

Chapitre 3 :

Calcul du mur de soutènement

Dans ce chapitre nous allons entamer le calcul du mur de soutènement en se basant sur le DTU 13.1. Nous présenterons d'abord la conception de l'ouvrage et le principe du mur Cantilever ainsi que son prédimensionnement. Puis nous détaillerons le calcul des stabilités interne et externe du mur. Enfin nous exploiterons les résultats trouvés pour dessiner le ferrailage du mur.

1. Introduction :

Le dimensionnement d'un mur de soutènement passe par les étapes suivantes :

- Conception de l'ouvrage,
- Prédimensionnement du mur,
- Stabilité externe : glissement, renversement et portance du sol,
- Stabilité au grand glissement : stabilité d'ensemble terrain+ mur,
- Stabilité interne : résistance du matériau constitutif de l'ouvrage.

2. Conception du mur :

- **Type et hauteur du mur :**

Le mur de soutènement est de type Cantilever et de hauteur de 4,03 m (voir figure ci-dessous). En assurant un ancrage de 1m environ du mur dans le sol de fondation pour éviter le phénomène gel-dégel.

- **Joints :**

L'absence de coupures dans les murs de soutènement entraîne une fissuration du béton due au retrait, 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.

Le mur étant fondé sur une semelle horizontale avec des déplacements prévisibles modérés, on prévoit donc un joint sans épaisseur à chaque mi-travée.

- **Principe du fonctionnement d'un mur Cantilever :**

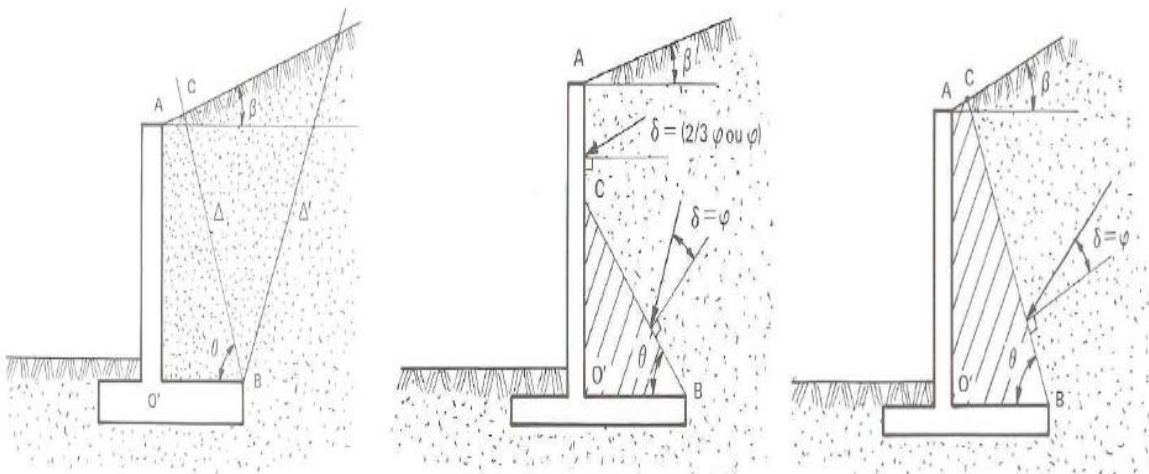


Fig.3.1 : Principe de fonctionnement d'un mur Cantilever

La différence principale par rapport au mur poids, est que le mur Cantilever a une semelle qui se prolonge sous le remblai dont stabilisateur est évident.

Le mur cantilever comporte, au complet, trois éléments :

- Un voile dont le rôle est de retenir le talus ;
- Un talon qui empêche le glissement et le renversement ;
- Un patin dont le prolongement du côté aval permet de limiter la contrainte au sol.

A titre expérimental, on admet par simplification qu'en permettant un déplacement dans le sens d'une expansion elles apparaissent deux surfaces de glissements planes passant par l'arrête B : Δ et Δ' .

Le calcul de la poussée suivant les deux plans est lourd. On lui préfère en pratique une méthode approximative illustrée par la figure suivante :

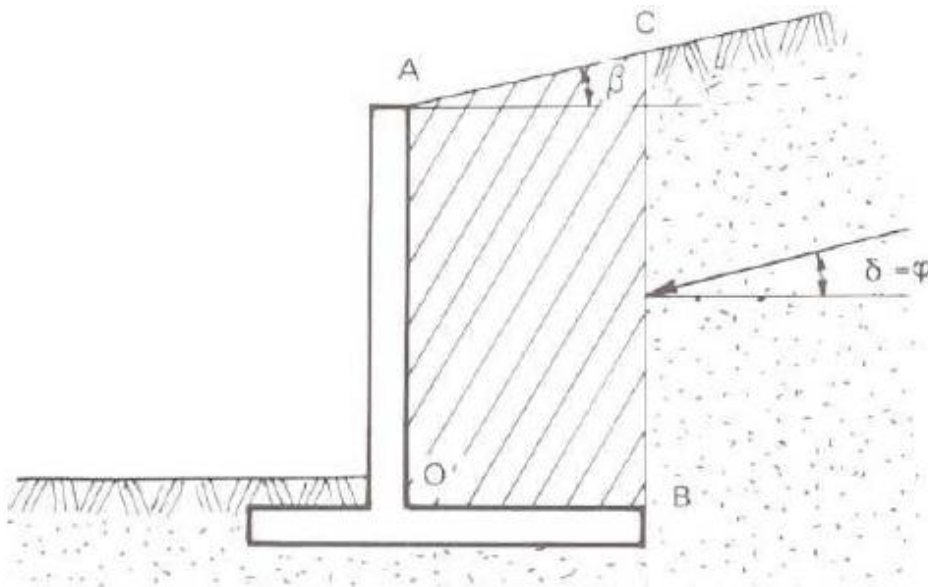


Fig.3.2 : Calcul de la poussée suivant le plan fictif BC

La poussée est calculée sur un plan fictif BC. La masse hachurée est considérée comme zone morte.

