

XII.1. Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

XII.2. Pré dimensionnement des culées :

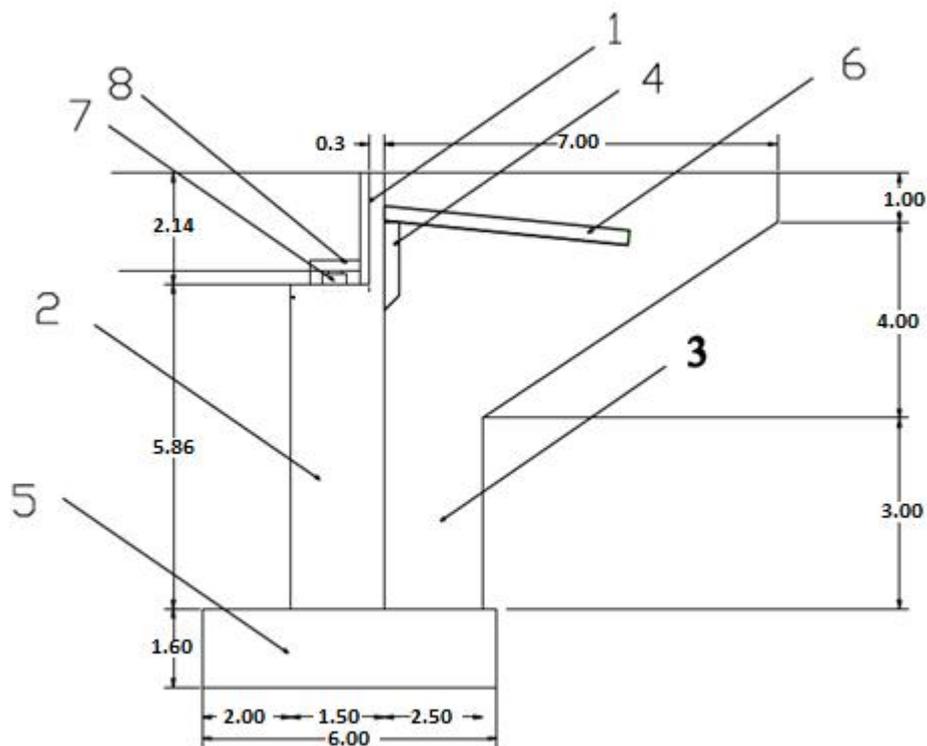


Figure : XII.1. Coupe longitudinale.

- 1- Mur garde grève.
- 2- Mur frontal.
- 3- Mur en retour.
- 4- Corbeau.
- 5- Semelle.

- 6- Dalle de transition.
- 7- Dès d'appui.
- 8- Plot parasismique.

XII.2.1. Mur garde grève :

- Hauteur : $H = 2,14$ m.
-  paisseur (couronnement) : $H_{culée} = 8\text{m} > 6\text{m}$. $E = 0,30\text{m}$ (selon SETRA).
- Longueur : et celle du tablier = 13m.

XII.2.2. Mur de front :

- Hauteur : $H = 5,86\text{m}$.
-  paisseur : $E_f = 1,5\text{m}$.
- Longueur : et celle du tablier = 13m.

XII.2.3. Sommier d'appuis :

- Largeur : $S = 1,2\text{m}$.
- Longueur : 13m.

XII.2.4. La semelle :

-  paisseur : 1,6m.
- Largeur : 6,00m.
- Longueur : 14,00m.
- Ancrage : 3,6m
- Béton de propreté : 0,10 m.

XII.2.5. Mur en retour :

Le mur en retour a une épaisseur constante de 0,30 m pour un bon ferrailage et un bon b tonnage. Il a une longueur de 7 m et hauteur de 8 m celle de la culée.

XII.2.6. Dalle de transition :

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève, on peut dimensionner cette longueur par la formule suivante :

$$L = \min (6\text{m}, \max (3\text{m}, 0,6H))$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une ** paisseur constante de 30cm**, elle est ancree dans le corbeau d'appuis de par l'intermediaire des goujons. Elle est mise en place avec une pente **de 10%**.

XII.2.7. Le corbeau :

- Hauteur : $H_1 = 1,54$ m.
- Hauteur : $H_2 = 2,24$ m.

- Largeur : $E_f = 0,30\text{m}$.
- Longueur : $L = 13 - 2 \times 0,3 = 12,40\text{ m}$.

XII.2.8. Plot parasismique:

- Épaisseur : $0,50\text{ m}$
- Largeur : $0,5\text{ m}$
- Longueur : $1,3\text{ m}$.

XII.3. Évaluation des efforts sollicitant la culée :

XII.3.1. Détermination du coefficient de poussée k_{ah} :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2(\alpha)} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$: fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$: angle de frottement remblai-culée.

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)} \quad \text{et} \quad \theta = \text{arctg} \frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_V)}$$

Désignation	ε_h	ε_v	k	k_{ah}
Condition sismique	0,1	-0,07	0,935	0,3740
	0,1	+0,07	1,075	0,4197
Condition normale	0	0	1	0,333

