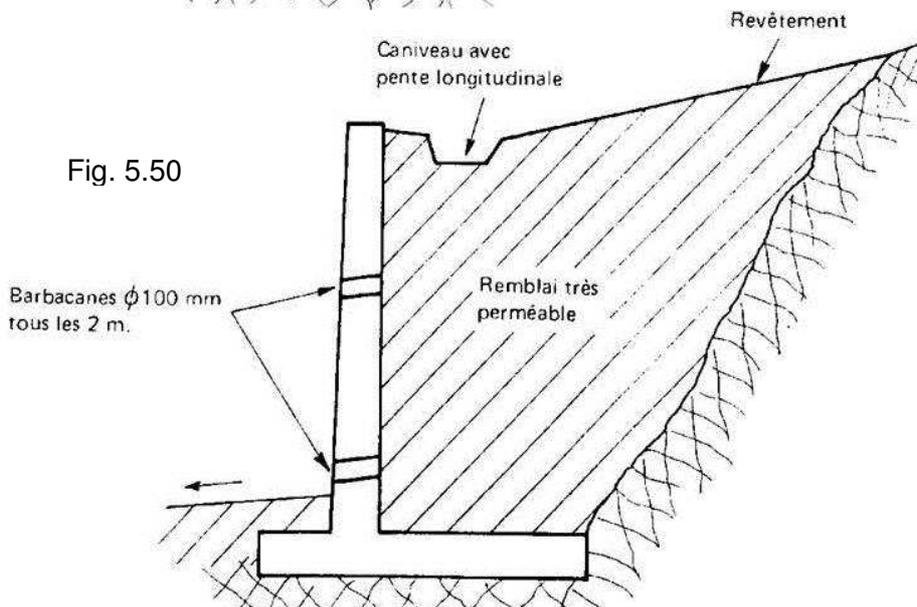


Fig. 5.50



Une autre solution acceptable consiste à augmenter le nombre de barbacanes (Fig. 5.50). Mais il y a un risque qu'elles peuvent se colmater dans le temps, nécessitant donc un entretien périodique. De plus cette solution est peu esthétique et il existe toujours des coulures d'eau et de terre sur le parement du mur.

En cas de venue d'eaux de ruissellement importantes, il est conseillé de mettre en œuvre sur le terre-plein, un dispositif de recueillement et d'évacuation de ces eaux (Fig. 5.50).

6.3. MISE EN ŒUVRE DU REMBLAI

Avant la mise en œuvre du remblai, il convient de s'assurer que ses caractéristiques géotechniques sont conformes à celles prises en compte dans l'élaboration du projet :

- au niveau du calcul des poussées (contrôle de l'angle de frottement interne).
- au niveau des dispositifs de drainage (vérification de leur perméabilité).

Une mauvaise exécution du remblai peut être la cause d'un déplacement important en tête du mur.

La mise en œuvre se fait par couches successives n'excédant pas 0,50 m, avec des engins de compactage légers. Le remblaiement en grande masse ou avec un engin de compactage lourd passant près du mur est à proscrire car l'ouvrage serait, dans ce cas, soumis à des conditions plus défavorables que celles pour lesquelles il a été calculé.

7 . TABLES DE POUSSÉE

Les tables 5.12 à 5.15 fournissent des extraits de tables de CAQUOT-KERISEL, en donnant la valeur du coefficient de poussée K_a dans les cas les plus courants. Les notations utilisées sont les suivantes (Fig. 5.52) :

- φ : angle de frottement interne du remblai.
- β : inclinaison de la surface libre du talus par rapport à l'horizontale.
- λ : angle de l'écran CO avec la verticale.
- δ : obliquité de la contrainte de poussée par rapport à la normale à l'écran.
- γ : poids volumique du remblai.

z : distance mesurée dans le plan de l'écran entre un point M quelconque de celui-ci et le sommet C.

k_a : coefficient de poussée.

Les angles sont comptés positivement dans le sens trigonométrique.

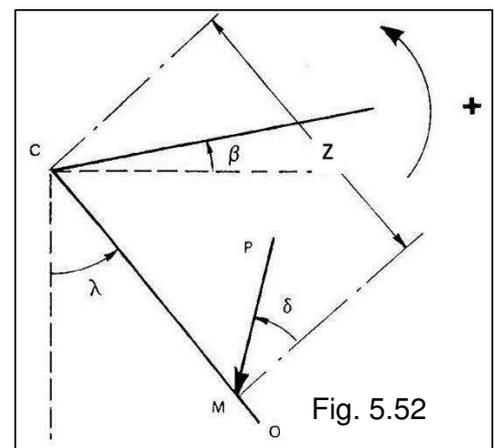


Fig. 5.52

Tableau 5.14

δ/φ \backslash β/φ	0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,406	0,467	0,364	0,427	0,367	0,433
+ 0,4	0,464	0,544	0,422	0,504	0,428	0,515
+ 0,6	0,510	0,603	0,468	0,566	0,476	0,580
+ 0,8	0,586	0,699	0,546	0,668	0,557	0,688
+ 1,0	0,922	-	0,879	-	0,906	-

$\varphi = 25^\circ$

Tableau 5.15

δ/φ \backslash β/φ	0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,333	0,398	0,300	0,366	0,308	0,378
+ 0,4	0,386	0,470	0,352	0,440	0,363	0,458
+ 0,6	0,428	0,528	0,395	0,499	0,409	0,534
+ 0,8	0,500	0,624	0,469	0,602	0,488	0,634
+ 1,0	0,850	-	0,822	-	0,866	-

$\varphi = 30^\circ$

Tableau 5.16

δ/φ \backslash β/φ	0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,271	0,336	0,247	0,314	0,260	0,333
+ 0,4	0,316	0,403	0,291	0,383	0,309	0,409
+ 0,6	0,353	0,456	0,329	0,439	0,349	0,472
+ 0,8	0,419	0,548	0,397	0,538	0,423	0,583
+ 1,0	0,767	-	0,756	-	0,819	-

$\varphi = 35^\circ$

Tableau 5.17

δ/φ \backslash β/φ	0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,218	0,282	0,202	0,269	0,219	0,295
+ 0,4	0,254	0,341	0,239	0,331	0,261	0,366
+ 0,6	0,286	0,388	0,271	0,382	0,297	0,425
+ 0,8	0,342	0,472	0,330	0,475	0,364	0,533
+ 1,0	0,676	-	0,683	-	0,766	-

$\varphi = 40^\circ$

8 . CARACTÉRISTIQUES MOYENNES DE TERRAINS

Le tableau 5.18 fournit, à titre informatif, pour certains sols, un ordre de grandeur des valeurs des caractéristiques mécaniques φ et γ :

φ = angle de frottement moyen en degrés.

γ = poids volumique moyen (en kN/m^3).

Tableau 5.18

Terrains	État sec		État humide		État noyé	
	φ	γ	φ	γ	φ	γ
Terre tassée	35 à 40	14	35	16	25 à 30	11
Sable et graviers.....	35	16	35 à 40	18	30 à 35	11
Sable argileux	30 à 35	16	30 à 35	18	30	11
Sable de dune.....	30	16	25 à 30	18	25	11
Vase	30 à 35	16	20 à 25	18	5 à 20	9
Tourbe	45	8	45	11	40	6
Argile	35 à 40	16	25 à 30	18	20 à 25	10
Marne.....	45	16	45	18	45	11
Éboulis de pierres.....	45	16	45	18	45	11