Par raisons de sécurité, il est d'usage de négliger l'action de la butée à l'avant d'un mur de soutènement.

En effet, les déplacements nécessaires à la mobilisation de la butée sont importants et incompatibles. De plus, la butée peut toujours être supprimée par des Travaux de terrassement ultérieurs (pose de canalisations par exemple).

- **Caractéristiques des matériaux :**

Caractéristiques du sol :

- Angle de frottement interne du remblai : $\varphi = 30^\circ$
- Poids volumique du remblai : $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$
- Cohésion du sol du remblai : $c = 0$

Caractéristiques du béton et d'acier :

- Béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Aciers : HA, $f_e = 500 \text{ MPa}$

Surcharge sur le remblai : $q = 1,4 \text{ t/m}^2$

Les calculs du présent chapitre sont faits selon le DTU 13.1 (Filliat, 1981).

3. Prédimensionnement du mur :

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre 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 prédimensionner de manière optimale les caractéristiques géométriques du mur.

Les règles de dimensionnement pour les murs Cantilever en béton armé sont :

$$B = 0,45.H + 20 \text{ (cm)}$$

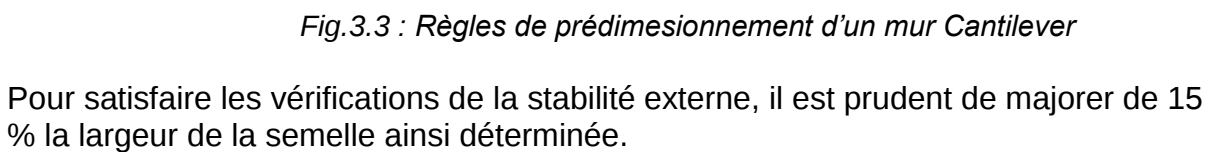
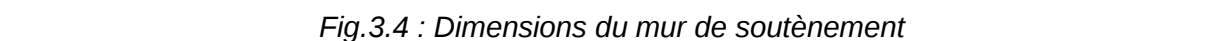
$$b_{min} = 15 \text{ cm}$$

$$e_{min} = \frac{H}{12}$$

$$L_{patin} = \text{de } H/8 \text{ à } H/5$$

$$fruit = 2\%$$

$$D_{min} = 1 \text{ m}$$


$$\begin{aligned} B &= 2,6 \text{ m} \\ b &= 20 \text{ cm} \\ e &= 35 \text{ cm} \\ L_{\text{patin}} &= 80 \text{ cm} \\ \text{fruit} &= 2\% \\ D &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$


4. Stabilité externe :

4-1 Vérification vis-à-vis la décompression du sol :

- **Bilan des forces :**

- **Forces horizontales par unité de longueur de mur :**

Les forces horizontales se composent de :

- la composante horizontale P_h de la poussée des terres,
- la composante horizontale S_h de la poussée due à la surcharge Q,

- **Forces verticales par unité de longueur de mur :**

Les forces verticales se composent de :

- Le poids G des éléments constitutifs (semelle et voile) du mur,
- La composante verticale P_v de la poussée des terres,
- La composante verticale S_v de la poussée due à la surcharge Q,

Pour calculer le coefficient de la poussée K_a , on a utilisé 3 méthodes : la méthode de Coulomb, la méthode graphique de Culmann (plus adaptée à ce genre de talus) et celle de RANKINE, on a trouvé alors des valeurs très proches, et pour des raisons de sécurité, on prend alors la valeur la plus grande donnée par la formule de Rankine, qui est égale à :

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2) = \tan^2(45 - \frac{30}{2}) = 0.33$$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus pour les forces horizontales, verticales et les moments par rapport au point A :

		Forces horizontales (KN/m)	Forces verticales (KN/m)	Moment M/A (KN.m/m)
G	G1 = Poids de la semelle		$2.6 * 0.35 * 25 = 22.75$	$-22.75 * 1.3 = -29.58$
	G2 = Poids du voile		$3.68 * 0.2 * 25 = 18.4$	$-18.4 * 0.9 = -16.56$
	G3 = Poussée du remblais		$1.6 * 3.68 * 20 = 117.76$	$-117.76 * 1.8 = -211.97$
		$1/2 * (0.33 * 20 * 3.68^2) = 44.69$		$44.69 * (3.68/3) = 54.82$
Q	Q1 = Poussée de la surcharge		$1.6 * 14 = 22.4$	$-22.4 * 1.8 = -40.32$
		$0.33 * 14 * 3.68 = 17$		$17 * 3.68/2 = 31.28$

Tab.3.1 : Forces et moments sur le mur de soutènement

Les combinaisons d'actions à prendre sont :

A l'ELS

- $G1 + G2 + G3 + Q$

A l'ELU

- $1.35 (G1+G2+G3) + 1.5 Q$

• **A l'ELS :**

Cas 1 :

$$M_{/A \text{ total}} = 212,33 \text{ KN.m/m}$$

$$R_{H \text{ total}} = 61,69 \text{ KN/m}$$

$$R_{v \text{ total}} = 181,31 \text{ KN/m}$$

- L'excentricité e_A s'écrit : $e_A = \frac{M_{/A}}{R_v} = 1.17$
- Le tiers central est défini par $\frac{B}{3} = 0.87$ et $2 \cdot \frac{B}{3} = 1.73$

On constate alors que $\frac{B}{3} < e_A < 2 \cdot \frac{B}{3}$.alors, R passe par le tiers central, ainsi que le diagramme de contraintes est trapézoïdal.