Tableau : XII.1. Coefficient de poussée k_{ah}

XII.3.2. Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

Désignation	Cotes	P(t)	$\epsilon_h \times P$	$(1 \pm \epsilon_v) \times P$	H	V	Mr	Ms
poids propre du tablier	CN	317,907	0,00	317,907	2,75	8,73	0,00	874,24
	H + V ⁺	317,907	31,790	340,160	2,75	8,73	277,52	935,44
	H	317,907	31,790	317,907	2,75	8,73	277,52	874,24
	H+V ⁻	317,907	31,790	295,653	2,75	8,73	277,52	813,04
Mur garde-grève	CN	20,865	0,00	20,865	3,35	8,53	0,00	69,89
	H + V ⁺	20,865	2,086	22,320	3,35	8,53	17,79	74,77
	H	20,865	2,086	20,865	3,35	8,53	17,79	69,89
	H+V ⁻	20,865	2,086	19,400	3,35	8,53	17,79	64,99
Corbeau	CN	17,577	0,00	17,577	3,65	7,65	0,00	64,15
	H + V ⁺	17,577	1,757	18,807	3,65	7,65	13,44	68,64
	H	17,577	1,757	17,577	3,65	7,65	13,44	64,15
	H+V ⁻	17,577	1,757	16,340	3,65	7,65	13,44	59,64
Mur frontal	CN	285,675	0,00	285,675	2,75	4,53	0,00	785,60
	H + V ⁺	285,675	28,56	305,672	2,75	4,53	129,37	840,59
	H	285,675	28,56	285,675	2,75	4,53	129,37	785,60
	H+V ⁻	285,675	28,56	265,677	2,75	4,53	129,37	730,61
Mur en retour	CN	50,250	0,00	50,250	5,99	6,42	0,00	300,99
	H + V ⁺	50,250	5,025	53,767	5,99	6,42	32,26	322,06
	H	50,250	5,025	50,250	5,99	6,42	32,26	300,99
	H+V ⁻	50,250	5,025	46,732	5,99	6,42	32,26	279,92
Semelle	CN	357,00	0,00	357,00	3,00	0,80	0,00	1071
	H + V ⁺	357,00	35,7	381,99	3,00	0,80	28,56	1145,9
	H	357,00	35,7	357,00	3,00	0,80	28,56	1071
	H+V ⁻	357,00	35,7	332,01	3,00	0,80	28,56	996,03
Dalle de transition	CN	46,500	0,00	46,500	6,00	7,15	0,00	279
	H + V ⁺	46,500	4,65	49,755	6,00	7,15	33,24	298,53
	H	46,500	4,65	46,500	6,00	7,15	33,24	279
	H+V ⁻	46,500	4,65	43,245	6,00	7,15	33,24	259,47
Plot parasismique	CN	1,625	0,00	1,625	3,00	7,71	0,00	4,87
	H + V ⁺	1,625	0,16	1,738	3,00	7,71	1,24	5,21
	H	1,625	0,16	1,625	3,00	7,71	1,24	4,87
	H+V ⁻	1,625	0,16	1,511	3,00	7,71	1,24	4,53
Dalle de transition [Poids des remblais]								
Au-dessus	CN	89,280	0,00	89,280	6,00	7,65	0,00	535,68
	H + V ⁺	89,280	8,92	95,529	6,00	7,65	68,23	573,17
	H	89,280	8,92	89,280	6,00	7,65	68,23	535,68
	H+V ⁻	89,280	8,92	83,030	6,00	7,65	68,23	498,18
La semelle [poids et poussée]								
Poids sur talon	CN	540,288	0,00	540,288	4,90	5,60	0,00	2647,41
	H + V ⁺	540,288	54,02	578,108	4,90	5,60	302,51	2832,72
	H	540,288	54,02	540,288	4,90	5,60	302,51	2647,41

	H+V⁻	540,288	54,02	502,467	4,90	5,60	302,51	2462,08
Surcharges sur remblai 1 t/m2								
Poids	CN	128,640	0,00	128,64	5,99	9,6	0,00	770,55
	H + V⁺	128,640	12,86	137,64	5,99	9,6	123,45	824,46
	H	128,640	12,86	128,64	5,99	9,6	123,45	770,55
	H+V⁻	128,640	12,86	119,63	5,99	9,6	123,45	716,58

Tableau : XII.2. Calcul des sollicitations.

XII.3.3. Calcule des poussées dues aux terres :

$$P = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 L$$

Désignation	Condition	P	P×ε _h	V	M _R
Mur GG + Mur Front	CN	249,35	24,935	4	997,40
	H + V⁺	314,27	31,427	4	1257,08
	H+V⁻	280,05	28,005	4	1120,20
Semelle	CN	10,74	1,074	0,8	8,59
	H + V⁺	13,53	1,353	0,8	10,83
	H+V⁻	12,06	1,206	0,8	9,65

Tableau : XII.3. Poussées dues aux terres.

XII.3.4. Calcule des poussées dues aux Surcharges :

$$P = K_a \gamma H L$$

Désignation	Condition	P	P×ε _h	V	M _R
Mur GG + Mur Front	CN	41,55	4,155	8	332,46
	H + V⁺	52,37	5,237	8	419,02
	H+V⁻	46,67	4,667	8	373,40
Semelle	CN	8,95	0,895	1,6	14,32
	H + V⁺	11,28	1,128	1,6	18,05
	H+V⁻	10,05	1,005	1,6	16,08

Tableau : XII.4. Poussées dues aux Surcharges.

Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux :

Désignation	Condition	ε _h ×P	(1±ε _v)×P	M _R	M _S
Total	CN	216,58	1855,60	2380,28	7403,38
	H + V⁺	224,66	1985,53	2732,49	7921,49
	H+V⁻	220,40	1725,69	2546,84	6885,07

Tableau : XII.5. Récapitulatif des moments et efforts globaux.

XII.4. Vérification de la culée :**XII.4.1. Vérification du tiers central :**

➤ **C.N : On doit vérifier que :**

$$E_{\max} = \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1\text{m} > e = \frac{B}{2} - X'$$

$$\text{Avec : } X' = \frac{(\sum M_s - \sum M_R)}{\sum (1 \pm \varepsilon_v)P}$$

Et B : La largeur de la semelle.

