

XI.1. Introduction :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol.

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile.

Notre ouvrage franchit l'autoroute est-ouest, alors nous avons opté à la solution d'une pile moyenne elle se compose :

- D'un chevêtre sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis.
- De fut continu (voile).

XI.2. Pré dimensionnement des éléments de la pile :

a. Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : $L = 12$ m.
- Largeur : $E = 1,4$ m.
- Hauteur : $H = 1,30$ m.

b. Fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle.

Nous allons prendre **fut continue (voile)** à une largeur fixe de **1,2m** et une hauteur $H=5$ m.

c. Semelle :

- Epaisseur : 1,6m.
- Largeur : 6m.
- Longueur : 13 m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

On utilise des pieux de diamètre $\Phi=1,2$ m avec une entraxe de 3,6m. (Fondation profonde).

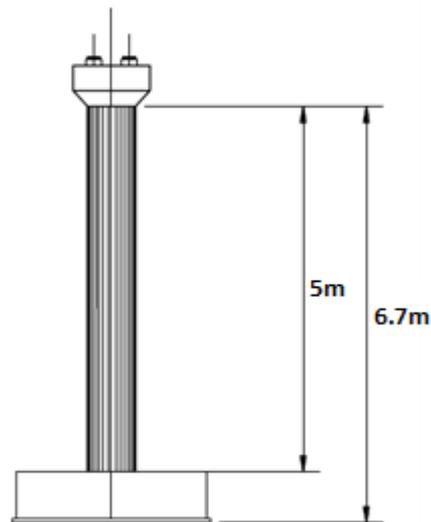


Figure : XI.1: Coupe transversale de la pile.

XI. 3. Charges et surcharges :

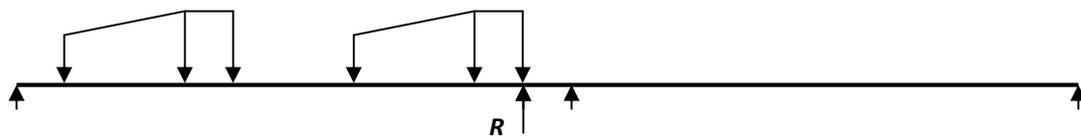
XI.3.1. Le poids propre de tablier :

$$G=635,815 \text{ t.}$$

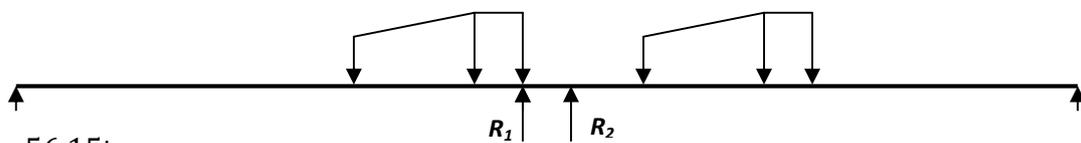
XI.3.2. Surcharge :

XI.3.2.a. Chargement B_c :

2vois chargées sur 1 seule travée :



$$R=107,646 \text{ t}$$



$$R_1 = 56,15\text{t}$$

$$R_2 = 43,77\text{t}$$

$$R_T = (R_1 + R_2) \times \delta \times b_c = 119,8\text{t}$$

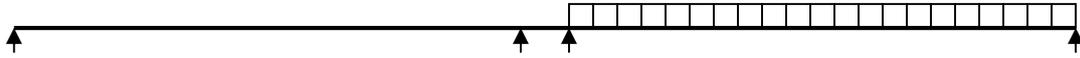
XI.3.2.b. La surcharge A(l) :

1 travée :

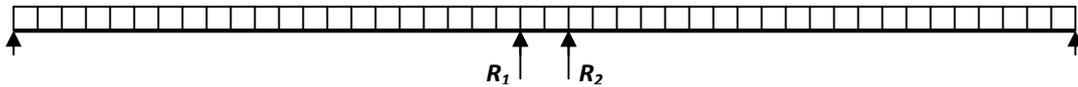
$$A(l) = 230 + \frac{36000}{12 + 28,1} = 1,127 \text{ t/m}^2 \quad A(l) \times a_1 \times a_2 = 0,986\text{t/m}^2$$