La contrainte de référence s'écrit sous la forme :

$$\sigma_{réf} = \frac{5R_V}{2B \left(1 - \frac{1.2e_A}{B}\right)} = 80.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\tan \delta_R = R_H/R_V = 0.34 \rightarrow \delta_R = 0.33 \rightarrow e^{-\delta_R} = 0.721$$

L'expression de la capacité portante du sol de fondation s'écrit (avec $c=0$) :

$$\sigma_p = \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q$$

Les valeurs de N_γ et N_q sont extraites des abaques DTU 13-12 (Filliat, 1981)

φ (°)	N_c	$N_\gamma^{(1)}$		N_q
		*	**	
0	5,14	0	0	1,0
5	6,5	0,1	0,2	1,6
10	8,4	0,5	1,0	2,5
15	11,0	1,4	2,3	4,0
20	14,8	3,5	5,0	6,4
25	20,7	8,1	10,4	10,7
30	30,0	18,1	21,8	18,4
35	46,0	41,1	47,9	33,3
40	75,3	100	113	64,2
45	134	254	299	135
50	267	720	910	319

* selon Biarez et Nihem (valeurs retenues par le DTU 13-12)
 ** selon Caquot et Kérisel

Tab.3.2 : Coefficients de portance

$$\sigma_p = \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q = 20 * \frac{2.6}{2} * 21.8 + 20 * 0.35 * 18.4 = 695.6 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{\sigma_p}{3} = 231.867 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = q_{ser} \cdot e^{-\delta_R} = 167.176 \text{ KN/m}^2$$

La condition de non-poinçonnement du sol de fondation est exprimée par :

$$\sigma_{réf} = 80.11 \leq \sigma_{ser} = 167.176 \quad \text{OK}$$

- **A l'ELU :**

$$M_{/A \text{ total}} = 288,01 \text{ KN.m/m}$$

$$R_{H \text{ total}} = 85.83 \text{ KN/m}$$

$$R_{v \text{ total}} = 248.13 \text{ KN/m}$$

- L'excentricité e_A s'écrit : $e_A = \frac{M_{/A}}{R_v} = 1.16$
- Le tiers central est défini par $\frac{B}{3} = 0.87$ et $2 \cdot \frac{B}{3} = 1.73$

On constate alors que $\frac{B}{3} < e_A < 2 \cdot \frac{B}{3}$.alors, R passe par le tiers central, ainsi que le diagramme de contraintes est trapézoïdal.

La contrainte de référence s'écrit sous la forme :

$$\sigma_{réf} = \frac{5R_v}{2B \left(1 - \frac{1.2e_A}{B}\right)} = 110,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\tan \delta_R = R_H/R_v = 0.35 \rightarrow \delta_R = 0.33 \rightarrow e^{-\delta_R} = 0.72$$

$$\sigma_{ser} = q_{ser} \cdot e^{-\delta_R} = 166.94 \text{ KN/m}^2$$

La condition de non-poinçonnement du sol de fondation est exprimée par :

$$\sigma_{réf} = 110.77 \leq \sigma_{ser} = 166.94 \quad \text{OK}$$

Conclusion :

Donc la condition du non-poinçonnement du sol de fondation est bien vérifiée.

4-2 Vérification vis-à-vis du glissement :

On utilise les mêmes combinaisons d'actions que pour la vérification du non-poinçonnement. Pour le terrain d'assise, la condition à satisfaire est donc :

$$\frac{R_v \cdot \tan \varphi}{R_H} \geq 1.5$$

- **A l'ELS :**

Cas 1 :

$$R_{H \text{ total}} = 61.69 \text{ KN/m}$$

$$R_{v \text{ total}} = 181.31 \text{ KN/m}$$

$$\tan \varphi = 0.58$$

$$\text{A.N} \quad \frac{181.31 \times 0.58}{61.69} = 1.69 > 1.5 \quad \text{OK}$$

- **A l'ELU :**

$$R_{H\ total} = 85.83\text{ KN/m}$$

$$R_{v\ total} = 248.13\text{ KN/m}$$

$$\tan \varphi = 0.58$$

$$\text{A.N} \quad \frac{248.13 \times 0.58}{85.83} = 1.67 > 1.5 \quad \text{OK}$$

Conclusion :

Donc, La condition du non-glissement du sol de fondation est bien vérifiée.