➤ **C.S : On doit vérifier que :**

$$E_{\max} = \frac{B}{4} = 1,5\text{m} > e = \frac{B}{2} - X'$$

Condition	$(1 \pm \varepsilon_v) \times P$	M_R	M_S	X'	E_{\max}	e	
C.N	1855,60	2380,28	7403,38	2,706	1	0,293	Vérifiée
H+V⁺	1985,53	2732,49	7921,49	2,613	1,5	0,386	Vérifiée
H+V⁻	1725,69	2546,84	6885,07	2,513	1,5	0,486	Vérifiée

Tableau : XII.6. Vérification du tiers central.

XII.4.2. Vérification au glissement :

➤ **C.N : On doit vérifier que :**

En condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale à 1,5, donc on doit vérifier que :

$$\mu = \frac{\sum (1 + \varepsilon_v) p}{\sum \varepsilon_h P} > 1,5$$

➤ **C.S : On doit vérifier que :**

en condition sismique le C.S.G vaut 1
Donc on vérifie que:

$$\mu = \frac{\sum (1 + \varepsilon_v) p}{\sum \varepsilon_h P} > 1$$

Condition	$\varepsilon_h \times P$	$(1 \pm \varepsilon_v) \times P$	μ	CSG	
C.N	216,58	1855,60	8,56	1,5	Vérifiée
H+V+	224,66	1985,53	8,83	1	Vérifiée
H+V-	220,40	1725,69	7,82	1	Vérifiée

Tableau : XI.7. Vérification au glissement.

XII.4.3. Vérification au renversement :**➤ C.N : On doit vérifier que :**

En condition normal le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égale à 1,5. Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} > 1,5$$

➤ C.S : On doit vérifier que :

En condition sismique le C.S.R vaut 1. Donc on vérifie que:

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} > 1$$

Condition	$\varepsilon_h \times P$	$(1 \pm \varepsilon_v) \times P$	M_R	M_S	M_s/M_r	CSG	
C.N	82,97	5734,67	2380,28	7403,38	3,11	1,5	Vérifiée
H+V+	678,05	6136,09	2732,49	7921,49	2,89	1	Vérifiée
H+V-	666,66	5168,83	2546,84	6885,07	2,70	1	Vérifiée

Tableau : XI.8. Vérification au renversement.

XII.5. Etude et ferrailage de la culée :**XII.5.1. Mur garde grève :****• Evaluation des efforts sur le mur garde grève :**

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

➤ Forces verticales :

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

➤ Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

a. Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante:

$$P_t = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} P_t \cdot h = \frac{1}{6} K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

Avec K_a : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 2,14 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol.

D'où : $Mt = 0,97 \text{ t.m/ml}$.

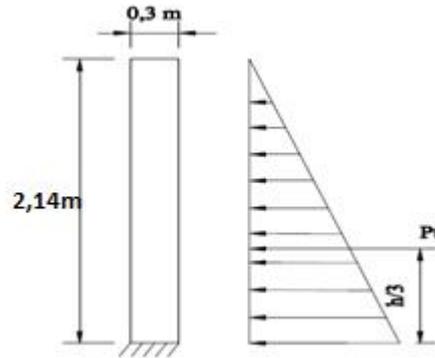


Figure : XII.2. Poussée des terres sur le Mur.

b. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0,25m x 0,75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

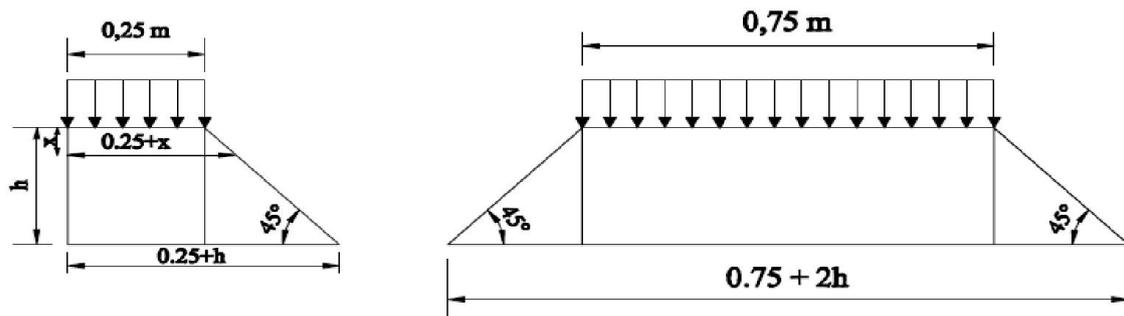


Figure : XII.3. Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12 \cdot K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0,25 + x)} dx$$

Avec : $k = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$

Coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS. .

$b_c = 1,1$: coefficient de pondération du système Bc.