2 travées:

$$A(1) = 230 + \frac{36000}{12+56,2} = 0,757\text{t/m}^2 \quad A(2l) \times a_1 \times a_2 = 0,662\text{t/m}^2$$

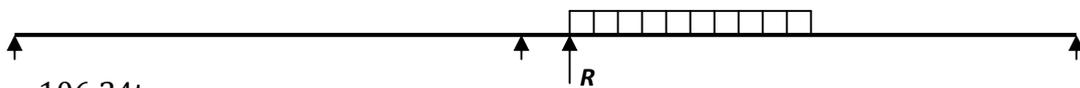


$$R_{T1} = 0,986 \times 9 \times 28,1/2 = 124,67\text{t}$$

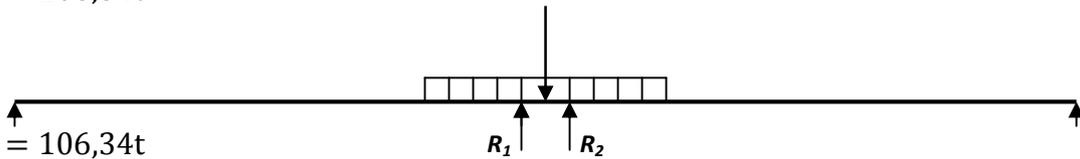


$$R_{T2} = 0,662 \times 9 \times 28,1 = 167,41\text{t}$$

XI.3.2.c. Charge M_{c120} :

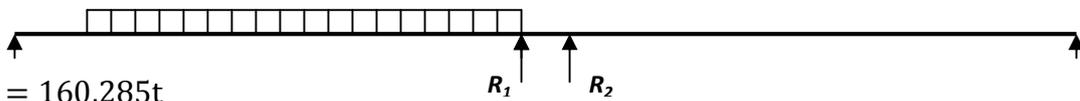


$$R_{T1} = 106,34\text{t}$$

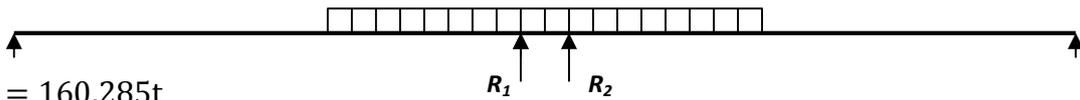


$$R_{T2} = 106,34\text{t}$$

XI.3.2.d. Chargement D_{240} :

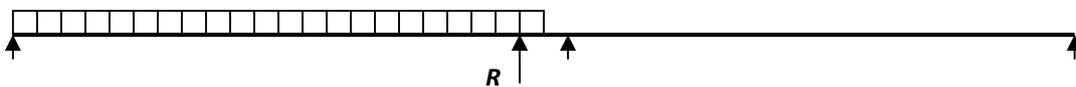


$$R_{T1} = 160,285\text{t}$$

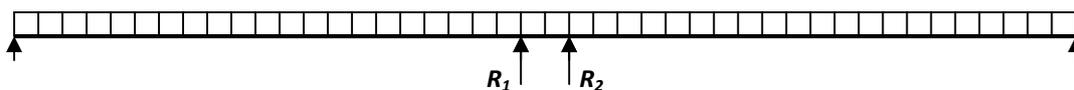


$$R_{T2} = 160,285\text{t}$$

XI.3.2.e. Surcharge trottoirs :



$$R = 5,236\text{t}$$



$$R = 10,472\text{t}$$

Réactions totales:

$$V_1 = G + 1,2(A(l) + S_t) = 849,27t.$$

XI.4. Descente de charge pile :

Poids du chevêtre :	$1,69 \times 12 \times 2,5 = 50,7t$
Poids du Futs :	$1,2 \times 12 \times 5 \times 2,5 = 180t$
Poids de la semelle :	$6 \times 1,6 \times 13 \times 2,5 = 312 t$
Poids des terres sur la semelle :	$((9 \times 13) - 21,6) \times 1,8 = 171,72t$
Donc :	$V_2 = 717,42t$

XI.4.1. Chargement 1:

Désignation	Surcharge	Réaction (t)
A(L)	0,986t/ml	124,67
B_c	2 x 60t	107,646
M_{c120}	110t	106,34
D₂₄₀	240t	160,285
Trottoir	0,074 t/m ²	5,236

Tableau : XI.1. Chargement 1.**XI.4.2. Chargement 2 :**

Désignation	Surcharge	Réaction (t)
A(L)	0,662t/ml	167,41
B_c	2 x 60t	119,8
M_{c120}	110t	106,34
D₂₄₀	240t	160,285
Trottoir	0,074t/m ²	10,472

Tableau : XI.2. Chargement 2.**XI.4.3. Sollicitations horizontales:****Freinage du A(l):**

$$A(l) = 1,127t/m^2$$

$$S = 252m^2$$

$$H = 142,002 / (20 + 0,0035 \times S) = 6,8t$$

$$M = 57,39 t.m$$

Freinage du B_c:

$$H = 15t$$

$$M = 126,6 t.m$$

$$\begin{aligned} \text{Séisme : } H_v = G_T &= 1353,23 \text{ t} \\ H_s (\text{tablier}) &= 0,1 \times 635,815 = 63,58 \text{ t} \\ H_s (\text{chevêtre}) &= 0,1 \times 50,7 = 5,07 \text{ t} \\ H_s (\text{fut}) &= 0,1 \times 180 = 18 \text{ t} \end{aligned}$$

XI.5. Ferrailage du chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

La Longueur : $L = 12 \text{ m}$

La Largeur : $E = 1,4 \text{ m}$

La Hauteur : $1,3 \text{ m}$

XI.5.1. Etude du chevêtre en flexion simple :

Sera calculé comme une poutre continue appuyée sur des appuis :

Calcule des sollicitations :

$$P_1 = 849,27/12 = 70,77 \text{ t/ml (tablier + surcharge)}$$

$$P_2 = 4,225 \text{ t/ml (chevêtres)}$$

$$\text{A L'ELS : } R_1 = R_{cp} + 1,2 (R_{A(L)} + R_{ST})$$

$$R_2 = R_{cp} + R_{D240}$$

$$\text{A L'ELU : } R_1 = 1,35 R_{cp} + 1,6 (R_{A(L)} + R_{ST})$$

$$R_2 = 1,35 R_{cp} + 1,35 R_{D240}$$

La réaction la plus défavorable est celle du R_1 :

	P(t/ml)
ELU	109,12
ELS	80,83

Tableau : XI.3. Réaction maximale.

		ELU	ELS
M_{\max}	appuis	-240,77	-178,35
	en travée	110,23	81,65
T_{\max}	appuis	276,89	205,1
	en travée	269,07	199,31

Tableau : XI.4. Sollicitation maximale.

Les données :

➤ Béton :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPa}$$

➤ Acier : $F_e E500 HA$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$h = 1,3 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h$$

$$b_0 = 1,4 \text{ m}$$

XI.5.1.a. Ferrailage longitudinal supérieur :

ELU :

$$M_u = 2,40 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 1,78 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma_b$$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 f_{bu}$$

$$\rho_u = M_u / M_{ser} = 1,35$$

D'après le tableau on obtient μ_c en fonction de ρ_u

$$\mu_c = 0,268$$

Donc: $\mu < \mu_c$

$$\alpha = 0,06$$

$$Z = 1,14$$

$$\mu \leq 0,186$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 36,80 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ HA } 25 (39,27 \text{ cm}^2)$$

ELS :

$$\sigma_{st} \leq \text{MIN}(2/3 f_e ; \text{MAX}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}))$$

$$\sigma_{st} \leq 250 \text{ MPa}$$

$$X = d \times 1,5 \sigma_{bc} / (1,5 \sigma_{bc} + \sigma_{st}) = 0,576 \text{ m}$$

$$Z = d - x/3 = 0,98 \text{ m}$$

$$M_1 = 0,5 \times b \times \sigma_{bc} \times z = 19,05 \text{ MN}$$

$$M_{ser} = 1,783 \text{ MN}$$

$$M_{ser} \leq M_1 \text{ (S.S.A.C)}$$

$$Z' = \min(z ; d - h/3) = 0,73 \text{ m}$$

$$A_{ser} = M_{ser} / Z \cdot \sigma_{st} = 93,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12 \text{ HA } 32 (96,48 \text{ cm}^2)$$

$$A_{CNF} = 0,23 f_{t28} / f_e b d = 3,63 \text{ cm}^2 \leq A_{ser} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