4-3 Vérification vis-à-vis le renversement :

La justification du non-basculement du mur autour de son arête aval A consiste à montrer que :

$$\frac{\text{moment stabilisateur } M_{S/A}}{\text{moment de renversement } M_{R/A}} \geq 1.5$$

Pour notre cas (voir tableau précédent), on a

- **ELS :**

$$M_{S/A} = 298.43\text{ KN/m}^2$$

$$M_{R/A} = 86.1\text{ KN/m}^2$$

$$\frac{\text{moment stabilisateur } M_{S/A}}{\text{moment de renversement } M_{R/A}} = \frac{298.43}{86.1} = 3.46 > 1.5$$

- **ELU :**

$$M_{S/A} = 408.93\text{ KN/m}^2$$

$$M_{R/A} = 120.93\text{ KN/m}^2$$

$$\frac{\text{moment stabilisateur } M_{S/A}}{\text{moment de renversement } M_{R/A}} = \frac{408.93}{120.93} = 3.38 > 1.5$$

Conclusion :

Donc, La condition du non-renversement du sol de fondation est bien vérifiée.

5. Stabilité interne :

Pour les vérifications relatives à la résistance interne, la poussée active des terres et celle due aux charges d'exploitation sont supposées s'exercer directement sur le parement intérieur du mur.

Deux interprétations sont possibles :

- la première consiste à admettre qu'il convient de recalculer les poussées en prenant la hauteur du voile (et non plus celle de l'écran fictif),
- la seconde consiste à calculer les poussées s'exerçant sur l'écran fictif à l'arrière de la semelle.

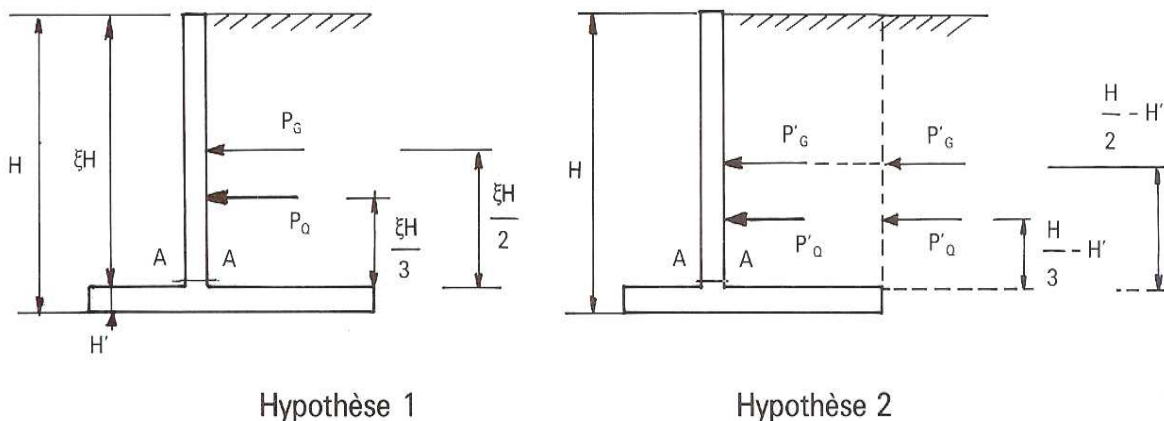


Fig.3.5 : Hypothèses de calcul de la poussée des terres et des charges d'exploitation

Dans ce qui suit, nous adopterons l'hypothèse 1 qui donne légèrement plus de sécurité que l'hypothèse 2 et nous prendrons donc en compte la poussée qui s'applique directement sur le voile de béton.

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

A l'ELU : $1,35.G + 1,5.Q$

A l'ELS : $G + Q$

L'état-limite déterminant est fonction du critère de fissuration :

- Si la fissuration est peu préjudiciable, l'ouvrage est calculé à l'état-limite ultime,
- Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, l'ouvrage est calculé à l'état-limite de service.

Pour la fixation du critère de fissuration, il convient de se référer aux documents particuliers du marché (C.C.T.P.) ou, en l'absence de références dans ces textes, aux Règles BAEL. Pour la plupart des murs de soutènement, la fissuration est généralement préjudiciable.

5-1 Calcul du voile :

Le calcul de la structure d'un mur de soutènement nécessite l'étude de certaines sections critiques (voir figure ci-dessous) :