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$$K_a = 0,333.$$

$$h = 2,14 \text{ m.}$$

$$K_{ELS} = 0,333 \times 1,1 \times 1 \times 1,2 = 0,43.$$

$$K_{ELU} = 0,333 \times 1,1 \times 1 \times 1,6 = 0,58.$$

$$M_p = \frac{12 \cdot K}{0,75 + 2h} [2,25 \ln(0,25 + x) - x]_0^{2,14}$$

$$\text{ELU: } M_p = \mathbf{3,78 \text{ t.m/ml.}}$$

$$\text{ELS: } M_p = \mathbf{2,81 \text{ t.m/ml.}}$$

c. Moment du à la force de freinage :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération

$\mu = 1,6$ à l'E.L.U

$\mu = 1,2$ à l'E.L.S

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%.

$$\text{ELU: } M_f = \mathbf{9,09 \text{ t.m/ml.}}$$

$$\text{ELS: } M_f = \mathbf{6,82 \text{ t.m/ml.}}$$

Le moment total à l'encastrement:

$$M_{ELU} = 1,35 M_t + (M_p + M_f) = \mathbf{14,15 \text{ t.m/ml.}}$$

$$M_{ELS} = M_t + (M_p + M_f) = \mathbf{10,58 \text{ t.m/ml.}}$$

• Ferrailage :

a. Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0,27 \text{ m.}$$

Le ferrailage se fait à l'aide de Logiciel SOCOTEC on obtient :

$$A_s = \mathbf{23,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}} \text{ Soit : } \mathbf{8HA20} \text{ pour } A_s = 25,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 8,37 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ Soit : } \mathbf{8HA12} \text{ pour } A'_s = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b. Horizontalement :

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm.

Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right\} = 207,314 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8,1 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ Mpa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 204,7 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ Mpa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} \text{ Avec (} A_s \text{: section d'armature tendus).}$$

$$25,13 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,27 \times 2,22}{400} = 3,44 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{vérifiée.}$$

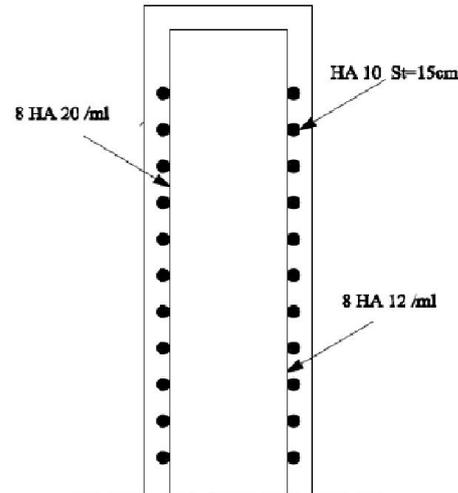


Figure : XII.4. Ferrailage de Mur garde grève.

XII.5.2. La dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

• **Evaluation des efforts :**

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$.
- Poids du remblai : $g_2 = 1,8 \times 0,91 \times 1 = 1,638 \text{ t/m}^2$.
- Poids propre du revêtement : $g_3 = 2,4 \times 0,09 \times 1 = 0,216 \text{ t/m}^2$.
- Poids total: $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 2,604 \text{ t/m}^2$.
- Surcharges : $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$.

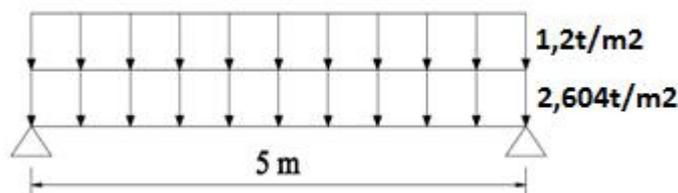


Figure : XII.5. Dalle de transition.

	Charge (t/m ²)	M (t.m/ml)	T (t/ml)
Charge permanente G	2,604	8,13	6,51
Surcharge Q	1,2	3,75	3

Tableau : VII.9. Charge permanente G et Surcharge Q.

Combinaison des efforts :

$$\text{ELU : } M_{ELU} = 1,35 M_G + 1,6 M_Q = 16,97 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{ELU} = 1,35 T_G + 1,6 T_Q = 13,58 \text{ t /ml.}$$

$M_{ELU} = 16,97 \text{ t.m /ml.}$ et $T_{ELU} = 13,58 \text{ t /ml.}$

ELS: $M_{ELS} = M_G + 1,2 M_Q = 12,63 \text{ t.m /ml.}$

$T_{ELS} = T_G + 1,2 T_Q = 10,11 \text{ t /ml.}$

$M_{ELS} = 12,63 \text{ t.m /ml.}$ et $T_{ELS} = 10,11 \text{ t /ml.}$

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 0,27 \text{ m}$.

Le ferraillage à l'aide de SOCOTEC on obtient :

$A_s = 21,1 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ Soit : **7HA20** pour

$A_s = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Pour l'armature de construction,

on prend :

$A'_s = \frac{A_s}{3} = 7,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **7HA12** pour $A'_s = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right\} = 207,314 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_{bc} = 7,7 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ Mpa.} \rightarrow$ vérifiée.

$\sigma_s = 205,3 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ Mpa.} \rightarrow$ vérifiée.

- **Condition de non fragilité :**

$A_s \geq 0,23 \frac{b d f_{tj}}{f_e}$ avec (A_s : section d'armature tendues).

$$21,99 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,27 \times 2,22}{400} = 3,44 \text{ cm}^2. \rightarrow$$
 vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{0,1095}{0,27} = 0,40 \text{ Mpa.}$$

$\tau'_u = \inf \{ 4 \text{ Mpa} ; 0,1 f_{c28} \} = 2,7 \text{ Mpa.}$ (Fissuration préjudiciable).

$\tau'_u \geq \tau_u \rightarrow$ vérifiée.