XI.5.1.b. Armature longitudinal inférieur:

ELU :

$$M_u = 1,1 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 1,1 \text{ MN.m}$$

$$\rho_u = 1,35$$

$$M_{ser} = 0,81 \text{ MN.m}$$

D'après le tableau on obtient μ_c en fonction de ρ_u :

$$\mu_c = 0,268$$

Donc : $\mu < \mu_c$

$$\alpha = 0,025$$

$$z = 1,15 \text{ m}$$

$$A_s = 21,84 \text{ cm}^2 \rightarrow 7\text{HA}20(21,99 \text{ cm}^2)$$

ELS :

$$M_{\text{ser}} = 0,8165 \text{ MN.m (Vérification des contraintes).}$$

$$\sigma_{\text{st}} \leq 250 \text{ MPa}$$

$$x = 0,57 \text{ m}$$

$$z = 0,98 \text{ m}$$

$$M_1 = 30,16 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{ser}} \leq M_1 \Rightarrow (\text{S. S. A. C})$$

$$A_s = 44,7 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\text{HA}25 (49,1 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\text{CNF}} = 6,71 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{ser}} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

XI.5.1.c. Ferrailage transversal :

Pour éviter l'écrasement des bielles de béton, on doit limiter la contrainte de cisaillement τ_u à une contrainte admissible τ_{uadm} .

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable, avec armatures droites ($\alpha=90^\circ$).

$$\tau_u = V_u / b_0 \cdot d$$

$$= 2,76 / 2,4 \times 1,17 = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

Donc: $\tau_u < \tau_{\text{uadm}} \rightarrow$ les armatures droites sont suffisantes

On disposera donc des cadres droits espacés de S_t .

L'espacement S_t des nappes d'armatures, ne doit pas excéder le minimum de $0,9d$ et 40 cm .

$$S_{t\text{max}} = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 1,3; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } e = 15 \text{ cm}$$

$$A_t / (b_0 \times S_t) \geq (\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} \times K)) / (0,9 \times f_e \times (\cos\alpha + \sin\alpha)).$$

Avec : $\alpha = 90^\circ$ $K = 1$ par reprise de bétonnage.

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas générale).}$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times e \times \gamma_s (\tau_u - 0,3f_{tj} \times K)}{0,9f_e}$$

$$A_t \geq 3,96 \text{ cm}^2, \text{ donc on prend } A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\text{T}10$$

Section d'armature minimale :

$$A_t = 0,4 e b_0 / f_e = 2,88 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_e \geq A_{\text{min}}$ (Condition vérifiée)

XI.5.1.d. Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} = \min (2/3f_e; \max (f_e/2, 110 \sqrt{nf_{tj}})) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des contraintes à mi travée:**

$$\sigma_{bc} = 3,38 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_s = 169 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 250 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes sur appui :**

$$\sigma_{bc} = 2,68 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

$$\sigma_s = 134,3 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 250 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

XI.5.2. Etude du chevêtre a la torsion :**XI.5.2.a. Evaluation des efforts :**

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas ou une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges ($e=0,55\text{cm}$).

C: moment de torsion.

➤ **Moment de torsion du à 1,35D240 +1,6ST pour une travée chargée :**

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion on considère une section de forme rectangulaire.

$$R_{\max} = 279,53 \text{ t} \Rightarrow C_1 = 279,53 \times 0,55 = 153,74 \text{ t.m}$$

➤ **Moment de torsion du aux efforts de freinage :**

$$R_{\max} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ t} \Rightarrow C_2 = 18 \times 1,3 = 23,4 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } C_{\max} = \text{Max}(C_1, C_2) = 153,74 \text{ t.m}$$

XI.5.2.b. Ferrailage :

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle du chevêtre et d'une largeur limitée l_t au diamètre du fût.