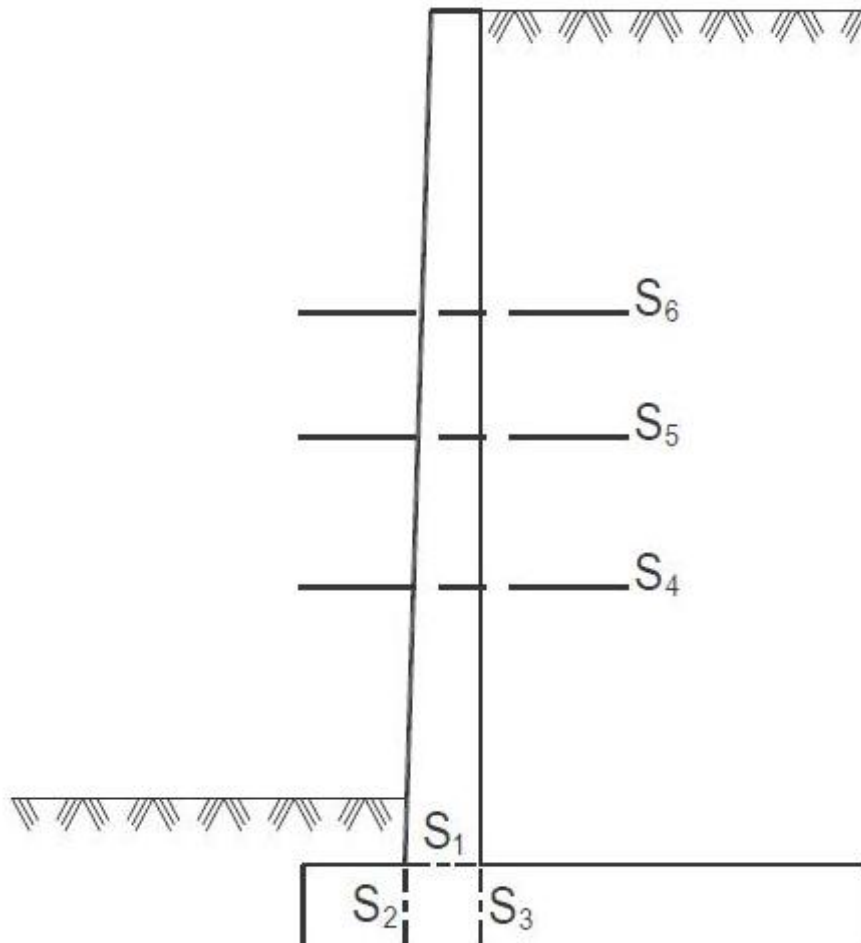


Fig.3.6 : Sections critiques dans un mur de soutènement

S_1 = encastrement du voile sur la semelle → section d'acier A_1

S_2 = encastrement du patin sur le voile → section d'acier A_2

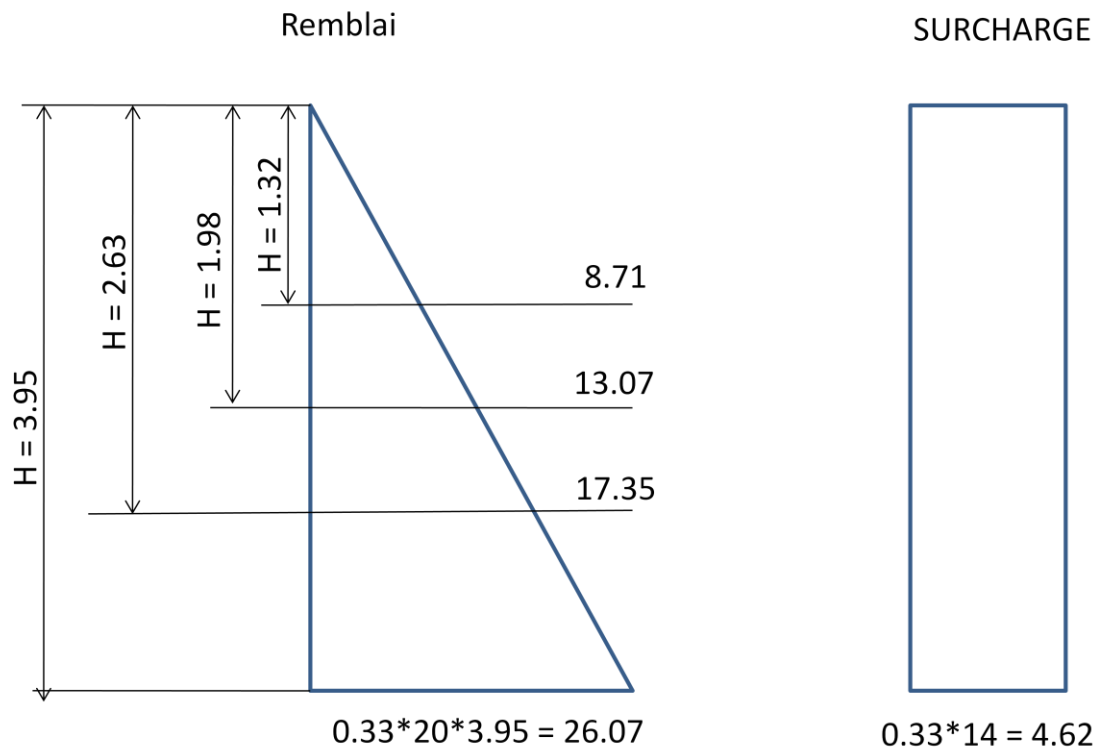
S_3 = encastrement du talon sur le voile → section d'acier A_3

S_4 = section du voile au tiers de sa hauteur → section d'acier A_4

S_5 = section du voile à la moitié de sa hauteur → section d'acier A_5

S_6 = section du voile aux deux tiers de sa hauteur → section d'acier A_6

- Les diagrammes de poussée sur la hauteur du voile sont :



Remarque : Les résultats sont en kN/m^2

- Calcul des sollicitations :**

(N effort normal, V effort tranchant, M_G moment de flexion au centre de gravité de la section considérée).