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0,8 f_e} = \frac{0,40 \times 1}{0,8 \times 400} = 0,12 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min \{ 0,9 d ; 40 \text{ cm} \} = 24,3 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm.}$

$$A_t \geq 20 \times 0,12 = 2,4 \text{ cm}^2 .$$

- **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} = \frac{0,40 \times 100}{400} = 0,10 \text{ cm.}$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$ et $A_t \geq 2,4 \text{ cm}^2$

Soit 2 cadres de HA10 / ml pour $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

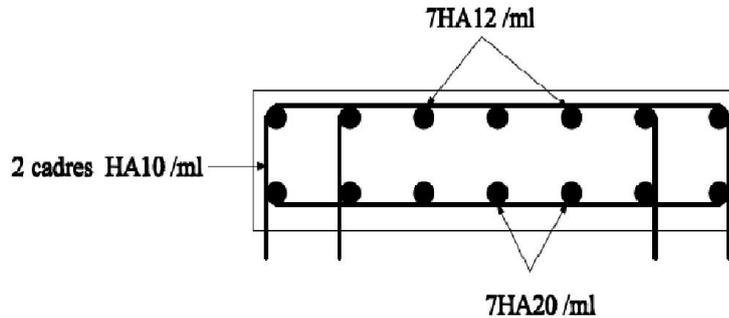


Figure : XII.6. Ferrailage de la dalle de transition.

XII.5.3. Corbeau :

- **Evaluation des charges et surcharges :**

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = qL / 2 = 0,3 \times 5 \times 2,5 / 2 = 1,875 \text{ t/ml.}$
- Réaction des poids des terres : $R_2 = qL / 2 = 0,5 \times 5 \times 1,8 / 2 = 2,25 \text{ t/ml.}$
- Réaction due au revêtement : $R_3 = qL / 2 = 0,08 \times 5 \times 2,2 / 2 = 0,44 \text{ t/ml.}$
- Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = qL / 2 = 0,5 \times 2,5 / 2 = 0,625 \text{ t/ml.}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = qL / 2 = 5 \times 1,2 / 2 = 3 \text{ t/ml.}$

- **Réactions :** $R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 11,80 \text{ t/ml.}$
 $R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 8,79 \text{ t/ml.}$

- **Moments :** $M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5] \times 0,15 = 1,77 \text{ t/ml.}$
 $M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5] \times 0,15 = 1,318 \text{ t/ml.}$

- **Ferrailage :**

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel **SOCOTEC**:

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 0,3 \text{ m.}$ $d = 0,27 \text{ m.}$

$A_s = 3,7 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Soit : 4HA12 pour $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} \text{ avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$4,52 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,27 \times 2,22}{400} = 3,44 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 1,23 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ . Soit : } 2 \text{ HA10 pour } A's = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Pour les armatures transversales ; on utilise des cadres de **HA 10 espacés de 20 cm.**

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de **HA25** tous les **1 m.**

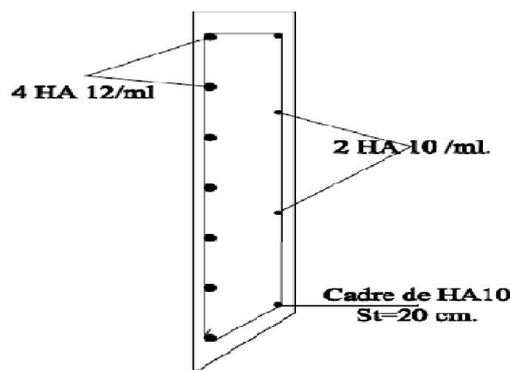


Figure : XII.7. Ferrailage du corbeau.

XII.5.3. Mur frontal :

- **Evaluation des charges et surcharges :**

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge A(l)
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Son poids propre.

Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Désignation	condition	P (t)	$\varepsilon_h \times P$	$(1 \pm \varepsilon_v) \times P$	H	V	M_R	M_S
Mur de garde grève	CN	20,865	0,00	20,865	3,35	8,53	0,00	69,89
	H+V	20,865	2,086	22,320	3,35	8,53	17,79	74,77
Corbeau	CN	17,577	0,00	17,577	3,65	7,65	0,00	64,15
	H+V	17,577	1,757	18,807	3,65	7,65	13,44	68,64
Mur frontal	CN	285,675	0,00	285,675	2,75	4,53	0,00	785,60
	H+V	285,675	28,56	305,672	2,75	4,53	129,37	840,59
Mur en retour	CN	50,250	0,00	50,250	5,99	6,42	0,00	300,99
	H+V	50,250	5,025	53,767	5,99	6,42	32,26	322,06
Dalle de transition	CN	46,500	0,00	46,500	6,00	7,15	0,00	279
	H+V	46,500	4,65	49,755	6,00	7,15	33,24	298,53
Poids des terres sur DDT	CN	89,280	0,00	89,280	6,00	7,65	0,00	535,68
	H+V	89,280	8,92	95,529	6,00	7,65	68,23	573,17
Poussée sur MGG+MF	CN	249,35	24,935	0,00	0,00	4	997,40	0,00
	CS	314,27	31,427	0,00	0,00	4	1257,08	0,00
Poids des surcharges	CN	128,640	0,00	128,64	5,99	9,6	0,00	770,55
	H+V	128,640	12,86	137,64	5,99	9,6	123,45	824,46
Réaction du tablier	CN	317,907	0,00	317,907	2,75	8,73	0,00	874,24
	H+V	317,907	31,790	340,160	2,75	8,73	277,52	935,44
Effort de freinage		18,00	18,00	0,00	0,00	8,31	149,58	0,00
Total	CN	1224,04	42,935	956,69	/	/	1146,98	3680,1
	H+V	1224,04	145,07	1023,65	/	/	2101,96	3937,66

Tableau : XII.10. Les moments et les efforts agissants sur le mur frontal.

➤ **Condition normale :**Effort normal : $\sum(1+\varepsilon_v)P=956,69$ t

ELS : N = 73,59 t/m. .

ELU : N = 99,34 t/ml.

Moment : $M=\sum M_S-\sum M_R=2533,12$ t.m

ELS : M = 194,85 t.m /ml.