$$\begin{cases} l_t = b & \text{si } b \leq x + h \\ l_t = x + h & \text{si } b > x + h \end{cases}$$

$$x + h = 1,5 + 1,3 = 2,8 \text{ m} > b = 2,4 \text{ m} \quad l_t = 2,4 \text{ m}$$

$$b_n = h/6 = 1,3/6 = 0,21 \text{ m}$$

$$\Omega = (2,4 - 0,21)(1,3 - 0,21) = 2,38 \text{ m}^2$$

➤ **La contrainte tangentielle :**

$$\tau_{bt} = C_{\max} / 2\Omega b_n = 153,74 / 2 \times 2,38 \times 0,21 = 153,8 \text{ t/m}^2$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_1 \geq C_{\max} U / (2\Omega f_e / \gamma_s).$$

$$A_1 = 54,97 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,4 \times b_n \times U / f_e = 12,43 \text{ cm}^2$$

Avec U : périmètre extérieur = 7,4 m.

Donc : on prend **7HA32** (56,3 cm²).

➤ **Armatures transversale ;**

$$A_{t2} \geq S_t C_{\max} U / (2\Omega f_e / \gamma_s) ; \text{ avec : } S_t = 20\text{cm} \Rightarrow A_{t2} = 10,99 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} = 4,71 + 10,99 = 15,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit 4cadres HA 16}$$

XI.5.2.c. Vérification des contraintes :

➤ **Justification du béton :**

$$\tau_c + \tau_v \leq \tau_{uadm}$$

Avec :

τ_c : Contrainte de cisaillement due a la torsion.

τ_v : Contrainte de cisaillement due a l'effort tranchant.

τ_{uadm} : Contrainte limite de cisaillement.

$$\tau_v = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,76}{2,4 \times 1,17} = 98 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_c = \frac{C_{\max}}{2\Omega b} = \frac{153,74}{2 \times 2,38 \times 0,2} = 161,49 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u = 98 + 161,49 = 259,49 \text{ t/m}^2 = 2,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uadm} = \min (0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \tau_{uadm} \Rightarrow$ vérifiée

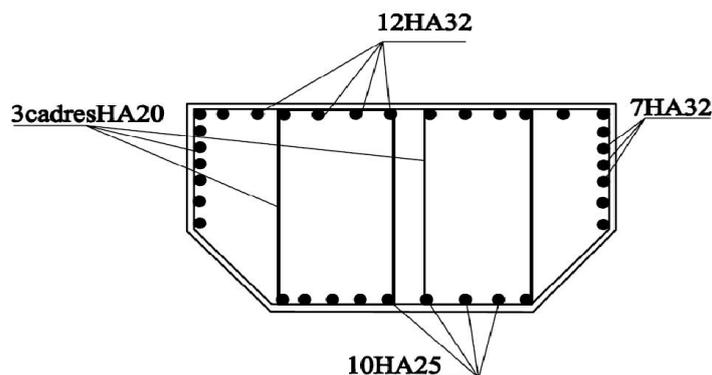


Figure : XI.2. Ferrailage du chevêtre.

XI.6. Etude du fût :

a. Ferrailage du fût :

Le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composée.

La combinaison la plus défavorable, ou les efforts N et M seront divisés par la longueur de fût.

On prendra pour le ferrailage :

En E.L.U : $N_u = 8,49$ MN.

$M_u = 2,025$ MN.m .

En E.L.S : $N_{ser} = 6,28$ MN.

$M_{ser} = 1,5$ MN.m .

Le ferrailage se fait à l'aide du logiciel **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

Soit **10 HA25** pour $A_s = 49,06$ cm² par un mètre.

b. Armatures transversales :

Pour l'armature transversale, On prend des cadres de **HA14** espacés de **20cm**.