Section	S1	S4	S5	S6
N (kN)	$0.2 * 3.95 * 25 = 19.75$	$0.2 * 2.63 * 25 = 13.15$	$0.2 * 1.98 * 25 = 9.90$	$0.2 * 1.32 * 25 = 6.60$
V(poussée des terres) (kN)	$26.07 * 3.95 / 2 = 51.49$	$17.35 * 2.63 / 2 = 22.82$	$13.07 * 1.98 / 2 = 12.94$	$8.71 * 1.32 / 2 = 5.75$
M/G(poussée des terres) (KN.m)	$51.49 * 3.95 / 3 = 67.80$	$22.82 * 2.63 / 3 = 20.01$	$12.94 * 1.98 / 3 = 8.54$	$5.75 * 1.32 / 3 = 2.53$
V(surcharge) (kN)	$4.62 * 3.95 = 18.25$	$4.62 * 2.63 = 12.15$	$4.62 * 1.98 = 9.15$	$4.62 * 1.32 = 6.10$
M/G(surcharge) (KN.m)	$18.25 * 3.95 / 2 = 36.04$	$12.15 * 2.63 / 2 = 15.98$	$9.15 * 1.98 / 2 = 9.06$	$6.10 * 1.32 / 2 = 4.03$

Tab.3.3 : Sollicitations dans les sections critiques du voile

- **Détermination des armatures principales :**

Le tableau suivant résume les valeurs de l'effort normal et du moment/G

Section	S1	S4	S5	S6
N_{ser}	19.75	13.15	9.9	6.6
M_{ser}	103.84	35.99	17.6	6.56
N_{elu}	26.6625	17.7525	13.365	8.91
M_{elu}	145.59	50.9835	25.119	9.4605

Tab.3.4 : Effort normal et moment dans les sections critiques du voile

Pour simplifier les calculs, on considère que les sections sont soumises à la flexion simple. A l'aide d'un petit logiciel format Excel, en utilisant le règlement B.A.E.L 91, on trouve alors les sections d'acier correspondantes à l'ELS :

Exemple de calcul de la section S1 :

Pour $\sigma_s = 300 \text{ MPa}$, on a, avec $d = 0,2 - 0,03 = 0,17 \text{ m}$:

$$\frac{10^3 \cdot M_{ser}}{d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{10^3 \cdot 0,104}{0,17^2 \cdot 300} = 14,39$$

Pour cette valeur, la figure 2.47 du chapitre 2, DTU 13.12 (voir annexe) donne :

$$\frac{A}{d} = 156,68 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne : $A = 156,68 \times 0,17 = 26,64 \text{ cm}^2/\text{m}$

- **Vérification de la contrainte du béton pour la section réellement mise en place :**

On a $A = 26,8 \text{ cm}^2$ (voir tableau suivant)

$$\frac{A}{d} = \frac{26,8}{17} = 1,58$$

Et d'après la figure 2.46 du chapitre 2 du DTU.13-12 (voir annexe), on trouve $k_b = 4,9$.

Et

$$\sigma_{bc} = k_b \cdot \frac{M_{ser}}{d^2} = 4,9 \cdot \frac{0,104}{0,17^2} = 17,63 < 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

On aborde la même démarche pour le calcul des autres sections, le tableau suivant résume les résultats trouvés :

Section	S1	S4	S5	S6
$\frac{10^3 \cdot M_{ser}}{d^2 \cdot \sigma_s}$	14.372	4.981	2.436	0.908
A/d	156.443	54.222	26.516	9.883
A(cm ²)	26.595	9.218	4.508	1.680
Panneaux choisis	2 $\Phi 16 E = 150$	1 $\Phi 14 E = 150$	1 $\Phi 8 E = 100$	1 $\Phi 6 E = 100$

Tab.3.5 : Sections d'acier des sections critiques du voile

- **Armatures secondaires :**

Il convient de déterminer alors les armatures secondaires horizontales et/ou verticales (à disposer sur toute la hauteur) :

- Face «côté remblai», armatures horizontales :

$$A_h \geq 0,10 * e_1 \text{ soit } 0,10 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit alors :

$$1 \Phi 6 E = 100$$

- Face avant, armatures horizontales et verticales :

$$A_v \geq 0,10 * e_1 \text{ soit } 2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_h \geq 0,075 * e_1 \text{ soit } 1,5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit alors des panneaux :

$$1 \Phi 6 E = 100$$

- Chaînage supérieur (en tête du voile) 1/3 de ST40C.

- **Vérification à l'effort tranchant :**

Nous ferons cette vérification pour les différentes sections S_i :

Il faut vérifier que : $V_u \leq \left(\frac{0.07}{\gamma_b}\right) \cdot d \cdot f_{c28} = 238 \text{ kN/m}$ avec $\gamma_b = 1,5$

S1 :

$$V_u = 1,35 * 51,49 + 1,5 * 18,25 = 96,88 \text{ kN/m}$$

S4 :

$$V_u = 1,35 * 22,82 + 1,5 * 12,15 = 49,03 \text{ kN/m}$$

S5 :

$$V_u = 1,35 * 12,94 + 1,5 * 9,15 = 31,19 \text{ kN/m}$$

S6 :

$$V_u = 1,35 * 5,75 + 1,5 * 6,10 = 16,91 \text{ kN/m}$$

L'effort tranchant est bien vérifiée pour toutes les sections.

5-2 Calcul de la semelle :

On calcule d'abord les forces horizontales, verticales, moments/A, excentrement et les contraintes dans la semelle, le tableau suivant résume les résultats trouvés :

	ELU	ELS
$R_v \text{ (kN)}$	248.13	181.31
$R_h \text{ (kN)}$	85.83	61.69
$M_{/A} \text{ (kN.m)}$	288.00	212.33
$e_A \text{ (m)}$	1.16	1.17
$\sigma = R_v / 2 \cdot e_A$	106.89	77.41

Tab.3.6 : Forces, moments et contraintes dans la semelle du mur de soutènement

5-2-1 Patin avant :

On a adopté dans les calculs la méthode utilisée dans le DTU 13-12, qui suppose que le diagramme des contraintes est uniforme au lieu de trapézoïdale.