ELU: M = 263,05 t.m /ml.

➤ **Condition sismique:**Effort normal : $\sum(1+\varepsilon_v)P=1023,65$ t.

ELS : N = 78,74 t/ml.

ELU : N = 106,30 t/ml.

Moment: $M=\sum M_R-\sum M_S=1835,7$ t.m.

ELS : M = 141,2 t.m /ml.

ELU: M = 190,63 t.m /ml.

- **Ferraillage :**

- a. **Verticalement :**

Le ferraillage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$;
 $h = 1,5 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale.

$$N_{ELU} = 106,30 \text{ t/ml}$$

$$M_{ELU} = 190,63 \text{ t.m/ml.}$$

Le ferraillage se fait à l'aide de Logiciel **SOCOTEC** on obtient :

$$A_s = 26,33 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit } 9\text{HA}20: \text{ pour } A_s = 28,26 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} \text{ Avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$28,26 \geq 0,23 \frac{1 \times 1,35 \times 2,22}{400} = 17,23 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 9,42 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ Soit : } 9\text{HA}12 \text{ pour } A'_s = 10,17 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- b. **Horizontalement :**

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$;
 $h = 1,5 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale.

$$M_{ELU} = 263,05 \text{ t.m/ml.}$$

$$A_s = 44,81 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 10\text{HA}25 \text{ pour } A_s = 49,06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} \text{ Avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$49,06 \geq 0,23 \frac{1 \times 1,35 \times 2,22}{400} = 17,23 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 16,35 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

Soit : **9HA16** pour

$$A'_s = 18,08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

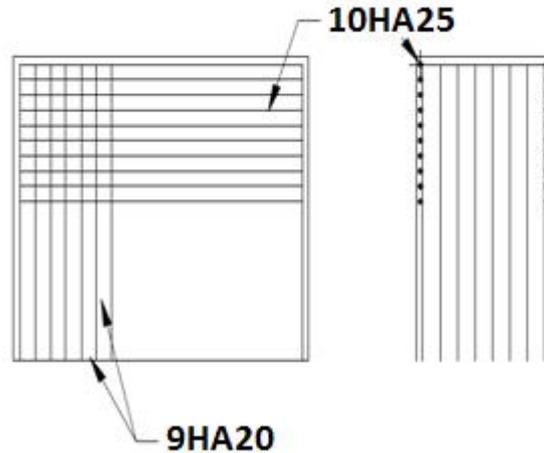


Figure : XII.8. Ferrailage du mur de front.

XII.5.4. Mur en retour :

▪ Evaluation des efforts :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur.

➤ Efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} [0,333 \times 1,8 \times (8)^2 \times 1] = 19,18 \text{ t/ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1,2 \times 8 \times 0,333 \times 1 = 3,19 \text{ t/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t}$.

❖ Les moments :

- Poussée des terres : $M_t = 19,18 \times \frac{1}{3}(8) = 51,14 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 3,19 \times 4 = 12,76 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2,4 \times 8 = 19,2 \text{ t.m}$.

▪ Les combinaisons :

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 1,35 M_t + 1,6 (M_{sr} + M_{sc}) = 120,17 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ELS}} = M_t + 1,2 (M_{sr} + M_{sc}) = 89,49 \text{ t.m/ml}$$

➤ Efforts verticaux :

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0,4 \times 8 \times 2,5 = 8 \text{ t/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t}$.
- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 0,4 \text{ t/ml}$.

❖ Les moments :

- Poids propre du mur : $M_G = 8 \times (8/2) = 32 \text{ tm/ml}$.
- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ t.m/ml}$.

- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4,8 \times 8 = 38,4 \text{ t.m.}$

▪ **Les combinaisons :**

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 1,35 (M_G + M_{\text{su}}) + 1,6 M_{\text{sc}} = 104,85 \text{ t.m /ml.}$$

$$\text{ELS: } M_{\text{ELS}} = (M_G + M_{\text{su}}) + 1,2 M_{\text{sc}} = 78,24 \text{ t.m /ml.}$$

▪ **Le ferrailage:**

a. **Ferrailage horizontale:**

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_{\text{ELU}} = 120,17 \text{ t.m /ml. } M_{\text{ELS}} = 89,49 \text{ t.m /ml.}$$

$$M_u = \frac{120,17}{8} = 15,02 \text{ t.m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } b_0 = 1 \text{ m ; } d = 0,36 \text{ m.}$$

$$A_s = 12,49 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 7 \text{ HA16/ml pour } A_s = 14,06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A'_s = A_s / 3 = 4,68 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 5 \text{ HA12/ml pour } A'_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\text{En fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2}) = 215,55 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 7,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa.} \quad \text{C'est vérifié.} \\ \sigma_s = 210,6 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa.} \quad \text{C'est vérifié.} \end{array} \right.$$

b. **Ferrailage verticale: (d'après document SETRA –ferrailage type-)**

$$A_s = 14,06 / 4 = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 4 \text{ HA12/ml pour } A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

c. **Ferrailage de suspension :**

$$M_{\text{ELU}} = 104,85 \text{ t.m /ml. } M_{\text{ELS}} = 78,24 \text{ t.m /ml.}$$

$$M_u = \frac{104,85}{6} = 17,47 \text{ t.m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } b_0 = 1 \text{ m ; } d = 0,36 \text{ m.}$$

$$A_s = 14,63 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 8 \text{ HA16/ml pour } A_s = 16,07 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A'_s = A_s / 3 = 5,35 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 5 \text{ HA12 pour } A'_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