XI.7. La semelle:

XI.7.1. évaluation des charges :

	Efforts verticaux (MN)	Efforts horizontaux	Bras de levier m	Moment a la base (MN.m)
Poids propre du tablier	6,72	/	/	/
Poids propre du Chevêtre	1,025	/	/	/
Poids propre du fut	1,52	/	/	/
Poids propre de la semelle	2,92	/	/	/

poids du remblai	4,85	/	/	/
A(L) +S_T	2,2	/	1,05	2,31
D₂₄₀	2,05	/	1,05	2,1525
Séisme vertical	0,26	/	/	/
Freinage sous A(L)	/	0,67	14,8	9,94
Séisme du tablier	/	0,67	14,8	9,94
Séisme du chevêtre	/	0,10	14,15	1,415
Séisme du fut	/	0,152	7,75	1,178
Séisme du la semelle	/	0,29	0,75	0,22

Tableau : XI.5. Evaluation des charges.

ELU	1,35G+KQ	K=1,6(A(L)+st)
ELS	G+KQ	K=1,2(A(L)+st)
ELA	G+F _{séïs}	

Tableau : XI.6. Combinaison des efforts.

condition	effort	H(MN)	N(MN)	M(MN.m)
	état			
normale	ELU	1,21	26,51	3,696
	ELS	0,804	19,67	2,772
sismique	ELA	1,21	17,29	12,75

Tableau : XI.7. Les effort.

XI.7.2. Ferrailage de la semelle :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,73 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1 \text{ donc: aucun soulèvement .}$$

$$\sigma_M = (1 + (6 \times e_0)/6) \times N/B$$

$$\sigma_m = (1 - (6 \times e_0)/6) \times N/B$$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6 \times 0,7}{6}\right) \times \frac{17,29}{13 \times 6} = 0,37 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6 \times 0,7}{6}\right) \times \frac{17,29}{13 \times 6} = 0,06 \text{ Mpa}$$

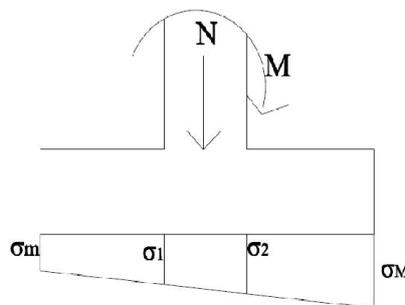


Figure : XI.3. Les contrainte du a la semelle.

$$\sigma_1 = 0,17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 0,25 \text{ Mpa}$$

$$\frac{\sigma_{\min} + 3\sigma_{\max}}{4} = 0,29 \text{ Mpa} = 2,9 \text{ bars} < 27,1 \text{ bars}$$

La semelle sera schématisée comme une console :

Calcul du moment fléchissant :

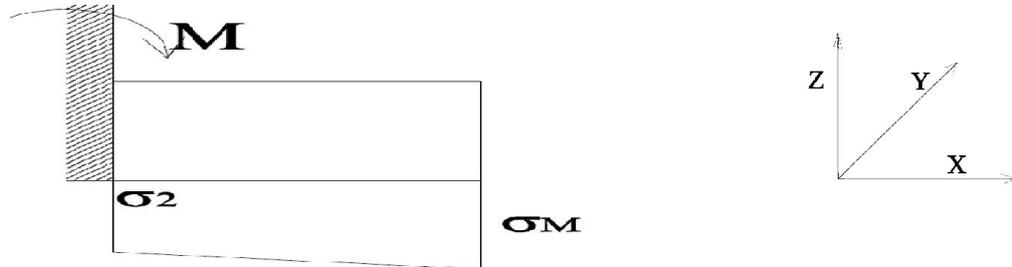


Figure : XI.4. Les contraintes max dus a la semelle.

$$M_{ELA} = 137,78 \text{ t. m}$$

$$M_{ELS} = 8,48 \text{ t. m}$$

$$M_{ELU} = 11,51 \text{ t. m}$$

Le ferrillage se fait à l'aide du logiciel ROBOT , les résultats obtenus sont :

Dans le sens x :

Dans la nappe inférieure on prend $A_s = 40,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit :

$$6 \text{ HA32 } (A_s = 48,25 \text{ cm}^2).$$

Dans la nappe supérieure on prend $A' = A_s/3 = 13,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit :

$$6 \text{ HA20 } (A_s = 18,85 \text{ cm}^2).$$

Dans le sens y :

Dans la nappe inférieure on prend :

$$A_s/3 = 13,53 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : } 5 \text{ HA20 } (A_s = 15,71 \text{ cm}^2)$$