En considérant que le patin avant est uniquement soumis à la réaction du sol, On suit alors la même démarche utilisé dans le calcul du voile, on trouve alors :

- **A l'ELS :**

Le moment d'encastrement dans la section S_2 vaut :

$$M_{els} = 181,31 * 0,8^2 / 2 = 58,02 \text{ kNm/m}$$

Alors :

$$\frac{10^3 \cdot M_{els}}{d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{10^3 \cdot 0,058}{0,32^2 \cdot 250} = 2,27$$

Pour cette valeur, la figure 2.47 du chapitre 2, DTU 13.12 (voir annexe) donne :

$$\frac{A}{d} = 24,71 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne : $A = 24,71 \times 0,32 = 7,91 \text{ cm}^2/\text{m}$

- **A l'ELU :**

Le moment d'encastrement dans la section S_2 vaut :

$$M_{elu} = 248,13 * 0,8^2 / 2 = 79,40 \text{ kNm/m}$$

Alors :

$$\frac{M_{elu}}{d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,079}{0,32^2 \cdot 14,2} = 0,054$$

Pour cette valeur, la figure 2.44 du chapitre 2, DTU 13.12 (voir annexe) donne :

$$k = 23,64 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne : $A = 23,64 \times 0,079 / 0,32 = 5,84 \text{ cm}^2/\text{m}$

On constate que lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, l'état limite ultime n'est pas déterminant.

On prend alors un panneau : $1 \Phi 14 E = 150$

5-2-2 Talon arrière :

Le talon arrière est soumis :

- à la réaction du sol de fondation sous le talon,
- au poids propre des terres au-dessus du talon,
- aux charges d'exploitation au-dessus du talon.

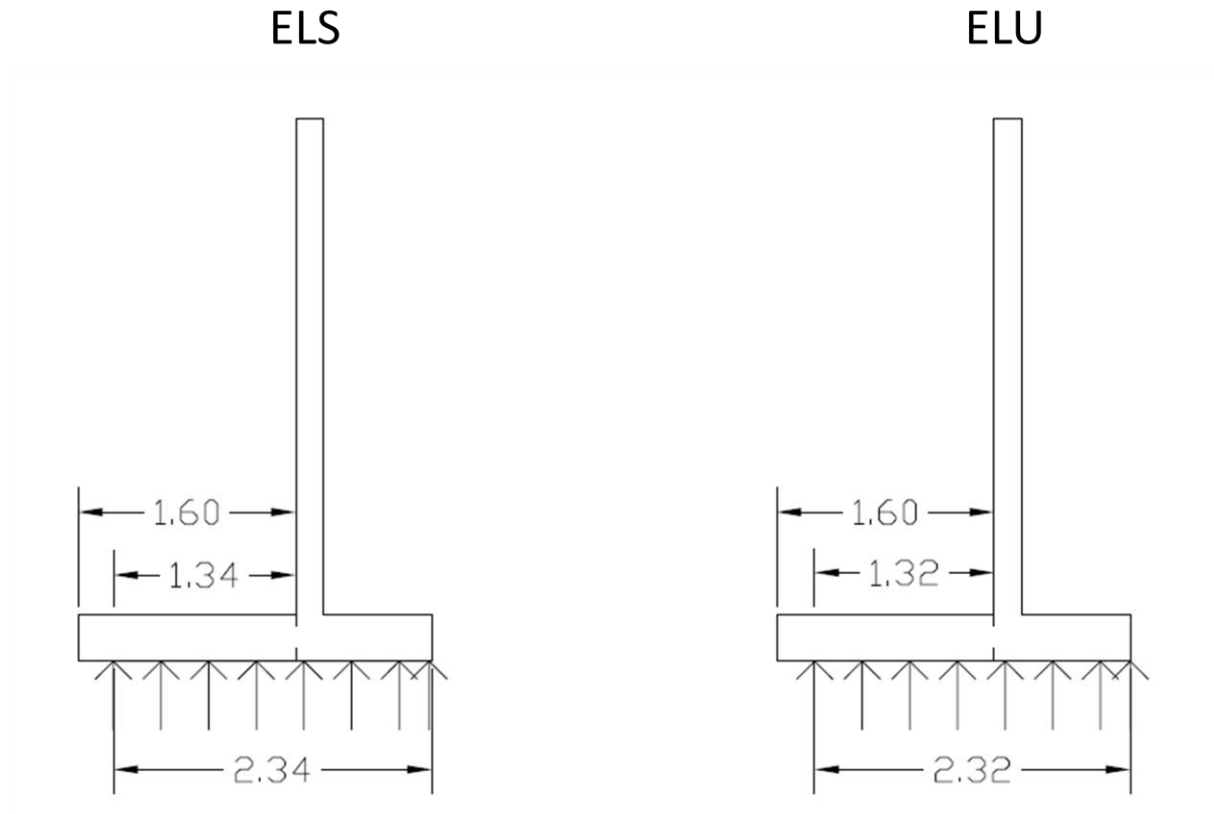


Fig.3.7 : Sollicitations dans le talon

• A l'ELS :

Le moment d'encastrement dans la section S_2 vaut :

$$M_{els} = \left[(3,95 * 20 + 14) * 1,6 * \frac{1,6}{2} \right] - \left[(77,41 * 1,34) * \frac{1,34}{2} \right] = 49,54 \text{ kNm/m}$$