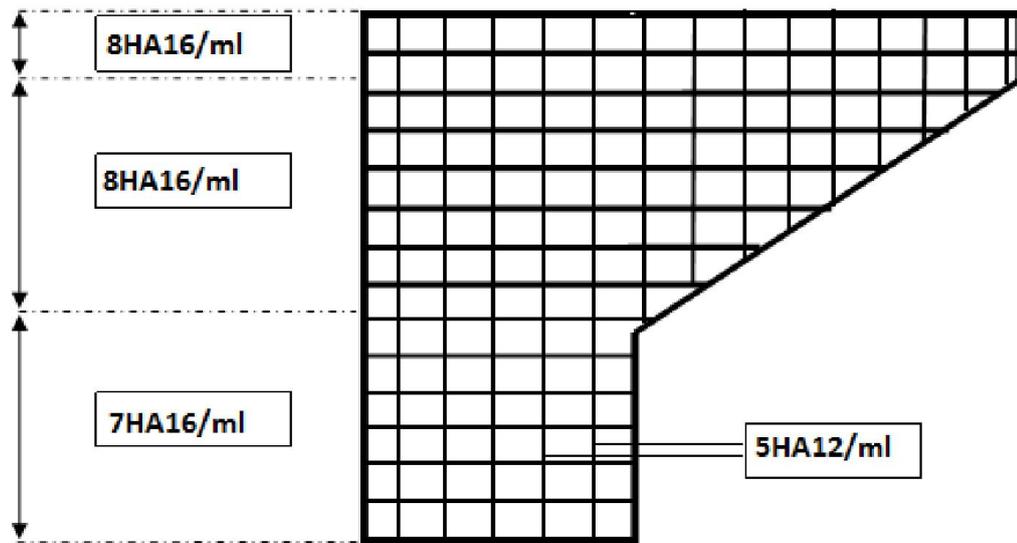


Figure : XII.9. Ferrailage du Mur en retour.

XII.5.5. La semelle :

- Evaluation des efforts agissants sur la semelle :

Désignation	Condition	$\epsilon_h \times P$	$(1 \pm \epsilon_v) \times P$	M_R	M_S
Total	CN	216,58	1855,60	2380,28	7403,38
	H + V ⁺	224,66	1985,53	2732,49	7921,49
	H+V ⁻	220,40	1725,69	2546,84	6885,07

Tableau : XII.11. Evaluation des efforts agissants sur la semelle.

- Conditions normales :

$$N_{\max} = 1855,60 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 7403,38 - 2380,28 = 5023,10 \text{ t.m.}$$

- Conditions sismiques : G (1 ± 0,09)

$$N_{\max} = 1985,53 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 7921,49 - 2732,49 = 5189 \text{ t.m.}$$

- Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{xy}}{\sum y^2} \pm \frac{M_{yx}}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

➤ **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{1855,60}{8} + \frac{5023,10 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 580,77 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1855,60}{8} - \frac{5023,10 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = -116,87 \text{ t}$$

➤ **Condition sismique:**

$$N_1 = \frac{1985,53}{8} + \frac{5189 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 608,53 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1985,53}{8} - \frac{5189 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = -112,15 \text{ t}$$

Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

a. Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est: $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h_s \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1,066 \rightarrow \alpha = 46,82^\circ \geq 45^\circ \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$h_s = 1,6 \text{ m}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4} = 1,5$$

➤ **Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26666,66 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{580,77}{26666,66} \times \frac{1,5}{1,6} = 0,020417 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{inf}} = 204,17 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{608,53}{40000} \times \frac{1,5}{1,6} = 0,014262 \text{ m}^2$$

$$A = 142,62 \text{ cm}^2$$

La condition normale est la plus défavorable : $A_s = 204,17 \text{ cm}^2$.

On prend : 26HA32 $A_{\text{inf}} = 208,99 \text{ cm}^2$

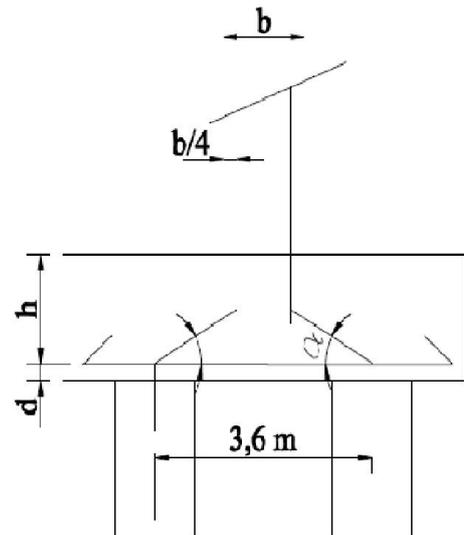


Figure : XII.10. La semelle.

n : Nombre de barre = 26 barres.

d : Enrobage = 10cm.

\emptyset : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espace est de : $S_t = \frac{(\emptyset + H - d)}{n-1} = \frac{1,2 + 1,6 - 0,1}{26-1} \approx 0,11 \text{ m} = 10 \text{ cm}$

On prend : **$S_t = 10 \text{ cm}$** .

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \emptyset_{\text{pieu}} = 1,6 + 1,2 = 2,8 \text{ m}$.