Dans la nappe supérieure on prend :

$$A_s/10 = 4,06 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : } 5 \text{ HA12 } (A_s = 5,65 \text{ cm}^2)$$

Dans le sens z :

On prend $A_s/10 = 4,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : $6 \text{ HA10 } (A_s = 4,71 \text{ cm}^2)$

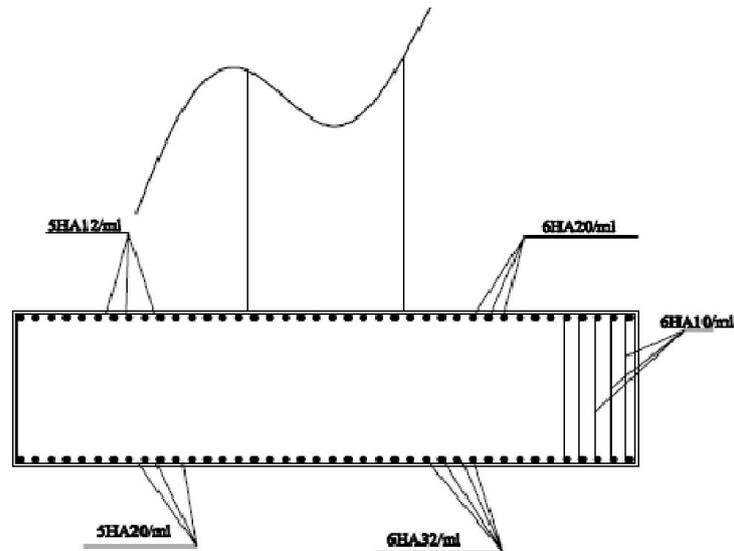


Figure : XI.5. Ferrailage de la semelle.

XI.8. Les pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposer.

a. Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0.$$

B : Diamètre du pieu.

C_u : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$

α : longueur élastique du pieu.

b. Calcul de λ :

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

b = Φ pieu = 120 cm.

$$C_u = 2000 \text{ t/m}^3.$$

E : module d'élasticité de béton.

$$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa.}$$

I : moment d'inertie du pieu .

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi 1,2^4}{64} = 0,101736 \text{ m}^4. \quad ; \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{20 \times 1,2}{4 \times 33000 \times 0,101736}} = 0,205 \text{ m}^{-1}.$$

D'où : $\lambda L = 0,205 \times 28 = 5,74$ avec $L = 28 \text{ m}$.

c. Effort tranchant en tête du pieu :

➤ **Condition normale** : Freinage = 18t. $\bar{P} = \frac{18}{3} = 3 \text{ t/pieu.}$

➤ **Condition sismique** : Séisme = 260,085 t. $\bar{P} = \frac{260,085}{3} = 32,51 \text{ t/pieu.}$

d. Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = X_{\theta M} \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $1/\alpha$.

$X_{\theta M}$; $X_{\theta P}$: Données par les abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(Z) = EI\theta_0 = X_{\theta M} \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} X_{\theta P} = 0 \rightarrow \bar{M} = - \frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

1. Détermination des coefficients $X_{\theta P}$; $X_{\theta M}$:

$$\lambda L = 4 \rightarrow X_{\theta P} = 1,68 \quad X_{\theta M} = 1,26$$

$$\lambda L = 6 \rightarrow X_{\theta P} = 2,09 \quad X_{\theta M} = 2,13$$

$$\text{Pour } \lambda L = 5,74 \rightarrow X_{\theta P} = 2,03 \quad X_{\theta M} = 1,8$$

$$\text{Condition normale : } \bar{P} = 3 \text{ t/pieu. } \rightarrow \bar{M} = - \frac{2,03}{1,8} \times \frac{3}{0,205} = - 16,5 \text{ t. m.}$$

$$\text{Condition sismique : } \bar{P} = 32,51 \text{ t/pieu. } \rightarrow \bar{M} = - \frac{2,03}{1,8} \times \frac{32,51}{0,205} = - 178,84 \text{ t. m.}$$