Alors :

$$\frac{10^3 \cdot M_{els}}{d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{10^3 \cdot 0,049}{0,32^2 \cdot 250} = 1,91$$

Pour cette valeur, la figure 2.47 du chapitre 2, DTU 13.12 (voir annexe) donne :

$$\frac{A}{d} = 20,79 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne : $A = 24,71 \times 0,32 = 6,65 \text{ cm}^2/\text{m}$

- **A l'ELU :**

Le moment d'encastrement dans la section S_2 vaut :

$$M_{elu} = \left[(1,35 * (3,95 * 20)) + (1,5 * 14) \right] * 1,6 * \frac{1,6}{2} - \left[(106,89 * 1,32) * \frac{1,32}{2} \right]$$

$$= 16,22 \text{ kNm/m}$$

Alors :

$$\frac{M_{elu}}{d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,016}{0,32^2 \cdot 14,2} = 0,011$$

Pour cette valeur, la figure 2.44 du chapitre 2, DTU 13.12 (voir annexe) donne :

$$k = 23,25 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne : $A = 23,25 \times 0,011 / 0,32 = 0,80 \text{ cm}^2/\text{m}$

On constate que lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, l'état limite ultime n'est pas déterminant.

On prend alors un panneau : $1 \Phi 14 E = 150$

5-3 Ferrailage des éléments de mur :

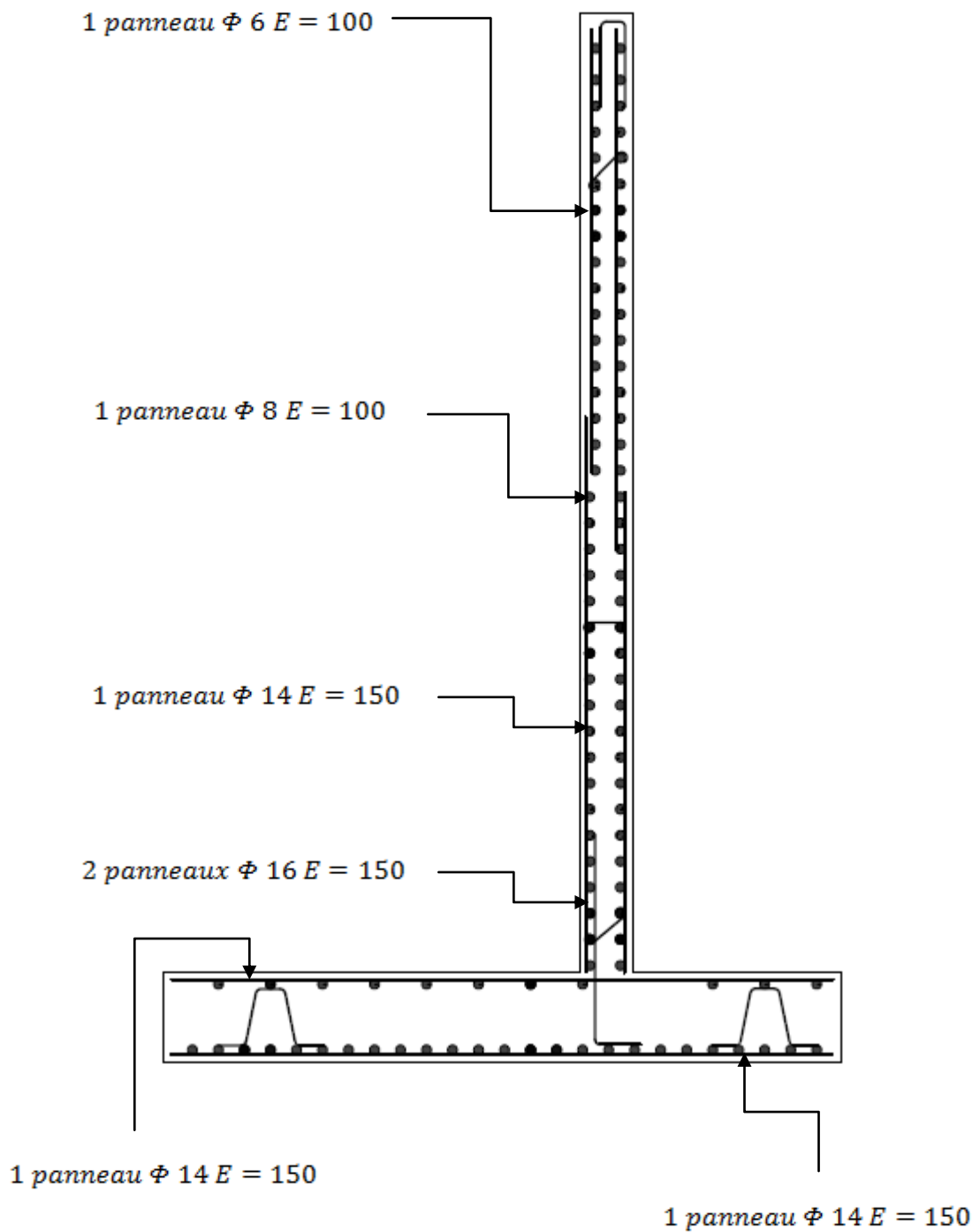


Fig.3.8 : Ferrailage du mur de soutènement