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 204,17 = 68,05 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{14HA25} \quad \mathbf{A_{inf1} = 68,68 \text{ cm}^2}$$

b. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 204,17 = 68,05 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{14HA25} \quad \mathbf{A_{inf1} = 68,68 \text{ cm}^2}$$

$$S_t = \frac{(1,2 + 1,6 - 0,1)}{14-1} = 20 \text{ cm}.$$

c. Armatures de construction :

1. Armatures transversales supérieures:

$$A_{ts} = \frac{A}{8} = \frac{204,17}{8} = 25,52 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{13HA16} \quad \mathbf{A_{sup} = 26,12 \text{ cm}^2}$$

$$S_t = \frac{(1,2 + 1,6 - 0,1)}{13-1} \approx 23 = 20 \text{ cm}$$

2. Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 204,17 = 68,05 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{14HA25} \quad \mathbf{A_{sup} = 68,68 \text{ cm}^2}$$

$$S_t = \frac{(1,2 + 1,6 - 0,1)}{14-1} \approx 21 = 20 \text{ cm}$$

3. Armatures latérales :

$$A_{ts} = \frac{A}{8} = \frac{204,17}{8} = 25,52 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{13HA16} \quad \mathbf{A_{sup} = 26,12 \text{ cm}^2}$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en **HA16** espacées de **1m**.

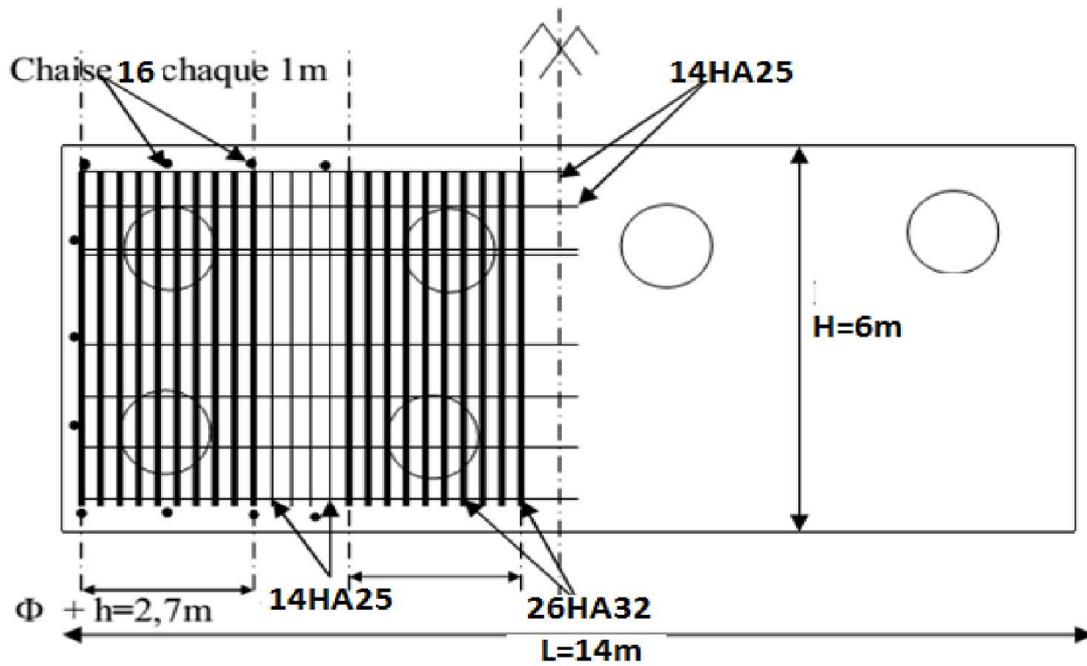


Figure : XII.11. Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).

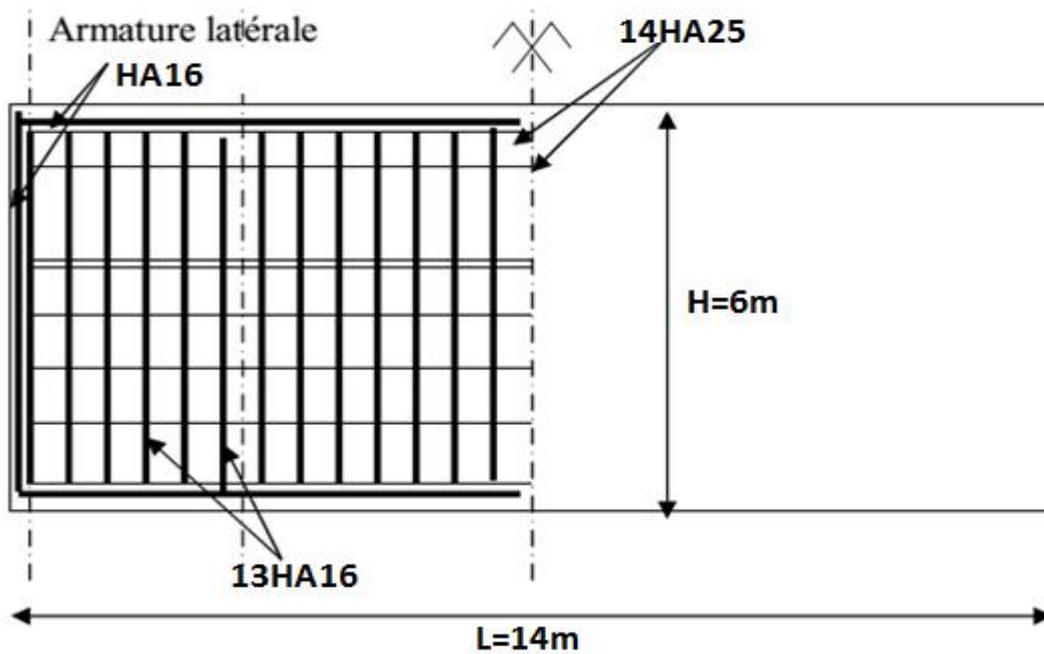


Figure : XII.12. Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).