Valeurs des coefficients $X_{\theta P}$; $X_{\theta M}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Z	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$X_{\theta M}$	0,985	0,76	0,47	0,23	0,065	0	-0,04	-0,03
$X_{\theta P}$	0,5	0,7	0,62	0,42	0,205	0,07	0,002	-0,03

Tableau : XI.8. Valeurs des coefficients $X_{\theta P}$; $X_{\theta M}$ en fonction de Z.

e. Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(Z) = X_{\theta M} \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

Tableau récapitulatif donnant les moments en fonction de Z :

Z	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
CN	-8,935	-2,296	1,318	2,351	1,927	1,0243	0,689	0,055
CS	-96,864	-24,908	14,268	25,472	20,885	11,100	7,470	0,607

Tableau : XI.9. Récapitulatif des moments en fonction de Z.

D'après les résultats donnés par les valeurs des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = 1,78$ t.m (sur la tête du pieu).

f. Ferrailage:

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N_{\min} = 2,84 \text{ MN}$$

$$M_{\max} = 1,78 \text{ MN.m.}$$

Selon l'abaque de Walther on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0,06}{1,2} = 0,04$$

h : l'enrobage.

D : diamètre de pile.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = \frac{2,84}{\pi 0,6^2 27} = 0,093 \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = \frac{1,78}{\pi 0,6^2 1,2 \times 27} = 0,048 \end{array} \right.$$

$N_r = N_{\max}$: effort normal.

$M_r = M_{\max}$

β_ω : Résistance de béton.

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de ω :

$$\omega = 0,242$$

Avec :

ω : degré mécanique des armatures.

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_\omega}$$

F_a : Aire totale de l'armature passive. ; $\sigma_f = 400 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ MPa}$.

D'où :

$$F_a = \frac{\pi R^2 \omega \beta \omega}{\sigma_f} = \frac{3,14 \times 0,6^2 \times 0,242 \times 27}{400} = 171,67 \text{ cm}^2$$

Soit **22 HA32** pour $A_s = 176,93 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales :

On prend des cerces de **HA12** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

NB : A la base des pieux, on fait souder des plaques métallique aux armatures longitudinales pour :

- Améliorer la résistance de pointe.
- Protéger l'about du pieu.

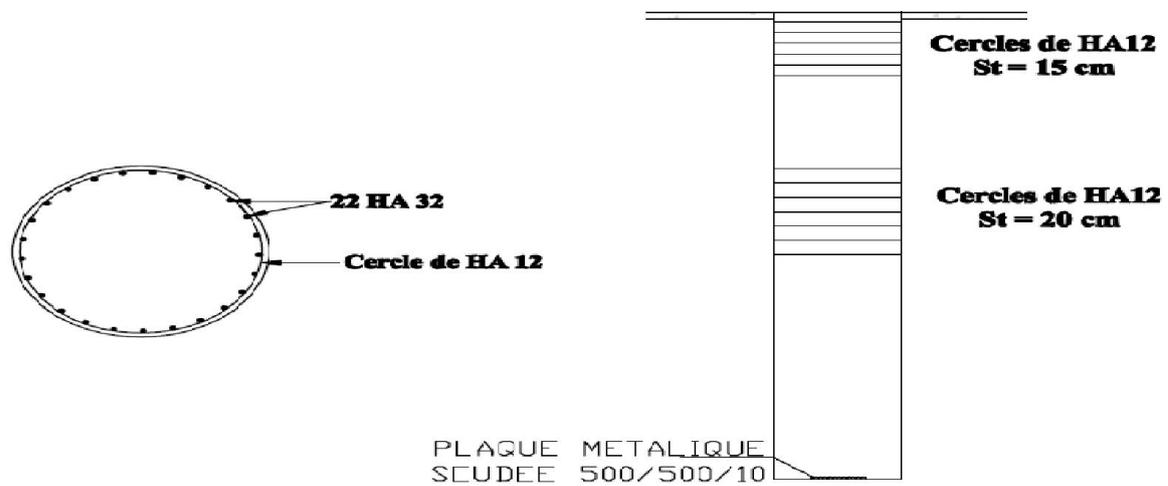


Figure : XI.6. Ferrailage de pieux.